نکات مدلسازی و طراحی سازه های بتنی و فولادی

بر اساس:

استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم

مبحث ششم ویرایش سال ۹۸

مبحث نهم ویرایش سال ۹۹

مبحث دهم ویرایش سال ۱۴۰۱



تابستان ۱۴۰۳

مسعود حسین زاده اصل

www.hoseinzadeh.net
www.instagram.com/masoud_hoseinzadeh_asl
www.t.me/hoseinzadehasl

بنام خدا

فهرست مطالب

۱ مقدمه ۱
۲ فایلهای کمکی ETABS و EXCEL ۲
۳ چک لیست ۳
۴ مدلسازی و بارگذاری در ETABS ۵
۴-۱ ایجاد مدل جدید و تنظیم آکس ها ۵
۴-۲ تعریف مشخصات مصالح ۱۰
۴-۲-۱ تنظیم مشخصات فولاد ۱۰
۴-۲-۲ تنظیم مشخصات بتن ۱۲
۴-۲-۳ تعریف مشخصات میلگردها ۱۴
۴-۳ مقاطع فولادی ۱۸
۴-۳-۱ تعریف مقطع I شکل ۱۹
۴-۳-۲ فشردگی مقاطع فولادی ۲۱
۴-۳-۳ مقطع باکس فولادی ۲۴
۴-۳-۴ مقاطع فولادی بست دار ۲۶
۴-۴ مقاطع بتنی ۲۸
۴-۴-۱ مقطع ستون مستطیلی بتنی ۲۸
۴-۴-۲ نحوه تعریف مقطع ستون بتنی ۳۲
۴-۴-۳ پوشش بتن ۳۴
۴-۴-۴ مقطع ستون دایره ای بتنی ۳۵
۴-۴-۵ مقطع تیر بتنی ۳۶
۴-۴-۶ مقطع بتنی در Section Designer ۳۷
۴-۴-۷ مقطع Auto Selection ۳۹
۴-۴-۸ مقاطع جدول اشتایل ۴۰
۴-۵ تعریف مقطع منشوری ۴۱
۴-۵-۱ استفاده از Section Designer برای ساخت مقاطع فولادی ۴۲
۴-۵-۲ مقاطع لانه زنبوری و نکات مربوط به سقف کامپوزیت ۴۵
۴-۶ تعریف مقاطع سقف ها ۴۶
۴-۶-۱ سقف تیرچه بلوک ۴۶
۴-۶-۲ سقف وافل ۴۹
۴-۶-۳ سقف وافل یک طرفه ۵۰
۴-۶-۴ سقف کرومیت ۵۱
۴-۶-۵ سقف کامپوزیت ۵۱

۴-۶-۶ سقف عرشه فولادی ۵۴
۴-۶-۷ دال بتنی ۵۵
۴-۶-۸ تفاوت shell و Membrane ۵۶
۵ استاندارد ۲۸۰۰ ۵۷
۵-۱ سیستم های باربر جانبی ۵۷
۵-۱-۱ سیستم قاب خمشی ۵۹
۵-۱-۱ سیستم قاب ساختمانی ۶۰
۵-۱-۲ سیستم دو گانه ۶۰
۵-۱-۳ سیستم باربر جانبی - دیوار باربر - قاب ساختمانی –دوگانه ۶۲
۵-۲ مدلسازی و ترسیم اعضا ۷۴
۵-۲-۱ ترسیم سطوح ۷۶
۵-۲-۲ تنظیم پارامترهای نمایشی ۷۸
۵-۲-۳ بررسی منوی Select ۷۹
۵-۲-۴ اختصاص تکیه گاه ۸۱
۵-۲-۵ منوی Edit ۸۲
۵-۳ بار تیغه بندی ۸۵
۵-۴ بار زنده ۸۷
۵-۴-۱ کاهش بارهای زنده ۹۰
۵-۵ بار برف ۹۶
۵-۶ تعریف بارها ۹۸
۵-۷ بار مرده مربوط به وزن سازه ۹۹
۵-۷-۱ بار مرده کفها ۱۰۰
۵-۷-۲ اعمال بارهای خطی ۱۰۳
۵-۷-۳ بار آسانسور ۱۰۴
۵-۸ بار حرارت ۱۰۴
۵-۹ فشار خاک ۱۰۶
۵-۹-۱ مشاهده و بررسی بارهای وارد شده ۱۰۶
۵-۹-۲ بار Notional در سازه های فولادی ۱۰۷
۶ دوره تناوب ۱۱۰
۶-۱ دوره تناوب تحلیلی در امتداد X و Y ۱۱۲
۶-۲ دوره تناوب – مورد خاص ۱۱۳
۷ ترکیب سیستم در ارتفاع ۱۱۴
۷-۱ حداکثر ارتفاع مجاز سازه در حالت ترکیب سیستم در ارتفاع ۱۱۵
۷-۱-۱ دوره تناوب ۱۱۶

۸ محاسبه نیروی زلزله -استاندارد ۲۸۰۰ ..... ۱۱۷
۸-۱ ضوابط آیین نامه ای محاسبه نیروی زلزله ۱۱۸
۸-۳ نیروی شلاقی (ضریب K) ۱۲۳
۸-۴ تعریف نیروی زلزله استاتیکی در ETABS ۱۲۵
۸-۵ محاسبه نیروی زلزله -ASCE۷-۲۰۱۶ ..... ۱۲۶
۹ تراز پایه ۱۲۷
۱۰ وزن لرزه ای(MASS SOURCE) ۱۳۳
۱۰-۱ بار MASS ۱۳۵
۱۰-۲ جرم خرپشته ۱۳۶
۱۱ دیافراگم ۱۳۷
۱۲ تغییر مشخصات اعضا ۱۴۰
۱۲-۱ تغییر مقطع عضو ۱۴۰
۱۲-۲ تعریف مفصل در انتهای عضو ۱۴۰
۱۲-۳ تغییر موقعیت قرار گیری اعضا نسبت به آکس آنها ۱۴۱
۱۲-۴ مختصات محلی عضو ۱۴۲
۱۲-۵ مدلسازی چشمه اتصال - قاب بتنی ۱۴۳
۱۲-۶ چشمه اتصال در سازه های فولادی ۱۴۶
۱۳ ضرایب ترک خوردگی اعضای بتنی ۱۴۷
۱۳-۱ سختی خمشی تیر ها و ستونها ۱۴۸
۱۳-۱-۱ استفاده از ضریب کاهش سختی ۰.۵ برای اعضای بتنی ۱۵۰
۱۳-۲ سختی خمشی دیوارها و دالها ۱۵۱
۱۳-۳ سختی پیچش در تیرها ۱۵۲
۱۳-۴ مراحل محاسبه ضریب J برای تیرهایی که تحت پیچش نامعین قرار دارند ۱۵۳
۱۴ برش پایه حداقل ۱۵۶
۱۴-۱ برش پایه حداقل در تحلیل دینامیکی (جهت استخراج نیروهای طراحی) ۱۵۶
۱۴-۲ برش پایه حداقل در تحلیل دینامیکی (جهت استخراج تغییر مکانها و کنترل دریفت) ۱۶۰
۱۴-۳ اعمال ضریب نامعینی در برش پایه حداقل ۱۶۱
۱۵ اثر P-Δ ۱۶۲
۱۵-۱ صرف نظر کردن از P-delta در سازه بتنی ۱۶۴
۱۶ تحلیل سازه ۱۶۷
۱۷ تنظیم پارامترهای تحلیل سازه ۱۶۷
۱۷-۱ تحلیل سازه و بررسی نتایج تحلیل ۱۶۸
۱۷-۲ بررسی پایداری سازه و خطاهای آنالیز ۱۶۸
۱۷-۳ مشاهده تغییر شکل سازه ۱۶۹

۱۷-۴ مشاهده عکس العملهای تکیه گاهی ۱۶۹
۱۷-۵ مشاهده نمودار نیروهای داخلی اعضا ۱۷۰
۱۷-۶ استخراج نتایج تحلیل به صورت جدول ۱۷۱
۱۸ نامنظمی در پلان ۱۷۲
۱۸-۱ نامنظمی هندسی ۱۷۲
۱۸-۲ نامنظمی پیچشی ۱۷۴
۱۸-۲-۱ کنترل نامنظمی پیچشی در ETABS ۱۷۵
۱۸-۳ کنترل نامنظمی پیچشی در طبقات زیرزمین با دیوار حائل بتنی پیرامونی ۱۷۶
۱۸-۴ عواقب نامنظمی پیچشی ۱۷۸
۱۸-۵ عواقب نامنظمی پیچشی شدید ۱۷۹
۱۸-۶ نامنظمی در دیافراگم ۱۸۰
۱۸-۷ نامنظمی خارج از صفحه ۱۸۱
۱۸-۸ نامنظمی سیستم های غیر موازی ۱۸۲
۱۹ نامنظمی در ارتفاع ۱۸۴
۱۹-۱ نامنظمی طبقه ضعیف ۱۸۵
۱۹-۲ طبقه نرم ۱۸۸
۱۹-۳ عواقب نامنظمی هندسی، قطع سیستم باربر جانبی، طبقه ضعیف ۱۹۰
۱۹-۴ عواقب نامنظمی جرمی و طبقه نرم ۱۹۰
۱۹-۵ عواقب نامنظمی طبقه خیلی نرم ۱۹۰
۱۹-۶ عواقب نامنظمی طبقه خیلی ضعیف ۱۹۱
۲۰ پیچش تصادفی و تعیین ضریب *Aj* ۱۹۲
۲۰-۱ اعمال ***Aj*** در زلزله دینامیکی ۱۹۵
۲۱ زلزله ۳۰ درصد متعامد ۱۹۶
۲۲ زلزله قائم ۱۹۹
۲۳ ترکیب بارها ۲۰۲
۲۳-۱ ترکیب بارهای بتن – مبحث ششم و نهم ویرایش ۹۹ و ACI-۳۱۸-۱۹ ۲۰۳
۲۴ طراحی سازه های بتنی ۲۰۵
۲۴-۱ محدودیت های هندسی ۲۰۵
۲۴-۲ انتخاب آیین نامه بتن ۲۰۷
۲۴-۳ تعیین شکل پذیری سازه های بتنی ۲۰۹
۲۴-۴ انتخاب ترکیب بارها ۲۱۰
۲۴-۵ طراحی ۲۱۱
۲۴-۵-۱ نمایش آرماتورهای طولی تیرهای خمشی ۲۱۲
۲۴-۵-۲ نمایش آرماتورهای برشی ۲۱۳

۲۴-۵-۳ نمایش آرماتورهای پیچشی ۲۱۷
۲۴-۵-۴ نمایش نسبت تنش در ستونها ۲۲۲
۲۴-۵-۵ تغییر مقطع طراحی اعضا ۲۲۲
۲۴-۶ زلزله تشدید یافته در سازه های بتنی (**Ω0**) ۲۲۳
۲۴-۶-۱ "برش تشدید یافته" در تیرها ۲۲۳
۲۴-۶-۲ "برش تشدید یافته" در ستونهای با شکل پذیری متوسط ۲۲۳
۲۴-۷ تیر ضعیف ستون قوی (قاب خمشی ویژه) ۲۲۶
۲۴-۸ اتصال مفصلی در سازه بتنی ۲۳۰
۲۴-۸-۱ راه کار پیشنهادی ۲۳۲
۲۴-۹ محاسبه ضریب پیچشی J در تیرهای تحت پیچش همسازی ۲۳۳
۲۴-۱۰ آرماتور جلدی ۲۳۶
۲۴-۱۱ طول مهار و طول وصله ۲۳۷
۲۴-۱۲ مهار میلگرد داخل ستون ۲۴۱
۲۴-۱۳ عبور میلگردهای طولی تیر از خارج از هسته ستون ۲۴۴
۲۴-۱۴ مهار یک در میان میلگردهای طولی ستون در چشمه اتصال ۲۴۶
۲۴-۱۵ طول مهار قلاب دار ۲۴۷
۲۴-۱۵-۱ طول مهار میلگرد کششی قلابدار- لرزه ای ۲۵۱
۲۴-۱۵-۲ طول مهار فشاری ۲۵۲
۲۴-۱۵-۳ نکات مهم مهار با قلاب ۲۵۳
۲۴-۱۶ طول مهار میلگرد سردار ۲۶۲
۲۴-۱۷ ضوابط قطع میلگرد ۲۶۷
۲۴-۱۹ برش چشمه اتصال ۲۷۳
۲۴-۲۰ روشهای رفع مشکل برش چشمه اتصال ۲۸۱
۲۴-۲۱ حداقل قطر تنگ در ستونها ۲۸۲
۲۴-۲۲ شکل قلاب آرماتورهای عرضی ۲۸۲
۲۴-۲۳ حداقل قطر تنگ در تیرها ۲۸۳
۲۴-۲۴ فاصله ساقها در عرض مقطع تیرها ۲۸۴
۲۴-۲۵ فواصل تنگ ها در تیرهای قاب خمشی متوسط و ویژه ۲۸۵
۲۴-۲۶ فواصل تنگ ها در ستونهای قاب خمشی متوسط و ویژه ۲۸۶
۲۴-۲۷ فواصل تنگ ها در چشمه اتصال قابهای خمشی متوسط ۲۸۷
۲۴-۲۸ مثال جامع طراحی تیر ۲۸۸
۲۵ طراحی سازه های فولادی ۳۰۳
۲۵-۱ انجام تنظیمات در قسمت Preferences ۳۰۳

۲۵-۱-۱ تعیین نوع طراحی تیرهای فولادی..... ۳۱۷
۲۵-۲ منوی Overwrite در اعضای فولادی..... ۳۱۸
۲۵-۲-۱ مهار جانبی تیرها..... ۳۲۰
۲۵-۲-۲ طراحی سازه فولادی و مشاهده نتایج..... ۳۲۷
۲۵-۲-۳ کنترل نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر..... ۳۳۰
۲۵-۲-۴ برش طراحی لرزه ای..... ۳۳۱
۲۵-۲-۵ نیروی محوری مهاربند جهت طراحی اتصال..... ۳۳۴
۲۵-۳ "نیروی محوری تشدید یافته" در ستونهای فولادی..... ۳۳۸
۲۵-۴ مهاربند واگرا..... ۳۳۹
۲۵-۵ ضریب اضافه مقاومت در سازه های با سیستم مقاوم جانبی متفاوت در دو جهت..... ۳۴۱
۲۵-۶ کنترل مهاربند تحت فشار..... ۳۴۴
۲۶ دریفت و درز انقطاع ۳۵۰
۲۶-۱ مراحل کنترل دریفت در سازه های بتنی..... ۳۵۱
۲۶-۱-۱ مشاهده انرژی اعضا..... ۳۵۷
۲۶-۲ کنترل جابجایی نسبی طبقات در سازه های فولادی..... ۳۵۹
۲۶-۳ درز انقطاع..... ۳۶۱
۲۶-۴ کنترل دریفت و درز انقطاع بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی..... ۳۶۵
۲۶-۵ کنترل دریفت با زلزله استاتیکی معادل (User loads)..... ۳۶۸
۲۶-۶ تاثیر سوراخ کاری در بال تیر..... ۳۷۰
۲۶-۷ مساحت ورق تقویتی تیر..... ۳۷۰
۲۷ اجزای غیر سازه ای – دیوارها..... ۳۷۱
۲۷-۱ میلگرد بستر..... ۳۷۲
۲۷-۲ اتصال دیوار به سقف..... ۳۷۴
۲۷-۳ وادار..... ۳۷۶
۲۷-۴ اتصال وادار..... ۳۷۷
۲۷-۴-۱ اتصال میلگرد بستر به وادار و ستون..... ۳۷۹
۲۷-۵ جزئیات فاصله بین دیوار و قاب..... ۳۸۰
۲۷-۶ نیروی باد و زلزله وارد بر سطح دیوار..... ۳۸۳
۲۷-۷ طراحی وادار..... ۳۸۵
۲۷-۷-۱ حداکثر فاصله مجاز وادار و شرایط مرزی آن..... ۳۸۵
۲۷-۷-۲ تعیین مقطع وادار..... ۳۸۶
۲۷-۸ طراحی میلگرد بستر..... ۳۸۷
۲۷-۹ طراحی نبشی اتصال دیوار به قاب..... ۳۹۳

۲۷-۱۰ طراحی نبشی اتصال وادار به قاب ۳۹۴
۲۸ طراحی لرزه ای راه پله ۳۹۵
۲۸-۱ نظر AISC Design Guide ۳۴ ۳۹۸
۲۸-۲ نظر FEMA-E۷۴ (۲۰۱۲) در مورد راه پله ۴۰۰
۲۸-۳ راه پله دو رمپ متصل به دیوارک بتنی ۴۱۱
۲۸-۴ دیتایلهای پیشنهادی در پیوست مبحث ششم ۴۲۲
۲۹ تعیین درجه نامعینی سازه ۴۳۱
۲۹-۱ مفاهیم، تعاریف و متن آیین نامه ۴۳۱
۲۹-۱-۱ طبقاتی که برش در آنها از ۰.۳۵ درصد برش پایه تجاوز می کند ۴۳۳
۲۹-۱-۲ متن استاندارد ۲۸۰۰ ۴۳۴
۲۹-۲ فلوچارت تعیین ضریب نامعینی ۴۳۵
۲۹-۲-۱ مثال ۱ ۴۳۹
۲۹-۲-۲ مثال ۲ ۴۴۱
۲۹-۲-۳ مثال ۳ ۴۴۹
۲۹-۲-۴ مثال۴ ۴۵۵
۲۹-۲-۵ مثال ۵ ۴۶۴
۲۹-۳ اعمال ضریب نامعینی در نرم افزار ۴۶۶
۲۹-۳-۱ مراجع ۴۶۸
۳۰ طراحی فونداسیون ۴۶۹
۳۰-۱ انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS ۴۷۰
۳۰-۲ انتقال بارهای دینامیکی در پی ۴۷۲
۳۰-۲-۱ تنظیمات اولیه ۴۷۳
۳۰-۲-۲ تعریف مصالح ۴۷۵
۳۰-۲-۳ تعریف مقاطع پی و ستون ۴۷۷
۳۰-۲-۴ تعریف مدول عکس العمل بستر خاک ۴۷۹
۳۰-۲-۵ ترسیم پی گسترده ۴۸۰
۳۰-۲-۶ ترسیم پی نواری ۴۸۲
۳۰-۲-۷ اختصاص سختی بستر خاک ۴۸۴
۳۰-۲-۸ اعمال بارهای سطحی در پی ۴۸۶
۳۰-۳ نوارهای طراحی ۴۸۷
۳۰-۳-۱ نوار طراحی در پی گسترده ۴۸۷
۳۰-۳-۲ نوار طراحی در پی نواری ۴۹۱
۳۰-۴ تنظیم پارامترهای تحلیل و طراحی ۴۹۲
۳۰-۴-۱ تحلیل سازه و کنترل نتایج ۴۹۶

۳۰-۵ اصلاح زلزله قائم در ترکیب بارهای حد نهایی طراحی پی (UDCON)..... ۴۹۷
۳۰-۶ منظور کردن قاعده ۱۰۰-۳۰ و ضریب نامعینی ρ در طراحی پی..... ۴۹۸
۳۰-۷ ترکیب بارهای کنترل تنش خاک..... ۴۹۹
۳۰-۷-۱ کنترل تنش خاک زیر پی..... ۵۰۳
۳۰-۷-۲ محاسبه تنش متوسط پی..... ۵۰۳
۳۰-۷-۳ کنترل نشست غیر یکنواخت و دوران در پی..... ۵۰۶
۳۰-۸ برش پانچ در پی..... ۵۰۷
۳۰-۸-۱ برش پانچ در پی های نواری..... ۵۰۹
۳۰-۸-۲ کنترل برش پانچ در پی های مربوط به سازه های فولادی..... ۵۱۰
۳۰-۸-۳ کنترل برش پانچ در دیوار برشی..... ۵۱۱
۳۰-۹ بررسی میلگردهای خمشی لازم برای پی..... ۵۱۴
۳۰-۱۰ آرماتور حداقل در پی..... ۵۱۵
۳۰-۱۱ ریشه ستونها داخل پی..... ۵۱۶
۳۰-۱۲ تبدیل ترکیب بارهای خطی به ترکیب بارهای غیرخطی..... ۵۱۸
۳۰-۱۳ ترسیم دیوارها و ستونها بر روی پی..... ۵۱۹
۳۰-۱۴ ضریب ترک خوردگی پی..... ۵۲۴
۳۱ تحلیل دینامیکی..... ۵۲۵
۳۱-۱ ضوابط آیین نامه..... ۵۲۵
۳۱-۲ تعریف طیف طرح..... ۵۲۶
۳۱-۳ تعریف function..... ۵۲۸
۳۱-۴ تعیین تعداد مدهای نوسانی..... ۵۲۹
۳۱-۵ همپایه کردن..... ۵۳۱
۳۱-۶ انتخاب روش..... ۵۳۲
۳۱-۷ روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۳۰-۱۰۰ آنها در load combination)..... ۵۳۴
۳۱-۷-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case در روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۳۰-۱۰۰ آنها)..... ۵۳۴
۳۱-۷-۲ همپایه کردن در روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۳۰-۱۰۰ آنها)..... ۵۳۶
۳۱-۷-۳ ترکیب بارها در روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۳۰-۱۰۰ آنها)..... ۵۳۹
۳۱-۸ روش دوم (ترکیب ۱۰۰-۳۰ به صورت absolute در قسمت load case)..... ۵۴۲
۳۱-۸-۱ همپایه کردن در روش دوم (ترکیب ۱۰۰-۳۰ به صورت absolute در قسمت load case)..... ۵۴۳
۳۱-۸-۲ ترکیب بارها در روش دوم (ترکیب ۱۰۰-۳۰ به صورت absolute در قسمت load case)..... ۵۴۵
۳۱-۹ تعیین راستای اصلی سازه..... ۵۴۷
۳۱-۱۰ روش سوم (زلزله زاویه دار)..... ۵۵۵
۳۱-۱۰-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case در روش سوم (زلزله زاویه دار)..... ۵۵۵

۳۱-۱۰-۲ همپایه کردن در روش سوم (زلزله زاویه دار)..... ۵۵۸
۳۱-۱۰-۳ ترکیب بارها در روش سوم (روش زاویه دار)..... ۵۶۱
۳۱-۱۱ روش چهارم (SPXY و ترکیب ۱۰۰-۱۰۰)..... ۵۶۵
۳۱-۱۱-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case در روش چهارم (SPXY و ترکیب ۱۰۰-۱۰۰)..... ۵۶۸
۳۱-۱۱-۲ ترکیب بارها در روش چهارم (SPXY و ترکیب ۱۰۰-۱۰۰)..... ۵۷۰
۳۱-۱۲ کنترل دریفت تحت زلزله دینامیکی طیفی..... ۵۷۲
۳۱-۱۲-۱ کنترل دریفت با زلزله استاتیکی معادل (User loads)..... ۵۷۴
۳۱-۱۳ کنترل نامنظمی پیچشی تحت زلزله دینامیکی طیفی..... ۵۷۶
۳۲ طراحی سقف کامپوزیت..... ۵۷۷
۳۲-۱ سقف مختلط..... ۵۷۷
۳۲-۲ سقف عرشه فولادی..... ۵۷۹
۳۲-۳ تنظیم پارامترهای طراحی به روش LRFD..... ۵۸۳
۳۲-۴ طراحی تیرها و بررسی نتایج..... ۵۹۳
۳۳ دیوار برشی..... ۵۹۵
۳۳-۱ ابعاد..... ۵۹۷
۳۳-۱-۱ حداقل ضخامت دیوار برشی..... ۵۹۹
۳۳-۲ مدلسازی دیوار..... ۶۰۰
۳۳-۲-۱ برچسب دیوار(pier)..... ۶۰۰
۳۳-۲-۲ برچسب دیوارهای چند ضلعی..... ۶۰۲
۳۳-۳ سختی داخل صفحه دیوار (f۱۱, f۲۲)..... ۶۰۴
۳۳-۳-۱ استفاده از ضریب سختی ۰.۵ برای دیوار..... ۶۰۵
۳۳-۴ سختی خارج از صفحه دیوار (m۱۱, m۲۲, m۱۲)..... ۶۰۷
۳۳-۵ کنترل ترک خوردگی دیوار..... ۶۰۹
۳۳-۶ ستونهای سرکله دیوار..... ۶۱۰
۳۳-۶-۱ سختی ستون سرکله دیوار..... ۶۱۰
۳۳-۶-۲ کنترل ترک خوردگی دیوار..... ۶۱۱
۳۳-۶-۳ همپوشانی ستون سرکله دیوار..... ۶۱۳
۳۳-۶-۴ استفاده از wall stack جهت ترسیم دیوار برشی..... ۶۱۴
۳۳-۷ اصلاح وزن المان های دیوار..... ۶۱۶
۳۳-۱ عدم استفاده از تیر پیوسته روی دیوار..... ۶۱۷
۳۳-۲ تنظیم پارامترهای طراحی..... ۶۱۸
۳۳-۳ انتخاب روش طراحی..... ۶۱۹
۳۳-۳-۱ استفاده از روش Simplified C and T Design..... ۶۲۰
۳۳-۳-۲ استفاده از روش Uniform Reinforcing Pier Section..... ۶۲۱

۳۳-۳-۳ استفاده از روش General Reinforcing Pier Section ۶۲۱
۳۳-۴ طبقه بندی دیوارهای برشی بر اساس لاغری ۶۲۲
۳۳-۵ مقاومت برشی دیوار و خطا های نرم افزار ۶۲۳
۳۳-۵-۱ خطای ورژن های پایین تر از ۲۰ در محاسبه مقاومت برشی ۶۲۳
۳۳-۵-۲ خطای نرم افزار در محاسبه مساحت برشی ۶۲۴
۳۳-۵-۳ حداقل و حداکثر درصد میلگرد در دیوار برشی ۶۲۵
۳۳-۶ محل قطع عملی میلگرد قائم دیوار ۶۳۱
۳۳-۷ محل وصله در نواحی مرزی ۶۳۲
۳۳-۸ وصله میلگردهای افقی دیوار برشی ۶۳۴
۳۳-۹ آرماتور عرضی (سنجاق) در جان دیوار ۶۳۵
۳۳-۱۰ در چه دیوارهایی استفاده از جزء مرزی الزامی است ۶۳۸
۳۳-۱۰-۱ ابعاد اجزاء مرزی ۶۴۲
۳۳-۱۰-۲ خطای ورژنهای ۲۱و پایین تر در محاسبه طول المان مرزی ۶۴۴
۳۳-۱۰-۳ روش پیشنهادی جهت اصلاح طول عمق ناحیه فشاری ($cdepth$) محاسبه شده توسط ایتبس ۶۴۵
۳۳-۱۱ فواصل تنگها در اجزای مرزی ۶۴۸
۳۳-۱۱-۱ حجم و جزئیات تنگها در اجزای مرزی ۶۴۹
۳۳-۱۲ فواصل تنگها در مواردی که نیاز به جزء مرزی نیست ۶۵۵
۳۳-۱۲-۱ مهار میلگردهای افقی دیوار برشی در داخل المان مرزی ۶۵۷
۳۳-۱۳ کنترل برش تشدید یافته ۶۵۸
۳۳-۱۳-۱ تعیین محل مقطع بحرانی دیوار ۶۵۹
۳۳-۱۳-۲ محاسبه ضریب Ωv ۶۶۰
۳۳-۱۳-۳ روش تقریبی محاسبه ضریب $MprMu$ ۶۶۰
۳۳-۱۳-۴ محاسبه ضریب ωv ۶۶۳
۳۳-۱۳-۵ محاسبه ضریب کاهش مقاومت معادل ۶۶۳
۳۳-۱۳-۶ نکات تکمیلی تشدید برش دیوار ۶۶۴
۳۳-۱۴ دیوار پایه (wall pier) ۶۶۵
۳۳-۱۵ کنترل ضابطه ۲۵ درصد ۶۶۶
۳۳-۱۵-۱ کنترل ضابطه ۲۵ درصد روش اول (توصیه نمی شود) ۶۶۸
۳۳-۱۵-۲ کنترل ضابطه ۲۵ درصد روش دوم (توصیه نمی شود) ۶۷۰
۳۳-۱۵-۳ کنترل ضابطه ۲۵ درصد روش سوم (توصیه میشود) ۶۷۱
۳۳-۱۵-۴ سازه هایی که قاب نمی تواند به تنهایی ۲۵ درصد زلزله را تحمل کند ۶۷۹
۳۳-۱۶ کنترل ضابطه ۵۰ درصد ۶۸۱
۳۳-۱۷ ستونهای قرار گرفته زیر دیوار برشی منقطع ۶۸۲
۳۳-۱۸ طراحی تیرهای کوتاه رابط بین ستون و دیوار ۶۸۶

۳۳-۱۹ کنترل برش پانچ در دیوار برشی ۶۸۷
۳۳-۲۰ اندرکنش دیوار و قاب ۶۹۰
۳۳-۲۱ نکات طراحی دیوارهای حائل بتنی ۶۹۱
۳۳-۲۲ نکات اتصال دیوار برشی بتنی به ستونهای فولادی ۶۹۲
۳۳-۲۲-۱ نکات مهم مربوط به ستون فولادی مدفون: ۶۹۳
۳۳-۲۲-۲ نکات مهم مربوط به ستون فولادی غیر مدفون: ۶۹۷
۳۳-۲۳ تیر همبند (Coupling beam) ۶۹۸
۳۳-۲۳-۱ سختی خمشی تیرهای همبند ۶۹۹
۳۳-۲۳-۲جزئیات آرماتور گذاری تیر همبند ۷۰۰
۳۳-۲۳-۳ دیوارهای برشی همبند شکل پذیر ۷۰۳
۳۴ نکات طراحی سازه های با دال (وافل، کوبیاکس، یوبوت) ۷۰۷
۳۴-۱ مقدمه ۷۰۷
۳۴-۲مشارکت دالها در باربری جانبی لرزه ای ۷۰۸
۳۴-۳ جمع بندی در مورد سیستم باربر جانبی ۷۱۱
۳۴-۴ فایلهای مورد نیاز در ETABS ۷۱۸
۳۴-۵ فایل Main.edb ۷۱۹
۳۴-۵-۱ دال در مدل MAIN (سقف وافل) ۷۱۹
۳۴-۵-۲ دال در مدل MAIN (سقف وافل یک طرفه) ۷۲۰
۳۴-۵-۳ دال در مدل MAIN (سقف های مجوف مانند کوبیاکس و یوبوت) ۷۲۱
۳۴-۵-۴ تیرها در مدل MAIN ۷۲۲
۳۴-۶ فایل LATERAL.edb ۷۲۴
۳۴-۶-۱ دال در مدل LATERAL ۷۲۴
۳۴-۶-۲ تیرها در مدل LATERAL ۷۲۵
۳۴-۷ تیرهای با ارتفاع کم (تیر مخفی) ۷۲۶
۳۴-۸ ستونهای غیر باربر جانبی ۷۲۷
۳۴-۸-۱ کنترل سازه برای تغییرمکان جانبی غیرخطی طرح ۷۲۸
۳۴-۹ میلگردهای خمشی و برشی (خارج از صفحه دال) ۷۳۰
۳۴-۱۰ مراحل طراحی دال بتنی در نرم افزار SAFE ۷۳۱
۳۴-۱۰-۱ انتقال نیروها به نرم افزار SAFE ۷۳۱
۳۴-۱۰-۲ تنظیم و کنترل تعریف مصالح ۷۳۲
۳۴-۱۰-۳ اعمال ضرایب کاهش سختی اعضا ۷۳۲
۳۴-۱۰-۴ خلاصه مراحل استخراج میلگردهای خمشی در ETABS ۷۳۹
۳۴-۱۰-۵ آرماتور حداقل خمشی در سقف وافل ۷۴۳
۳۴-۱۱ کنترل برش پانچ دال متصل به ستون ۷۴۶

۳۴-۱۲ دوره تناوب تحلیلی سازه ۷۵۴
۳۴-۱۳ کنترل جابجایی نسبی طبقات (drift) ۷۵۵
۳۴-۱۴ سایز مش بندی ۷۵۶
۳۴-۱۵ کنترل برش عمود بر صفحه دال (در راستای بار ثقلی) ۷۵۷
۳۴-۱۵-۱ کنترل برش عمود بر صفحه در سقف وافل ۷۵۷
۳۴-۱۵-۲ کنترل برش عمود بر صفحه در سقف مجوف ۷۵۹
۳۵ کنترل خیز دال در دالها و تیرها ۷۶۲
۳۵-۱ روش تقریبی کنترل حداقل ارتفاع تیر ۷۶۲
۳۵-۲ محاسبه و کنترل تقریبی خیز و ارتعاش بر اساس ضرایب سختی آیین نامه ۷۶۳
۳۵-۳ محاسبه و کنترل خیز دقیق توسط SAFE ۷۶۴
۳۵-۳-۱ انتقال نیروها از ETABS به SAFE ۷۶۴
۳۵-۴ تعریف و اعمال بارها در SAFE ۷۶۶
۳۵-۵کنترل خیز طره ها ۷۷۸
۳۶ کنترل لرزش در دالها و تیرها ۷۷۹
۳۶-۱ روش تقریبی کنترل لرزش ۷۸۰
۳۶-۲ روش محاسباتی کنترل لرزش در SAFE ۷۸۱
۳۷ طراحی دیافراگم ۷۸۵
۳۷-۱ ضرایب کاهش سختی دیافراگم ۷۸۵
۳۷-۲ صلبیت دیافراگم ۷۸۶
۳۷-۳ اجزای دیافراگم ۷۸۹
۳۷-۳-۱ اجزای لبه (chord) ۷۸۹
۳۷-۳-۲ جمع کننده (Collector) ۷۹۰
۳۷-۴ پخش کننده (Distributer) ۷۹۲
۳۷-۵ نیروی داخل صفحه در دیافراگم ۷۹۳
۳۷-۶ بار گذاری لرزه ایz جهت طراحی دیافراگم ۷۹۴
۳۷-۷ نحوه استخراج نیروها در نرم افزار ETABS ۷۹۸
۳۷-۸ مش بندی سقف و مدل اجزا محدود آن ۷۹۹
۳۷-۹ جزئیات میلگرد گذاری ۸۰۰
۳۷-۹-۱In-plane shear reinforcement ۸۰۱
۳۷-۱۰Chord reinforcement ۸۰۳
۳۷-۱۱Collector reinforcement ۸۰۴
۳۷-۱۲Opening reinforcement ۸۰۶
۳۷-۱۳ آرماتور برش اصطکاک در محل اتصال دیافراگم به دیوار ۸۰۷

۳۸ اتصالات سازه های فولادی ۸۱۰
۳۸-۱ زلزله محدود به ظرفیت ۸۱۰
۳۸-۲ جوش ۸۱۱
۳۸-۲-۱ مقاومت جوش گوشه ۸۱۱
۳۸-۲-۲ خروج از مرکزیت در جوش ۸۱۲
۳۸-۲-۳ اتصال طولی اجزا با جوش ۸۱۵
۳۸-۳ پیچ ۸۱۶
۳۸-۳-۱ انواع اتصال پیچی ۸۱۷
۳۸-۳-۲ مشخصات و فواصل سوراخها ۸۱۸
۳۸-۳-۳ اتصالات پیچی اتکایی و پیش تنیده ۸۲۰
۳۸-۳-۴ مقاومت برشی و کششی پیچ ها – اتصال اتکایی و پیش تنیده ۸۲۱
۳۸-۳-۵ مقاومت اتکایی در جدار سوراخ ۸۲۲
۳۸-۳-۶ مقاومت پارگی ورق ۸۲۳
۳۸-۴ طراحی اتصال گیردار تیر به ستون ۸۲۶
۳۸-۵ محل مفصل پلاستیک در اتصالات از پیش تایید شده ۸۲۸
۳۸-۶ مراحل طراحی اتصال تیر به ستون- قاب معمولی ۸۲۹
۳۸-۷ مراحل طراحی اتصال تیر به ستون- قاب متوسط ۸۳۰
۳۸-۸ مراحل طراحی اتصال تیر به ستون- قاب ویژه ۸۳۲
۳۸-۹ کنترل برش در تیرهای قاب خمشی ۸۳۳
۳۸-۱۰ طراحی اتصال گیردار با ورق روسری و زیرسری- شکل پذیری متوسط ۸۳۵
۳۸-۱۰-۱ محاسبه لنگر پلاستیک در محل مفصل پلاستیک($\boldsymbol{Mhr}$) ۸۳۶
۳۸-۱۰-۲ محاسبه برش محتمل در محل مفصل $\boldsymbol{Vpr}$ ۸۳۶
۳۸-۱۰-۳ محاسبه لنگر طراحی در بر ستون($\boldsymbol{MU}$) ۸۳۷
۳۸-۱۰-۴ ضخامت ورق زیر سری ۸۳۸
۳۸-۱۰-۵ بعد جوش ورق زیرسری به بال تیر ۸۳۹
۳۸-۱۰-۶ تعیین طول ورق زیر سری ($\boldsymbol{Lpb}$) ۸۴۰
۳۸-۱۰-۷ ضخامت ورق روسری ۸۴۱
۳۸-۱۰-۸ بعد جوش ورق روسری به تیر ۸۴۱
۳۸-۱۰-۹ تعیین طول ورق رو سری ($\boldsymbol{Lpt}$) ۸۴۲
۳۸-۱۰-۱۰ عرض انتهایی (قسمت عریض تر) ورق رو سری ($\boldsymbol{bpt'}$) ۸۴۲
۳۸-۱۰-۱۱ تعیین ارتفاع، عرض و ضخامت ورق اتصال جان ۸۴۳
۳۸-۱۰-۱۲ تعیین بعد جوش اتصال ورق به جان تیر ورق ۸۴۴
۳۸-۱۰-۱۳ تعیین بعد جوش اتصال ورق جان به ستون ۸۴۵
۳۸-۱۱ طراحی وصله تیرها با ورق بال و جان ۸۴۶

۳۸-۱۱-۱ تعیین مساحت لازم برای ورق وصله..... ۸۵۱
۳۸-۱۱-۲ تعیین طول ورق وصله بال..... ۸۵۲
۳۸-۱۱-۳ تعیین برش وارد بر وصله تیر..... ۸۵۴
۳۸-۱۱-۴ تعیین ضخامت ورق وصله جان..... ۸۵۵
۳۸-۱۱-۵ تعیین قطر پیچ در ورق وصله جان..... ۸۵۵
۳۸-۱۲ طراحی وصله تیرها با ورق انتهایی..... ۸۵۶
۳۸-۱۲-۱ تعیین لنگر وارد بر وصله تیر..... ۸۵۷
۳۸-۱۲-۲ تعیین قطر بولت بر اساس لنگر وارد بر اتصال..... ۸۵۸
۳۸-۱۲-۳ تعیین عرض ورق انتهایی..... ۸۵۹
۳۸-۱۲-۴ تعیین فواصل پیچها..... ۸۵۹
۳۸-۱۲-۵ تعیین ضخامت ورق وصله..... ۸۶۰
۳۸-۱۲-۶ تعیین ابعاد سخت کننده..... ۸۶۱
۳۸-۱۲-۷ تعیین برش وارد بر وصله تیر..... ۸۶۲
۳۸-۱۲-۸ کنترل قطر بولت بر اساس برش وارد بر اتصال..... ۸۶۳
۳۸-۱۲-۹ کنترل لهیدگی ورق انتهایی..... ۸۶۴
۳۸-۱۳ طراحی اتصال گیردار فلنجی ۸ پیچی با استفاده از ورق لچکی..... ۸۶۵
۳۸-۱۳-۱ کنترل هندسه اتصال..... ۸۶۵
۳۸-۱۳-۲محاسبه لنگر پلاستیک محتمل تیر($\boldsymbol{Mpr}$)..... ۸۶۷
۳۸-۱۳-۳محاسبه برش محتمل در محل مفصل $\boldsymbol{Vpr}$..... ۸۶۸
۳۸-۱۳-۴ محاسبه برش طراحی در بر ستون $(\boldsymbol{Vr})$..... ۸۶۹
۳۸-۱۳-۵ محاسبه لنگر طراحی در بر ستون$(\boldsymbol{Mr})$..... ۸۶۹
۳۸-۱۳-۶تعیین قطر بولت بر اساس لنگر وارد بر اتصال..... ۸۷۰
۳۸-۱۳-۷کنترل قطر بولت بر اساس برش وارد بر اتصال..... ۸۷۱
۳۸-۱۳-۸ تعیین عرض ورق انتهایی..... ۸۷۱
۳۸-۱۳-۹تعیین فواصل پیچها..... ۸۷۲
۳۸-۱۳-۱۰تعیین ضخامت ورق انتهایی..... ۸۷۳
۳۸-۱۳-۱۱کنترل لهیدگی ورق انتهایی..... ۸۷۴
۳۸-۱۳-۱۲تعیین ابعاد سخت کننده..... ۸۷۵
۳۸-۱۴ طراحی اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)..... ۸۷۶
۳۸-۱۴-۱ کنترل هندسه اتصال..... ۸۷۹
۳۸-۱۴-۲ محاسبه لنگر پلاستیک محتمل تیر($\boldsymbol{Mpr}$)..... ۸۸۰
۳۸-۱۴-۳ محاسبه برش محتمل در محل مفصل $\boldsymbol{Vpr}$..... ۸۸۰
۳۸-۱۴-۴ کنترل برش چشمه اتصال..... ۸۸۱
۳۸-۱۴-۵ ضخامت جان تیر..... ۸۸۴
۳۸-۱۴-۶ جوش اتصال جان تیر به بال ستون..... ۸۸۵

۳۸-۱۴-۷ جوش بال تیر به با ل ستون و هندسه سوراخ دسترسی..... ۸۸۵
۳۸-۱۴-۸ ضخامت ورق اتصال جان..... ۸۸۷
۳۸-۱۴-۹ جوش اتصال ورق جان به بال ستون..... ۸۸۷
۳۸-۱۴-۱۰ طراحی ابعاد و هندسه اتصال در بر ستون..... ۸۸۸
۳۸-۱۵ وصله ستونها در قابهای خمشی متوسط و ویژه..... ۸۸۹
۳۸-۱۶ ورق پیوستگی- قاب خمشی متوسط و ویژه..... ۸۹۳
۳۸-۱۷ تیر ضعیف-ستون قوی..... ۸۹۷
۳۸-۱۸ برش چشمه اتصال..... ۸۹۸
۳۹ طراحی تیرچه بلوک..... ۹۰۱
۳۹-۱ طول موثر تیرچه..... ۹۰۲
۳۹-۲ محاسبه بار گسترده وارد بر تیرچه..... ۹۰۳
۳۹-۳ کنترل ابعاد هندسی تیرچه ها..... ۹۰۵
۳۹-۴ کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری برای خمش..... ۹۰۷
۳۹-۵ کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری برای برش پانچ..... ۹۰۹
۳۹-۶ کنترل تیرچه برای بار متمرکز..... ۹۱۰
۳۹-۷ آرماتور افت و حرارت..... ۹۱۱
۳۹-۸ مساحت آرماتورهای کششی..... ۹۱۲
۳۹-۹ آرماتور فوقانی (بالایی)..... ۹۱۳
۳۹-۱۰ آرماتور منفی..... ۹۱۳
۳۹-۱۱ کلاف میانی..... ۹۱۳
۳۹-۱۱-۱ آرماتور عرضی..... ۹۱۴
۴۰ کنترل خیز تیرچه..... ۹۱۶
۴۰-۱ روش تقریبی..... ۹۱۶
۴۰-۲ محاسبه دقیق خیز تیرچه توسط نرم افزار SAFE..... ۹۱۷
۴۰-۳ محاسبه خیز دقیق بر اساس روش ACI۲۰۹..... ۹۲۶
۴۱ قاب خمشی بتنی با شکل پذیری ویژه..... ۹۴۳
۴۱-۱ مقدمه..... ۹۴۳
۴۱-۲ تیرهای ویژه..... ۹۴۶
۴۱-۲-۱ ضوابط آرماتورهای عرضی در دو انتهای تیرها و نواحی بحرانی..... ۹۴۷
۴۱-۲-۲ وصله تیرهای ویژه..... ۹۵۰
۴۱-۲-۳ لنگر محتمل (Mpr)..... ۹۵۱
۴۱-۳ ستونهای ویژه..... ۹۵۳
۴۱-۴ تنگها در ستونهای ویژه..... ۹۵۴
۴۱-۴-۱ ضوابط تنگ ستونها در ناحیه بحرانی (ناحیه $l0$):..... ۹۵۴

۴۱-۴-۲ کنترل حجم تنگها در ستون (ناحیه $l0$): ۹۵۶
۴۱-۴-۳ ضوابط تنگ ستونها در خارج از ناحیه بحرانی (خارج از ناحیه $l0$): ۹۶۰
۴۱-۵ محل وصله ها در ستونها ۹۶۱
۴۱-۵-۱ تیر ضعیف- ستون قوی ۹۶۳
۴۱-۶ کنترل برش در گره اتصال ۹۶۵
۴۱-۷ نکات اجرایی قابهای ویژه بتنی ۹۶۷
۴۱-۷-۱ خم میلگرد تیرهای انتهایی داخل ستون ۹۶۷
۴۱-۷-۲ تنگ ستون در گره اتصال ۹۶۷
۴۱-۷-۳ بتن ریزی ۹۶۸
۴۱-۷-۴ محل وصله ستونها ۹۶۹
۴۱-۷-۵ تداخل میلگرد تیر و ستون ۹۷۰
۴۲ مسائل متفرقه ۹۷۰
۴۲-۱ قانون ۱۰۰-۳۰ در ستونهای بتنی (نحوه کنترل ۲۰ درصد ظرفیت) ۹۷۰
۴۲-۲ محاسبه اندیس پایداری ۹۷۵
۴۲-۳ نکاتی در رابطه با بار باد ۹۸۰
۴۲-۳-۱ سه روش محاسبه نیروی باد ۹۸۰
۴۲-۳-۲ دوره تناوب ساختمان ۹۸۰
۴۲-۳-۳ ارتفاع مبنا (Z) ۹۸۲
۴۲-۳-۴ نیروی داخلی و خارجی باد ۹۸۳
۴۲-۳-۵ بار باد خارجی – ساختمان بلند ۹۸۴
۴۲-۳-۶ بار باد خارجی – ساختمان کوتاه ۹۸۵
۴۲-۳-۷ بار باد خارجی – ساختمان کوتاه- سازه اصلی ۹۸۶
۴۲-۳-۸ بار باد داخلی – ساختمان کوتاه و بلند ۹۸۷
۴۲-۳-۹ بارگذاری بخشی (اثر پیچش ناشی از باد) ۹۸۸
۴۲-۳-۱۰ تغییر مکان نسبی ناشی از باد ۹۸۹
۴۲-۳-۱۱ بار باد- دیوارها، صفحات خودایستا و تابلوها ۹۹۱

۱ مقدمه

ضمن آرزوی موفقیت برای تمامی مهندسین گرامی، نوشتار حاضر خلاصه ای از موارد پر تکرار و مهم در طراحی سازه های متعارف فولادی و بتنی می باشد.

نکات مهم در این نوشتار به شرح زیر می باشد.

۱- این نوشتار بر اساس **مبحث دهم (ویرایش ۱۴۰۱)، مبحث ششم (ویرایش ۹۸)، نهم (ویرایش ۹۹) و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)** نگاشته شده است.

۲- مطالب و توضیحات این نوشتار نظر شخصی اینجانب بوده و مسئولیت بررسی و مطابقت آن با ضوابط مقررات ملی ساختمان و قضاوت نهایی با مهندس طراح می باشد.

۳- جزوه با گذر زمان به روز خواهد شد. تاریخ آخرین ویرایش جزوه در بالای صفحات مشخص شده است.

۴- از اساتید و مهندسان عزیز در خواست می کنم نظرات خود را در رابطه با مطالب جزوه، به ویژه مطالبی که مورد اختلاف مهندسین می باشد برایم ارسال نمایند از طریق ایمیل hoseinzadeh.m@gmail.com ارسال نمایید تا در ویرایش های بعدی اصلاح کنم و یا توضیحات تکمیلی اضافه کنم. بسیاری از مطالب جزوه حاصل همفکری با مهندسین گرامی از نقاط مختلف کشور می باشد که جا دارد از همگی تشکر نمایم. از مهندسین و همکارانی که در طی مطالعه این جزوه در رفع ایرادات نگارشی آن به بنده کمک کرده اند تشکر میکنم. از جمله از آقایان مهندسین، مرادی Reza_MoradiFard@ و صالح salehathar@gmail.com تشکر میکنم.

ویرایش: ۱۴۰۳/۶
مسعود حسین زاده اصل

مواردی مهم در ویرایش تابستان ۱۴۰۳:

۱- تصاویر بر اساس ویرایش های جدید ایتبس و سیف بروز رسانی شدند.

۲- قسمت های مربوط به طراحی سازه های فولادی که در ویرایش قبلی بر اساس مبحث دهم ویرایش چهارم بود، بر اساس مبحث دهم ویرایش جدید (۱۴۰۱) بروز رسانی شده است.

۳- برای برخی قسمت های مربوط به ضوابط مبحث نهم توضیحات تکمیلی اضافه شده است.

۴- بخش هایی از فصلهای مربوط به طراحی دالها و دیافراگم مورد بازنویسی قرار گرفته است.

۵- فایلهای آماده ایتبس بروز رسانی شده است که میتوانید از لینک زیر دانلود کنید.

https://hoseinzadeh.net/hoseinzadeh-etabs/

انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۲ فایلهای کمکی ETABS و EXCEL

فایلهای زیر در وبسایت شخصی، در قسمت جزوات شخصی قابل دانلود هستند:

۱- ETABS2020-0.3-RHO1.edb
۲- ETABS2020-0.3-RHO1.2.edb
۳- ETABS2020-0.35-RHO1.edb
۴- ETABS2020-0.35-RHO1.2.edb

۵- 2800R4.xls

فایلهای فوق از آدرس زیر قابل دانلود هستند:

https://hoseinzadeh.net/hoseinzadeh-etabs/

- در فایلهای ۱ تا ۴ تنظیمات لازم برای سازه های بتنی (بر اساسACI-318-2019) و نیز سازه های فولادی (بر اساس AISC-360-2016) انجام شده و ترکیبات بار تعریف شده است.

- فایل EXCELL شامل ۳ بخش است:
  ۱- محاسبه نیروی زلزله بر اساس ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰
  ۲- محاسبه تابع طیف بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (جهت انجام آنالیز دینامیکی)
  ۳- محاسبه زلزله بر اساس ویرایش ۳ استاندارد ۲۸۰۰

۳ چک لیست

قابهای خمشی بتنی

۱- کنترل مشخصات مصالح f'_c, E_c, F_y (ص ۱۰و ۱۲).

۲- مقاطع

a. پوشش بتنی مقاطع ستونها و تیرهای بتنی کمتر از حد آیین نامه ای نباشد (ص ۳۲ و ۳۶).

b. کنترل حداقل و حداکثر درصد میلگرد ستونهای بتنی

۳- اعمال دیافراگم به کف ها (ص ۱۳۷)

۴- محاسبه و کنترل بار زلزله استاتیکی

۵- کنترل دوره تناوب استفاده شده در تعریف نیروی زلزله (ص۱۱۰)

۶- کنترل لزوم اعمال ضریب A_j (ص ۱۹۲)

۷- بارگذاری

a. کنترل بار کف ها. کنترل بار مرده کف سازی و مطابقت آن با دیتایل ارائه شده در نقشه ها.

b. کنترل بار مرده تیرهای پیرامونی

c. کنترل بار راه پله

d. کنترل بار آسانسور

e. کنترل بار Mass

f. کنترل بار فشار خاک (در صورت وجود)

g. کنترل بار حرارتی (در صورت وجود)

h. کنترل اعمال زلزله قائم در مواردی مانند طره ها، بار متمرکز قابل توجه و یا تیرهای بلندتر از ۱۵ متر

۸- کنترل ترکیب بار اعمال شده در تعریف P-delta (ص ۱۶۲)

۹- کنترل Mass source (ص ۱۳۳)

۱۰-بررسی تکیه گاهها (گیردار یا مفصلی بودن)

۱۱-اعمال نواحی صلب انتهایی، Rigid zone factor (ص۱۴۳)

۱۲-اعمال ضرایب ترک خوردگی در سازه های بتنی (ص ۱۴۷)

۱۳-اعمال فشار خاک (ص ۱۰۶)

۱۴-اعمال بارهای حرارتی در صورت لزوم (ص ۱۰۴)

۱۵-تعیین نامنظمی سازه

a. در سازه های نامنظم شدید پیچشی رعایت موارد زیر الزامی است:

- اگر سازه بالای سه طبقه باشد، انجام آنالیز دینامیکی الزامی است.
- زلزله دینامیکی با 100% زلزله استاتیکی همپایه خواهد شد.
- اگر سازه بالای دو طبقه باشد و ارتفاع آن بیش از ۱۰ متر باشد، ضریب نامعینی بدون محاسبه برابر 1.2 خواهد بود.
- ضریب A_j در تعریف نیروی زلزله اعمال شود.
- کنترل دریفت سازه باید در لبه کناری سازه انجام شود.
- اعمال زلزله متعامد (30-100) الزامی است.

b. در سازه های نامنظم زیاد پیچشی رعایت موارد زیر الزامی است:

- اگر سازه بالای سه طبقه باشد، انجام آنالیز دینامیکی الزامی است.
- زلزله دینامیکی باید حداقل با 90% زلزله استاتیکی همپایه شود.
- ضریب A_j در تعریف نیروی زلزله اعمال شود.
- کنترل دریفت سازه باید در لبه کناری سازه انجام شود.
- اعمال زلزله متعامد (30-100) الزامی است.

۱۶-کنترل ضریب نامعینی (ص ۴۳۱)

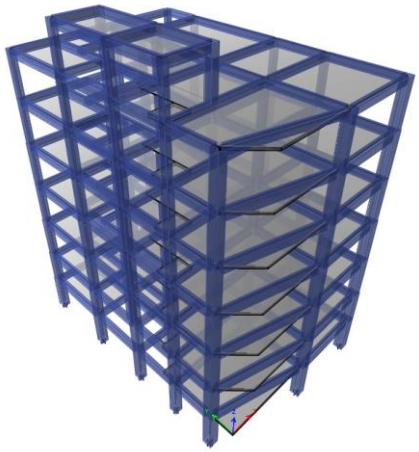
۱۷-کنترل نوع شکل پذیری در سازه های بتنی (ص ۲۰۹)
۱۸-کنترل ترکیب بار (ص ۲۰۲)
۱۹-تعیین مقدار Rho و وارد کردن آن در قسمت Preferences (ص ۴۶۶)
۲۰-کنترل دریفت (ص ۳۵۱)
۲۱-کنترل برش چشمه اتصال (ص۲۷۳)
۲۲-کنترل طول مهار قلاب دار تیرها و ابعاد ستونها (ص ۲۴۷)
۲۳-کنترل خم میلگرد طولی ستونها در داخل پی (ص ۵۱۶)
۲۴-آرماتورهای عرضی ستونها حداقل $\varphi 10$ باشد (ص۲۸۲)

طراحی سازه فولادی

a. تنظیم پارامترهای مربوط به طراحی فولادی در قسمت Preferences (ص ۳۰۳)
b. اصلاح پارامترهای طراحی اعضا (تیرها، ستونها، مهاربندها) در قسمت Overwrites
c. تعیین یک مقطع اولیه برای تیرها و ستونهای فولادی
d. طراحی اولیه و تغییر مقطع ستونها (با توجه به تیپ بندی آنها)
e. طراحی اولیه تیرها (می توانید در طرح اولیه از مقطع Auto استفاده نمایید).
f. ساخت فایل ویژه کنترل دریفت سازه فولادی و کنترل دریفت و افزایش ابعاد مقطع تیرها و ستونها در صورت نیاز
g. همزمان با تغییر مقاطع تیرها و ستونها، نامنظمی پیچشی سازه نیز کنترل شود تا حد امکان سازه نامنظم پیچشی نباشد.
h. تکرار مراحل a تا g برای بهینه شدن سازه

دیوار برشی ویژه

a. کنترل ضرایب ترک خوردگی در دیوارها (ص ۶۰۴، ص ۶۰۷، ص۶۰۹ و ص ۶۱۰)
b. اعمال ضریب کاهش مقاومت معادل در نرم افزار و کنترل برش تشدید یافته (ص ۶۵۸)
c. کنترل عدم قرار دادن وصله پوششی در مقطع بحرانی در المان مرزی (ص ۶۳۲)
d. کنترل افزایش طول وصله میلگردهای جان در مقطع بحرانی (ص ۶۳۲)
e. کنترل قرار دادن آرماتور عرضی ویژه در جان دیوار در مقطع بحرانی (ص ۶۳۵)
f. کنترل فواصل آرماتورهای عرضی در المان مرزی (ص ۶۴۹)
g. کنترل فواصل آرماتورهای عرضی در طبقاتی که نیازی به المان مرزی ندارند (ص ۶۵۵)
h. کنترل مهار میلگردهای افقی دیوار در داخل المان مرزی (ص ۶۵۷)
i. کنترل ضابطه ۲۵ درصد و ۵۰ درصد در سیستم ها دوگانه (ص ۶۷۱ و ص ۶۸۱)
j. کنترل نیروی محوری تشدید یافته در ستونهایی که دیوار برشی قطع شده را تحمل میکنند (ص ۶۸۲)
k. کنترل برش پانچ پای دیوار (ص ۶۸۷)



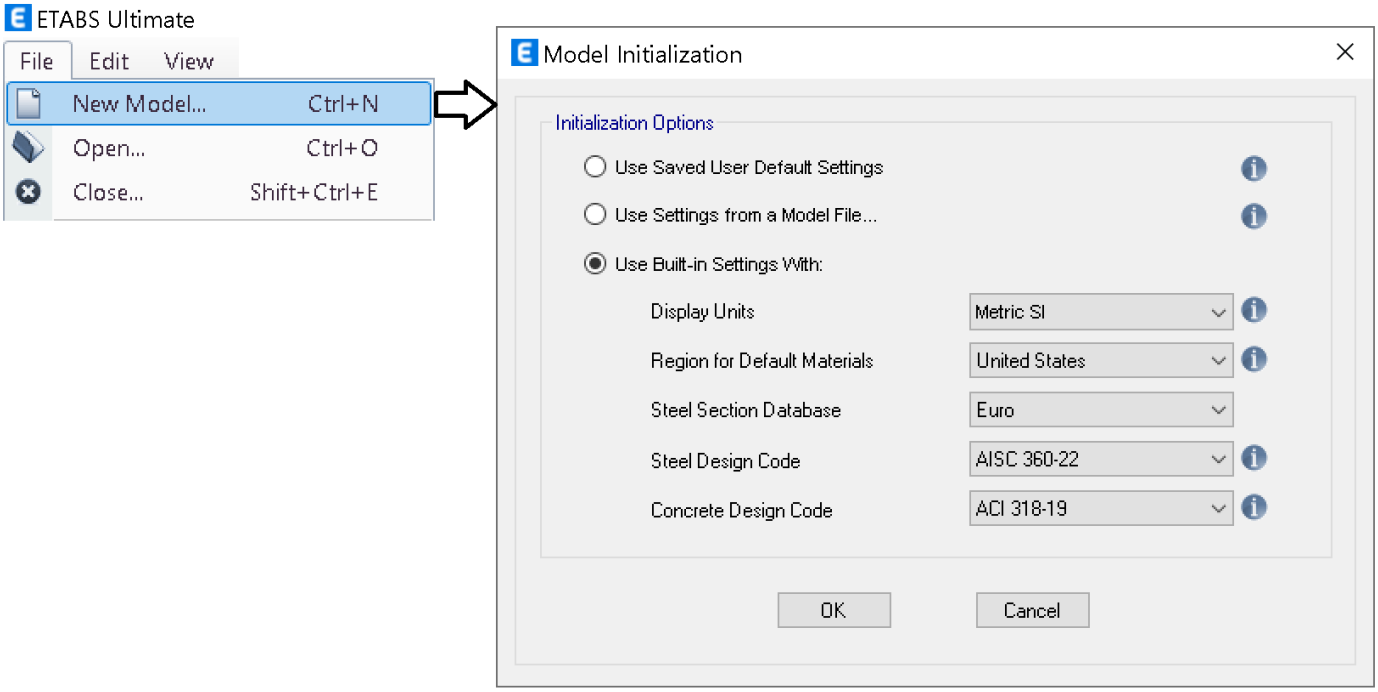
۴ مدلسازی و بارگذاری در ETABS

توضیحات این فصل بر اساس مدل یک سازه بتنی ۷ طبقه قاب خمشی می باشد که در شکل مقابل نمای سه بعدی آن نمایش داده شده است. به ویژه در قسمت هایی که مربوط به ترسیم اعضا و کف ها می باشد توضیحات بر اساس این مدل خواهد بود. سقف از نوع تیرچه بلوک و سازه فاقد دیوار برشی و یا دیوار حائل بتنی می باشد.
نکات مربوط به طراحی دالها شامل سقف های وافل و مجوف مانند یوبوت و کوبیاکس در فصل جداگانه ای مطرح خواهد شد. همچنین نکات دیوار برشی در فصل دیوار برشی بیان شده است.

۴-۱ ایجاد مدل جدید و تنظیم آکس ها

جهت ایجاد مدل جدید مطابق شکل زیر از New model… استفاده نمایید.

- توجه: در صورتی که یک فایل از قبل کار شده در اختیار داشته باشیم که تعاریف اولیه (انواع مقاطع تیر و ستون، ترکیب بارها و ...) در آن فایل قبلا تعریف شده باشد، می توان در شروع کار تعاریف اولیه را از فایل مورد نظر اقتباس کرد. برای این منظور می توان از گزینه دوم در شکل زیر (Use Settings from a Model File…) استفاده نمود.



- گزینه اول (Use Saved User Default Settings):

در صورت استفاده از این گزینه نرم افزار مشخصات اولیه (مقاطع، ترکیب بارها و...) را از فایل پیش فرض موجود در فولدر نصب ایتبس انتخاب میکند. این فایل در آدرس زیر قرار دارد:

C:\Program Files\Computers and Structures\ETABS 2020\default.edb

در این صورت با انتخاب گزینه اول، مدل جدید دارای همان تعاریف و پیش فرضهای فایل default.edb خواهد بود.
کاربر میتواند فایل دلخواه خود را (با ترکیب بارهای مورد نظر) ایجاد کرده و در مسیر فوق کپی کند.

- گزینه دوم (Use Setting from Model File …):

در صورت استفاده از این گزینه فایل پیش فرض اولیه می تواند توسط کاربر انتخاب می شود. در صورتی که قبلا پروژه ای را کار کرده اید و در آن ترکیب بارها، مقاطع مختلف بتنی و یا فولادی و تنظیمات آیین نامه ای را انجام داده اید، می توانید با انتخاب این گزینه، آن فایل را در پنجره browser که در ادامه باز می شود، انتخاب نمایید. در این حالت در مدل جدید شما تمامی آن تنظیمات مطابق فایل مورد نظر انجام می شود و نیازی به انجام مراحل تکراری نیست.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

- گزینه سوم (Use Built-in Settings with):

در صورتی که می خواهید تمامی تنظیمات را از صفر شروع کنید از این گزینه استفاده کنید.

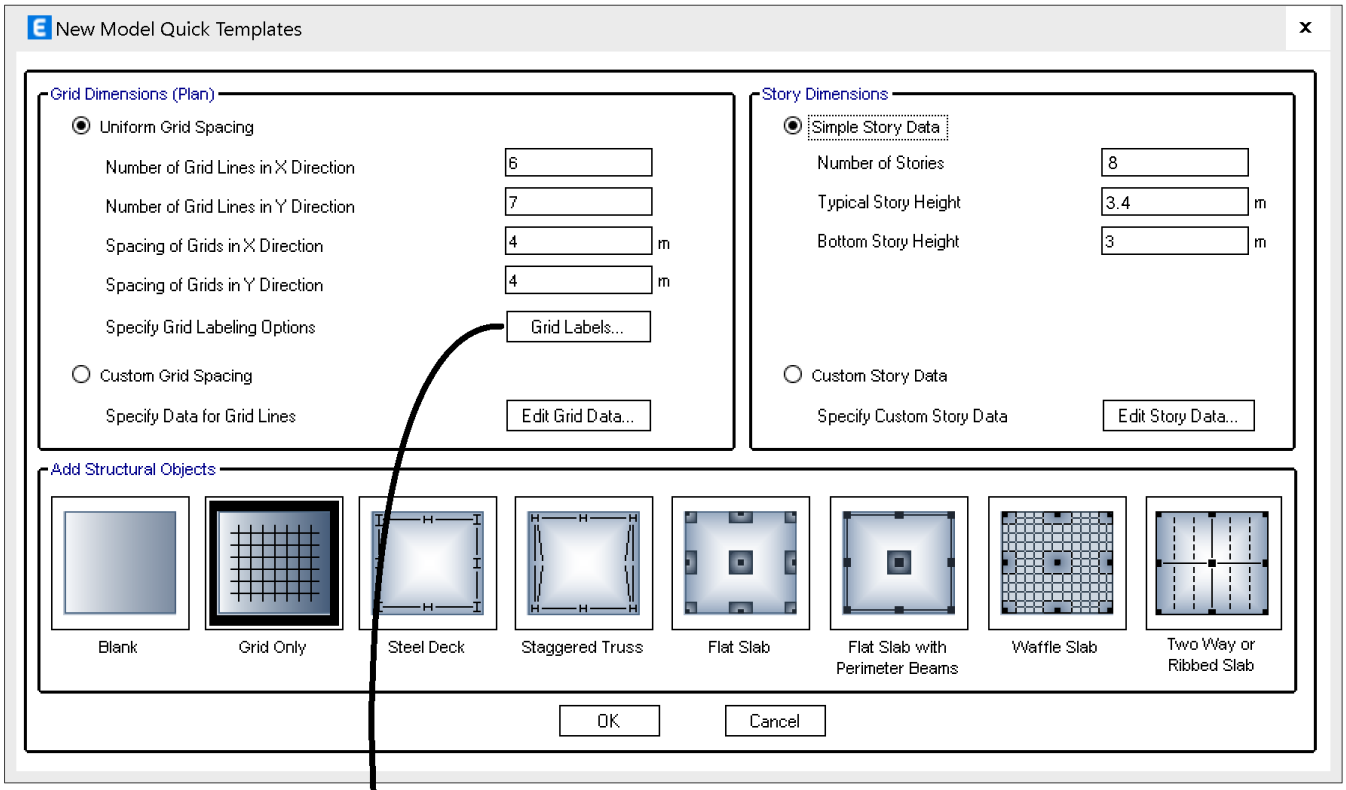
در صورت استفاده از گزینه سوم باید به سوالات زیر پاسخ داده شود.

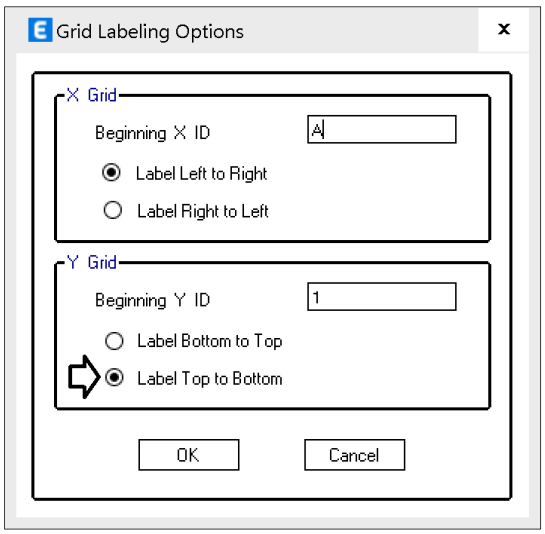
- در قسمت Display Units واحدهای مورد استفاده انتخاب می شود. در صورت انتخاب Metric SI واحدها بر اساس متر و میلیمتر و نیز نیوتن و کیلو نیوتن خواهد بود. ولی اگر Metric MKS انتخاب شود، واحد نیرو به جای نیوتن بر اساس کیلوگرم و تن نشان داده خواهد شد. سیستم U.S. customary نیز واحدها را بر اساس اینچ و فوت و پوند نمایش داده خواهند شد.

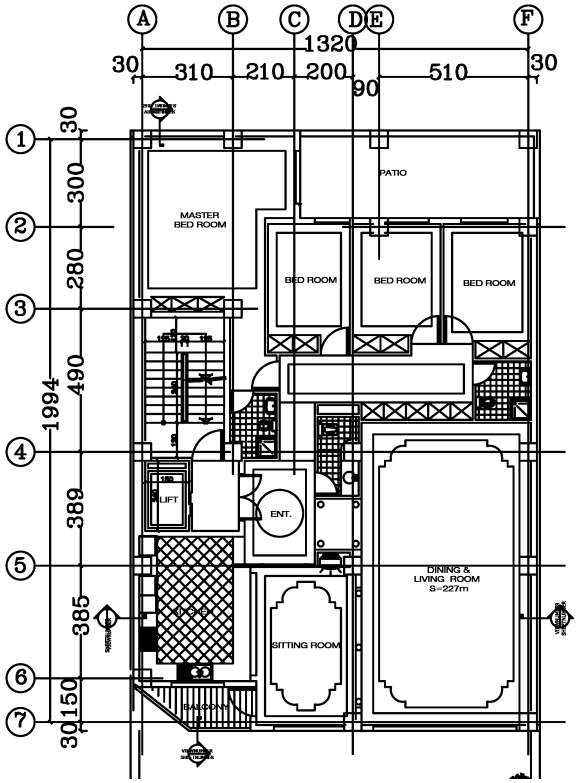
با توجه به اینکه در آیین نامه های جدید در ایران واحد به صورت SI می باشد توصیه می شود سیستم Metric SI انتخاب شود. توجه شود که در طول کار طراحی مدل هر زمان که بخواهید می توانید واحدها و نمایش آنها را تغییر دهید.

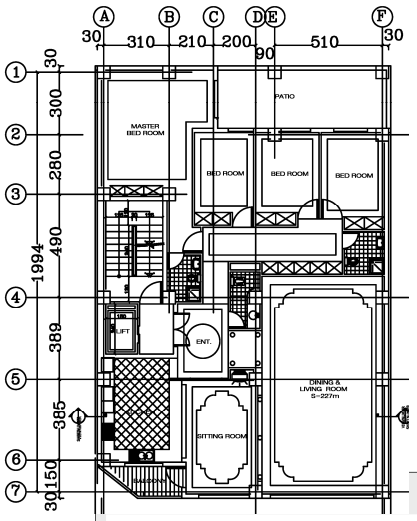
- در قسمت Region for Default Materials منطقه ای را که در آن طراحی انجام می دهید انتخاب می کنید تا در ادامه در قسمت مصالح، مصالح پیش فرض همان کشور یا منطقه توسط ایتبس تعریف شود. برای ایران میتوانید از Europe و یا United state استفاده کنید. البته تعاریف اولیه که ایتبس برای مصالح قرار میدهد، بعدا توسط کاربر ویرایش و اصلاح خواهد شد.
- در قسمت Steel Section Database جدول اشتایل انتخاب می شود. با توجه به اینکه مقاطع نورد شده موجود در ایران برگرفته از Euro می باشند، در این قسمت بهتر است Euro انتخاب شود.
- آیین نامه فولاد ایران (مبحث ۱۰) برگرفته از آیین نامه فولاد آمریکا سال ۲۰۱۶ و ۲۰۲۲ می باشد و بهتر است AISC 360-22 انتخاب شود. در ایتبس های ورژنهای پایین تر این آیین نامه موجود نیست. در ورژنهای پایین تر می توان از AISC 360-16 استفاده نمود.
- آیین نامه بتن ایران (مبحث ۹) برگرفته از آیین نامه بتن آمریکا سال ۲۰۱۹ (ACI-318-19) می باشد. در ورژنهای پایین تر ایتبس ممکن است ACI-318-19 موجود نباشد که در این صورت به ناچار باید از ورژن ACI-31814 استفاده نمود.

خطوط راهنما (Grid Lines): این خطوط در حکم همان آکس ها در نقشه های سازه و معماری می باشند که عموما برای نشان دادن محل قرار گیری ستونها استفاده می شود. مطابق پلان شکل زیر در راستای X ۶ آکس داریم و در راستای Y نیز ۷ آکس داریم که در جدول زیر وارد شده است. فواصل آکس ها متغیر است و باید در ادامه (صفحات بعدی) جزئیات فواصل آکس ها وارد شود. در نقشه های معماری و سازه مانند شکل زیر شماره گذاری آکس ها در راستای قائم از بالا به پایین است. بنابراین بهتر است مطابق شکل در قسمت Grid Labels جهت آکس های قائم را به صورت بالا به پایین (Top to bottom) انتخاب کنیم.







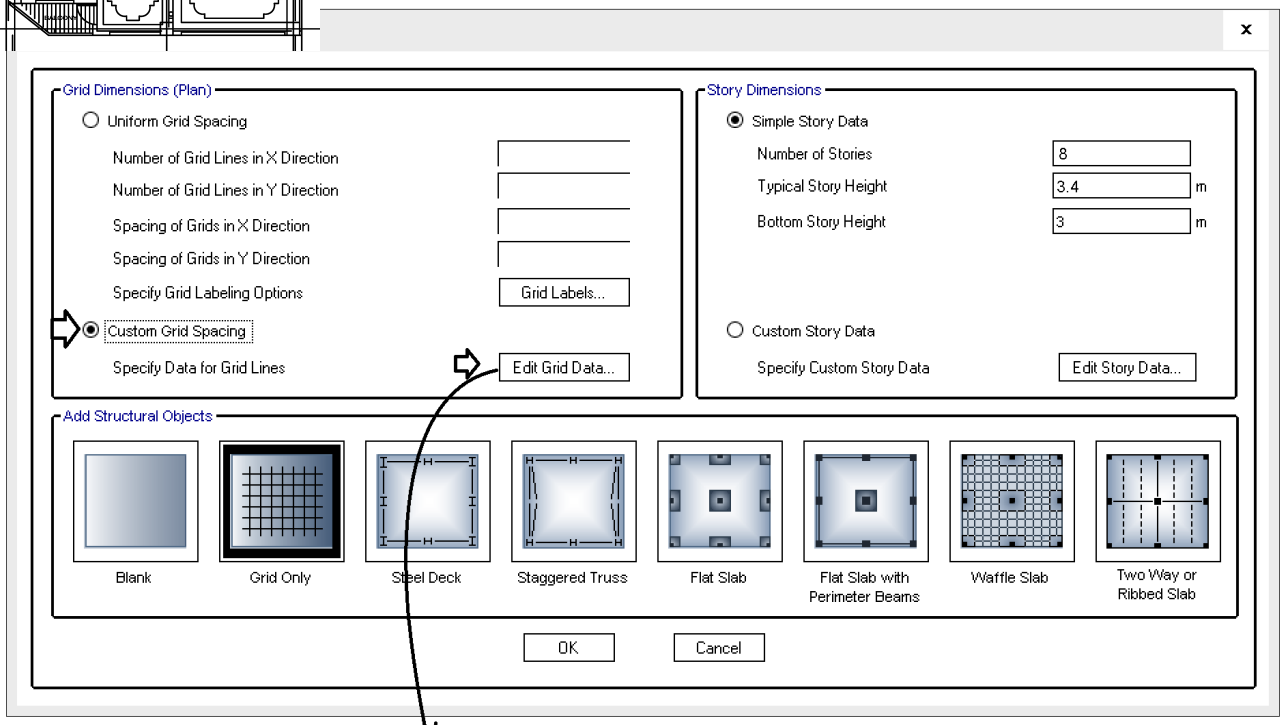


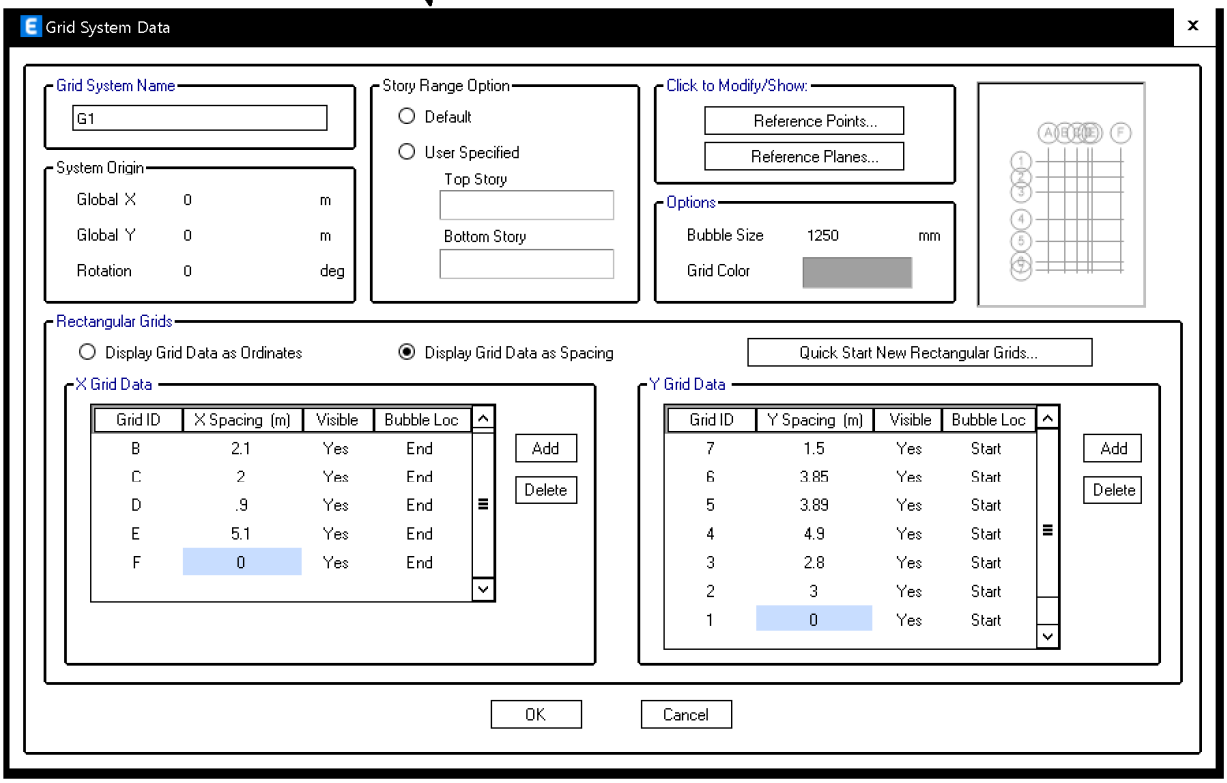
فواصل آکس ها با انتخاب گزینه ...Edit Grid Data مطابق شکل زیر قابل تعیین است.
برای مثال اگر فواصل آکس ها مطابق شکل باشد، میتوان فواصل را وارد نمود.
توجه نمایید که امکان درج فواصل به دو شکل امکان پذیر است:

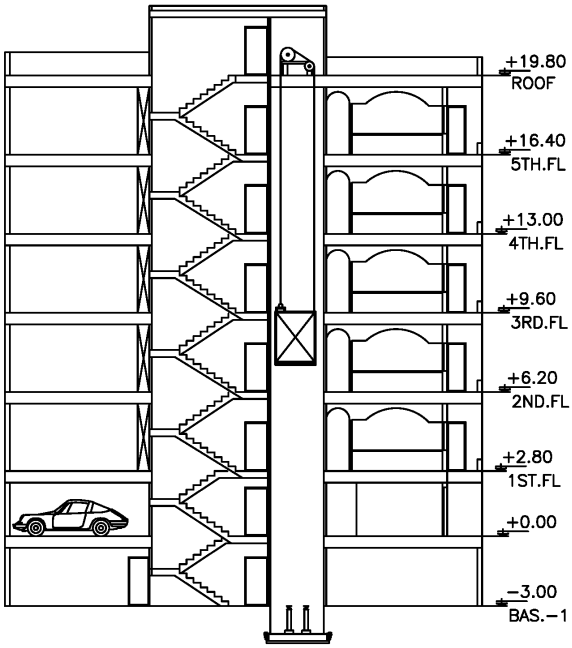
۱- Display Grid Data as Ordinates (نمایش آکس ها بر اساس مختصات)

۲- Display Grid Data as Spacing (نمایش آکس ها بر اساس فواصل آنها از هم)

در شکل زیر حالت دوم انتخاب شده است و سپس فواصل آکس ها مطابق شکل پلان وارد شده است.

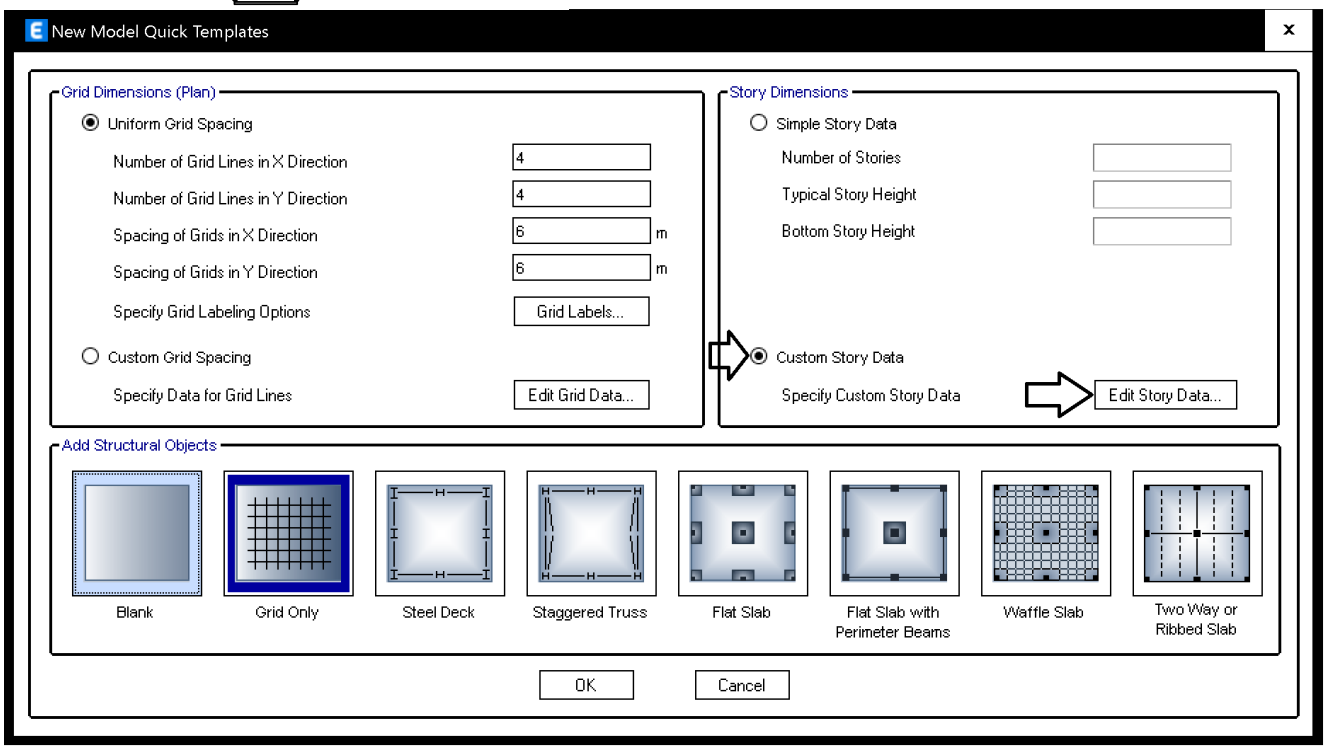


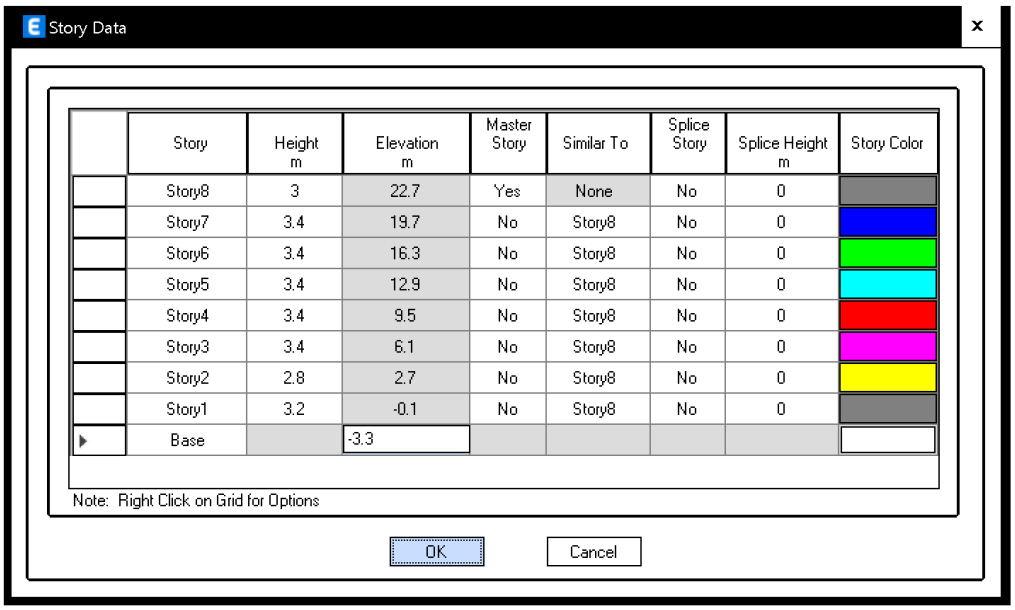




کدهای شکل مقابل مربوط به تراز معماری می باشد. در ایتبس باید تراز روی تیر را معرفی کنیم. در سازه های بتنی با فرض ۱۰ سانتیمتر کف سازی، تراز روی تیر ۱۰ سانتیمتر کمتر از معماری خواهد بود. همچنین تراز روی پی حدود ۳۰ الی ۴۰ سانتیمتر کمتر از تراز معماری خواهد بود.

در شکل زیر ابتدا Elevation مربوط به تراز Base برابر 3.3- وارد شده است. این مقدار 30 سانتیمتر کمتر از تراز معماری در شکل مقابل می باشد. سپس ارتفاع طبقات در ستون Height به گونه ای تنظیم شده است تا تراز طبقات ۱۰ سانتیمتر کمتر از تراز معماری باشد.



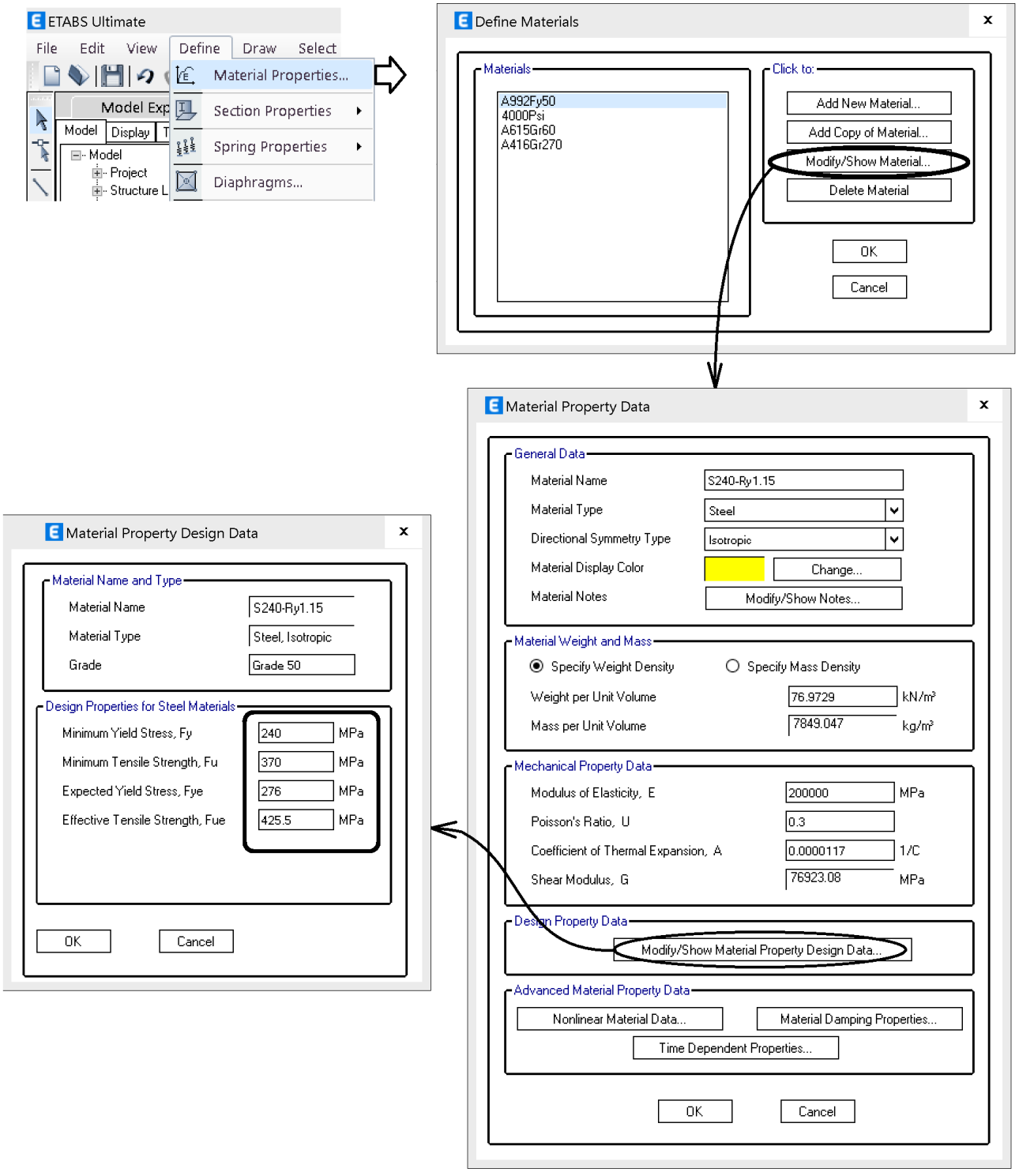


۲-۴ تعریف مشخصات مصالح

در شکل زیر مصالح پیش فرضی که توسط ایتبس تعریف شده است قابل مشاهده است. A992Fy50 فولاد رایج در آمریکا می باشد و 4000Psi بتن با مقاومت 28MPa می باشد. A615Gr60 نیز میلگرد طولی سازه های بتنی می باشد. A416Gr270 کابل پیش تنیده می باشد. به جای تعریف مواد جدید بهتر است material موجود در لیست را ویرایش کنیم:

۱-۲-۴ تنظیم مشخصات فولاد

فولاد ساختمانی رایج در ایران S240 می باشد که مشخصات آن باید به صورت زیر وارد شود.



Fye در شکل فوق تنش تسلیم مورد انتظار فولاد است که در صفحه بعدی نحوه محاسبه آن تشریح شده است.

تنش تسلیم مورد انتظار یا موثر، Effective Yield Stress

۱۰-۳-۲-۱-۴ تنش مورد انتظار مصالح

الف) تنش تسلیم مورد انتظار فولاد: تنش تسلیم مورد انتظار فولاد برابر R_yF_y بوده که در آن F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد و R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد است که برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به‌کاررفته در طی روند تولید فولاد در کارخانه‌ها بستگی دارد و مقدار آن باید مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۳-۲-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

مقادیر R_y و R_t فولاد		
نوع مصالح	R_y	R_t
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	1.25	1.1
سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی	1.2	1.1
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15	1.1
میلگردها	1.2	1.2

- برای تیرورقها، ستونها و مهاربندهای ساخته شده از ورق:

$$F_{ye} = R_yF_y = 1.15 \times F_y = 1.15 \times 240 = 276\ MPa$$

- برای مقاطع نورد شده مانند ستونهای متشکل از جفت IPE، مهاربندهای ساخته شده از نبشی و یا ناودانی نورد شده:

$$F_{ye} = R_yF_y = 1.2 \times F_y = 1.2 \times 240 = 288\ MPa$$

F_{ye} در چه مواردی استفاده میشود؟

- در مبحث دهم جدید (ویرایش ۱۴۰۱) کنترل فشردگی لرزه ای اعضا بر مبنای تنش تسلیم مورد انتظار ($F_{ye} = R_yF_y$) انجام میشود. نرم افزار ایتبس هم در ورژنهای جدید خود در صورت انتخاب AISC360-16 به عنوان آیین نامه طراحی، فشردگی لرزه ای مقاطع را بر این اساس کنترل میکند. بنابراین باید مقدار تنش تسلیم مورد انتظار به صورت صحیح وارد شود تا این کنترل صحیح انجام شود.
- ایتبس در کنترل فاصله مهارهای جانبی در قابهای خمشی متوسط و ویژه از این ضریب استفاده می کند و در صورت تغییر مقدار این ضریب محدودیت فاصله مهارهای جانبی در نرم افزار تغییر خواهد کرد. توجه کنید که این تاثیر در آیین نامه جدید وارد شده است و در مبحث دهم قبلی فاصله مهارها وابسته به Ry نبود. بنابراین در صورتی که برای طراحی از ETABS2016 و AISC360-10 استفاده نمایید، محدودیت فواصل مهارها متاثر از Ry نخواهد بود. ولی در صورت استفاده از AISC360-16 در ایتبس های ورژن جدید، این ضریب بر نتایج کنترل فواصل مهارها تاثیرگذاری خواهد بود.
- ایتبس در قابهای خمشی ویژه جهت کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی و نیز گزارش برش انتهای تیر از تنش مورد انتظار استفاده می کند. مقاومت خمشی مورد انتظار تیرها را بر اساس تنش تسلیم مورد انتظار محاسبه و با مقاومت خمشی ستون مقایسه میکند.
- طراحی وصله تیر و ستون فولادی بر اساس تنش تسلیم مورد انتظار انجام میشود. توجه شود که ایتبس وصله طراحی نمی کند و طراحی وصله باید با محاسبات دستی کنترل و طراحی شود. نمونه طراحی وصله تیرها در بند ۳۸-۱۱ با محاسبات کامل تشریح شده است.
- ایتبس قادر است نیروی طراحی مهاربندها را گزارش کند. نیروی طراحی اتصال مهاربندها بستگی به مقدار تنش تسلیم مورد انتظار دارد. توجه شود که ایتبس اتصال مهاربند را طراحی نمی کند و تنها نیروی طراحی را گزارش می کند.

با توجه به موارد فوق لازم است مقدار تنش تسلیم مورد انتظار به درستی در نرم افزار انجام شود تا کنترل های فوق صحیح انجام شود.

سوال: در سازه های فولادی معمولا در یک پروژه هم مقاطع نورد شده استفاده می شود و هم مقاطع ساخته شده از ورق. برای مثال در قسمتهایی از سازه ممکن است از مقاطع IPE و یا ناودانی نورد شده استفاده شود و در برخی اعضا از تیر ورق برای تیرها استفاده گردد. با توجه به جدول صفحه قبل مقدار Ry برای مقاطع نورد شده برابر 1.2 و برای مقاطع ساخته شده از ورق برابر 1.15 می باشد. در این صورت F_{ye} را در نرم افزار بر چه اساسی وارد کنیم (بر اساس Ry=1.15 و یا Ry=1.2)؟

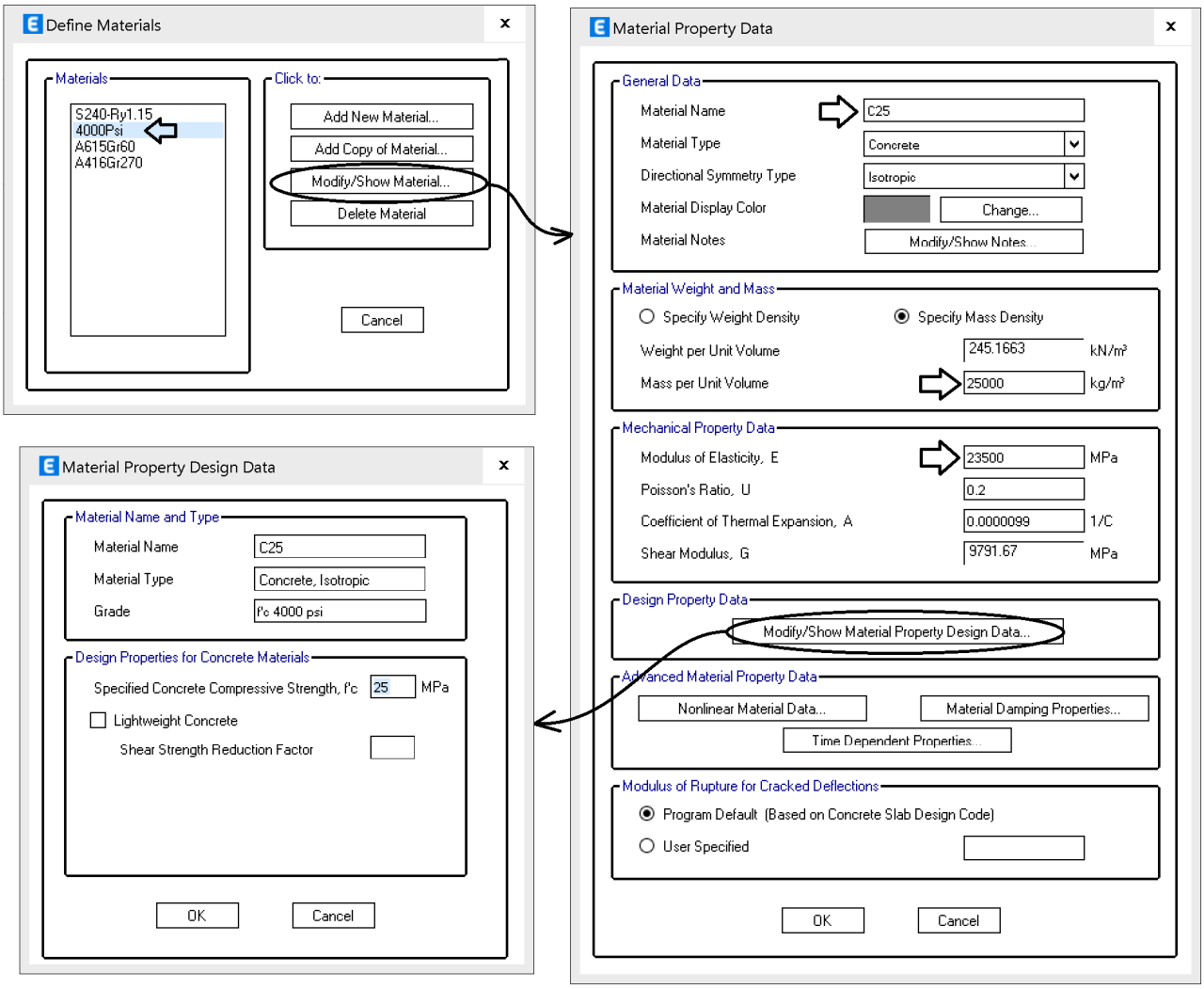
پاسخ:

بهتر است برای فولاد دو material متفاوت تعریف شوید. یکی با نام S240-Ry1.15 و دیگری با نام S240-Ry-1.2

در فایلهای آماده که در وبسایت قرار داده شده این تعریف انجام شده است. فایلهای آماده برای ایتبس 2020 تعریف شده اند. ولی برای ورژنهای بالاتر نیز قابل استفاده هستند.

لینک دانلود فایلهای آماده: www.hoseinzadeh.net/ETABS2020.rar

۴-۲-۲ تنظیم مشخصات بتن



طبق مبحث ششم وزن واحد حجم بتن بدون میلگرد $2400\frac{kg}{m^3}$ می باشد. ولی وزن بتن آرمه (همراه با میلگرد) برابر $2500\frac{kg}{m^3}$ منظور می شود.

مدول الاستیسیته بتن، طبق مبحث نهم مطابق بند زیر محاسبه میشود.

۹-۳-۶ مدول الاستیسیته‌ی بتن، E_c

۹-۳-۶-۱ مدول الاستیسیته بتن را می‌توان از یکی از دو رابطه‌ی (۹-۳-۲-الف) و یا (۹-۳-۲-ب) محاسبه نمود:

- ضریب الاستیسیته بتنهای با چگالی بتن w_c بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلو گرم بر متر مکعب:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \qquad \text{(۹-۳-۲-الف)}$$

- رابطه فوق برای بتن های معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به صورت زیر نوشته می شود:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \qquad \text{(۹-۳-۲-ب)}$$

مثال: برای $f'_c = 25MPa$ و وزن مخصوص $W_c = 2400 \frac{kg}{m^3}$ مقادیر مدول الاستیسیته بتن با دو رابطه فوق به صورت زیر بدست می آید:

$$E_c = W_c^{1.5} \times 0.043 \sqrt{f'_c} = 25279\ MPa$$

با رابطه تقریبی:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 23500 MPa$$

- توجه: با توجه به بند زیر توصیه می شود در طراحی سازه های بتنی (با بتن معمولی) چگالی بتن برابر $W_c = 2300 \frac{kg}{m^3}$ در نظر گرفته شود. در این حالت در صورت استفاده از رابطه دقیق نیز مدول الاستیسیته تقریبا برابر مقدار حاصل از رابطه تقریبی خواهد بود.

۹-۳-۲ بتن معمولی و بتن سبک

۹-۳-۲-۱ چگالی بتن معمولی در محاسبات برابر با ۲۳۰۰ کیلو گرم در متر مکعب منظور می‌شود. چگالی بتن سبک سازه‌ای باید بر اساس نتایج آزمایش تعیین شود؛ ولی مقدار آن نباید کم‌تر از ۱۴۰۰ کیلو گرم بر متر مکعب باشد.

اهمیت مدول الاستیسیته و تاثیر آن بر دوره تناوب، نیروی زلزله و دریفت سازه:

- با افزایش مدول الاستیسیته سختی سازه افزایش یافته و دوره تناوب تحلیلی سازه کاهش می یابد.
- همچنین به علت افزایش سختی سازه، دریفت (جابجایی جانبی نسبی سازه) کاهش می یابد.

توجه: اگر سازه با شکل پذیری ویژه می باشد، رده بتن حداقل C25 می باشد.

۹-۲-۲۰-۵ مشخصات مصالح

۹-۲-۲۰-۵-۱ رده بتن مورد استفاده در اعضای مقاوم در برابر زلزله برای سازه‌های با شکل پذیری زیاد، نبایدکم‌تر از رده‌ی C۲۵، و برای ساختمان‌های با شکل پذیری متوسط و کم نباید کم‌تر از رده‌ی C۲۰ باشد.

۴-۲-۳ تعریف مشخصات میلگردها

مشخصات میلگرد ها طبق مبحث نهم (۱۳۹۹) مطابق جدول زیر تعریف شده است.

- در طرح های ساختمانی متعارف برای میلگردهای طولی از S400 و یا S420 استفاده میشود.
- در طرح های ساختمانی متعارف برای میلگردهای عرضی از S340 استفاده میشود.

۹-۴-۵ ویژگی‌های کششی آرماتورها

۹-۴-۵-۱ ویژگی‌های کششی آرماتورها باید مطابق با مقادیر کششی یکی از رده‌های ارائه شده در جدول ۹-۴-۲ باشند.

جدول ۹-۴-۲ ویژگی‌های کششی آرماتورها

رده	علامت مشخصه	طبقه بندی از نظر شکل رویه	طبقه‌بندی از نظر شکل‌پذیری	مقاومت کششی حداقل، مگاپاسکال	تنش حد تسلیم f_y، مگاپاسکال		کرنش کسیختگی [۱]	
					حداقل	حداکثر	حداقل A_5	حداقل A_{10}
S240	س ۲۴۰	ساده	نرم	۳۶۰	۲۴۰	–	۲۵	۱۸
S340	آج ۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۴۰	–	۱۸	۱۵
S350	آج ۳۵۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۵۰	۴۵۵	۱۷ [۲]	–
S400	آج ۴۰۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۰۰	–	۱۶	۱۲
S420	آج ۴۲۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۲۰	۵۴۵	۱۶ [۲]	–
S500	آج ۵۰۰	آجدار مرکب	سخت	۶۵۰	۵۰۰	–	۱۰	۸
S500 C	آج ۵۰۰ سرد	آجدار	سخت	۵۵۰	۵۰۰	–	۱۲	–
S520	آج ۵۲۰	آجدار مرکب	سخت	۶۹۰	۵۲۰	۶۷۵	۱۳	–

در ایران به صورت سنتی از نامگذاری متفاوتی (AI, AII, AIII) برای میلگردها استفاده میشود:

رده میلگرد	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)
A-II	300	500
A-III	400	600

- مشخصات میلگرد AII مشابه میلگرد S340 می باشد. مهندسین عموما در جهت اطمینان تنش تسلیم آرماتورهای عرضی را برابر 300MPa تعریف می کنند.
- مشخصات میلگرد AIII مشابه میلگرد S400 می باشد.

در مبحث نهم ویرایش جدید استفاده از میلگردهای با مقاومت بالاتر از 420 MPa نیز مجاز می باشد جدول زیر محدودیت حداکثر تنش تسلیم میلگردها را نشان میدهد. توجه شود که اگر سازه ویژه باشد (مثلا قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه با دیوار ویژه + قاب ویژه) آرماتورهای عرضی ستونها و تیرها که برای هدف محصور کردن بتن و نیز تحمل برش استفاده میشوند نیز می توانند مقاومت بالاتر از 420 MPa داشته باشند.

۹-۴-۸-۶ نوع آرماتورهایی که برای کاربری مشخص سازه‌ای استفاده می‌شوند، باید برای آرماتورهای آجدار مطابق جدول ۹-۴-۴، و برای آرماتورهای ساده مطابق جدول ۹-۴-۵ باشد.

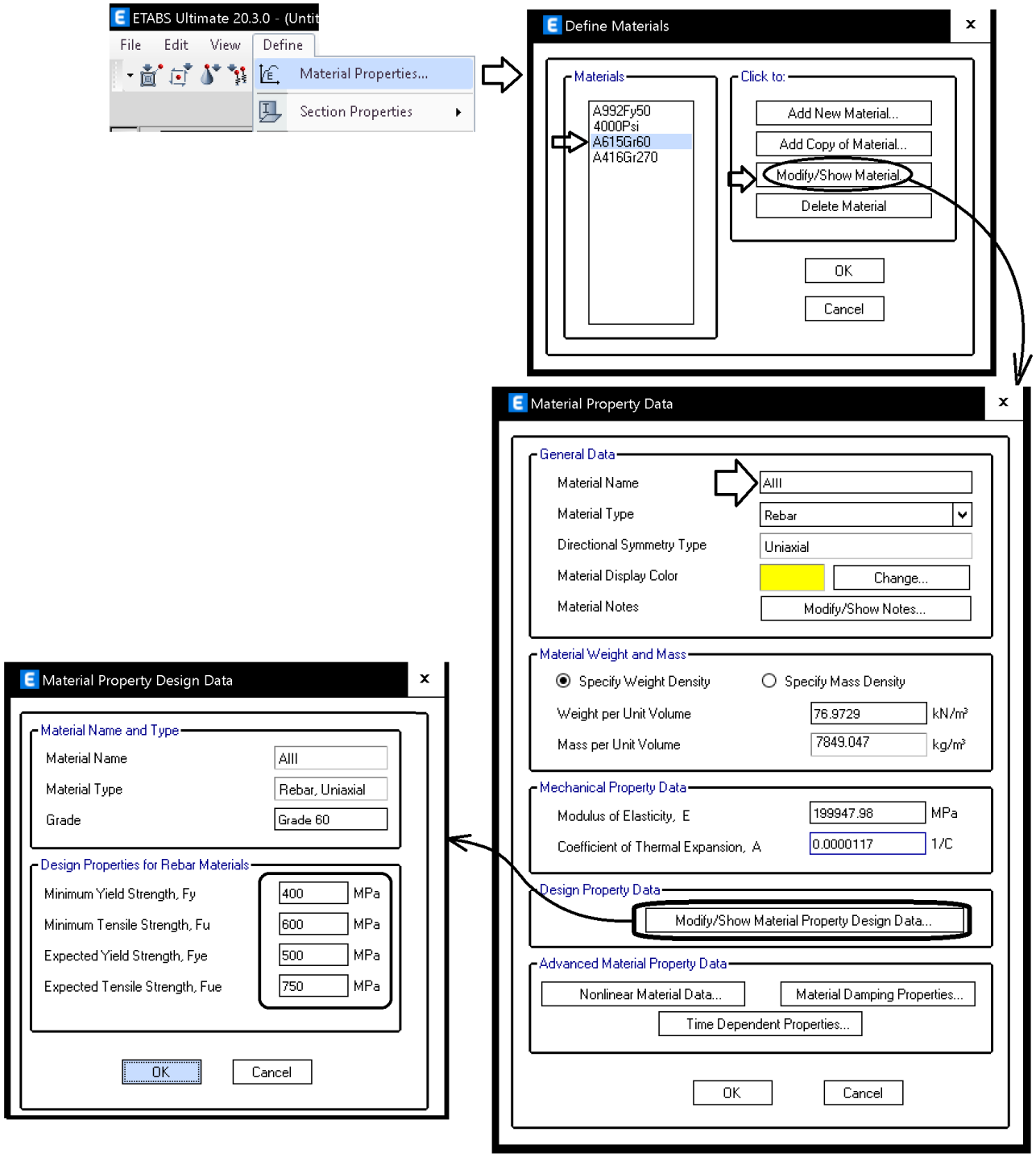
جدول ۹-۴-۴ کاربرد آرماتورهای آجدار طولی و عرضی

کاربرد	محل مورد استفاده	حداکثر مقدار f_y یا f_{yt} مجاز برای کاربرد در محاسبات (مگاپاسکال) [۱]	نوع آرماتور		
			میلگردهای آجدار	سیم‌های آجدار	ملاحظات
خمش، نیروی محوری، حرارت و انقباض	قاب‌های لرزه‌ای ویژه	۵۵۰	بند ۹-۴-۸-۹	غیر مجاز	-
	کلیه‌ی اجزای دیوارهای لرزه‌ای ویژه	۵۵۰			
	سایر موارد	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	[۲]
آرماتورهای محصور کننده، و یا آرماتورهای تکیه‌گاهی آرماتورهای طولی	سیستم‌های ویژه‌ی لرزه‌ای	۷۰۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	
	دورپیچ‌ها	۷۰۰			
	سایر موارد	۵۵۰			-
برش	قاب‌های لرزه‌ای ویژه	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	-
	کلیه‌ی اجزای دیوارهای لرزه‌ای ویژه	۵۵۰			
	دورپیچ‌ها	۴۲۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	-
	برش اصطکاک	۴۲۰			-
	خاموت‌ها، بست‌ها، تنگ‌ها	۴۲۰			-
پیچش	آرماتورهای طولی و عرضی	۴۲۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	-
مهارها	سیستم‌های لرزه‌ای ویژه	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	غیر مجاز	-
	سایر موارد	۵۵۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	-
محل‌هایی که در طراحی آن از روش خرپایی استفاده می‌شود	دورگیرهایی که برای برش استفاده می‌شوند	۴۲۰	همه رده‌های آجدار	همه رده‌های آجدار	-
	سایر موارد	۵۵۰			-

[۱] اعداد این ستون بیانگر حداکثر مقدار f_y برای هر رده آرماتور است.

[۲] استفاده از شبکه‌های آجدار جوشی نیز مجاز است.

در شکل زیر نحوه ویرایش میلگرد پیش فرض در لیست مصالح نشان داده شده است:

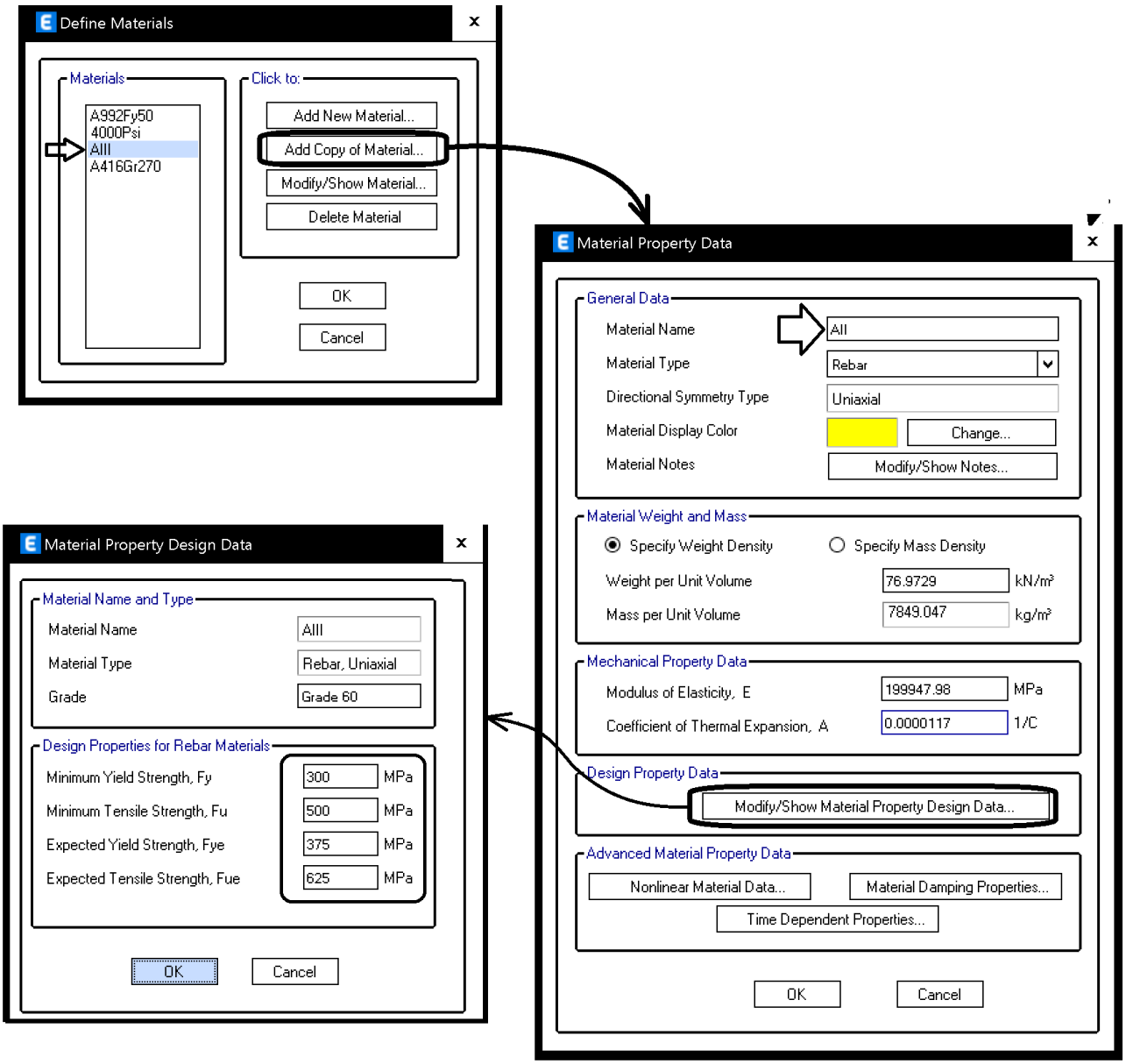


به تعریف لنگر محتمل از مبحث نهم (ویرایش ۹۹) توجه کنید:

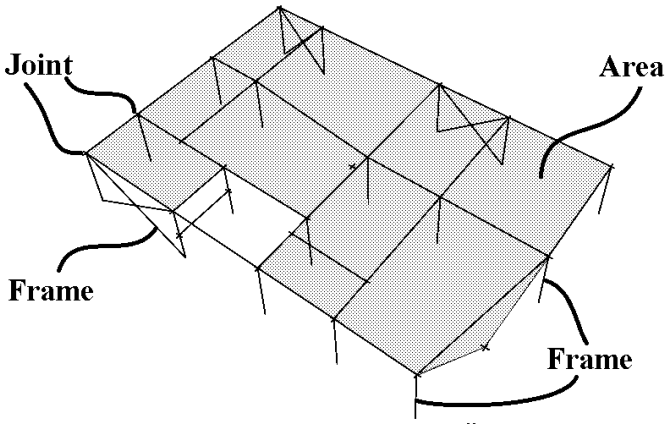
M_{pr}	مقاومت خمشی محتمل عضو، با یا بدون بار محوری، در بر گره اتصال که با فرض تنش کششی در میلگردهای طولی حداقل برابر با $1.25f_y$ و ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با ۱/۰ محاسبه می‌شود.	نیوتن میلی متر

- با توجه به متن آیین نامه در میلگردها داریم: $F_{y-pr} = 1.25F_y$

- برای تعریف میلگرد AII می توان از میلگردهای AIII (که قبلا تعریف شده) کپی گرفت:

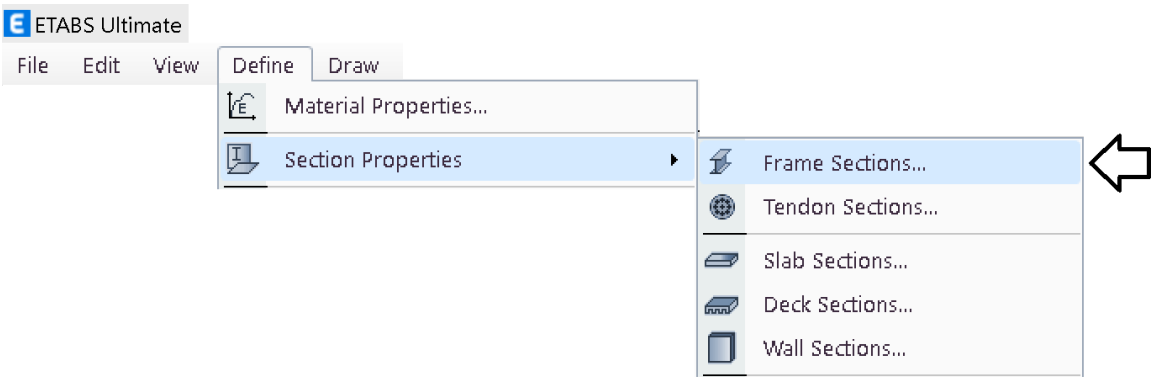


اجزای تشکیل دهنده مدل در ایتبس:



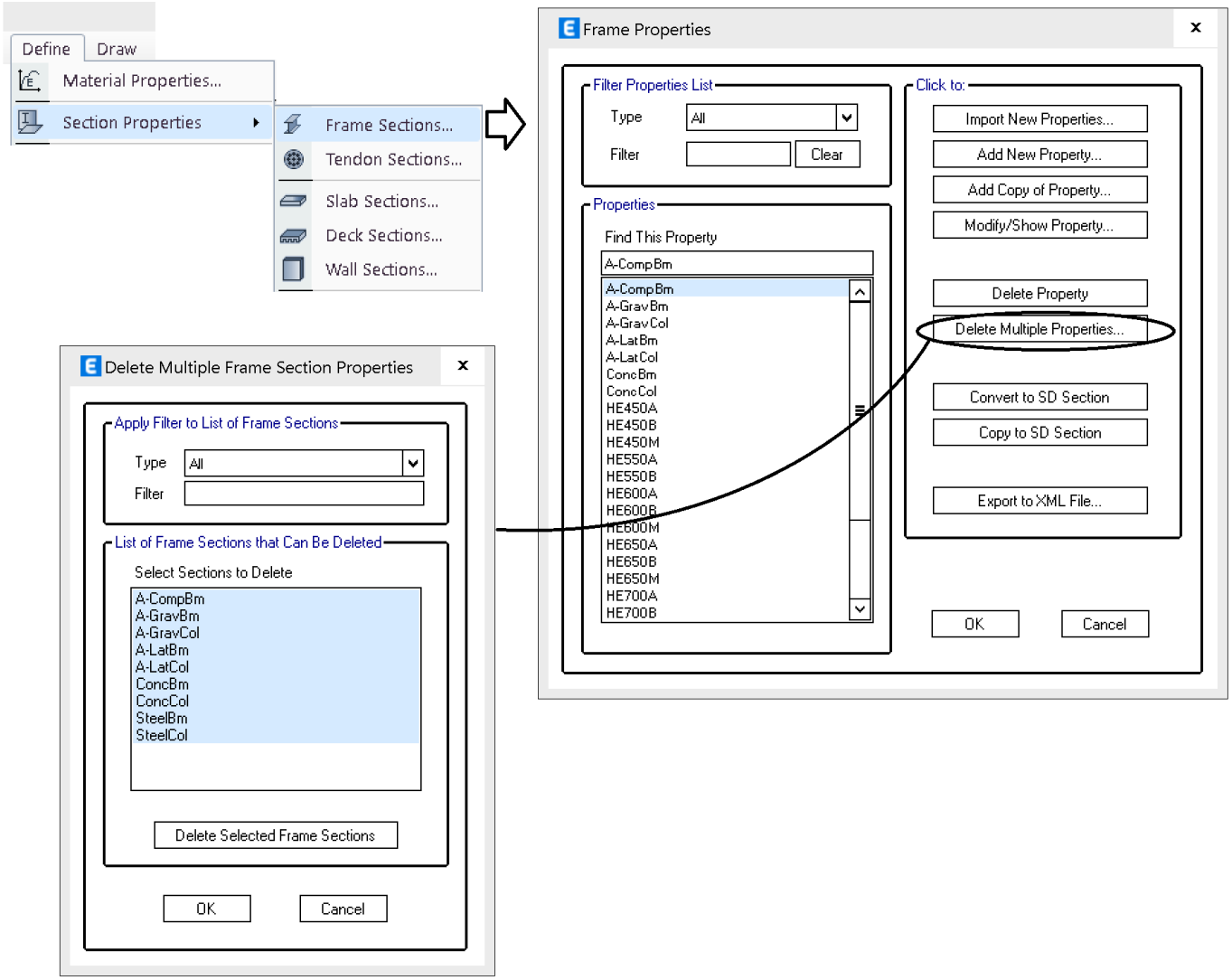
۳-۴ مقاطع فولادی

برای تعریف مقاطع تیرها، ستونها، مهاربندها و دیگر اعضا از Frame Sections استفاده می کنیم:



بهتر است مقاطعی را که از قبل در لیست تعریف شده اند را حذف نمایید تا لیست مقاطع شلوغ نباشد!

توجه شود که این مقاطع در ایران موجود نیست و نیازی به آنها نخواهد بود:

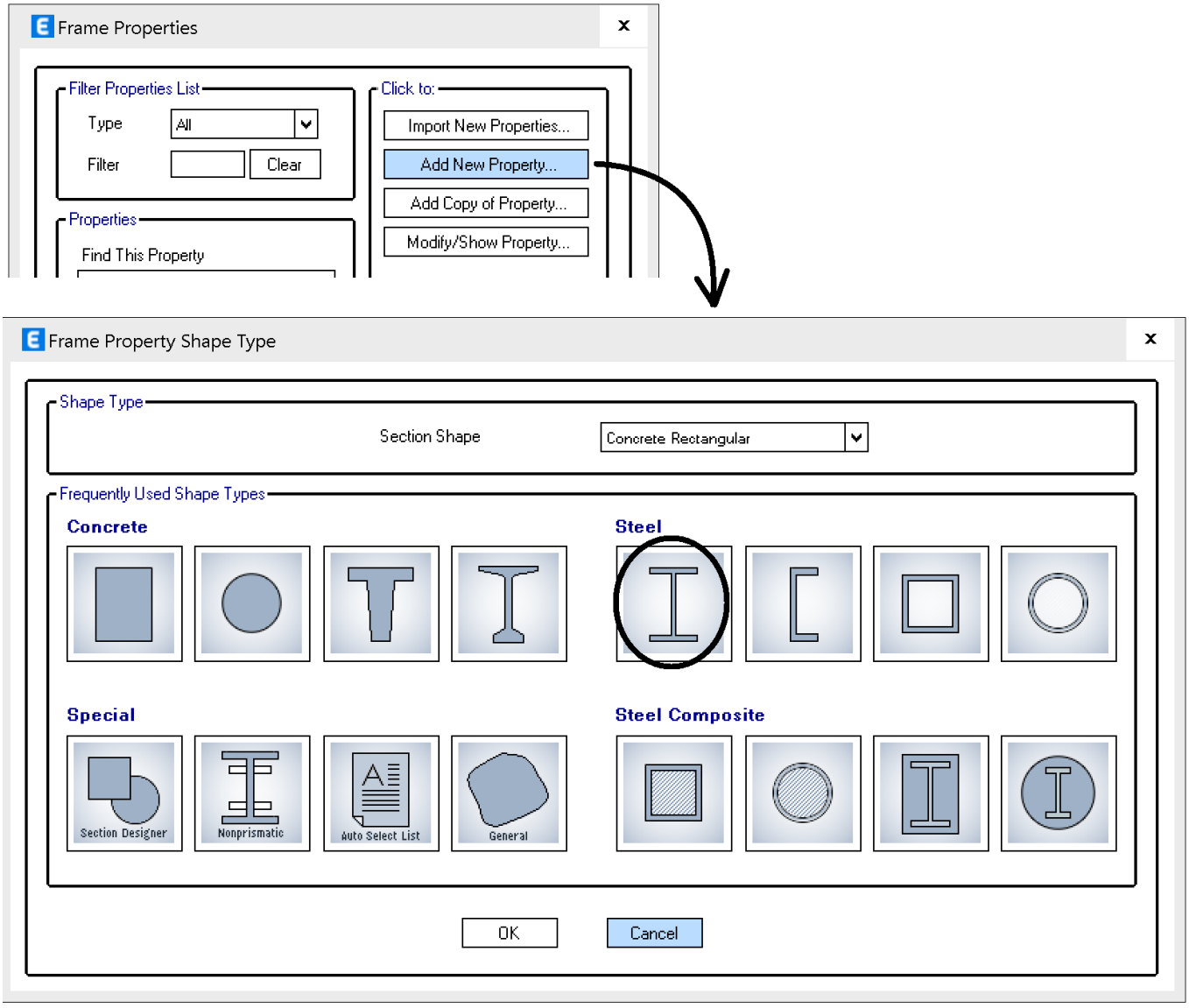


پس از حذف مقاطع پیش فرض ایتبس، مقاطع مورد نیاز خود را تعریف نمایید.

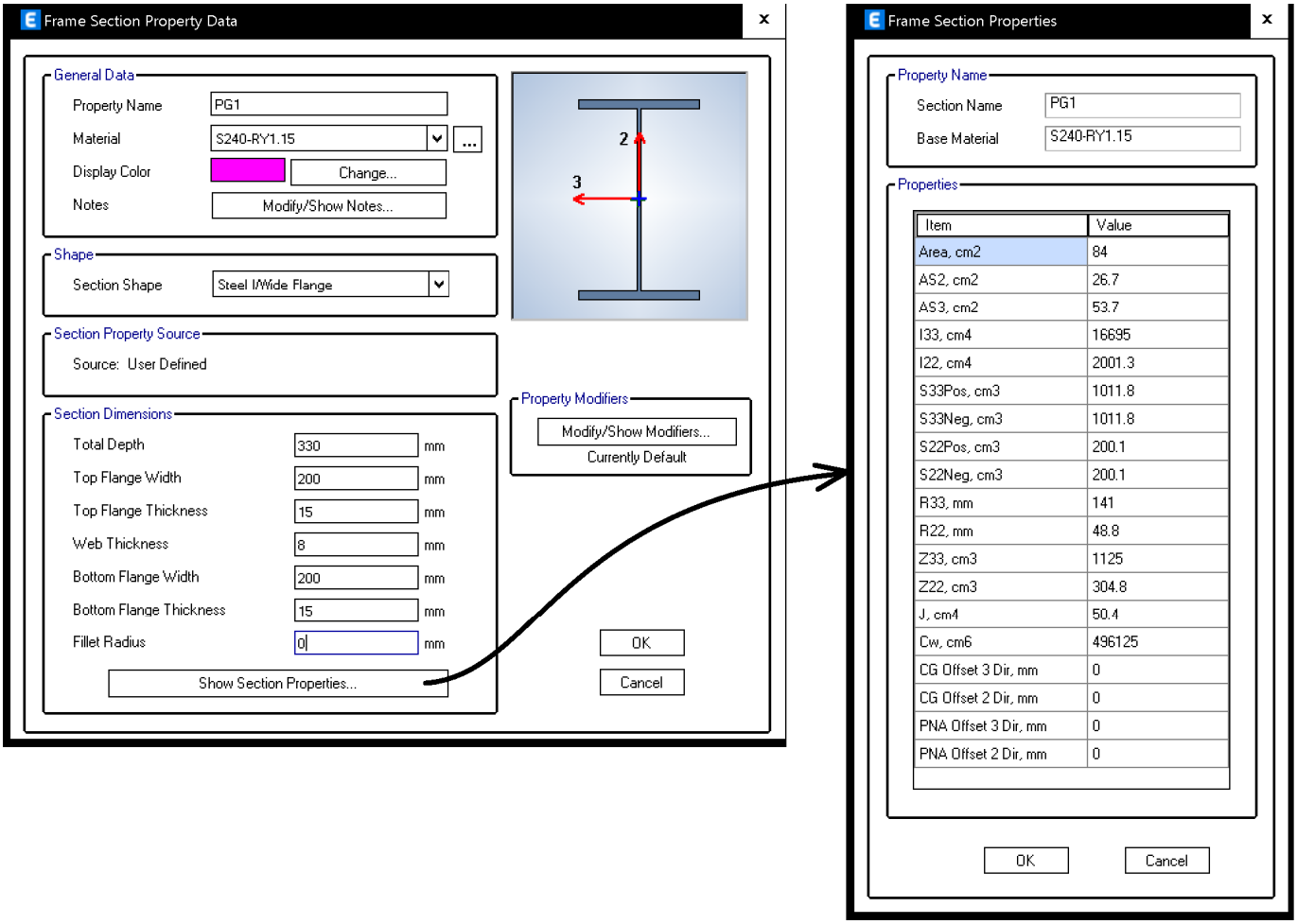
۴-۳-۱ تعریف مقطع I شکل

در سازه های فولادی مقطع I شکل یکی از پرکاربردترین مقاطع می باشد. مقاطع I شکل از نظر نحوه ساخت به دو نوع مقاطع نورد شده (مانند انواع مقاطع IPE) و تیرورقها طبقه بندی می شوند. تیرورق ها را می توان از طریق Add New Property… تعریف نمود (شکل زیر). IPE ها را می توان از طریق Import New Properties… از جدول اشتایل Euro وارد نمود (صفحه ۴۰ همین کتاب).

در شکل زیر نحوه تعریف تیر ورق نشان داده شده است:



پس از تعریف مقطع می توان مطابق شکل سمت راست مشخصات مقطع تعریف شده را مشاهده کرد.

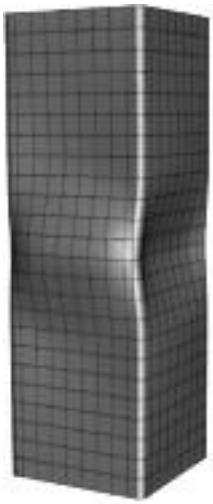


- در تعریف مقاطع تیرورق ابعاد اجزا و ضخامت آنها باید متناسب باشد. به ویژه باید نسبت عرض به ضخامت اجزا کنترل شود تا کمانش موضعی در مقطع رخ ندهد. در این رابطه به صفحات بعدی مراجعه کنید.

۴-۳-۲ فشردگی مقاطع فولادی

یکی از موارد مهم در انتخاب سایز مقاطع بحث فشردگی مقطع می باشد.

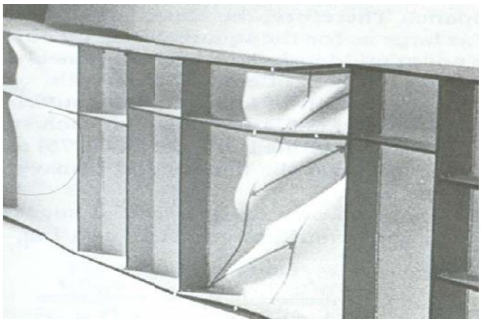
در شکل های زیر به علت نازک بودن (بالا بودن نسبت عرض به ضخامت اجزا) بال و جان مقاطع دچار کمانش موضعی شده است.

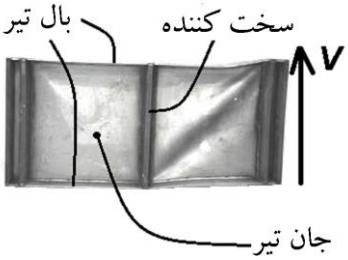






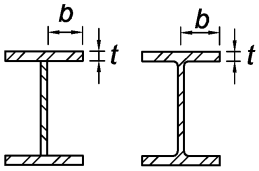
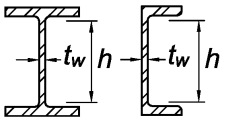
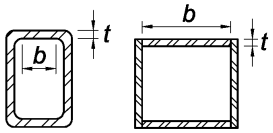
در شکلهای زیر جان تیر دچار کمانش قطری تحت اثر برش شده است.





جدول زیر محدودیت نسبت عرض به ضخامت مقطع I شکل و نیز box را بر اساس مبحث دهم نشان می دهد.
برای فولاد S235 و Ry=1.15 مقادیر آیین نامه ای برای هر مورد داخل باکس نوشته شده است. برای مثال برای بال تیر در قاب خمشی متوسط نسبت b/t بال باید کمتر از 10.34 باشد.

جدول ۱۰-۳-۲-۴: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
۱	در تیرها، ستون‌ها و اعضای مهاربندی: بال‌های مقاطع I شکل،	b/t	**10.34** $0.38\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	**8.16** $0.3\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
۶	جان یا جان‌های به‌کاررفته در تیرها، ستون‌ها و تیرهای پیوند تحت اثر خمش یا ترکیب خمش و فشار: ۱) جان مقاطع I شکل و ناودانی نوردشده و ساخته‌شده از ورق	h/t_w	**102.28** [۱] برای $C_a \le 0.113$: $3.76(1-3.05C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$ برای $C_a > 0.113$: $2.61(1-0.49C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$ $\ge 1.56\sqrt{E/R_yF_y}$	**66.65** [۱] برای $C_a \le 0.113$: $2.45(1-1.04C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$ برای $C_a > 0.113$: $2.26(1-0.38C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$ $\ge 1.56\sqrt{E/R_yF_y}$	
۵	جزء به‌کاررفته در تیر یا ستون با تنش فشاری یکنواخت در اثر خمش، بار محوری یا ترکیب بارمحوری‌وخمش: ۱) بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی‌شکل (HSS)	b/t	**27.2** $1.00\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	**14.96** $0.55\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	

یادداشت‌ها:

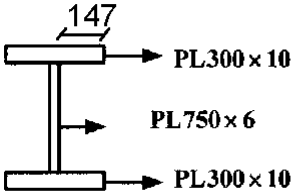
[۱] مقدار C_a از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$C_a = \frac{\alpha_s P_r}{R_y F_y A_g}$$

α_s= ضریبی که مقدار آن در LRFD برابر 1.0 و در ASD برابر 1.5 است. P_r= مقاومت محوری موردنیاز

R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد A_g= سطح مقطع کل

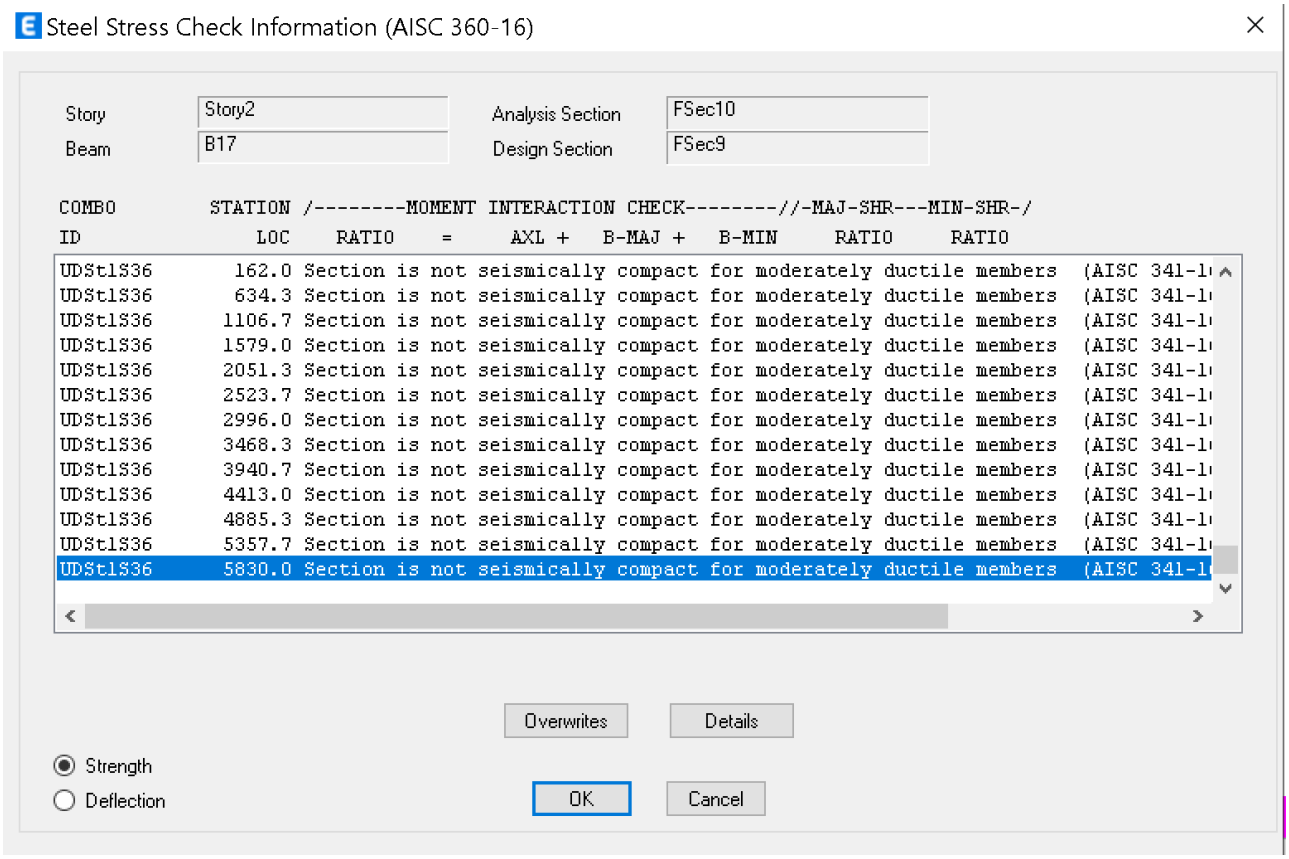
برای مثال استفاده از تیر ورق زیر در قابهای خمشی متوسط و ویژه مجاز نیست.



$$E = ۲\times۱۰^{۶}\ \frac{kg}{cm^{۲}}$$
$$F_y = ۲۴۰۰\ \frac{kg}{cm^{۲}}$$

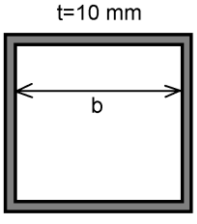
$$\left(0.38\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} = 10.34\right) < \frac{b}{t} = \frac{147}{10} = 14.7$$
$$\left(0.3\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} = 8.16\right) < \frac{b}{t} = \frac{147}{10} = 14.7$$

- توجه موارد مربوط به کنترل فشردگی اعضای تیرها و ستونها مطابق صفحه قبل برای اعضای قابهای خمشی متوسط و ویژه توسط ایتبس کنترل می گردد و در صورتی که مقطعی ضوابط فوق را رعایت کند، پس از طراحی با راست کلیک کردن روی عضو پیغام زیر نمایش داده می شود:



- توجه: کنترل ضابطه فشردگی مقاطع در مبحث دهم جدید تغییر کرده است و وابسته به مقدار Ry می باشد. نرم افزار قبل از کنترل این ضابطه، محدودیتها را طبق مقداری که کاربر برای Fye وارد می کند محاسبه میکند و مقداری که برای Fye در تعریف مصالح وارد می شود در این کنترل تاثیر گذار است و باید صحیح وارد شود.
- توجه: برای کنترل صحیح باید از ایتبس ورژنهای جدید که در آنها آیین نامه AISC360-16 موجود بوده و کنترل بر اساس Ry انجام میشود استفاده کرد. در صورت استفاده از ورژن ۲۰۱۶ و AISC3601-10 در ایتبس، اندکی خطا در کنترل خواهیم داشت. در این حالت کاربر می تواند خود اقدام به کنترل ابعاد هندسی مقطع نماید. برای مثال برای فولاد S235، برای مقاطع ساخته شده از ورق مانند تیرورقها، نسبت b/t باید نباید بیش از 10.34 در نظر گرفته شود.

تمرین: در یک ستون با مقطع باکس ضخامت جداره ستون برابر 10 mm می باشد. حداکثر بعد داخلی ستون که در قاب خمشی متوسط یا ویژه استفاده میشود چند میلیمتر می تواند باشد؟ رده فولاد S235 می باشد و مقطع ساخته شده از ورق می باشد.



شکل پذیری متوسط $\frac{b}{t} \le 27.2 \quad \rightarrow \quad b \le 272\ mm$

شکل پذیری ویژه $\frac{b}{t} \le 14.96 \quad \rightarrow \quad b \le 149.6\ mm$

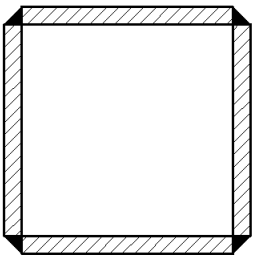
همانطور که مشاهده می شود در قاب های خمشی ویژه محدودیت بسیار سخت گیرانه می باشد و عملا برای ستونهای ویژه باید از اعضا با ضخامت جدار بالا استفاده شود. در یک ستون ویژه که در آن بعد داخلی ستون 400 mm میباشد، ضخامت جداره ستون حداقل باید برابر $t \ge \frac{b}{14.96} = \frac{400}{14.96} = 26\ mm$ باشد که با توجه به ضخامت های موجود در بازار عملا باید از ورق 30 mm استفاده شود. اگر همین ستون در قاب خمشی متوسط استفاده گردد، باید ضخامت جداره ستون حداقل برابر $t \ge \frac{b}{27.2} = \frac{400}{27.2} = 14.7mm$ باشد که با توجه به ضخامت های موجود در بازار عملا باید از ورق 15 mm استفاده شود.

۴-۳-۳ مقطع باکس فولادی



مقاطع باکس مورد استفاده از سازه های فولادی در کشور، معمولا از جوش دادن ورقها ساخته می شوند. در رابطه با نحوه صحیح جوشکاری مقاطع اختلاف نظر هست.

روش اول (روش سنتی): استفاده از جوش گوشه بدون آماده سازی لبه



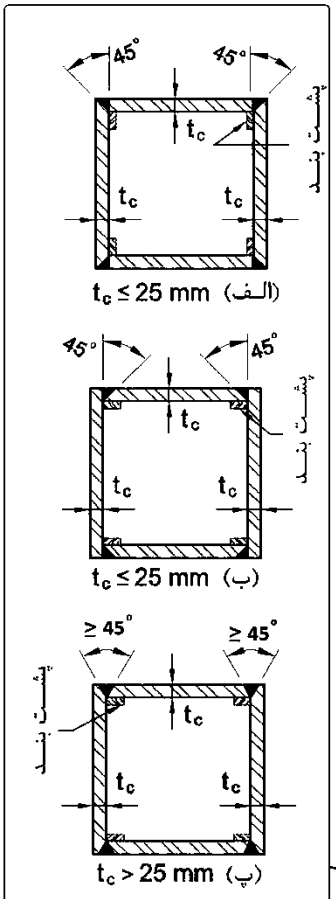
روش دوم: استفاده از جوش شیاری که نیاز به آماده سازی لبه دارد (شکلهای زیر).
مطابق بند زیر در قابهای خمشی متوسط و ویژه در نزدیکی محل اتصال تیر به ستون اتصال بال به جان باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. به همین جهت طبق آیین نامه جدید آماده سازی لبه و استفاده از جوش شیاری در ساخت ستون باکس الزامی می باشد.

۱۰-۳-۷ اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده

۱۰-۳-۷-۱ الزامات عمومی

ب) اعضا

- در ستون‌های H شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر به‌علاوهٔ 300 میلی‌متر بالا و پایین بال‌های تیر که به‌عنوان نواحی بحرانی ستون نامیده می‌شوند، اتصال جان به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. بعد جوش‌های گوشهٔ تقویتی در هر طرف جان ستون نباید از کوچک‌ترین دو مقدار ضخامت جان و 8 میلی‌متر، کمتر باشد.
- در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری (مقاطع H شکل جعبه‌ای شده)، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر به‌علاوهٔ 300 میلی‌متر بالا و پایین بال تیر که به‌عنوان نواحی بحرانی ستون نامیده می‌شوند، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با ورق پشت‌بند باشد. در خارج از نواحی بحرانی طول ستون، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون می‌تواند با استفاده از جوش شیاری با نفوذ ناقص (بدون استفاده از ورق پشت‌بند) انجام پذیرد. جزئیات اتصال جوش شیاری با نفوذ کامل در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق با ضخامت کمتر یا مساوی 25 میلی‌متر باید مطابق شکل ۱۰-۳-۷-۱-الف یا ۱۰-۳-۷-۱-ب و برای ورق‌های بزرگ‌تر از 25 میلی‌متر مطابق شکل ۱۰-۳-۷-۱-پ باشد.

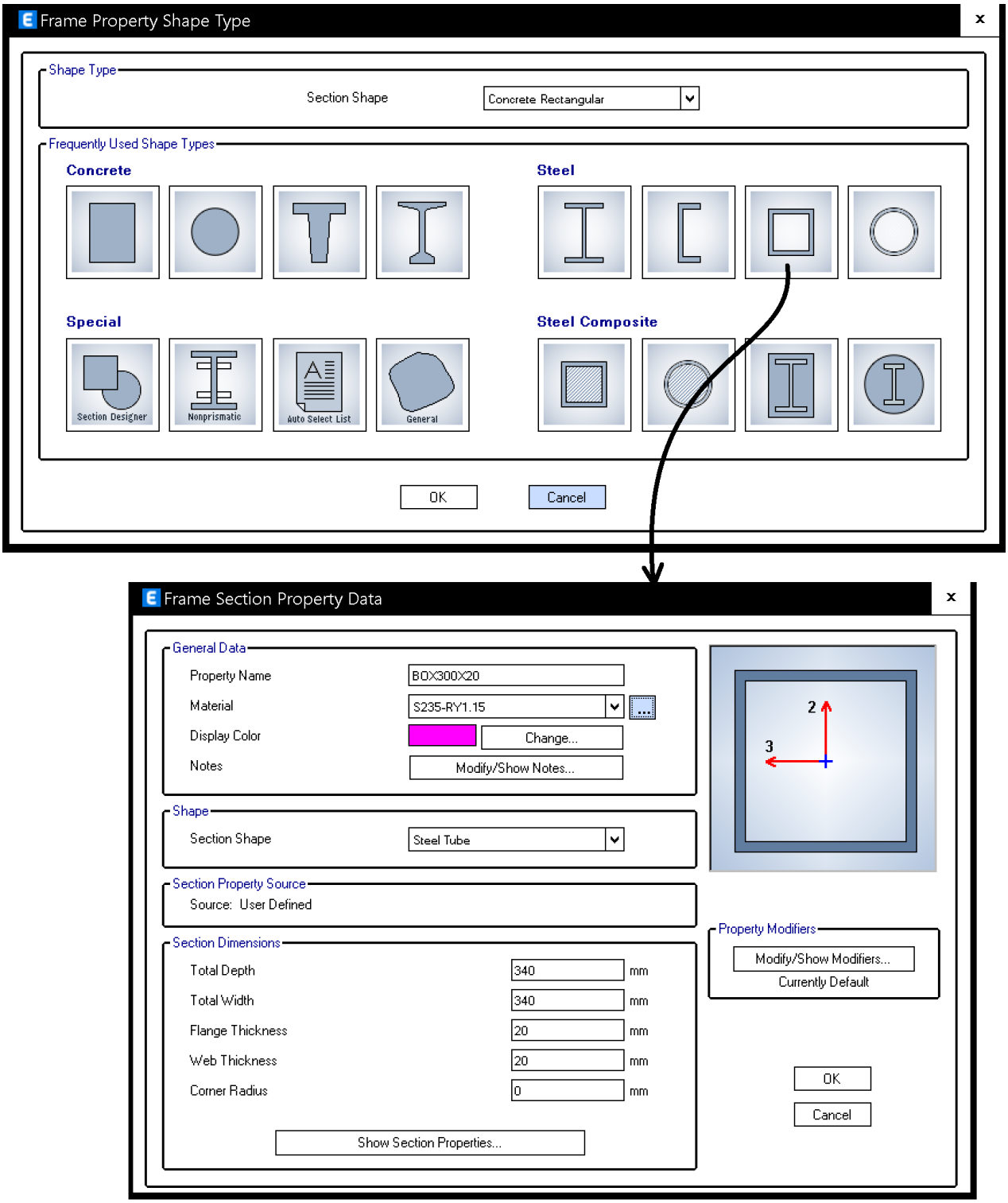


شکل ۱۰-۳-۷-۱:
نحوهٔ ساخت ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق

با توجه به اینکه طبق آیین نامه جدید مقاطع باکس باید از اتصال ورقها با جوش شیاری به هم ساخته شود، عملا گوشه های مقطع نیز جزو مقطع به حساب آمده و می توان برای تعریف مقطع باکس مستقیما از مقطع باکس آماده در قسمت مقاطع استفاده نمود. توجه شود که قبلا ورقها به صورت جوش گوشه به هم متصل می شدند و اجازه نداشتیم گوشه ها را جزئی از مقطع به حساب آوریم. شکل زیر نحوه تعریف یک نمونه مقطع باکس را نشان می دهد. برای یک بعد مشخص می توان مقاطع با ضخامت های جداره متفاوت تعریف نمود. برای مثال اگر بعد داخلی مقطع برابر 300 mm باشد، برای قاب خمشی متوسط و با فرض S235 برای فولاد، میتوان مقاطع زیر را تعریف نمود:

$Box\ 300 \times 12$ $Box\ 300 \times 15$ $Box\ 300 \times 20$ $Box\ 300 \times 25$ $Box\ 300 \times 25$

در شکل زیر نحوه تعریف باکس $Box\ 300 \times 20$ نشان داده شده است. توجه کنید که بعد داخلی مقطع 300 mm و بعد خارجی مقطع 340 mm می باشد.



۴-۳-۴ مقاطع فولادی بست دار

توجه شود که در مبحث دهم استفاده از ستونهای بست دار در قاب خمشی متوسط کلا ممنوع شده است. بنابراین اگر از این ستونها استفاده میکنیم، ستون مورد نظر در هیچکدام از دو راستای عمود بر هم نباید به تیرهای مربوط به قاب خمشی متوسط و یا ویژه متصل باشد.

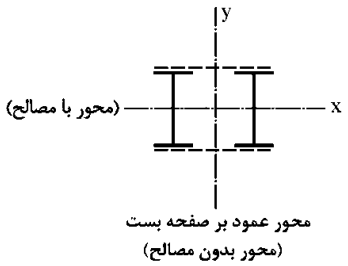
۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

۱۰-۳-۳-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی (OMF)

۱۰-۳-۳-۱-۲ محدودیت تیرها و ستون‌ها

در قاب‌های خمشی معمولی تیرها و ستون‌ها باید دارای شرایط زیر باشند:

ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز است، مشروط بر آنکه خمش در ستون حول محور با مصالح (عمود بر جان‌های مقاطع) باشد.

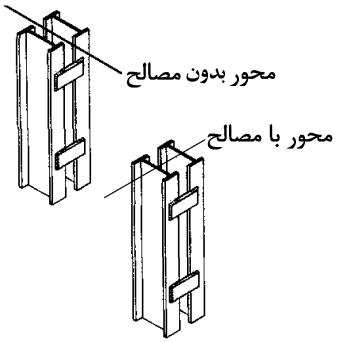


۱۰-۳-۳-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط (IMF)

۱۰-۳-۳-۲-۲ محدودیت تیرها و ستون‌ها

در قاب‌های خمشی متوسط، تیرها و ستون‌ها باید دارای شرایط زیر باشند:

ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نیست.



۱۰-۳-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه (SMF)

۱۰-۳-۳-۳-۲ محدودیت تیرها و ستون‌ها

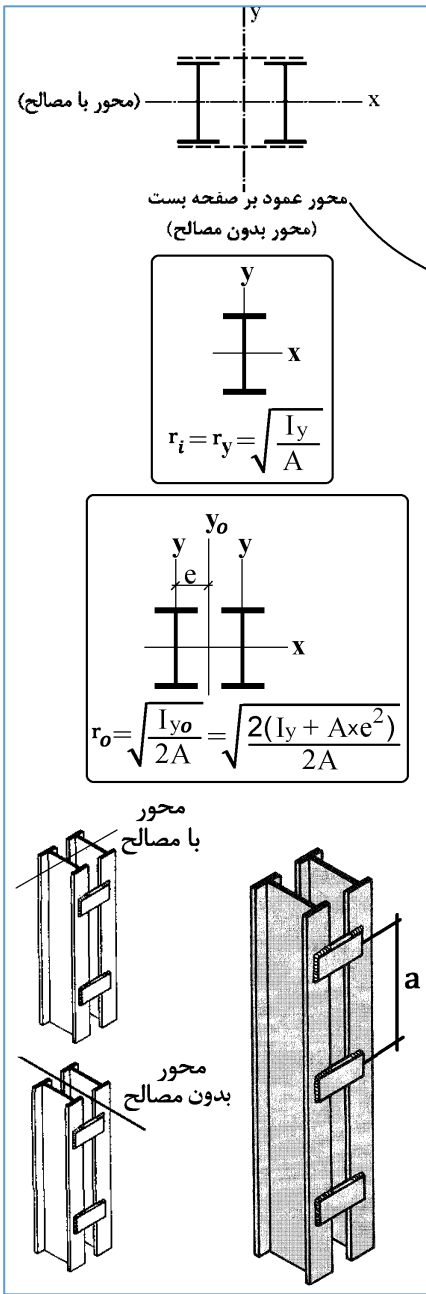
تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه باید دارای شرایط زیر باشند:

ب) در ستون‌ها استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نیست. اجزای مقطع ستون باید در تمامی طول آن به‌صورت پیوسته به یکدیگر متصل شوند.

- در رابطه با فشرده بودن یا نبودن این مقاطع نیز اختلاف نظر بین طراحان وجود دارد. برخی از طراحان این مقاطع را غیرفشرده می دانند.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

به بندهای زیر توجه کنید. در صورت استفاده از این نوع ستونها در سازه لاغری ستون باید اصلاح گردد که خلاصه روابط آنرا در شکل زیر مشاهده میکنید. نرم افزار ایتبس اصلاحات مربوط به لاغری این اعضا را منظور نمی کند و طراح باید این اثرات را در طراحی ستون منظور کند.



۱۰-۲-۴-۶ اعضای فشاری ساخته‌شده (مرکب)

۱۰-۲-۴-۶-۱ مقاومت فشاری اسمی

مقاومت فشاری اسمی مقاطع ساخته‌شده باید براساس الزامات بندهای ۱۰-۲-۴-۳ و ۱۰-۲-۴-۴ یا ۱۰-۲-۴-۷ و با اصلاحات لاغری ارائه‌شده در حالت‌های (الف) و (ب) این بند تعیین شود:

الف) در اعضای فشاری ساخته‌شده که در آن‌ها اتصال قطعات متصل‌کنندهٔ میانی به اجزای مختلف مقطع به‌صورت پیچی و با عملکرد اتکائی است، نسبت لاغری نسبت به محور عمود بر صفحهٔ بست (محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده) باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \qquad (۱۰-۲-۴-۱۷)$$

ب) در اعضای فشاری ساخته‌شده که در آن‌ها اتصال قطعات میانی متصل‌کنندهٔ نیمرخ‌های مختلف مقطع به‌صورت جوشی یا پیچی پیش‌تنیده است، نسبت لاغری نسبت به محور عمود بر صفحهٔ بست (محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده) باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$\frac{a}{r_i} \le 40 \;:\; \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \qquad (۱۰-۲-۴-۱۸)$$

$$\frac{a}{r_i} > 40 \;:\; \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \qquad (۱۰-۲-۴-۱۹)$$

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ = نسبت لاغری اصلاح‌شدهٔ عضو فشاری نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده

$\left(\frac{KL}{r}\right)_o$ = نسبت لاغری عضو فشاری نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده

K_i = 0.5 برای مقطع نبشی پشت‌به‌پشت، 0.75 برای مقطع ناودانی پشت‌به‌پشت و 0.86 برای سایر مقاطع

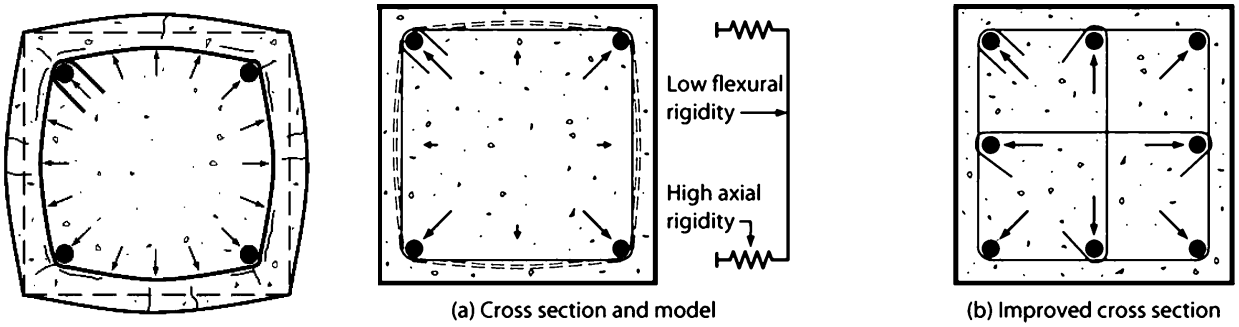
a = فاصلهٔ بین متصل‌کننده‌ها

r_i = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخ‌ها

۴-۴ مقاطع بتنی

۴-۴-۱ مقطع ستون مستطیلی بتنی

وجود **تنگها** و **دورپیچ** ها موجب ایجاد محصوریت در بتن می شود. مقطع زیر مربوط به یک ستون تحت فشار است. با افزایش فشار کرنشهای جانبی موجب افزایش ابعاد مقطع ستون می شود. تنگها محیطی مانع افزایش ابعاد می شوند و یک فشار جانبی به بتن وارد می کنند



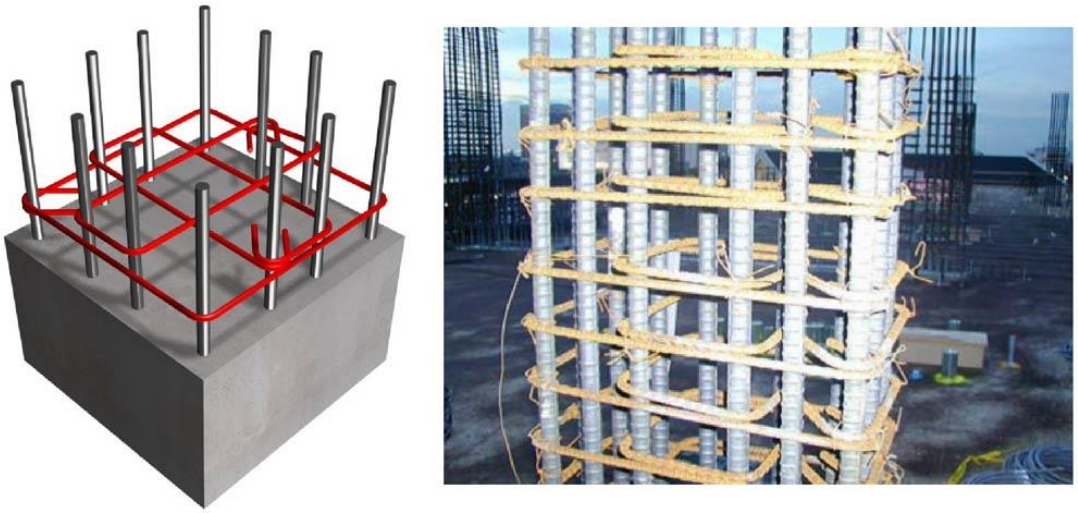
در شکل فوق تنگها تحت کشش قرار میگیرند و بتن هسته داخلی (بتن قرار گرفته در داخل تنگ) تحت فشار جانبی قرار دارد.

- در ستونهای دایروی عموما از **دورپیچ** برای مهار میلگردهای طولی و محصور کردن بتن استفاده میشود.

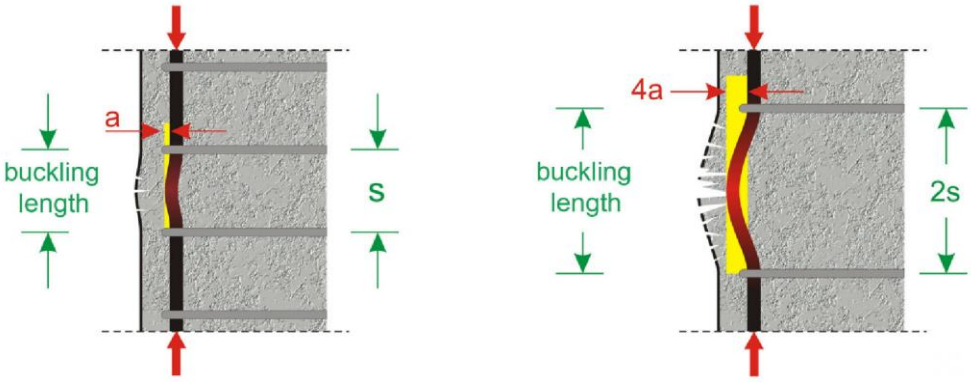
دورپیچ ها به صورت پیوسته و مارپیچ دور ستون در ارتفاع قرار میگیرند (مطابق شکل سمت چپ).



در ستونهای با مقطع مربع (یا مستطیلی) معمولا مطابق شکل های زیر از تنگ با اضلاع مستقیم برای محصور کردن بتن و میلگرد طولی استفاده میشود.



تنگها علاوه بر ایجاد محصوریت برای بتن، مانع کمانش میلگردهای طولی نیز می شوند. فاصله تنگها (s در شکل) تاثیر قابل توجهی در جلوگیری از کمانش میلگردهای طولی دارد.

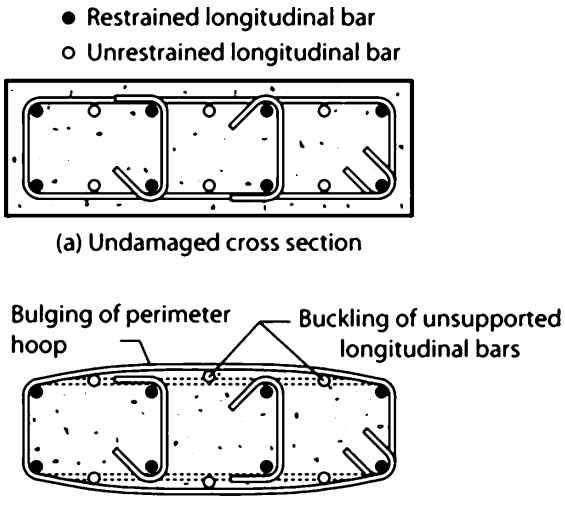


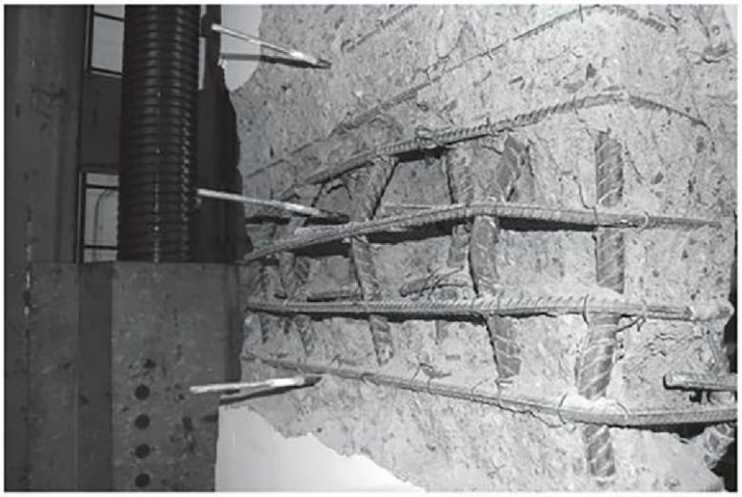
در شکل زیر از تنگهای ضعیف و با فواصل زیاد استفاده شده است:



در شکل زیر فشار جانبی بتن تحت فشار موجب شکم دهی تنگها به سمت بیرون شده است. پس از شکم دهی تنگها، میلگردهای طولی نیز کمانش می کنند. میلگرد هایی که به صورت دایره توپر ترسیم شده اند، توسط سنجاق و یا گوشه تنگها به صورت مستقیم مهار شده اند ولی میلگرد هایی که با دایره توخالی نشان داده شده اند، به صورت مستقیم مهار نشده اند.

احتمال کمانش میلگردهای بدون مهار بیشتر است.




(c) Photograph of failed section

بندهای زیر ضوابط محدودیت درصد میلگرد در ستونها را نشان میدهد (مبحث نهم ویرایش ۹۹).

۹-۲۰-۵-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۳-۲-۱ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع میلگردهای طولی به کل سطح مقطع ستون نباید کم‌تر از یک درصد و بیش‌تر از هشت درصد در نظر گرفته شود. این محدودیت باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۹-۲۰-۶-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

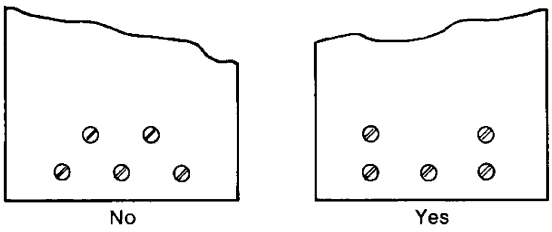
۹-۲۰-۶-۳-۲ ارماتورهای طولی

۹-۲۰-۶-۳-۲-۱ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع آرماتور طولی به سطح مقطع کل ستون نباید کم‌تر از یک درصد و بیش‌تر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

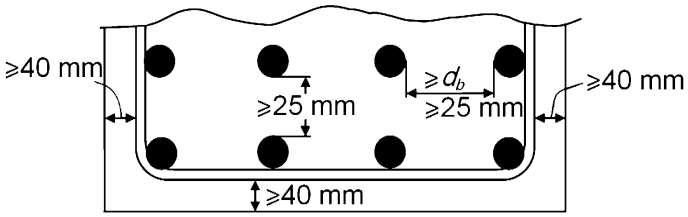
به شکل زیر توجه کنید. حجم میلگردهای طولی بالا بوده و بنابراین فاصله میلگردها کم می باشد. در این حالت بتن نمی تواند از بین میلگردها عبور کند و مقطع ممکن است کرمو شود.

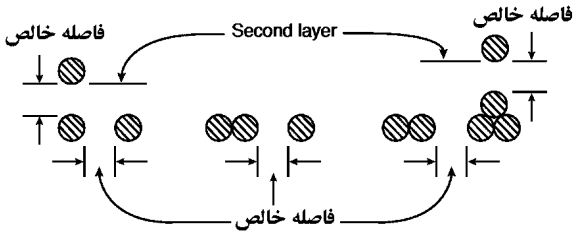
- در شکل پذیری متوسط حداکثر درصد میلگرد تا ۸ درصد مجاز دانسته شده است، ولی باید توجه داشت که سایز و چیدمان میلگردها باید به گونه ای باشد که بتن بتواند از بین میلگردها عبور کند. در ستونها فاصله خالص بین میلگردها نباید کمتر از 4cm و یا 1.5db (هر کدام که بزرگتر است) باشد. همچنین فاصله آزاد باید بزرگتر از 4/3 اندازه بزرگترین سنگدانه باشد.





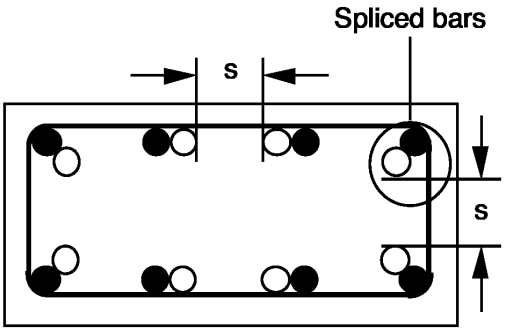
Arrangement of bars In two layers (ACI Section 7.6.2).



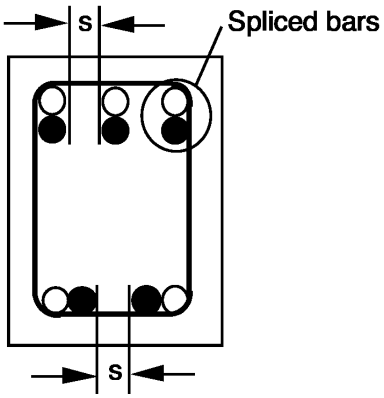


حداقل فاصله خالص	اعضای خمشی	Max (d_b , 25mm)
	اعضای فشاری	Max (1.5 d_b , 40 mm)

به شکل زیر توجه کنید. فاصله آزاد بین میلگردها باید در محل وصله نیز رعایت شود:



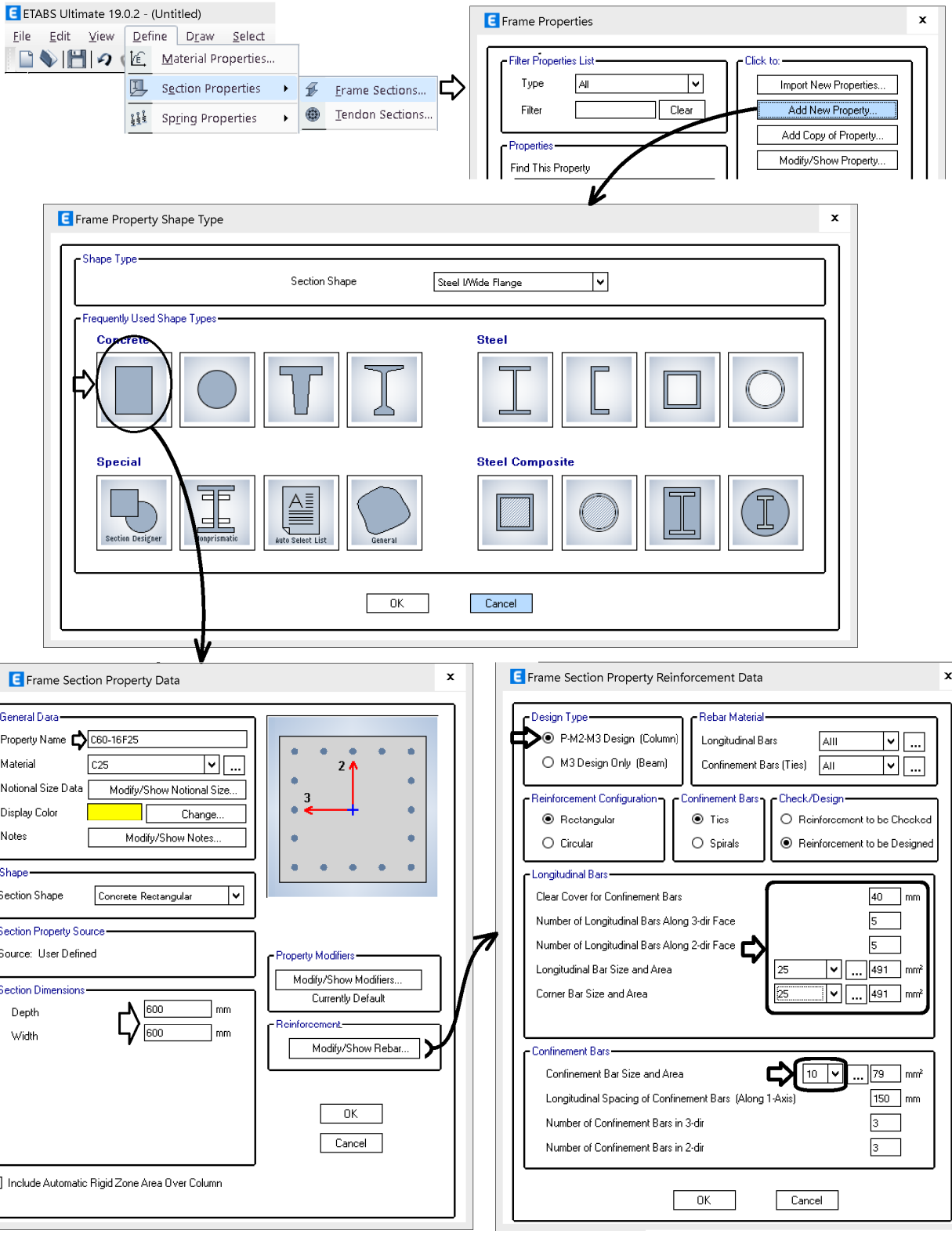
(b) Column With Offset Corner Bars

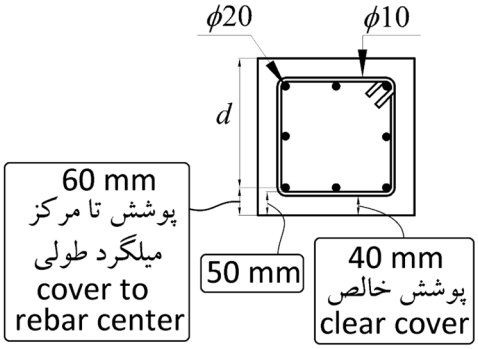


(c) Beam Bar Splices

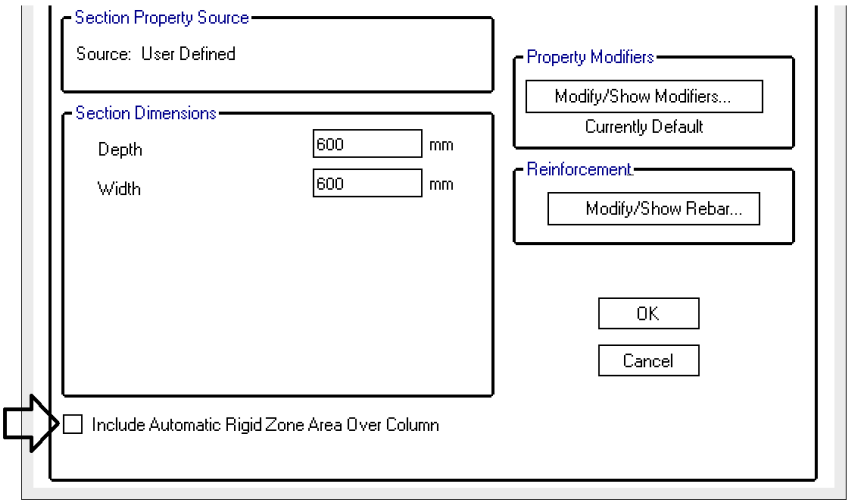
۲-۴-۴ نحوه تعریف مقطع ستون بتنی

شکل زیر نحوه تعریف یک ستون 60x60 بتنی با $16\phi25$ را نشان می دهد:

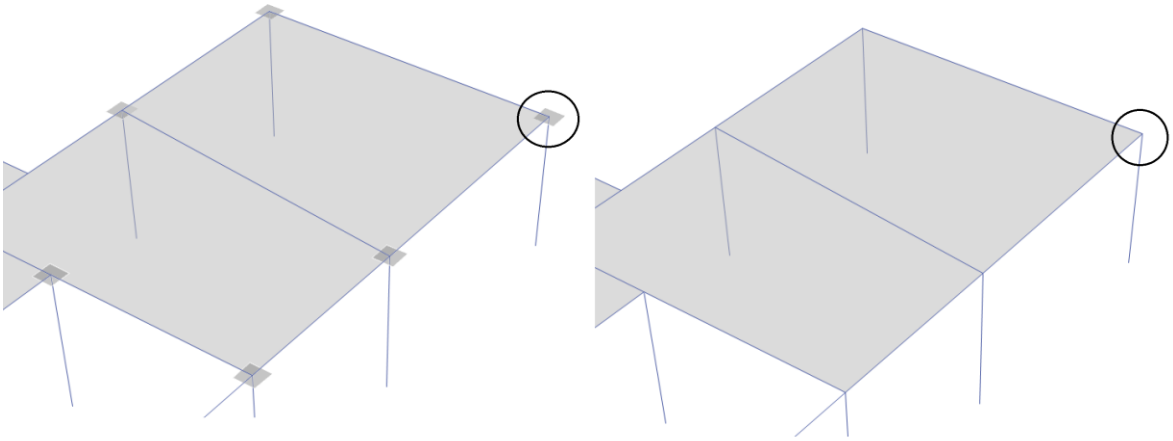




در ایتبس های ورژن بالا (بالاتر از ورژن ۱۶) یک گزینه اضافی در تعریف ستونها مطابق شکل زیر قرار داده شده است.



در صورت فعال کردن گزینه فوق در تعریف ستون، نرم افزار (پس از تحلیل سازه) به طور اتوماتیک در انتهای ستون مورد نظر یک دال بتنی به ابعاد خود ستون و از نوع stiff ترسیم می کند. نرم افزار ممان اینرسی این دال را ۱۰۰ برابر مقدار محاسباتی در نظر میگیرد تا ناحیه صلب محل اتصال دال به ستون را منظور کند. با کلیک راست کردن بر روی این دالها میتوان مشخصات و مقطع آنرا در ایتبس بررسی کرد.



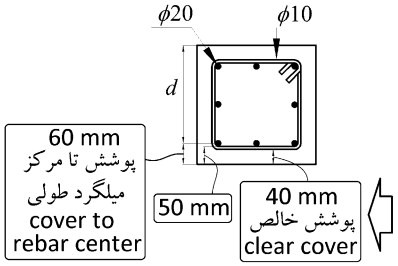
- با فعال کردن این گزینه سختی جانبی قاب افزایش یافته و **دریفت سازه** کاهش می یابد.
- در مواردی که مانند شکل بالا، تیر متصل به ستون داریم، فعال کردن این گزینه توصیه نمی شود. چون اصولا برای تیرها ناحیه صلب انتهایی (rigid zone) تعریف میشود و تعریف مجدد این مساحت صلب سختی ناحیه صلب را دو چندان می کند.
- در مواردی که در ستونهای خاصی تیر نداریم و دال بتنی به ستون متصل میشود (دال بدون تیر) در این حالت توصیه میشود جهت مدلسازی بهتر ناحیه اتصال دال به ستون این گزینه برای ستونهایی که تیر ندارند فعال شود.
- اگر از نرم افزار ایتبس برای طراحی دال (طراحی خمشی، برشی، کنترل خیز و ...) استفاده میشود، توصیه میشود این گزینه برای ستونها در هر حال فعال شود. توجه کنید که اگر برای طراحی دال از سیف استفاده کنیم، نرم افزار سیف به صورت اتوماتیک این گزینه را فعال دارد.

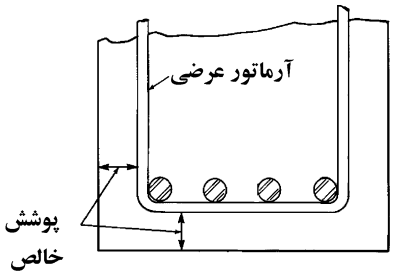
۳-۴-۴ پوشش بتن

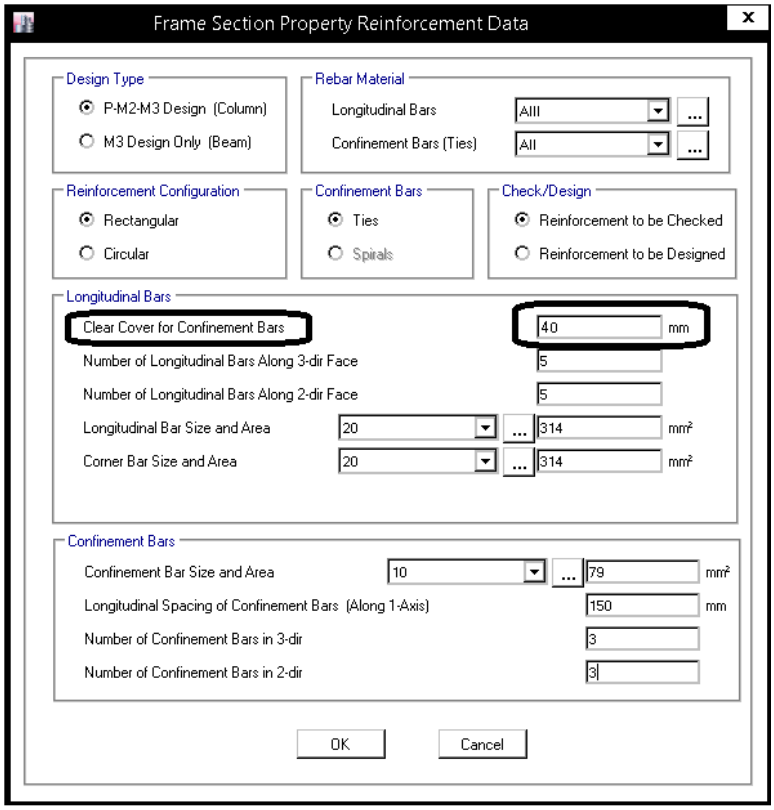
مبحث نهم ویرایش ۹۹: در شرایط محیطی متوسط برای ستونها پوشش خالص Clear cover=40 mm می باشد. برای تیرها با آرماتور گذاری متعارف به صورت تقریبی پوشش تا مرکز میلگرد را میتوان برابر 70 mm منظور کرد.

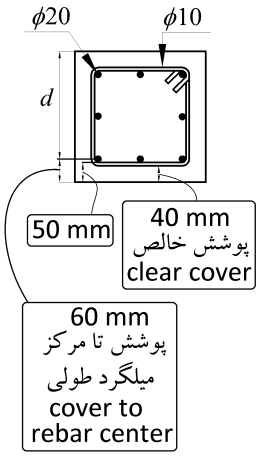
جدول ۹-۴-۶ حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگرد برای اجزای بتنی

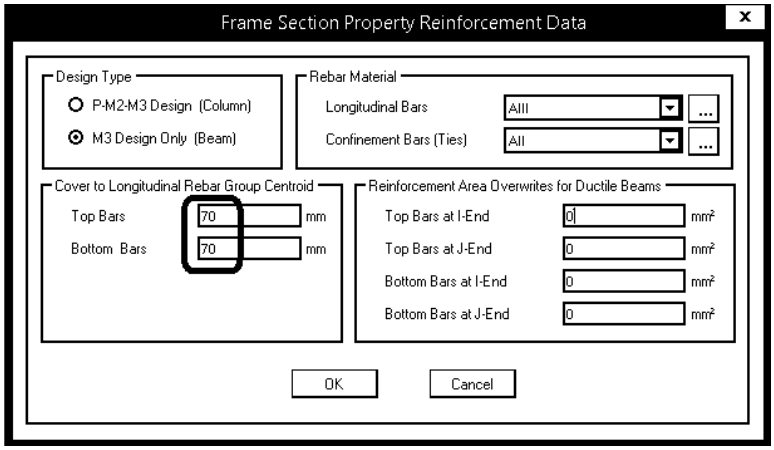
شرایط محیطی سازه‌ی بتنی	نوع عضو	میلگردها	پوشش روی میلگردها، میلی‌متر
بتن در تماس دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	کلیه‌ی میلگردها	۷۵
بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلی متر	۵۰
		میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلی متر و کم‌تر	۴۰
بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست.	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلیمتر	۴۰
		میلگردهای قطر ۳۴ میلی متر و نازک‌تر	۲۰
	تیرها، ستون‌ها، ستون پایه‌ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰







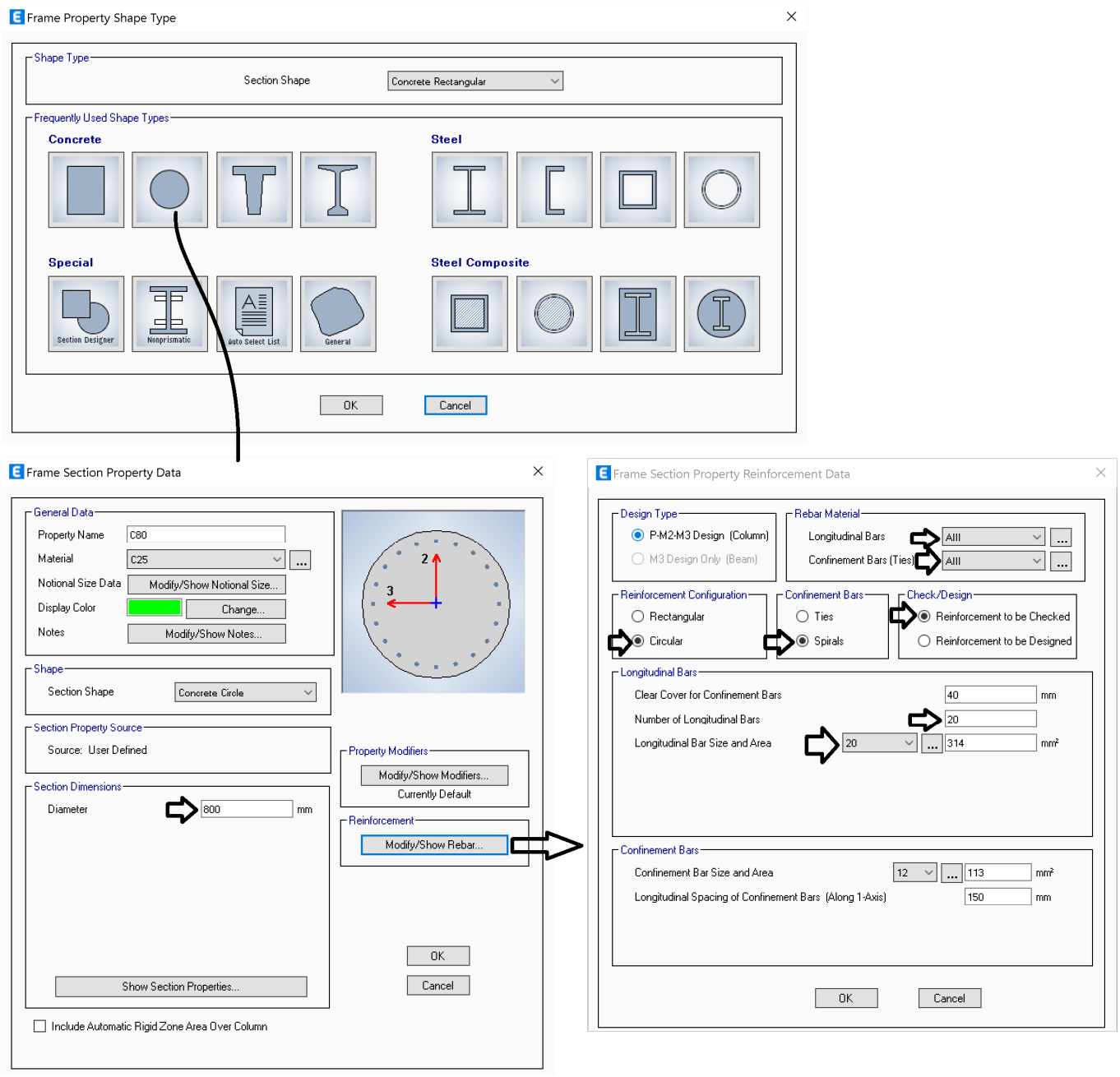




۴-۴-۴ مقطع ستون دایره ای بتنی

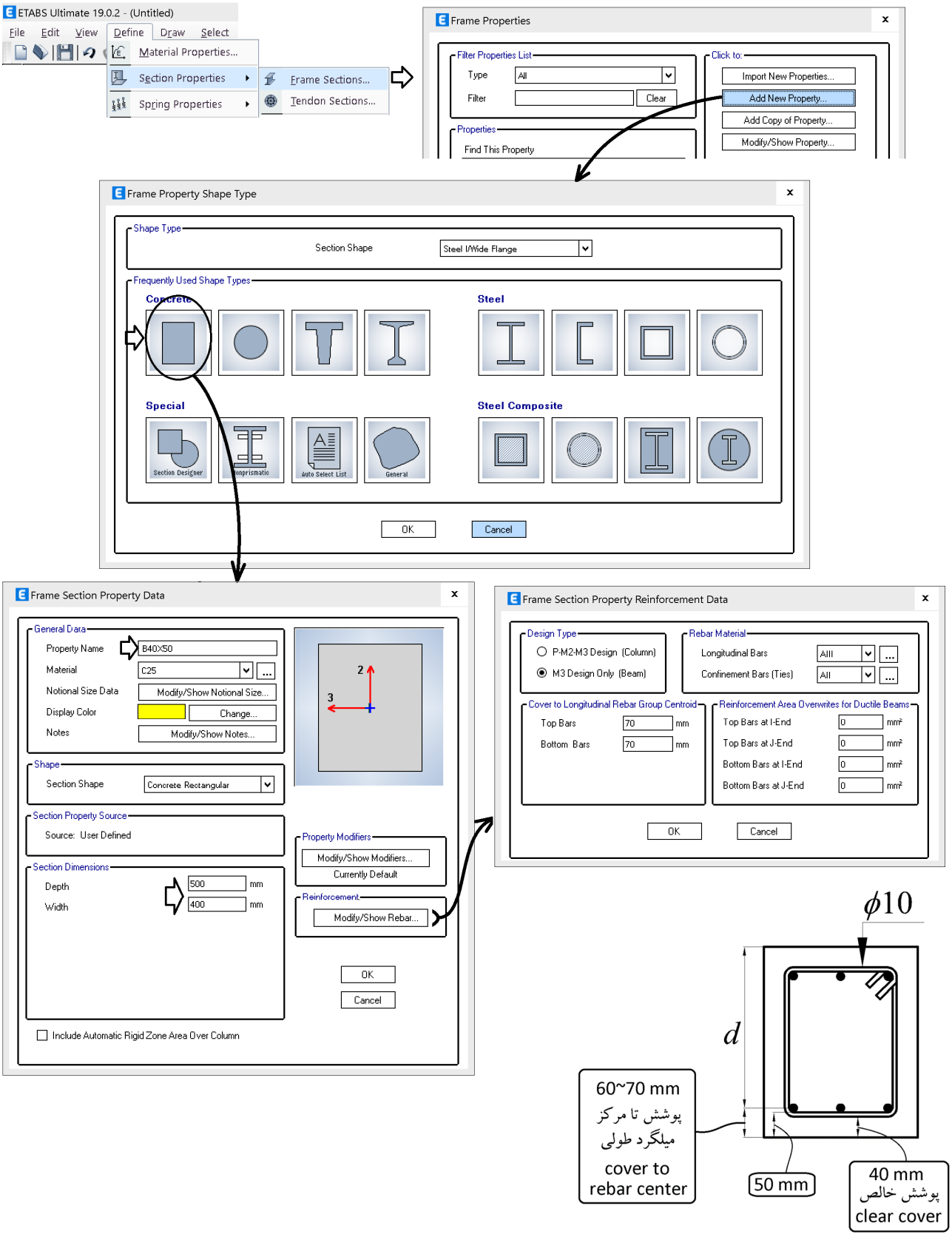
شکل زیر نحوه تعریف یک ستون با مقطع دایره را نشان می دهد. در ساختمانی متعارف مسکونی و اداری استفاده از ستون دایروی عرف نمی باشد. ولی در مجتمع های تجاری و در سازه هایی که نیاز به ستونهایی با ابعاد بزرگ می باشد، گاهی از ستون دایروی استفاده میشود. توجه شود که در ستون دایروی بر خلاف ستون مربع- مستطیلی، عموما از آرماتور دورپیچ (spiral) استفاده میگردد.

همچنین در ستون دایروی لازم نیست میلگردهای طولی ستون به صورت یکی در میان مهار توسط آرماتور عرضی مهار شوند.



۵-۴-۴ مقطع تیر بتنی

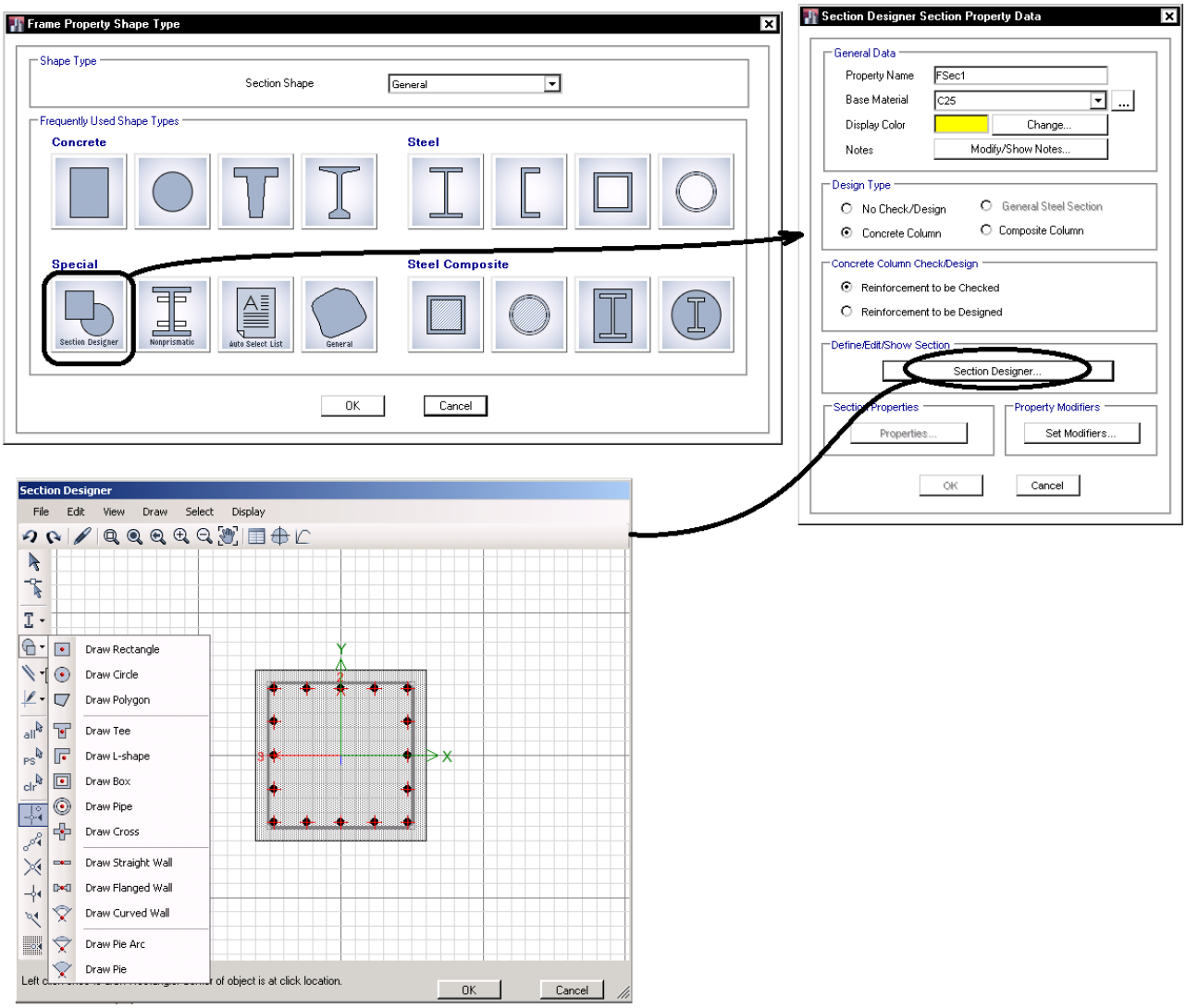
در شکل زیر نحوه تعریف مقطع تیر بتنی نشان داده شده است. برخلاف ستونها، در تیرها تنها ابعاد و پوشش تا مرکز میلگرد را مشخص می کنیم. تعداد و قطر میلگردها را مشخص نمی کنیم. در تیرها بر خلاف ستونها از میلگرد تقویتی استفاده میشود. و بنابراین برخلاف ستونها تعداد میلگردها در طول هر دهانه تغییر میکند و مقاطع بسیار متنوع خواهند بود. به همین جهت در نرم افزار تیرها به صورت طراحی (design) تعریف می شوند به طوریکه مساحت میلگرد تیر در طول تیر توسط نرم افزار محاسبه و اعلام میشود.

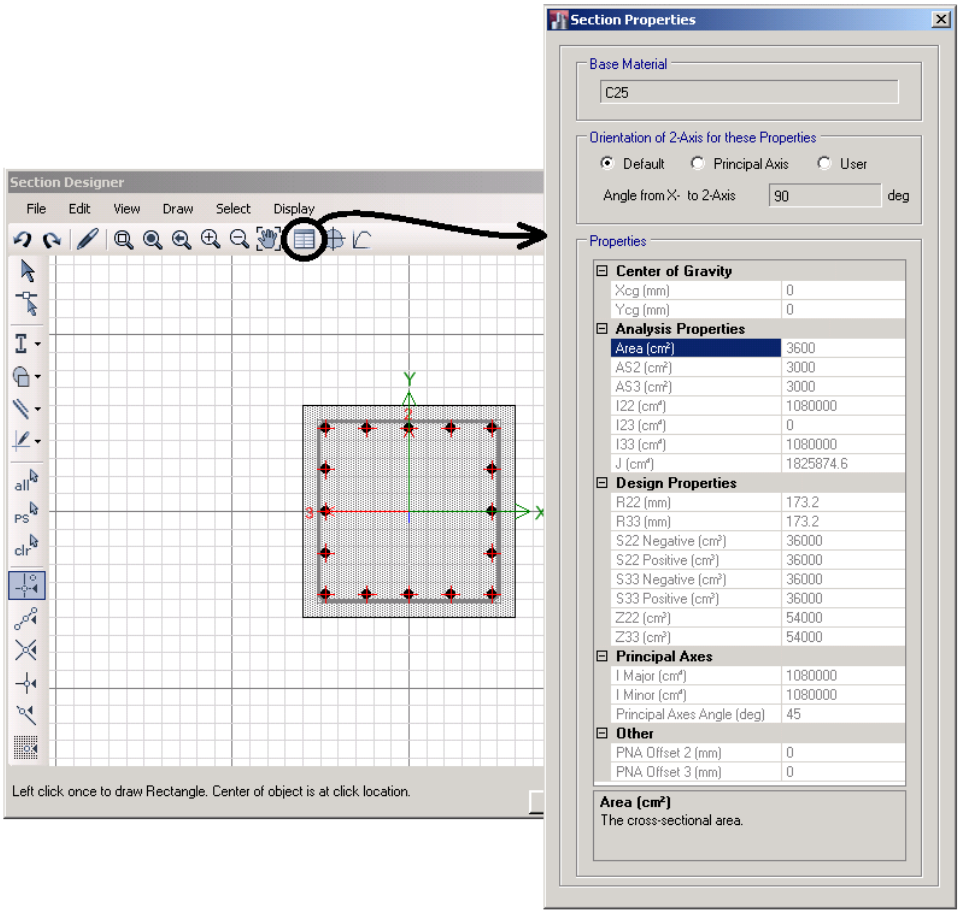


- توجه شود که در تعریف مقطع تیر، پوشش "تا مرکز میلگردها" باید وارد شود که مطابق شکل فوق (در شرایط محیطی متوسط) بسته به قطر خاموت و قطر میلگرد طولی تیر و چیدمان میلگردهای طولی تیر حدود ۶۰ تا ۷۰ میلیمتر میباشد.

۶-۴-۴ مقطع بتنی در Section Designer

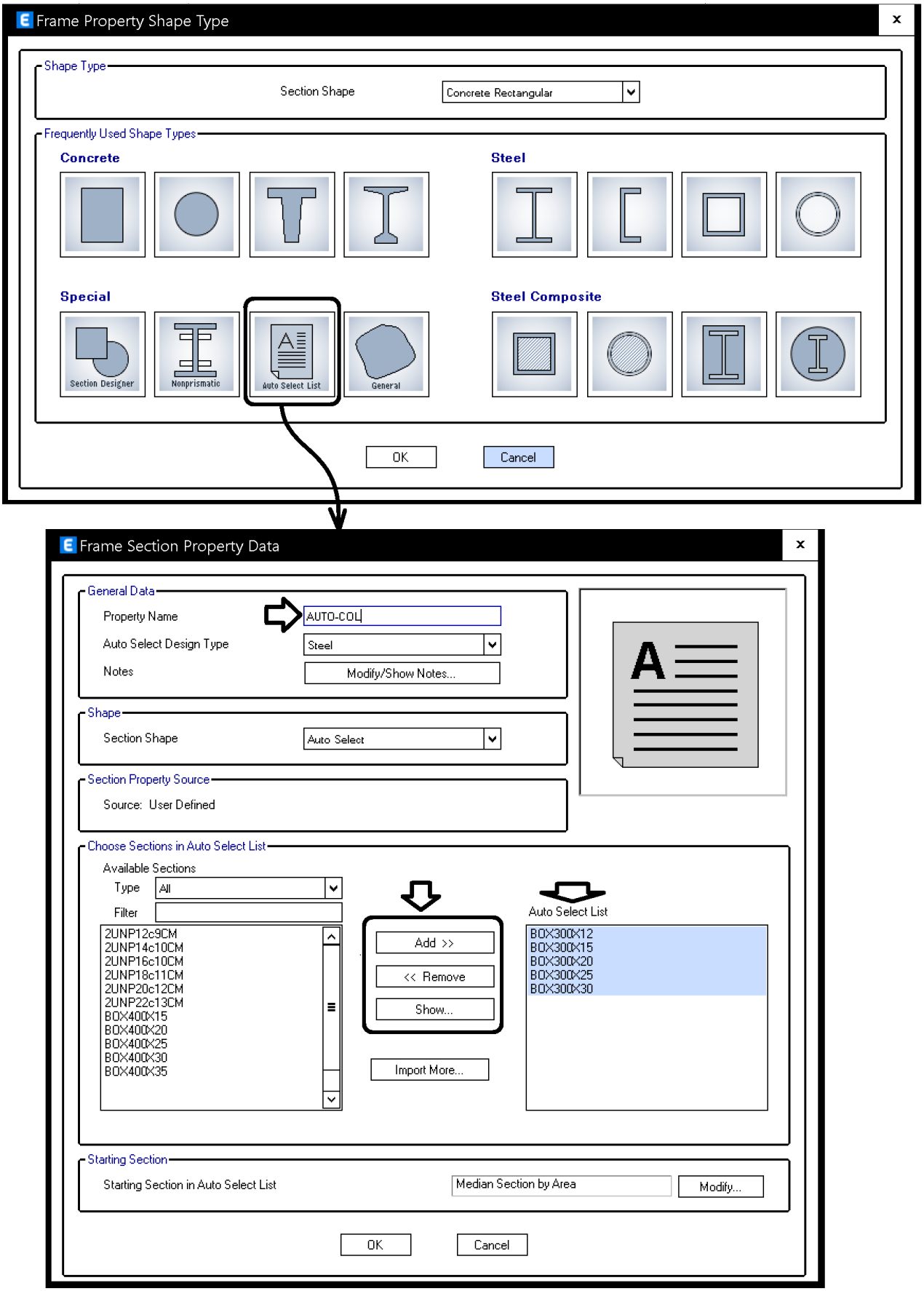
برای تعریف مقاطعی که شکل هندسی مشخصی ندارند (مستطیلی و یا دایره ای نیستند) از SD استفاده می شود.




Section Designer
File Edit View Draw Select Display
Left click once to draw Rectangle. Center of object is at click location.
Section Properties
Base Material
C25
Orientation of 2-Axis for these Properties
Default Principal Axis User
Angle from X- to 2-Axis 90 deg
Properties
Center of Gravity
Xcg (mm) 0
Ycg (mm) 0
Analysis Properties
Area (cm²) 3600
AS2 (cm²) 3000
AS3 (cm²) 3000
I22 (cm⁴) 1080000
I23 (cm⁴) 0
I33 (cm⁴) 1080000
J (cm⁴) 1825874.6
Design Properties
R22 (mm) 173.2
R33 (mm) 173.2
S22 Negative (cm³) 36000
S22 Positive (cm³) 36000
S33 Negative (cm³) 36000
S33 Positive (cm³) 36000
Z22 (cm³) 54000
Z33 (cm³) 54000
Principal Axes
I Major (cm⁴) 1080000
I Minor (cm⁴) 1080000
Principal Axes Angle (deg) 45
Other
PNA Offset 2 (mm) 0
PNA Offset 3 (mm) 0
Area (cm²)
The cross-sectional area.

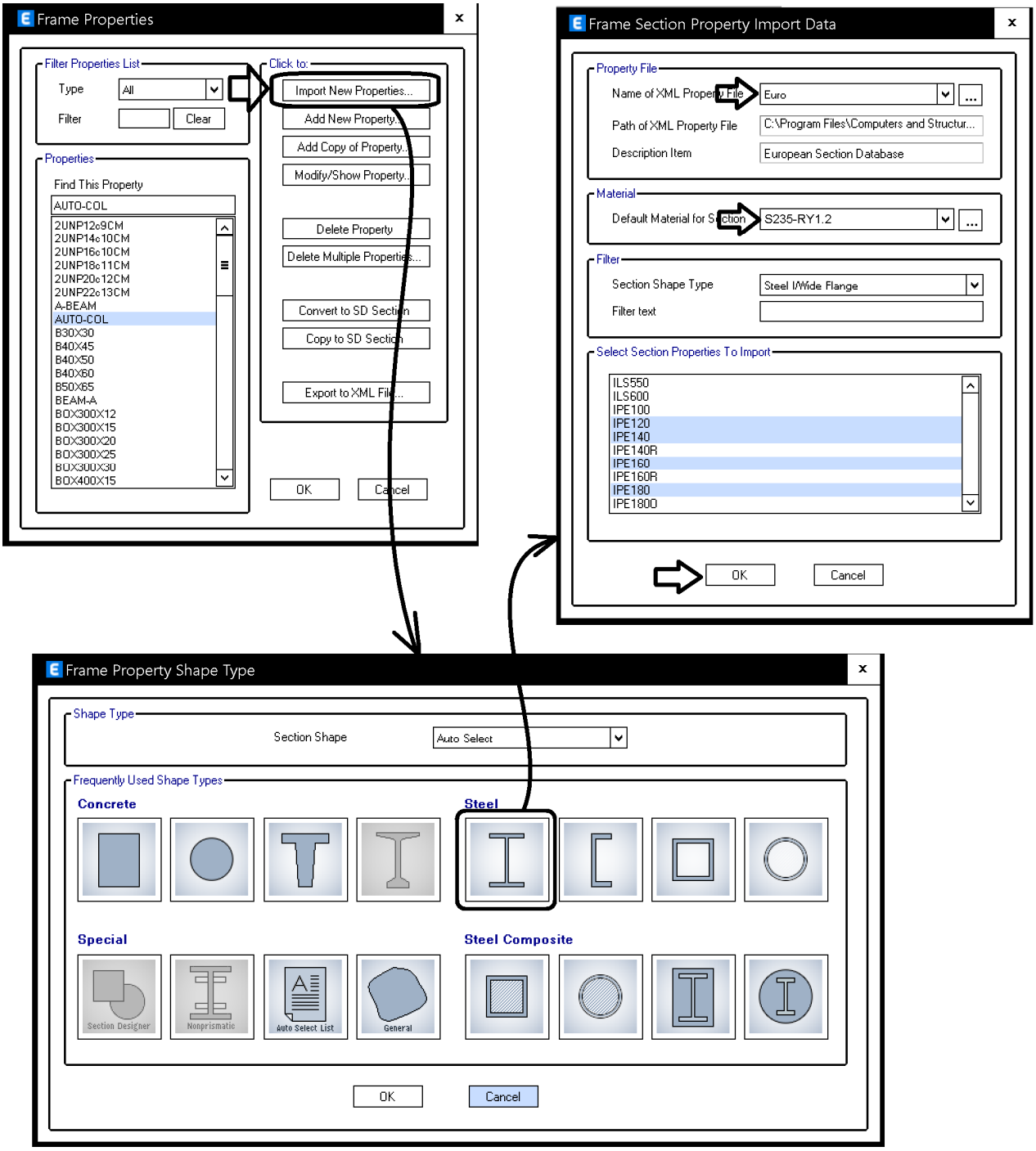
۴-۴-۷ مقطع Auto Selection

پس از تعریف مقاطع و کامل نمودن کتابخانه مقاطع، می توان مقطع اتوماتیک تعریف نمود. سپس تیرها و یا ستونها را با مقطع اتوماتیک ترسیم کرد. اگر عضوی با این مقطع (مقطع Auto) ترسیم شود، توسط ایتبس کوچکترین مقطع ممکن (از بین مقاطع معرفی شده) برای آن عضو انتخاب می شود. می توان چندین مقطع اتوماتیک تعریف کرد. برای مثال برای تیرها، برای ستونها، برای مهاربندها مقاطع مختلف تعریف کرد.

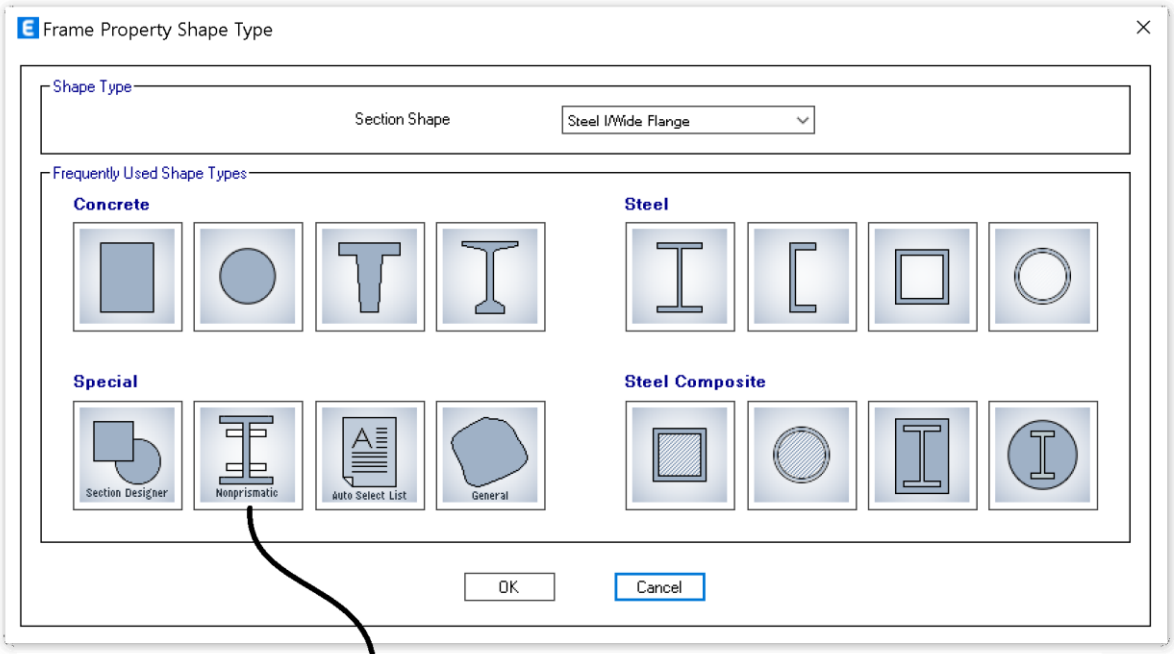


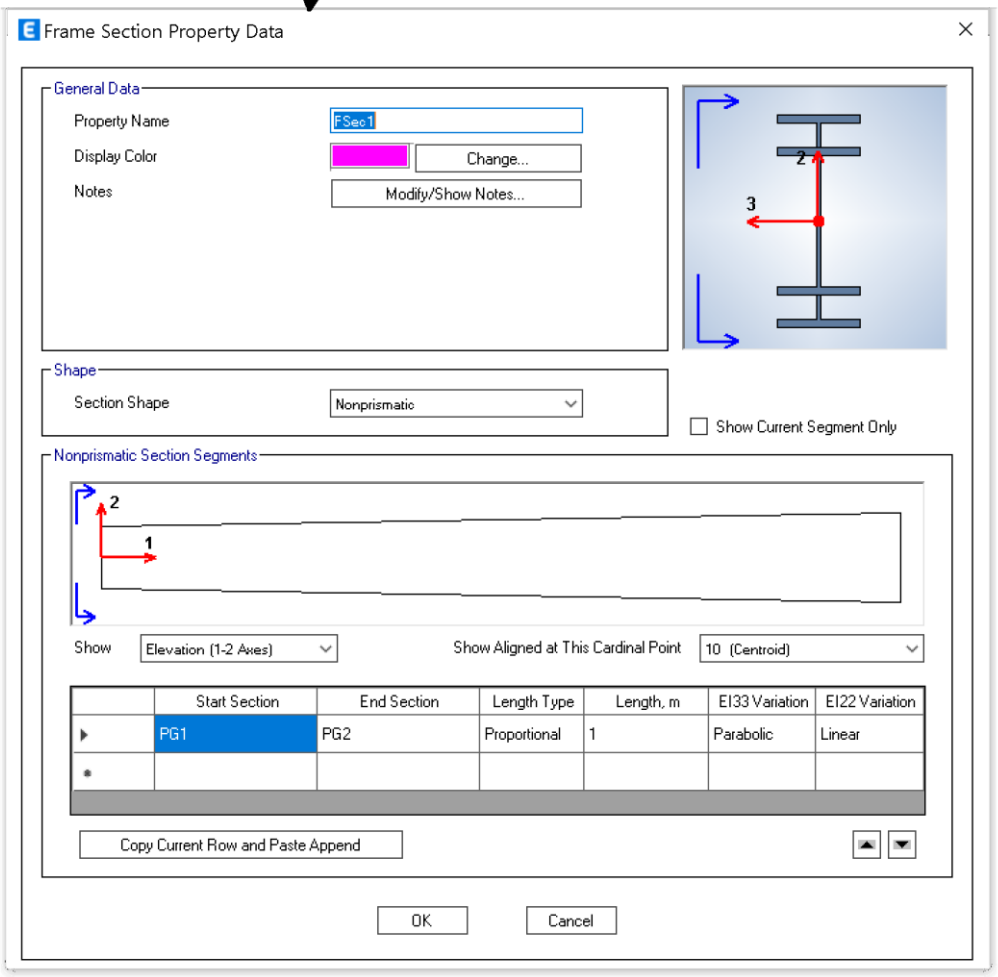
۸-۴-۴ مقاطع جدول اشتایل

مقاطع IPE ها، نبشی ها، ناودانی ها و دیگر مقاطع جدول اشتایل را می توان به صورت زیر import کرد. توجه شود که مقاطع IPE و دیگر مقاطع موجود در ایران (از جمله ناودانی و نبشی) مطابق با جدول مربوط به Euro میباشد.



۵-۴ تعریف مقطع منشوری





۴-۵-۱ استفاده از Section Designer برای ساخت مقاطع فولادی

- در سازه های فولادی (بر خلاف سازه های بتنی) نسبت عرض به ضخامت اجزای مقطع نباید از یک حدی تجاوز کند (نباید بیش از حد نازک باشد). در غیر این صورت به علت نازکی بیش از حد دچار کمانش موضعی می شوند.
- نرم افزار ایتبس نسبت عرض به ضخامت اجزای فولادی را چک می کند (در ورژنهای قدیمی این مورد توسط ایتبس چک نمی شد و کاربر خود وظیفه کنترل ضخامت اجزای تیر و ستون را به عهده داشت).

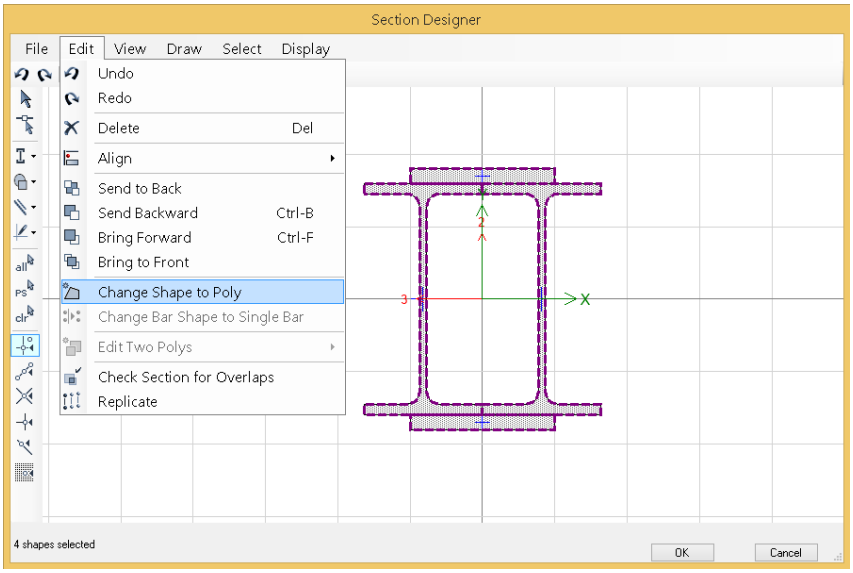
سوال: آیا برای تعریف مقاطع فولادی قادر به استفاده از SD (Section Designer) هستیم؟

پاسخ: اگر مقطعی در SD تعریف شود، ایتبس قادر به کنترل نسبت ضخامت اجزای تشکیل دهنده مقطع (بال و یا جان) نخواهد بود و آنرا از نظر لرزه ای غیر فشرده خواهد شناخت. در این صورت مقاومت آنها را با فرض غیرفشرده بودن آنها محاسبه میکند و همچنین هنگام کنترل ضوابط لرزه ای پیغام خطای عدم فشردگی لرزه ای مقطع صادر میکند. بنابراین مقاطع فولادی بهتر است در SD تعریف نشوند.

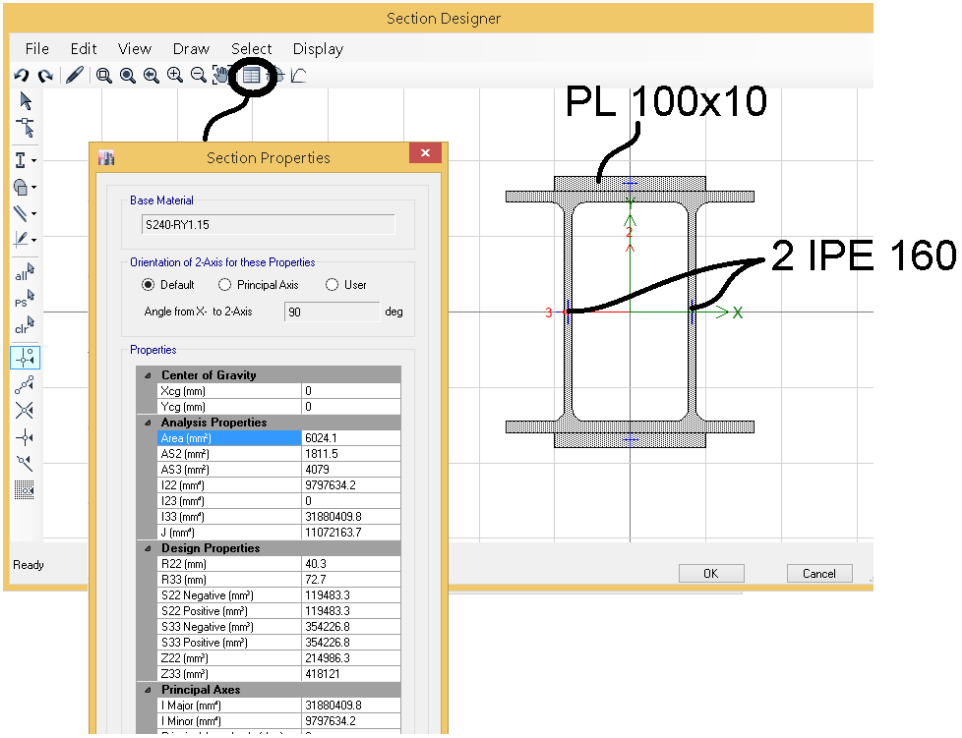
به جای استفاده از Section Designer، می توانید مقاطع فولادی را مطابق مراحل زیر تعریف نمایید.

در این مراحل ابتدا مقطع مورد نظر در SD ترسیم می شود و سپس مشخصات مقطع تعریف شده (مساحت، ممان اینرسی، ...) در جدول اشتایل ایتبس وارد می شود و پس از تعریف آن در جدول اشتایل، همان مقطع از طریق ایتبس import می شود:

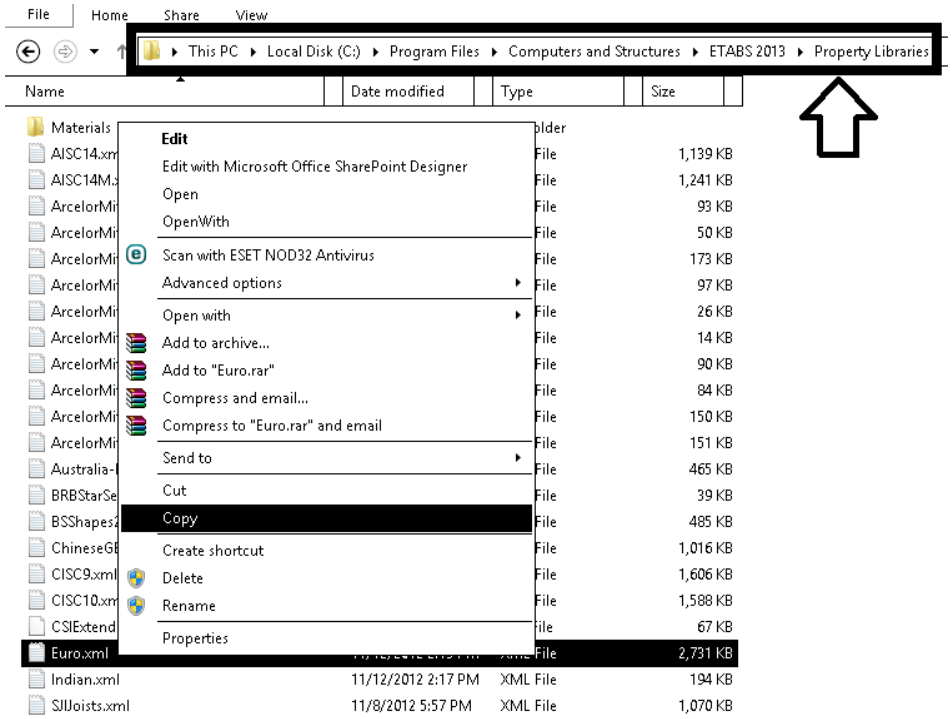
۱- ابتدا باید مقطع مورد نظر در section designer ترسیم شود. پس از ترسیم مقطع کل مقطع را انتخاب کره و مطابق شکل زیر نوع مقطع را به چند ضلعی تغییر دهید. اگر این کار را انجام ندهید، مشخصات هندسی مقطع گاهی صحیح محاسبه نمی شود.



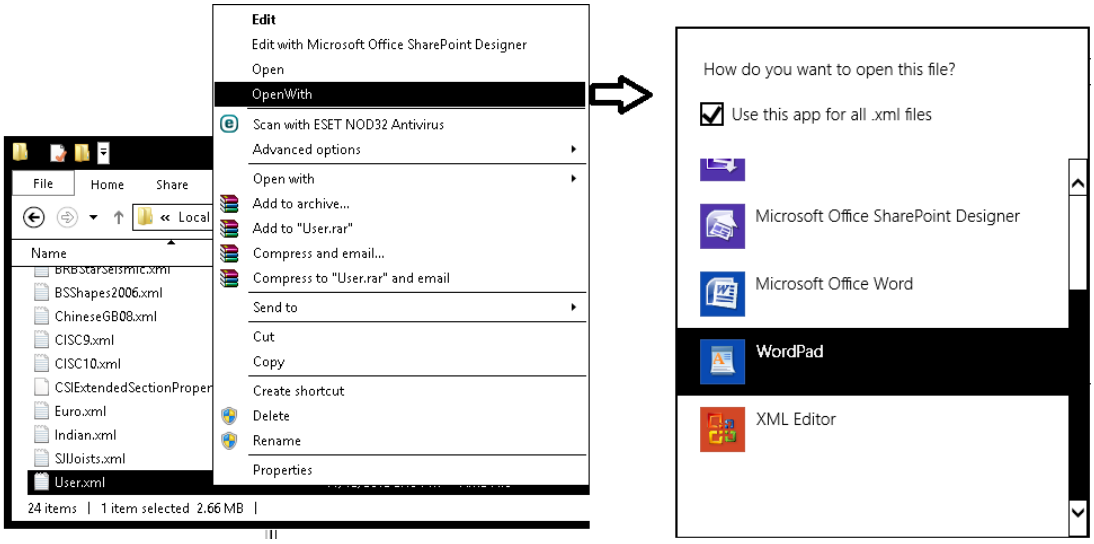
۲- سپس مشخصات مقطع تعریف شده در SD مطابق شکل خوانده شود.



۳- مشخصات مربوط به مقطع فوق در جدول اشتایل ایتبس وارد شود. از فایل Euro.xml در مسیر زیر یک کپی با نام دیگر مانند User.xml ایجاد کنید:



۴- فایل ایجاد شده را با یک نرم افزار ویرایشی باز نمایید. سپس مشخصات مقطع تعریف شده در Section Designer را در فایل باز شده (User.xmal) وارد نمایید:




```
<STEEL_BOX>
  <LABEL>2IPE 160+PL10</LABEL>
  <EDI_STD>2IPE 160+PL10</EDI_STD>
  <DESIGNATION>B</DESIGNATION>
  <HT>160</HT>
  <B>164</B>
  <TF>12.43</TF>
  <TW>5.66</TW>
  <A>6024.1</A>
  <I33>31880409.8</I33>
  <Z33>418121</Z33>
  <AS3>4079</AS3>
  <I22>9797634.2</I22>
  <Z22>214986.3</Z22>
  <AS2>1811.5</AS2>
  <J>11072163.7</J>
  <S33POS>354226.8</S33POS>
  <S33NEG>354226.8</S33NEG>
  <S22POS>119483.3</S22POS>
  <S22NEG>119483.3</S22NEG>
  <R33>72.7</R33>
  <R22>40.3</R22>
<STEEL_BOX/>
```

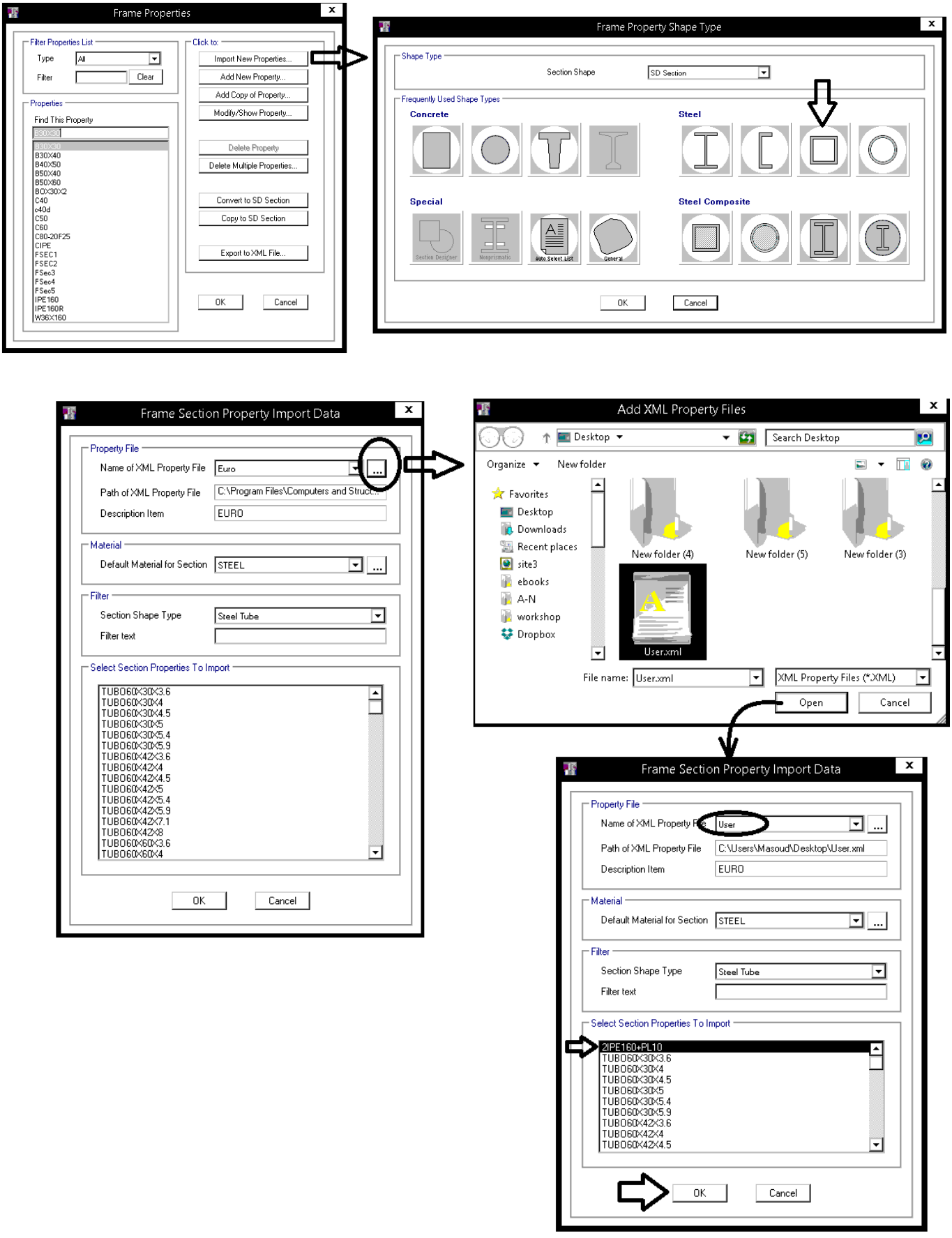
- در شکل فوق از مقطع باکس برای معرفی مقطع مورد نظر استفاده شده است. ایتبس فشردگی مقطع را بر اساس پارامترهای <HT> ارتفاع مقطع، <B> عرض مقطع، <TF> ضخامت بال و <TW> ضخامت جان انجام می دهد.
- هنگام طراحی و کنترل مقاومت برشی مقطع، ایتبس به مقدار AS2 و AS3 توجه نمی کند و مقدار مساحت برشی را بر اساس مقادیر زیر مجددا محاسبه می کند:

$$(AS2 = 1811.5) = (2 \times TW \times HT = 2 \times TW \times 160) \qquad TW = 5.66$$

$$(AS3 = 4079) = (2 \times TF \times B = 2 \times TF \times 164) \qquad TF = 12.43$$

بنابراین مقادیر HT, BT, TW و TF باید طوری انتخاب شود که **مساحت جان در مقطع معادل با مساحت جان در مقطع اصلی** یکسان باشد.

۵- پس از اصلاح و save کردن فایل User.xml، مقطع تعریف شده را با استفاده از قسمت import در ETABS بازخوانی نمایید:



۴-۵-۲ مقاطع لانه زنبوری و نکات مربوط به سقف کامپوزیت

توجه شود که مطابق بند زیر از مبحث دهم، در قابهای خمشی (معمولی، متوسط و یا ویژه) نمی توان از لانه زنبوری برای تیرها استفاده نمود. همچنین در دهانه هایی که مهاربند داریم نمی توان از لانه زنبوری استفاده نمود.

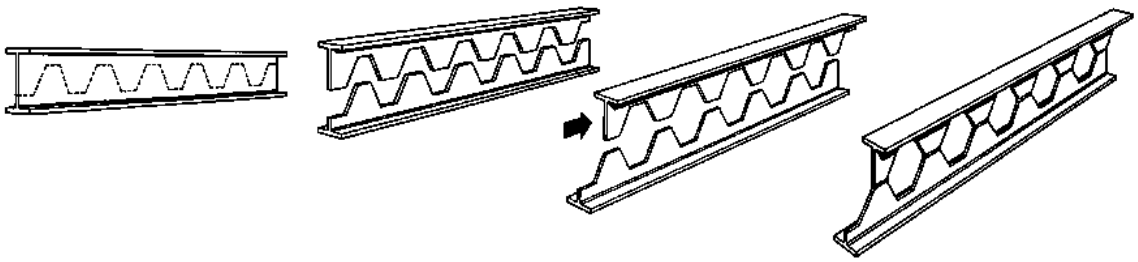
توصیه میشود از این نوع تیرها تنها به عنوان تیرچه ها استفاده شود و در تیرهای اصلی از لانه زنبوری استفاده نشود (اگرچه طبق آیین نامه در مورد تیرهای اصلی اگر قاب خمشی نباشند و نیز در دهانه مهاربند نباشند، میتوان از مقطع لانه زنبوری استفاده نمود).

پیوست ۵

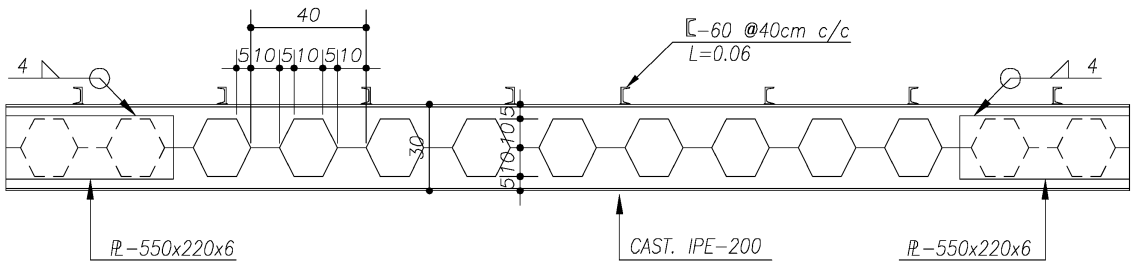
الزامات طراحی تیرهای لانه‌زنبوری با سوراخ‌های شش‌ضلعی

۱۰-پ۵-۱ دامنهٔ کاربرد

این پیوست به الزامات طراحی تیرهای لانه‌زنبوری با سوراخ‌های شش‌ضلعی می‌پردازد. کاربرد این نوع تیرها محدود به تیرهای باربر ثقلی و عموماً دو سر مفصل بوده که در سرتاسر طول خود دارای مهار جانبی کافی باشد. این نوع تیرها هم می‌تواند به‌صورت فولادی تنها و هم به‌صورت مختلط مورد استفاده قرار گیرد. استفاده از این نوع تیرها در سیستم باربر جانبی از نوع قاب خمشی (فولادی و مختلط)، در دهانه‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرا و واگرا و در جزء افقی دیوارهای برشی فولادی مجاز نیست.



شکل زیر یک نمونه از نمای تیر لانه زنبوری را نشان میدهد. لانه زنبوری ها را عموما از مقطع IPE می سازند و آنها را با نام Cast-IPE و گاهی به صورت مخفف با نام C-IPE نشان می دهند. ارتفاع لانه زنبوری عموما 1.5 برابر مقطع تیر اولیه می باشد. در این تیرها، عملا مقاومت برشی مقطع تضعیف شده و مقاومت خمشی افزایش می یابد و بنابراین در مواردی مناسب هستند که خمش حاکم است و برش حاکم نیست. با توجه به اینکه برش در دو انتهای تیر به حداکثر مقدار خود میرسد و جهت اتصال مناسب لانه زنبوری به تکیه گاه خود، دو سوراخ آخر لانه زنبوری ها مطابق شکل بهتر است با ورق پر شود.



IPE-200(CAST.) نمای تیر

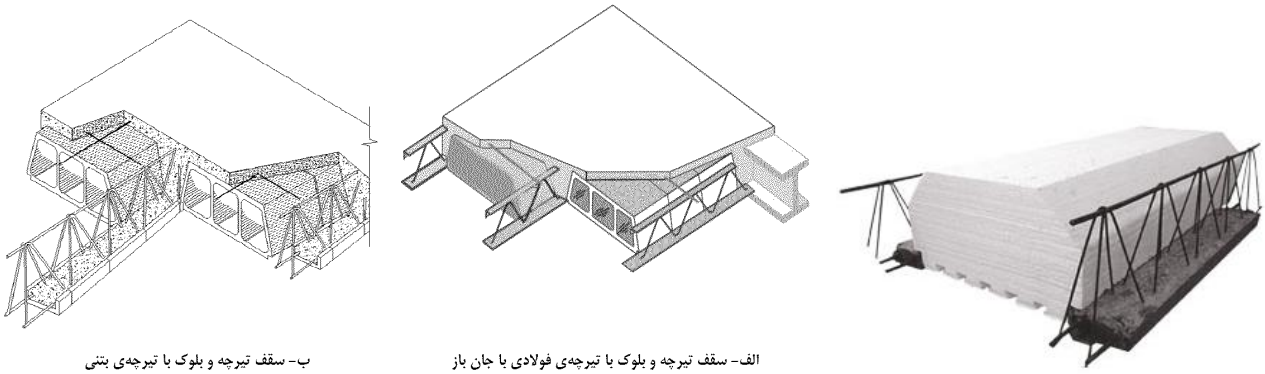
sc. 1:25

۴-۶ تعریف مقاطع سقف ها

۴-۶-۱ سقف تیرچه بلوک

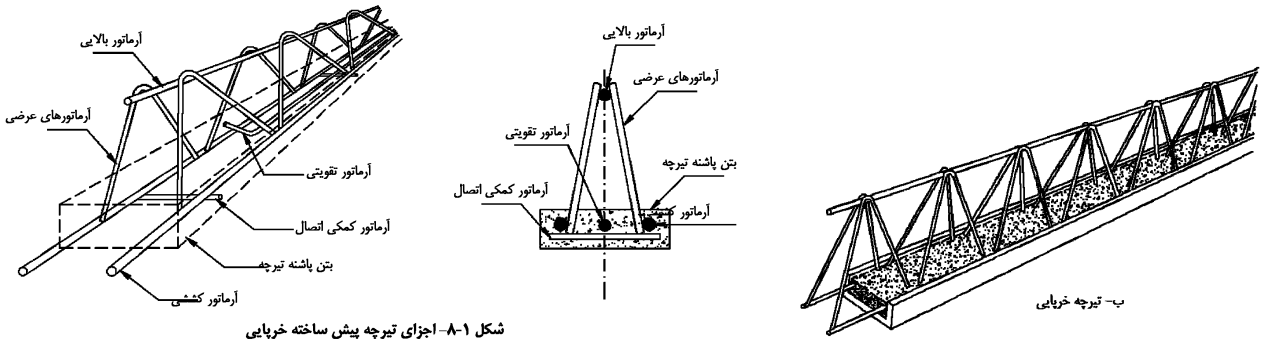
سقف تیرچه بلوک یکی از رایج ترین سیستم های سقف در ایران است. در این سقف مطابق شکل زیر تیرچه های بتنی از قبل آماده شده و در تراز سقف قرار داده میشوند. مابین تیرچه ها قالب پرکننده (که میتواند سفالی، یونولیت و یا قالب پلاستیکی باشد) قرار داده شده و سپس بتن ریزی میشود.

- ارتفاع تیرچه ها عموما 27 cm و ارتفاع قسمت سازه ای کف پس از بتن ریزی عموما 30 cm می باشد. اگر حدود 10 cm هم کف سازی در نظر گرفته شود، ضخامت کل سقف شامل بتن و کف سازی حدود 40 cm خواهد بود.
- در ابعاد رایج این سقف ها (تیرچه 27 سانتی) در دهانه های بزرگ مشکل خیز و ارتعاش داریم و حتی در صورت استفاده از تیر چه دوبل، عموما در دهانه های بلندتر از حدود ۸ متر پاسخگو نخواهد بود (بسته به بارگذاری و کاربری سقف این طول می تواند تغییر کند).

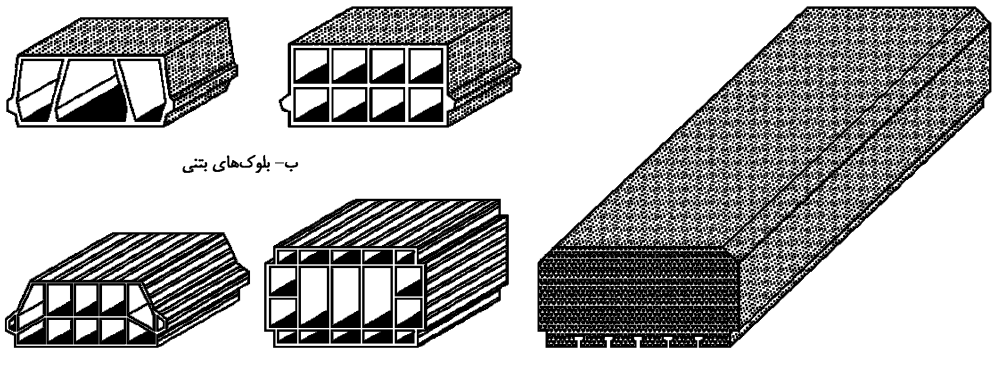


الف- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز

ب- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی



شکل ۱-۸- اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی



ب- بلوک‌های بتنی

ج- بلوک‌های سفالی

الف- بلوک پلی‌استایرن

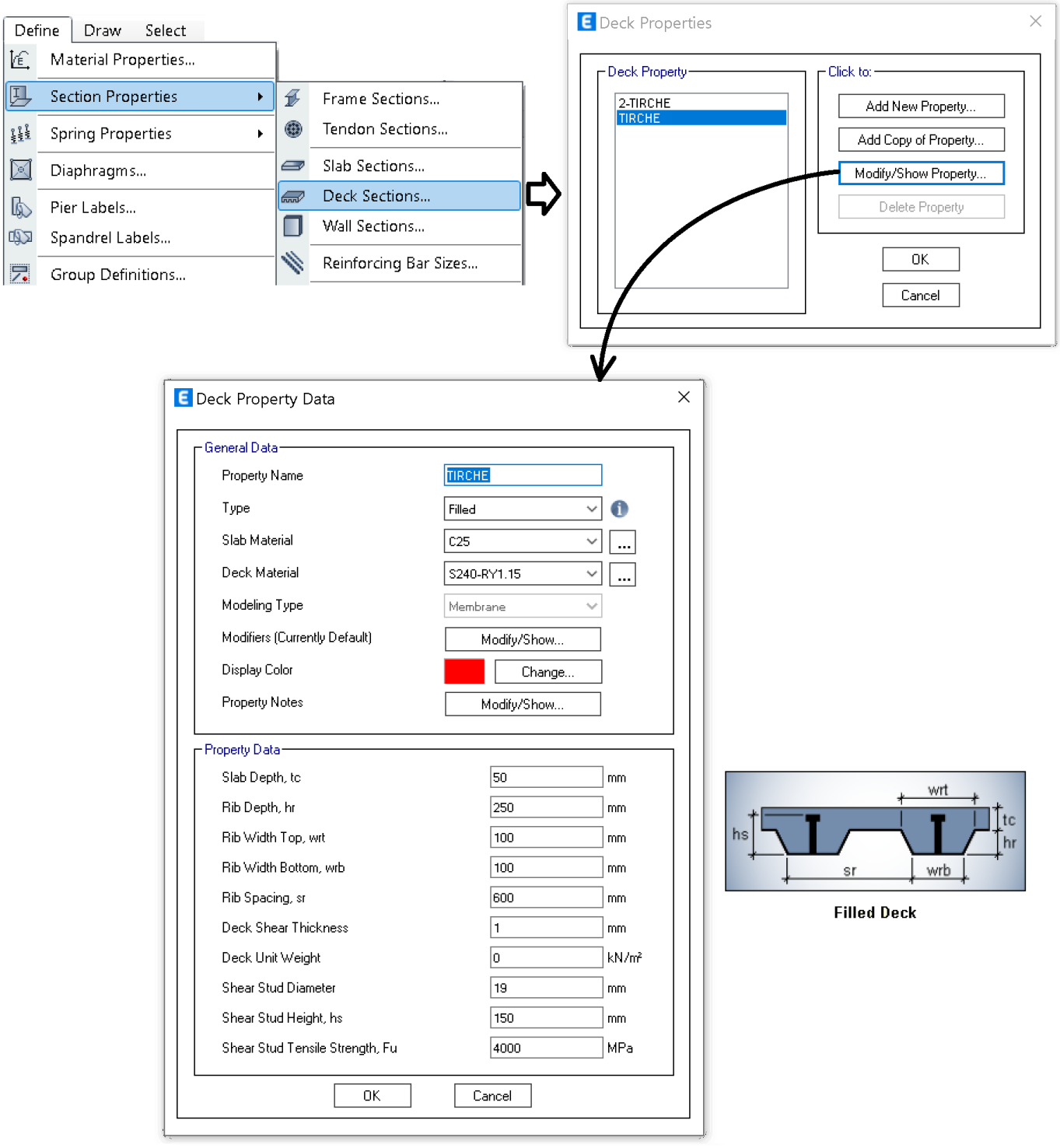




ETAB قادر به طراحی تیرچه های سقف تیرچه بلوک نیست (قادر نیست میلگردهای لازم برای تیرچه ها را محاسبه کند). ولی باید هندسه آن در مدل ترسیم کرد تا سختی آنها در هنگام تحلیل سازه منظور شود و همچنین امکان توزیع مناسب بارها به تیرهای کناری فراهم شود.

برای تعریف مقطع سقف تیرچه بلوک می توان مطابق شکل زیر عمل کرد.

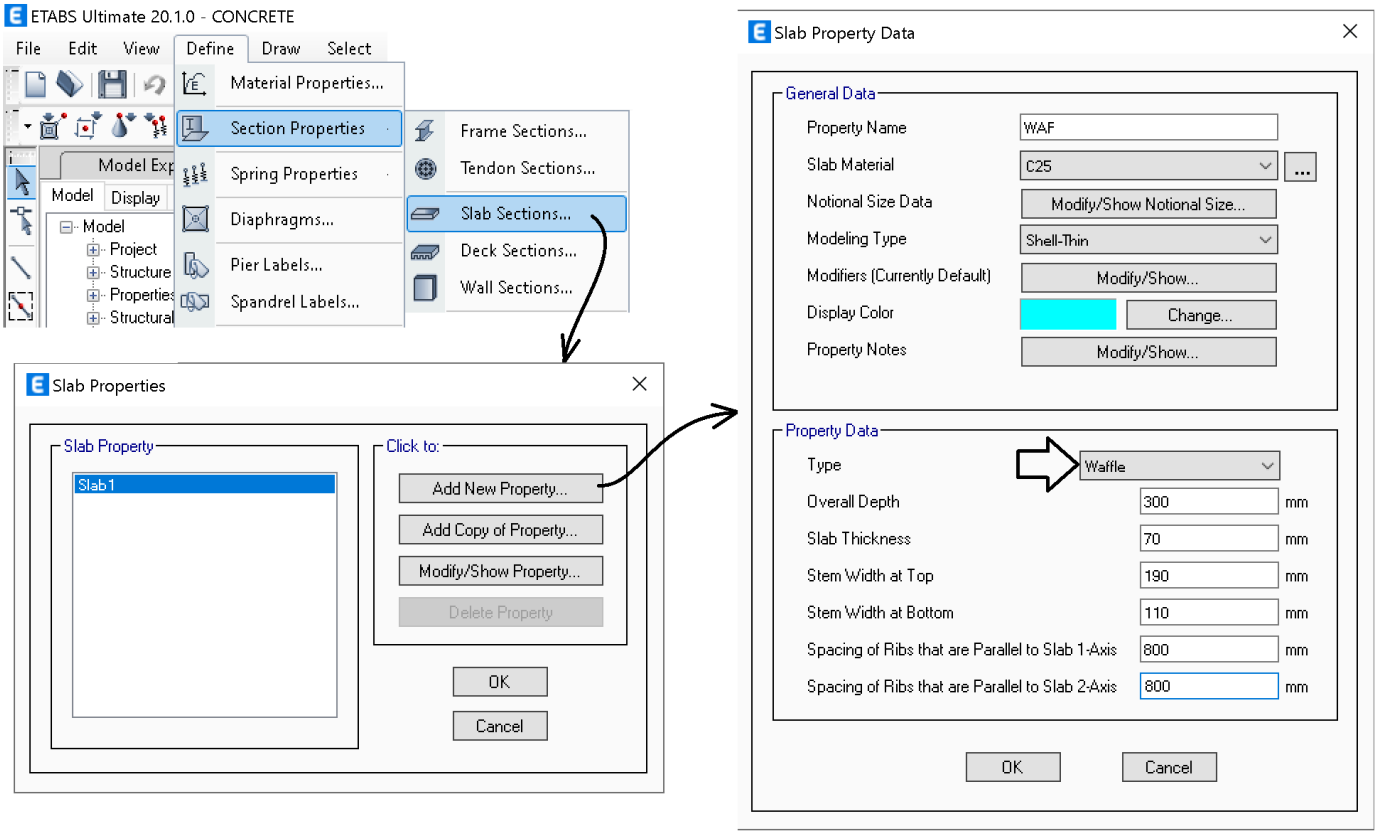
- در شکل زیر فاصله مرکز تا مرکز تیرچه ها (Sr) برابر 500 mm وارد شده است. این فاصله بستگی به ابعاد قالب دارد. برای مثال در صورت استفاده از یونولیت به عنوان قالب، این اندازه حدود 600 mm خواهد بود ولی در صورت استفاده از سفال این اندازه حدود 500 mm خواهد بود.
- برای اجرای سقف تیرچه بلوک با تیرچه های از پیش ساخته همچنین میتوان از قالب پلاستیکی استفاده کرد. این قالب ها عموما پس از بتن ریزی از سقف جدا شده و مجددا در سقف بعدی استفاده میشوند و بسته به کیفیت قالب می توانند چندین بار به عنوان قالب مورد استفاده قرار گیرند. در صورت استفاده از قالب پلاستیکی باید فاصله Sr بر اساس سایز قالب وارد شود.
- عرض تیرچه ها طبق آیین نامه باید حداقل 100mm باشد. در صورت استفاده از قالب پلاستیکی به جهت جداره مورب این قالبها، عرض تیرچه ها بیشتر از مقدار فوق خواهد بود و بسته به ابعاد قالب باید مقدار مناسب به عنوان عرض تیرچه وارد شود.



Filled Deck

۴-۶-۲ سقف وافل

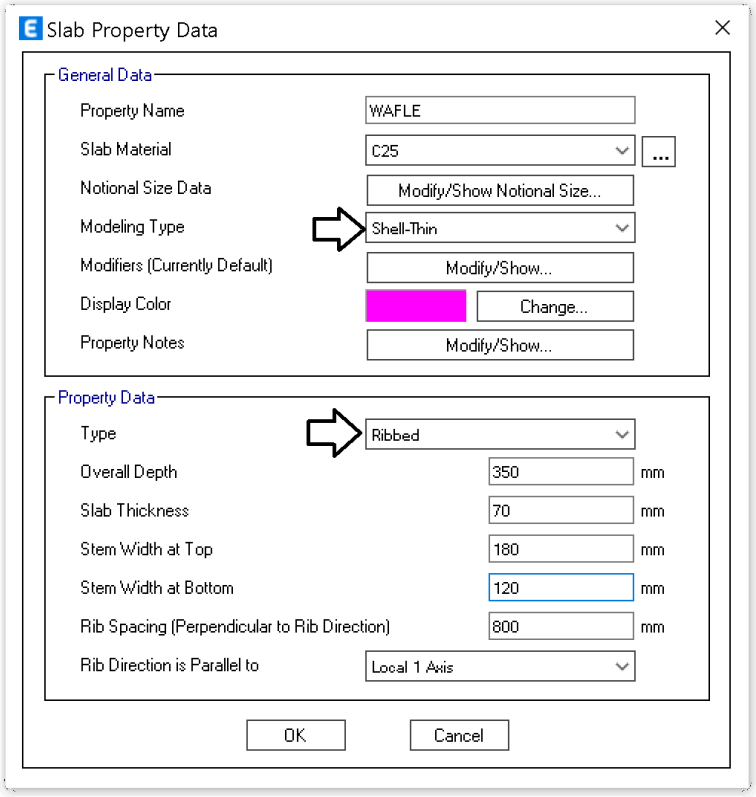
برای تعریف این نوع تیرچه های نیز می توان مطابق شکل عمل کرد. ابعاد قالبهای وافل بسته به کارخانه تولید کننده میتواند متفاوت باشد.



۴-۶-۳ سقف وافل یک طرفه







در صورت استفاده از قالب مستطیلی سقف وافل ممکن است رفتار یک طرفه داشته باشد.

- در عمل در هر صورت بخشی بار در راستای عرضی از طریق کلافهای متعامد منتقل خواهد شد و رفتار واقعی کاملا یک طرفه نمی باشد.
- در صورتی که رفتار یک طرفه برای این نوع سقف "فرض" شود، تیرچه های فرعی نقش کلاف عرضی را خواهند داشت (مشابه کلافهای عرضی در سقف تیرچه بلوک). در این حالت فرض می شود کل وزن سقف به صورت یک طرفه منتقل می شود و از طریق کلاف های عرضی باری منتقل نمی شود. در این حالت لازم نیست کلاف های عرضی برای خمش ناشی از بارها طراحی شوند. توصیه می شود از این فرض استفاده شود.

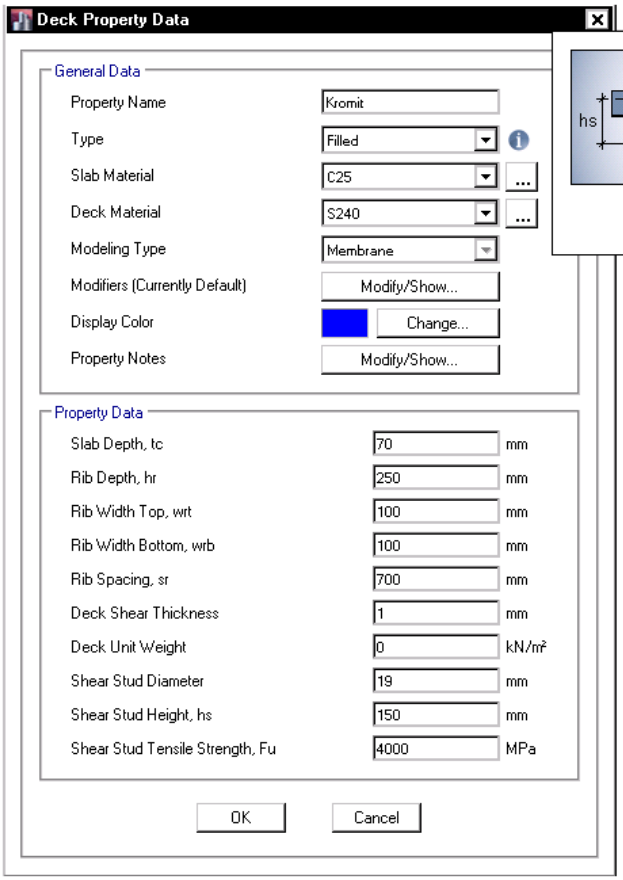
- در صورت انتخاب المان سطحی Ribbed (از نوع shell) انتقال بار به صورت دو طرفه انجام خواهد شد. در این حالت نرم افزار به نسبت سختی معادل در دو راستا بار را منتقل می کند که با فرض یک طرفه برای سقف همخوانی ندارد و بنابراین صحیح نخواهد.
- در صورت تعریف سطح ribbed (مطابق شکل فوق) میتوان پس از ترسیم سطوح سختی m22=m12=v13 را عددی ناچیز (0.01) وارد نمود. در این صورت عمده بار به صورت یک طرفه (در راستای تیرچه ها) منتقل میشود و با تقریب می توان قبول کرد.

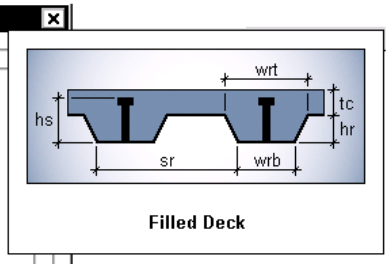
توجه: سقف تیرچه بلوک هنگام تعریف از نوع membrane تعریف می شود و در نتیجه لبه های دال در اتصال به سازه به صورت مفصلی عمل میکنند و بنابراین در باربری جانبی مشارکت نمی کند.

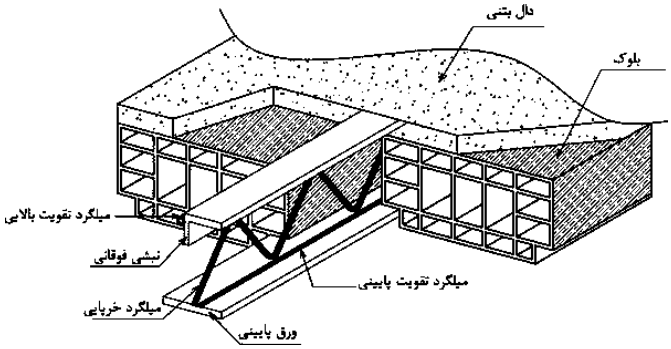
- سقف وافل بر خلاف سقف تیرچه بلوک در قسمت دال تعریف شده و از نوع shell تعریف میشود. در این حالت لبه های دال پیوسته عمل کرده و همانند تیرها به صورت المان خمشی در باربری جانبی مشارکت میکند.
- برخی طراحان تیرچه های سقف وافل یکطرفه را نیز همانند سقف تیرچه بلوک دو سرمفصل فرض می کنند و در نتیجه از نوع membrane تعریف می کنند. در این فرض میلگرد تحتانی همانند تیرچه بلوک مقدار بیشتری بدست می آید.

۴-۶-۴ سقف کرومیت

در سازه های فولادی گاهی به جای تیرچه های بتنی از تیرچه های فولادی مطابق شکل استفاده میشود. برای تعریف این نوع تیرچه های نیز می توان مطابق شکل عمل کرد.







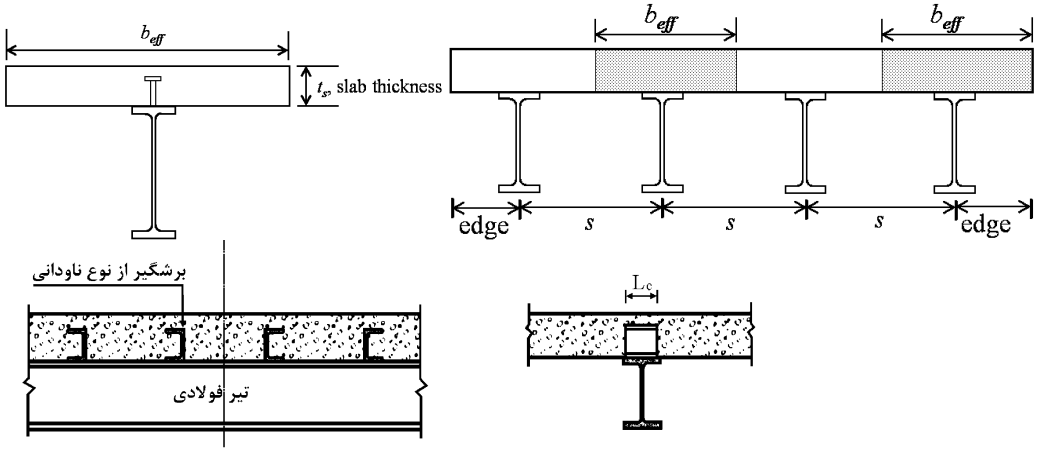
۴-۶-۵ سقف کامپوزیت

سقف کامپوزیت فولادی در سازه های فولادی مورد استفاده قرار میگیرد. در این سقف تیرچه های فولادی با فواصل حدودا 1m از هم قرار داده می شوند. و سپس یک دال بتنی (عموما با ضخامت 8 cm و 10 cm) بر روی تیرچه های فولادی بتن ریزی می شود. قبل از بتن ریزی، بر روی تیرچه ها مطابق شکل زیر برشگیرهایی با مقطع ناودانی جوش داده میشود تا اتصال مناسب بین تیرچه فولادی و دال بتنی برقرار شود. شکل زیر نمای بالای سقف را قبل از بتن ریزی نشان میدهد. علاوه بر برشگیرها، شبکه میلگرد متعامد به عنوان آرماتور افت و حرارت نیز قرار داده شده است.



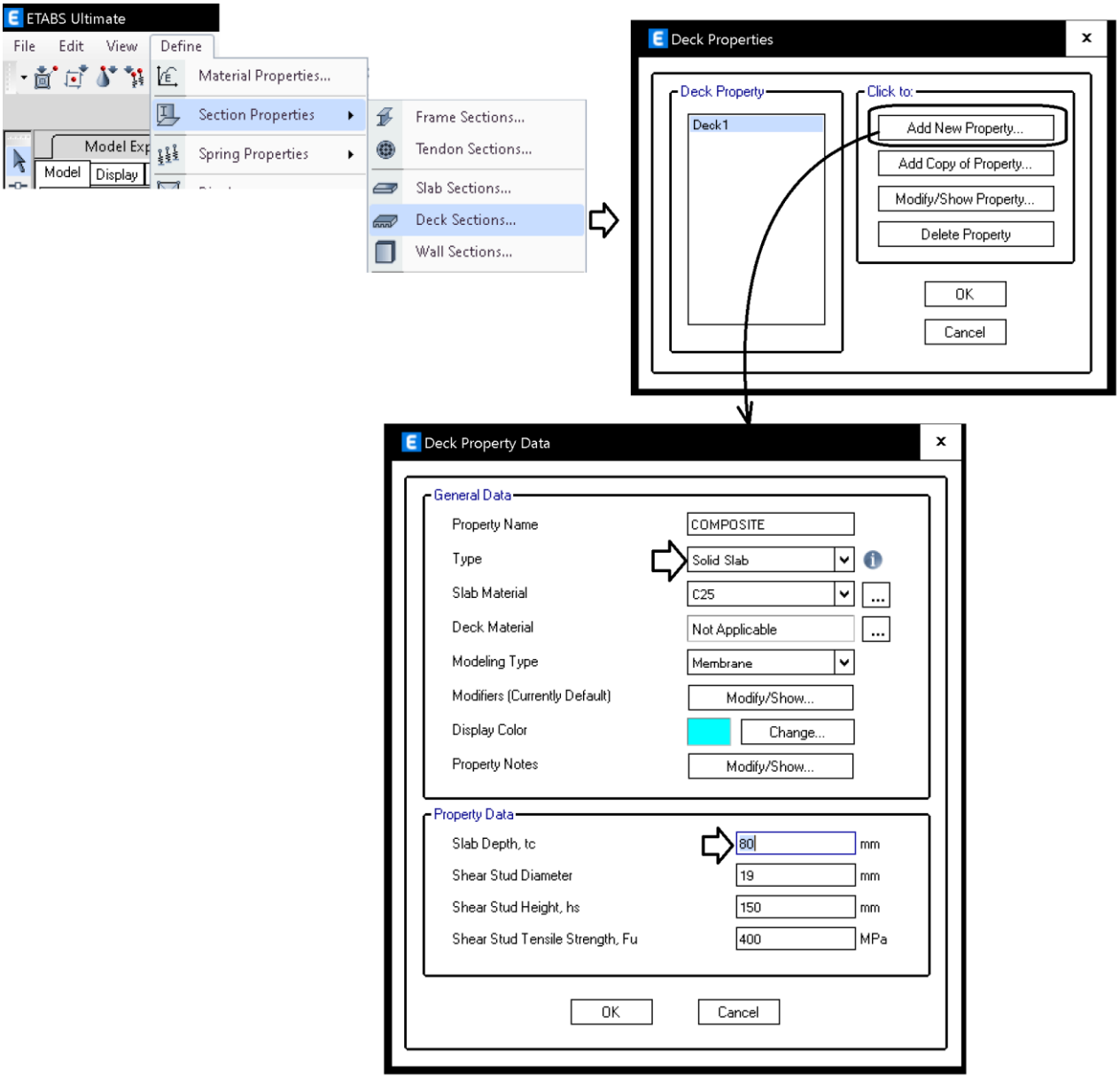
در شکل زیر نمای سقف کامپوزیت از زیر سقف پس از بتن ریزی نشان داده شده است. توجه شود که برای تیرهایی که در انتها به ستون متصل هستند (و تشکیل قاب خمشی می دهند) از تیر عادی و برای تیرچه ها از لانه زنبوری استفاده شده است.





جهت تعریف سقف کامپوزیت میتوان مطابق شکل زیر عمل کرد.

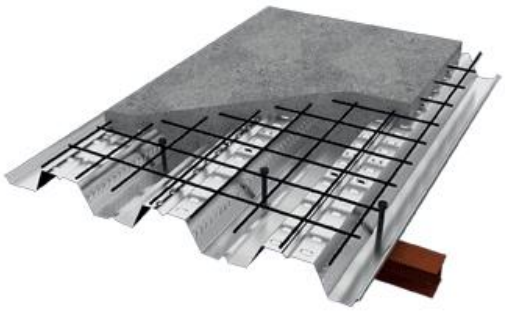
- توجه شود که در شکل زیر تنها دال بتنی سقف کامپوزیت تعریف میشود و تیرچه های فولادی باید جداگانه ترسیم شوند.
- مشخصات گلمیخ (stud) لازم نیست وارد شود. در این سقف ها عموما از ناودانی به عنوان برشگیر استفاده میشود که مشخصات مقطع ناودانی (مقاومت آن) در قسمت طراحی سقف کامپوزیت وارد می شود و این اعداد (400 , 150 ,19 در شکل زیر) مهم نمی باشد.



۴-۶-۶ سقف عرشه فولادی

در سقف عرشه فولادی مطابق شکلهای زیر ابتدا یک ورق فولادی موجدار بر روی تیرچه های فولادی قرار میگیرد و سپس توسط برشگیرهایی از نوع گلمیخ به تیرچه ها و تیرهای فولادی جوش میشود و سپس بتن ریزی می شود. در این سقف با توجه به مقاومت بالای عرشه بتنی، فواصل تیرچه ها را میتوان حدود 2.5m از هم در نظر گرفت. بنابراین در مقایسه با سقف کامپوزیت تعداد تیرچه کمتری لازم خواهد بود.

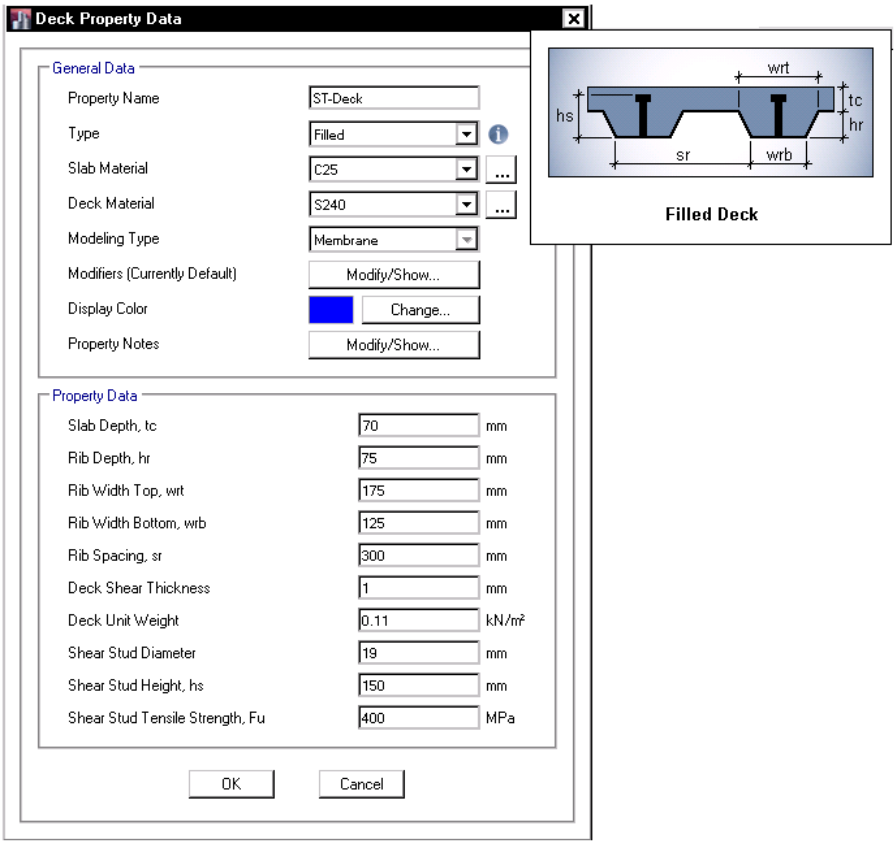






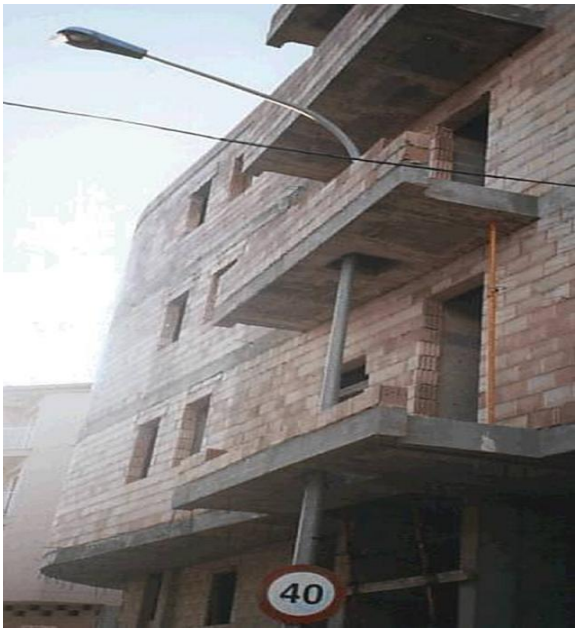


جهت تعریف سقف می توان مطابق شکل زیر عمل کرد. توجه شود که ابعاد عرشه باید از شرکت مورد نظر استعلام شود و اعداد نشان داده شده در شکل زیر تقریبی می باشند.



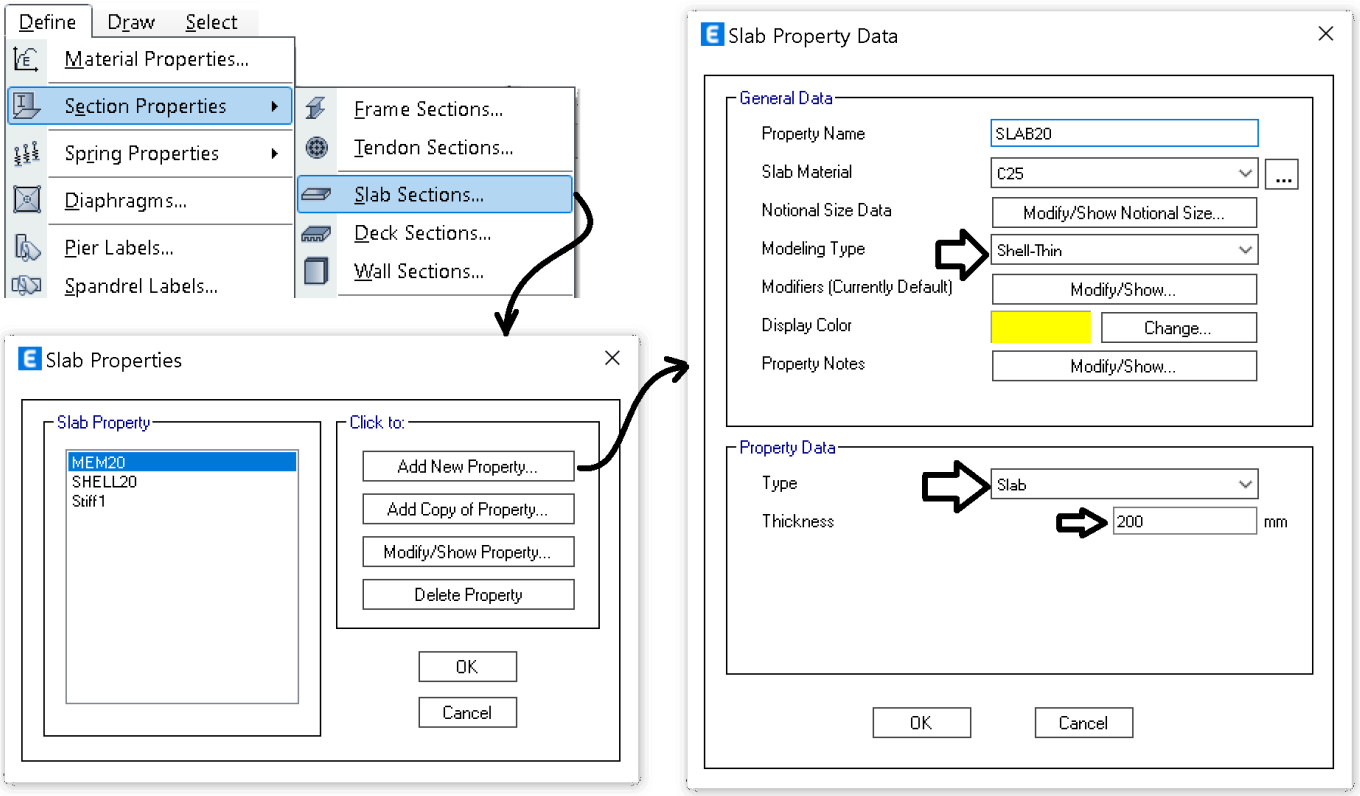
۴-۶-۷ دال بتنی

در موارد مختلف ممکن است در بخش هایی از سقف از دال بتنی به عنوان پوشش سقف استفاده شود.



برای تعریف مقطع دال بتنی می توان مطابق شکل زیر عمل کرد.

در قسمت modeling type باید نحوه مدلسازی دال را مشخص کنیم که در صفحه بعد توضیح داده شده است.

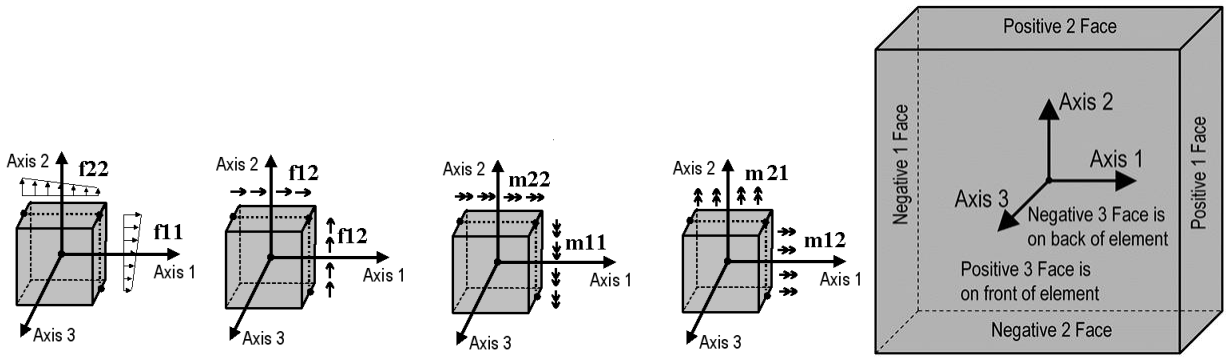


۸-۶-۴ تفاوت shell و Membrane

در صورتی که دال بتنی از نوع membrane تعریف شود، در آن تنها نیروهای f11, f22, f12 منظور خواهد شد و مقادیر m11, m22, m12 برابر صفر در نظر گرفته خواهد شد. در نتیجه در محل اتصال المان membrane لنگر نخواهیم داشت.

در صورتی که دال بتنی از نوع shell تعریف شود، تمامی نیروها در لبه دال منظور خواهد شد و لبه های دال مفصل نخواهد شد.

به طور خلاصه می توان گفت: در دالهایی که به صورت membrane تعریف شود، لبه های دال مفصلی خواهد بود. ولی اگر به صورت shell تعریف شود، لبه های دال پیوسته مدل خواهد شد و قادر خواهد بود لنگر منتقل کند.



المان shell خود به ۲ صورت thin و thick قابل تعریف است. در رابطه با تفاوت این دو نوع مدلسازی به توضیحات زیر توجه کنید:

What is the difference between thin and thick shell formulations?

Answer: The inclusion of transverse shear deformation in plate-bending behavior is the main difference between thin and thick shell formulation. Thin-plate formulation follows a Kirchhoff application, which neglects transverse shear deformation, whereas thick-plate formulation follows Mindlin/Reissner, which does account for shear behavior. Thick-plate formulation has no effect upon membrane (in-plane) behavior, only plate-bending (out-of-plane) behavior.

Shear deformation tends to be important when shell thickness is greater than approximately 1/5 to 1/10 of the span of plate-bending curvature. Shearing may also become significant in locations of bending-stress concentrations, which occur near sudden changes in thickness or support conditions, and near openings or re-entrant corners. Thick-plate formulation is best for such applications.

Thick-plate formulation is also recommended in general because it tends to be more accurate, though slightly stiffer, even for thin-plate bending problems in which shear deformation is truly negligible. However, the accuracy of thick-plate formulation is sensitive to mesh distortion and large aspect ratios, and therefore should not be used in such cases when shear deformation is known to be small.

In general, the contribution of shear deformation becomes significant when ratio between the span of plate-bending curvature and thickness is approximately 20:1 or 10:1. The formulation itself is adequate for ratio down to 5:1 or 4:1. In that this ratio is dependent upon the projected span of curvature, shell thickness may be greater than the actual plan dimensions of a shell object.

Copyright © 2013 Computers and Structures, Inc. All rights reserved.

مرجع: www.wiki.csiberkeley.com

به متن مبحث نهم (ویرایش ۹۲) توجه کنید:

> **۹-۱۳-۵-۲ اعضای صفحه‌ای**
>
> در اعضای صفحه‌ای یکی از ابعاد (ضخامت) بطور قابل ملاحظه‌ای از دو بعد دیگر کوچکتر است. در صفحات نازک نسبت ضخامت به عرض صفحه کمتر یا مساوی $\frac{۱}{۱۰}$ منظور می‌شود. دال‌ها و دیوارها نمونه‌هایی از صفحات نازک و شالوده‌ها نمونه‌هایی از صفحات ضخیم هستند.

با توجه به مطالب فوق میتوان دالها و دیوارهای با سایز متعارف را از نوع shell-thin تعریف نمود.

۵ استاندارد ۲۸۰۰

در این فصل ضوابط مربوط به استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم و نحوه محاسبه نیروی زلزله ارائه خواهد شد.

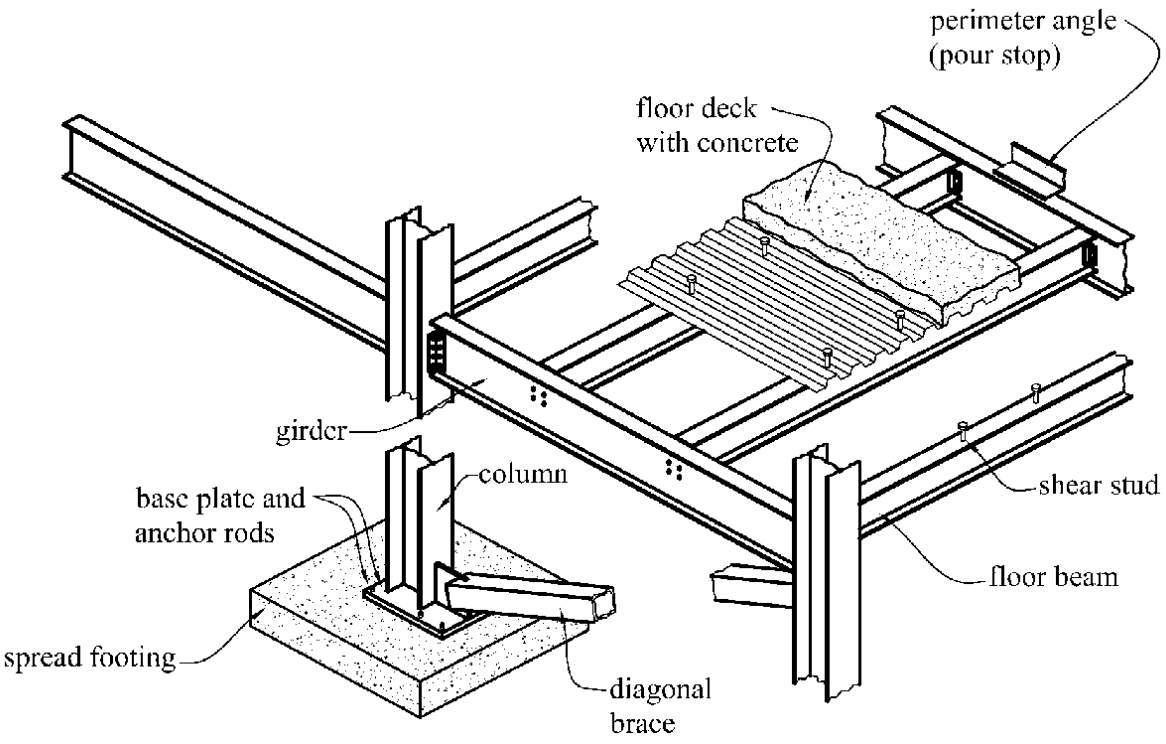
۵-۱ سیستم های باربر جانبی

به شکل زیر توجه نمایید. عرشه فولادی به همراه تیرچه ها بار سقف را تحمل می کنند. سپس بار ثقلی از طریق تیرچه ها به شاهتیر فولادی منتقل می شود. سپس بار ثقلی از طریق ستون به پی منتقل می شود. بنابراین سیستم بار بر ثقلی شامل کف، تیرچه، شاهتیر، ستون و پی می باشد.

در این شکل تحمل بار جانبی توسط مهاربند قطری انجام خواهد شد. علاوه بر مهاربند، تیرها و ستونهای دهانه مهاربند نیز در تحمل بار جانبی مشارکت خواهند داشت. بار جانبی از طریق مهاربند و ستونهای اطراف آن به پی منتقل می شود. بنابراین سیستم باربر جانبی شامل مهاربند، تیر و ستون دهانه مهاربند و نیز پی باشد. تیرهای دهانه هایی که مهاربند ندارند اگر به صورت مفصلی به ستون متصل شده باشند، در تحمل زلزله مشارکت نخواهند داشت.

مسیر بار:

- بار ابتدا از سقف عرشه فولادی به تیرچه ها منتقل می شود.
- سپس تیرچه ها بار را تحویل شاهتیر میدهند.
- بار از شاهتیر به ستون و سپس به پی منتقل می شود.
- انتقال بار جانبی (مانند زلزله) به عهده مهاربند ها می باشد.



سیستم های مختلف باربر را می توان به صورت زیر طبقه بندی نمود:

۱- سیستم دیوار باربر
۲- سیستم قاب ساختمانی
۳- سیستم قاب خمشی
۴- سیستم دوگانه
۵- سیستم کنسولی

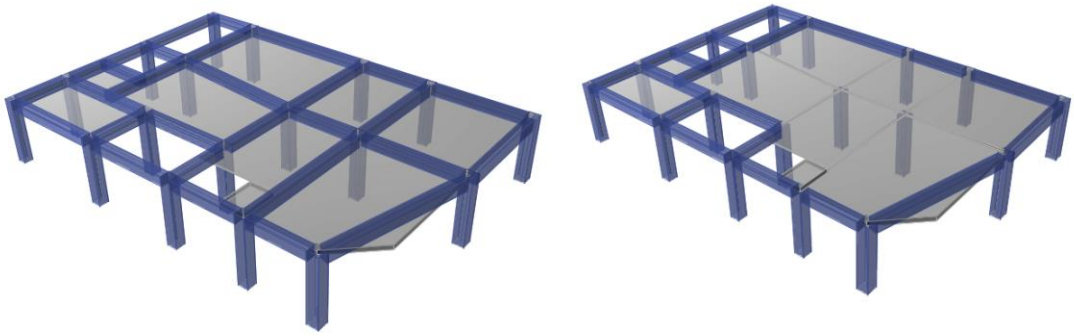
 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی[۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه[۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی‌بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۷/۵	۲/۵	۴	۲۰۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۸- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
ث- سیستم کنسولی	۱- سازه‌های فولادی یا بتن‌آرمه ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

۵-۱-۱ سیستم قاب خمشی

- در این سیستم هم بار ثقلی و هم بار جانبی توسط قاب تحمل می شود.
- در این سیستم لازم نیست در تمامی دهانه ها تیر با اتصال گیردار داشته باشیم. برای مثال تیرهای دهانه داخلی میتوانند دو سرمفصل باشند و تنها دهانه های پیرامونی قاب خمشی باشند. و یا ممکن است مانند شکل سمت راست سازه فاقد تیرهای داخلی باشد (برای مثال سقف دال بتنی باشد) و سازه تنها دارای تیرهای پیرامونی باشد.



- توجه کنید که در قابهای خمشی بتنی تیرهای کوتاه با نسبت دهانه آزاد به عمق موثر کمتر از ۴ ممنوع میباشد:

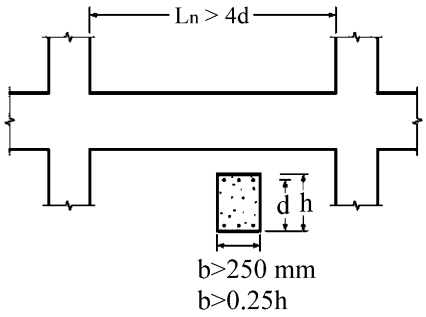
۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۵-۲-۱-۱ در این تیرها محدودیت‌های هندسی(الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیش‌تر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کم‌تر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی متر باشد.



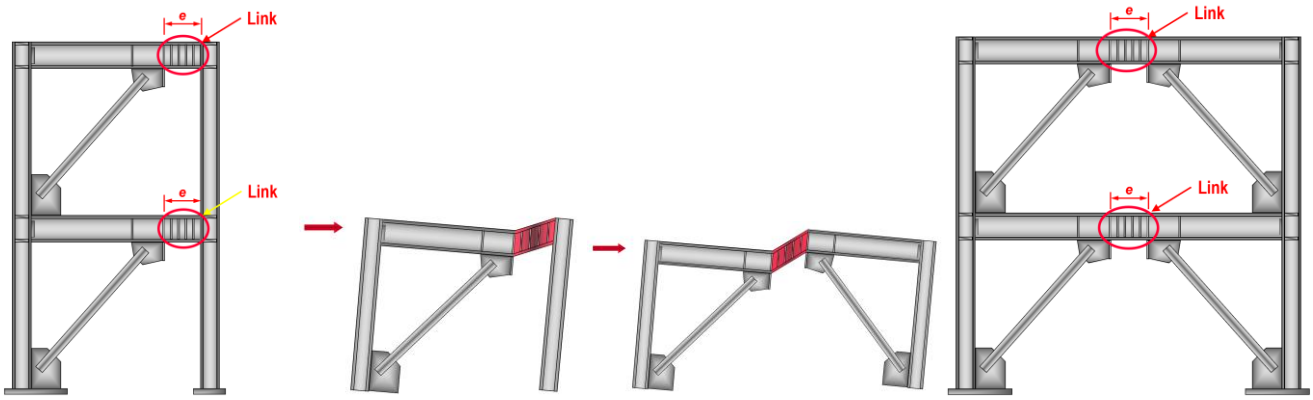
طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، حداکثر ارتفاع مجاز "سیستم قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط برابر 35 m می باشند. توجه شود که بخش قابل توجهی از سازه ها در کشور از این نوع سیستم می باشند.

۵-۱-۱ سیستم قاب ساختمانی

نمونه رایج این نوع سیستم قابهای فولادی با اتصالات مفصلی می باشد که در آنها برای مقابله با زلزله از مهاربند استفاده می شود. در این سیستم بارهای ثقلی را قابها (شامل تیر و ستون) تحمل می کنند. برای تحمل نیروی جانبی در این قابها یا باید از مهاربند فولادی استفاده شود و یا از دیوار برشی بتنی و یا دیوار برشی بنایی مسلح. شکل زیر نمونه هایی از مهاربندهای هم محور را نشان می دهد.



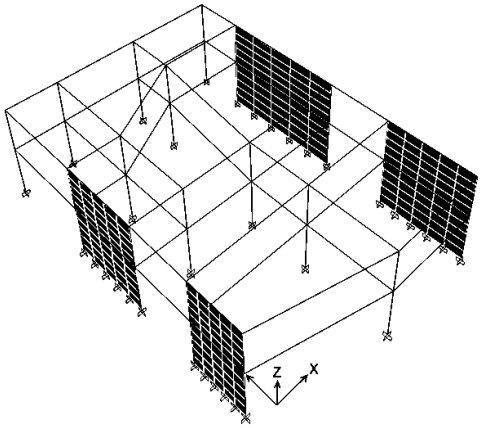
شکل زیر نمونه هایی از مهاربندهای برون محور را نشان می دهد.



۵-۱-۲ سیستم دو گانه

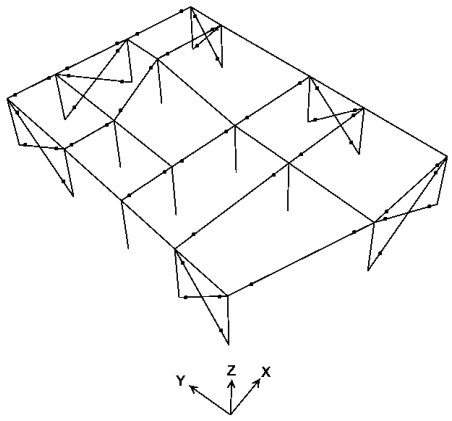
نوعی سیستم سازه ای است که در آن نیروی جانبی توسط عملکرد مشترک و توام قاب-خمشی و دیوار برشی و یا توسط قاب خمشی همراه با مهاربند تحمل و به زمین انتقال مییابد.

شکل زیر در راستای x از نوع قاب خمشی و در راستای y از نوع "سیستم دوگانه" قاب خمشی همراه با دیوار برشی بتنی می باشد.



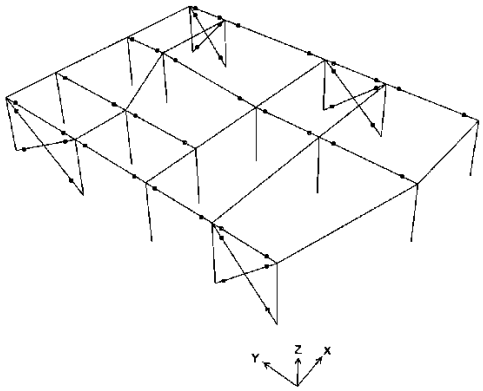
سیستم قاب خمشی در راستای x و سیستم دوگانه در راستای y

در شکل زیر در راستای x سیستم قاب ساده همراه با مهاربندی ضربدری استفاده شده است. در این سازه در راستای y "سیستم دو گانه" داریم. در راستای y برای مقابله با نیروی جانبی زلزله هم قاب خمشی داریم و هم مهاربند.



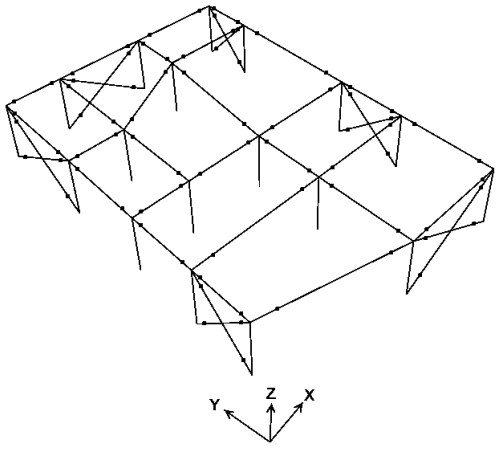
سیستم قاب ساده در راستای x و سیستم دوگانه در راستای y

سازه نشان داده شده در شکل زیر در راستای y دارای سیستم قاب ساده (اتصالات مفصلی) همراه با مهاربند ضربدری می باشد. ولی در راستای x دارای سیستم قاب خمشی می باشد. دقت کنید که در سازه زیر سیستم دوگانه نداریم:



سیستم قاب خمشی در راستای x و قاب ساده ساختمانی در راستای y

همان سازه در شکل زیر، در هر دو جهت x و y دارای سیستم قاب ساده همراه با مهاربند می باشد:



قاب ساده ساختمانی در دو راستای x و y

۵-۱-۳ سیستم باربر جانبی - دیوار باربر - قاب ساختمانی –دوگانه

سازه های دارای دیوار برشی بتنی ممکن است در یکی از دسته های زیر قرار گیرند:

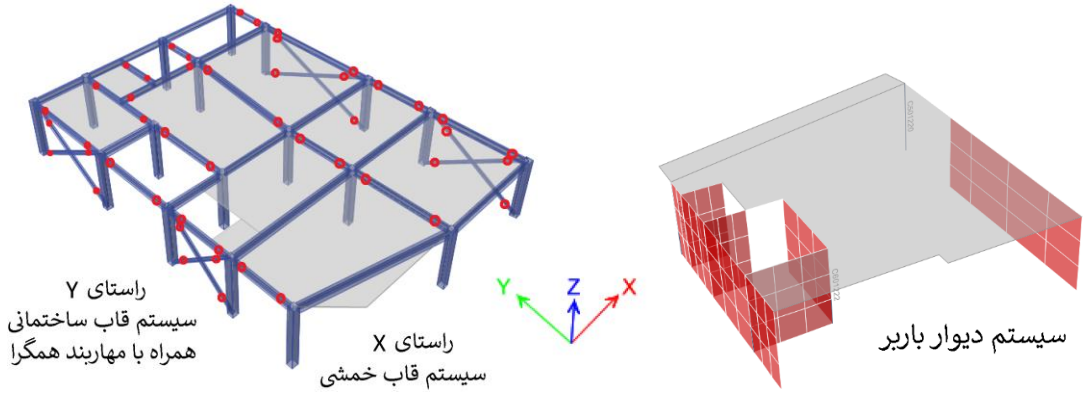
۱- سیستم دیوار باربر+ دیوار برشی بتنی ویژه Ru=5

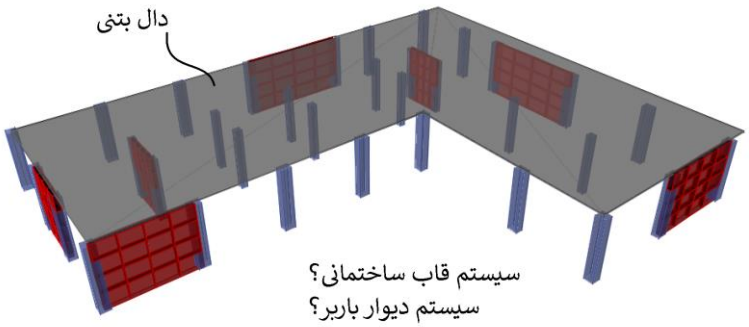
۲- سیستم قاب ساختمانی + دیوار برشی بتنی ویژه Ru=6

۳- سیستم دوگانه + قاب خمشی متوسط +دیوار برشی بتنی ویژه Ru=6.5

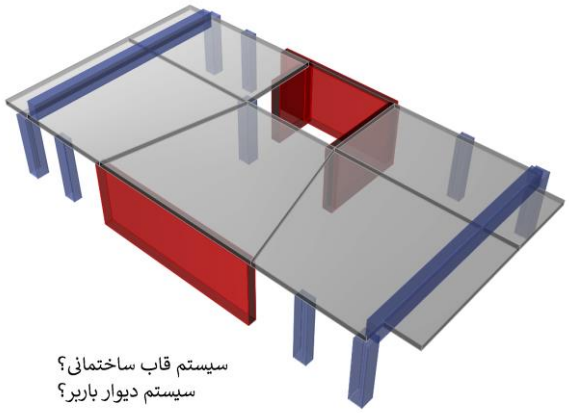
۴- سیستم دوگانه + قاب خمشی ویژه + دیوار برشی بتنی ویژه Ru=7.5

برای مهندسین یکی از مسائل مهم و تاثیر گذار ضریب رفتار سیستم های فوق میباشد.

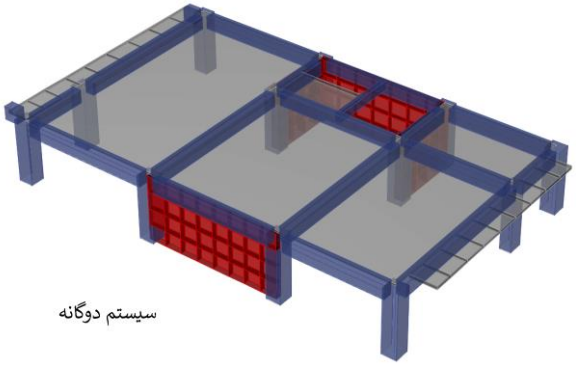




- در شکل مقابل سازه فاقد تیر میباشد.
  سقف از نوع دال بتنی میباشد.
  سیستم باربر جانبی سازه چیست؟



- در سازه مقابل تنها در دو لبه سازه تیر قرار داده شده است (جهت کنترل خیز) و سقف از نوع دال بتنی میباشد.
- ستونهای اضافی که در لبه مشاهده میکنید، بدین جهت قرار داده شده تا سهم باربری دیوارها کاهش یابد.



- در سازه مقابل قاب خمشی به تنهایی قادر است ۲۵٪ بار جانبی را تحمل کند. و سیستم دوگانه محسوب میشود.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

تعریف سیستم دیوار باربر و دیوار باربر در آیین نامه ها و دستورالعمل های مختلف:

نظر استاندارد ۲۸۰۰:

۱-۸-۱ سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند، تأمین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی و یا صفحات پوششی فولادی مهارشده‌اند، جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

۱-۸-۲ سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر P-Δ باشند.

۱-۸-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

- منظور از کلمه "عمدتا" در تعاریف فوق چیست؟

توجه داشته باشید که در هر دو سیستم "دیوار باربر" و "قاب ساختمانی " از کلمه عمدتا استفاده شده است. بنابراین برای اینکه تناقضی پیش نیاید بهتر است عمدتا را برابر ۵۰٪ تعریف کنیم. اگر منظور از کلمه عمدتا عددی بیش از ۵۰٪ منظور شود (برای مثال برابر ۷۰٪ در نظر گرفته شود) در این صورت اگر در یک سازه ۶۰٪ بار قائم توسط قاب و ۴۰٪ آن توسط دیوار تحمل میشود، این سیستم در هیچکدام از دو گروه فوق قرار نخواهد گرفت.

در ادامه خواهیم دید که در راهنمای لرزه ای بارگذاری آمریکا نیز مرز ۵۰٪ برای تعریف عمدتا استفاده شده است.

- دقت شود که در تعریف سیستم دوگانه نیز اولین شرط (شرط الف در بند بالا) این است که بارهای قائم عمدتا (بیش از ۵۰٪) توسط قاب ساختمانی تحمل شود. در غیر این صورت سیستم دیوار باربر خواهد بود.
- مطالب فوق از این جهت حائز اهمیت هستند که طبق جدول زیر ضرایب رفتار (Ru) سیستم باربر جانبی بستگی به نوع سیستم باربر جانبی دارد ("دیوار باربر"-"قاب ساختمانی"-"دوگانه")

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

تعاریف ارائه شده در ASCE7-16

Building Frame System: A structural system with an essentially complete space frame providing support for vertical loads. Seismic force resistance is provided by shear walls or braced frames.

WALL SYSTEM, BEARING: A structural system with bearing walls providing support for all or major portions of the vertical loads. Shear walls or braced frames provide seismic force resistance.

- در تعریف ارائه شده در ASCE نیز برای تعیین اینکه آیا سیستم دیوار باربر هست یا نه از عبارت "major portions" استفاده شده است که می توان آنرا معادل همان کلمه "عمدتا" در استاندارد ۲۸۰۰ دانست.
- همچنین در تعریف قاب ساختمانی از عبارت "Complete space frame" استفاده شده است.
- در تعاریف فوق مشخص نشده است که منظور از عبارت "major portions" و یا عبارت "Complete space frame" چیست و دقیقا چگونه باید ارزیابی شود.

توضیحات زیر در ASCE7-16-Commentary ارائه شده است:

In a bearing wall system, major load-carrying columns are omitted and the walls carry a major portion of the gravity (dead and live) loads. The walls supply in-plane lateral stiffness and strength to resist wind and earthquake loads and other lateral loads. In some cases, vertical trusses are used to augment lateral stiffness. In general, lack of redundancy for support of vertical and horizontal loads causes values of *R* to be lower for this system compared with *R* values of other systems.

In a building frame system, gravity loads are carried primarily by a frame supported on columns rather than by bearing walls. Some portions of the gravity load may be carried on bearing walls, but the amount carried should represent a relatively small percentage of the floor or roof area. Lateral resistance is provided by shear walls or braced frames. Light-framed walls with shear panels are intended for use only with wood and steel building frames. Although gravity load-resisting systems are not required to provide lateral resistance, most of them do. To the extent that the gravity load-resisting system provides additional lateral resistance, it enhances the building's seismic performance capability, so long as it is capable of resisting the resulting stresses and undergoing the associated deformations.

- توجه شود که علاوه بر تعریف Bearing wall system در بالا، یک تعریفی از Bearing wall نیز ارائه شده است که ربطی به سیستم باربر جانبی ندارد و بنابراین تعریف زیر نباید معیار تشخیص نوع سیستم باربر جانبی باشد.

Bearing Wall: Any wall meeting either of the following classifications:

1. Any metal or wood stud wall that supports more than 100 lb/linear ft (1,459 N/m) of vertical load in addition to its own weight.
2. Any concrete or masonry wall that supports more than 200 lb/linear ft (2,919 N/m) of vertical load in addition to its own weight.

در راهنمای لرزه ای بارگذاری آمریکا توضیحات زیر مطرح شده است.

Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-16

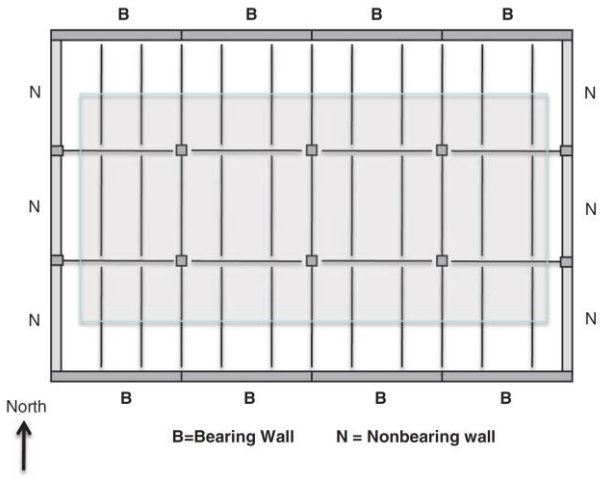
7.2 Bearing Wall Systems

Section 11.2 defines bearing wall systems (under the definition for "Wall") as systems in which bearing walls support all or major parts of the vertical load. Presumably, a major portion would be more than 50% of the total vertical load.

- در راهنما منظور از عبارت "major portion" اینگونه تعبیر شده است که اگر بیش از 50% بارهای ثقلی توسط دیوارها تحمل شود، دیوار باربر خواهیم داشت.

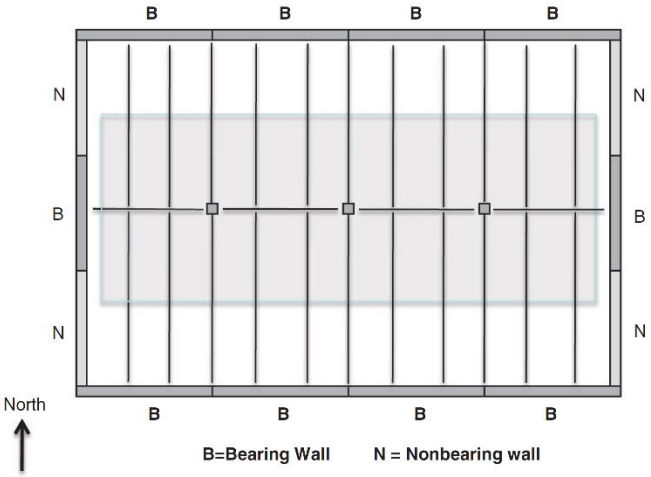
در این راهنما مثالهایی به شرح زیر مطرح شده است:

در مثال اول (شکل زیر) عنوان شده که دیوارهایی که با علامت B نشان داده شده اند "دیوار باربر" محسوب میشوند و دیوارهایی که با علامت "N" نشان داده شده اند، "دیوار غیر باربر" محسوب میشوند، ولی با توجه به اینکه ۶۵ درصد وزن سازه را ستونهای میانی تحمل میکنند (قسمت خاکستری رنگ سطح بارگیر ستونهای میانی را نشان میدهد)، سیستم باربر جانبی از نوع "سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی" محسوب میشود.



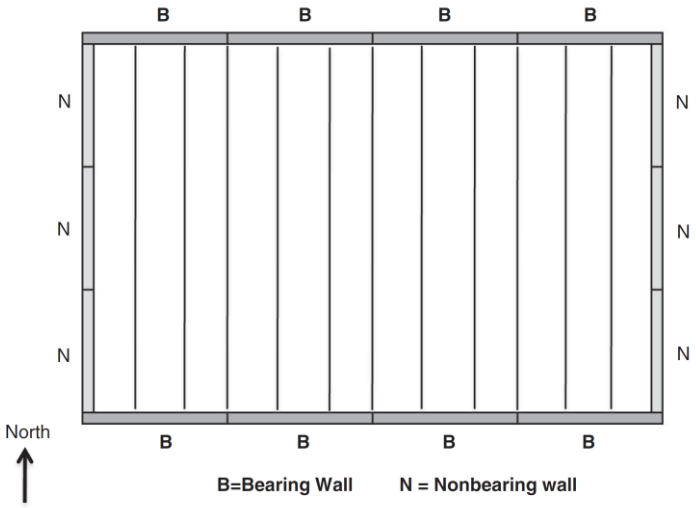
The tributary vertical gravity load carried by the columns is shown by the shaded region in the interior of the structure. This region represents approximately 65% of the total load, so the bearing walls carry only 35% of the total vertical load. Hence, by definition, this system is not a bearing wall system and would be classified as a building frame system.

در مثال دوم مطابق شکل زیر، تعداد ستونها کاسته شده است. توضیحات لازم در متن زیر شکل ارائه شده است.



In **Figure G7-3**, the system is changed such that there is only one line of columns in the interior, and the center walls on the east and west side of the building support reactions from the steel girder. Hence, these walls become bearing walls. The shaded region, representing the tributary vertical load carried by the columns, is slightly more that 50% of the total area, so the system could still be classified as a building frame system.

در مثال سوم مطابق شکل زیر ستونها حذف شده اند. توضیحات لازم در متن زیر شکل ارائه شده است.



If the steel columns were removed in their entirety and the joists spanned the full width of the building, as shown in **Figure G7-4**, the building would be classified as a bearing wall system for loads acting in the east–west direction. For loads acting in the north–south direction, the walls resisting the lateral load are not bearing walls, and the system could be classified as a nonbearing wall system for loads acting in this direction.

در SEAOC Blue Book توضیحات نسبتا کاملی در رابطه با سیستم دیوار باربر و قاب ساختمانی آمده است که برخی از مطالب برگزیده از آن را در این قسمت آورده ام.

SEAOC Blue Book Seismic Design Recommendations 2019

Bearing wall systems and building frame systems. These two basic system types both use relatively stiff shear wall or braced frame elements to carry lateral earthquake loads. The principal difference is in how the SFRS interacts with the gravity load-carrying system of the building.

The original distinction between bearing wall and building frame systems was based on a perceived need for a "second line of resistance" where shear walls carried the bulk of earthquake loads. One way to provide this backup was with the ductile moment frame of a dual system. Another way was to provide a distinct and complete frame to carry the gravity loads, as described in the 1967 Blue Book commentary:

> The presence of a load carrying frame is desirable in a shear wall building because it may provide vertical stability to the building and prevent total collapse after damage is sustained by the shear walls. The frame also acts to tie the building together and redistribute the lateral force to undamaged elements of the bracing system (SEAOC Seismology Committee 1967, p. 46).

SEAOC Blue Book Seismic Design Recommendations 2019

***R* Factors for Shear Walls.** In the determination of the *R* value for a shear wall, the historic distinction between a bearing wall versus a building frame wall is inconsistent with concrete shear wall design and behavior. In the first Blue Book (SEAOC Seismology Committee 1959), five *K* factors were defined without regard to material: moment-resisting space frame, space frame plus shear walls or braced frames, box (shear wall or braced frame), and an "Other" category for undefined building framing systems. In the box system category, there was no differentiation between wood framed shear walls, steel braced frames, or concrete shear walls. The *K* values, and the related *R* values incorporated into codes after ATC-3 (ATC 1978), were derived in part based on the goal of preserving vertical load-carrying capabilities. Today, however, the *R* values for structural systems correlate to specific material and detailing provisions that are related to system strength and ductility. ASCE 7-16 (Table 12.2-1) lists lower *R* values for Special or Ordinary reinforced concrete shear walls in the Bearing Wall System category than for the same types of walls in the Building Frame System category. It is the SEAOC Seismology Committee's opinion that the R-value for bearing shear walls and building frame walls should not differ, and that shear walls should be identified under one category, regardless of whether the wall is load-bearing. The *R* value should not be influenced by the presence or absence of gravity axial load, assuming shear walls are properly detailed to maintain gravity axial load support under damaging cyclic loading. The Seismology Committee cautions that factored axial loads on shear walls should be limited to less than 0.35 $f'_c A_g$, unless ductility assessments using moment-curvature analyses are performed to justify higher axial load levels.

The 1999 Blue Book suggested placing gravity-load frame reinforcement within shear walls in order to artificially create a "building frame" wall. This has become popular with building officials and insurance underwriters, but it may not be necessary to maintain gravity load support, and it may adversely affect the seismic performance of walls. Where confined boundary elements are adequately designed within the shear wall, the addition of gravity frame reinforcement within walls should not be required. Where shear walls in high seismic regions are designed without boundary reinforcement or with only a single curtain of reinforcement, then the addition of hoops and ties around the vertical bars near the ends of walls could be beneficial, so long as the addition does not significantly alter the flexural vs. shear behavior of walls. The design engineer should consider the effect of heavy concentrated vertical loads or reactions within the wall length, for example from beams, columns, or intersecting walls, where additional tied vertical longitudinal reinforcement may be required. The detailing provisions of a shear wall system should directly address the distribution and confinement requirements that relate to the aspect ratio, gravity axial load, and distribution of walls. This would enable consistent *R* values to establish systems design forces and displacement parameters. The SEAOC Seismology Committee understands that the state of practice has been to use the *R* value associated with the "Building Frame" system for virtually all reinforced concrete shear wall buildings. In the absence of further research and/or evaluation, the Seismology Committee recommends the use of the "Building Frame" Seismic Design Factors for reinforced concrete shear wall systems without incorporating gravity frames within walls, and without adding gravity load-bearing columns next to walls.

- در متن فوق به تعریف ارائه شده در Blue Book 1999 اشاره شده است که قسمت کامل این تعریف را در صفحه بعدی آورده ام.
- یکی از پارامترهای مهم تاثیر گذار بر رفتار دیوار برشی بتنی نیروی محوری وارد بر آن میباشد که در متن فوق اشاره شده و محدودیت $0.35\ f'_c A_g$ برای آن قید شده است. در این مورد ACI محدودیتی قرار نداده است.

- در SEAOC 1999 پیشنهاد شده است جهت تشخیص اینکه سیستم دیوار باربر هست یا نه، دیوارهای برشی را از مدل حذف کنیم (المان های مرزی دیوارها را در صورتی که محصوریت کافی داشته باشند می توان به عنوان بخشی از قاب نگه داشت) و پس از حذف دیوارها اگر قاب باقی مانده بتواند بارهای ثقلی را تحمل کند، می توان نتیجه گرفت که سیستم دیوار باربر نمی باشد.

SEAOC Blue Book Recommended Lateral Force Requirements and Commentary 1999

C407.1.1 ***UBC §§1921.6 and 1629.6.2–3 Structural System Type and R for Concrete Wall Buildings.*** Concrete shear walls are employed in bearing wall systems (R=4.5) and in building frame systems (R=5.5). To see if the structure qualifies as a building frame system, with the higher R, apply the following test:

Assume that all portions of the walls that are not reinforced as columns or beams are removed, but that the self weight of these wall portions is still present. If the remaining structure is capable of supporting the factored gravity loads and conforms to the detailing requirements for gravity frame members, then the structure qualifies as a building frame system.

It is not required that walls be physically separate from the building frame system. Building frame columns can for example be integral with a wall, forming boundary elements.

The distinction between the two different concrete wall systems and the two values for R is based on traditional practice and is not necessarily justified by technical principles or research results. The assumption of a building frame system may require the design to include elements—such as beams at each intersection of walls and floor slabs or confined columns within the wall length—that in some cases are of no benefit to seismic performance.

- روش پیشنهاد شده در متن فوق با تعریف ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ و ASCE7 تفاوت دارد:
  - استاندارد ۲۸۰۰ و ASCE7: اگر بارهای ثقلی عمدتا (major portions) توسط دیوارها تحمل شود، "سیستم دیوار باربر" خواهیم داشت.
  - SEAOC Blue Book: اگر پس از حذف دیوارها (المان های مرزی دیوارها را در صورتی که حداقل ضوابط مربوط به ستونها را داشته باشند می توان به عنوان بخشی از قاب نگه داشت)، قاب باقی مانده بتواند بارهای ثقلی ضریب دار را تحمل کند، سیستم دیوار باربر محسوب نمیشود.

در NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations (FEMA 405-2, 2003) نگاه سخت گیرانه ای مطرح شده است.

FEMA 450-2, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations (2003)

A building frame system is a system in which the gravity loads are carried primarily by a frame supported on columns rather than by bearing walls. Some minor portions of the gravity load may be carried on bearing walls but the amount so carried should not represent more than a few percent of the building area. Lateral resistance is provided by nonbearing structural walls or braced frames.

در بند فوق عنوان شده که در سیستم قاب ساختمانی با دیوار، سهم دیوارها از بار ثقلی "ناچیز" باید باشد. با این تعریف عملا بیشتر سازه ها در دسته دیوار باربر قرار میگیرند. در ویرایش 2015 این جمله بندی کمی تلطیف شده است. در ویرایش جدید به جای عبارت " Some minor portion" از عبارت "Some portions" استفاده شده است. همچنین عبارت "a few percent" به عبارت "a relatively small percentage" تغییر یافته است:

FEMA 1050-2, NEHRP Recommended Seismic Provisions (2015)

In a building frame system, gravity loads are carried primarily by a frame supported on columns rather than by bearing walls. Some portions of the gravity load may be carried on bearing walls, but the amount carried should represent a relatively small percentage of the floor or roof area. Lateral resistance is provided by shear walls or braced frames. Light-framed walls with shear panels are intended for use only with wood and steel building frames. Although gravity load-resisting systems are not required to provide lateral resistance, most of them do. To the extent that the gravity load-resisting system provides additional lateral resistance, it enhances the building's seismic performance capability, so long as it is capable of resisting the resulting stresses and undergoing the associated deformations.

شخصا با دیدگاه فوق مبنی بر اینکه در صورتی که دیوارها بخش کمی از بار ثقلی را تحمل کنند، دیوار باربر محسوب میشوند موافق نیستم.

- در DBI-2009 طی نامه رسمی زیر با نظر SEAOC Blue Book مخالفت شده است. در متن زیر عنوان شده است که در صورتی که دیوارها بیش از پنج درصد از بار ثقلی را تحمل کنند (علاوه بر وزن خود)، در این صورت سیستم دیوار باربر خواهد بود. اگر این دیدگاه را قبول کنیم عمده سازه هایی که دیوار برشی بتنی دارند در گروه سیستم دیوار باربر قرار میگیرند و بنده شخصا با این دیدگاه مخالفم.

San Francisco Department of Building Inspection (DBI, 2009)

City and County of San Francisco
Department of Building Inspection
1660 Mission Street, San Francisco, CA 94103

Structural Bulletin
SB 09-09

Subject: **R-values for Concrete Shear Walls**

Date: January 20, 2009

2007 CBC Section 1613 refers to ASCE7-05 Table 12.2-1 for R-values to be used in the lateral analysis and design. Where the lateral force resisting system of a building comprises reinforced concrete shear walls, the lateral analysis shall be based on an R-value of either 5 or 6, in accordance with ASCE7-05 Table 12.2-1.

ASCE7-05 Table 12.2-1 indicates R=6 for concrete shear walls that are part of a building frame system. The intent of a building frame system is for floor and roof dead and live loads to be primarily supported by the frame, and for the shear walls to resist seismic loads. The Commentary to 2003 NEHRP (FEMA 450-2, page 44) states that a "few percent of the building area" may be supported by the shear walls and still be considered a building frame system. Therefore, R=6 is permitted to be used if the shear walls support no more than 5% of the total floor and roof dead and live loads of the entire building, in addition to the self weight of the shear walls.

ASCE7-05 Table 12.2-1 indicates R=5 for concrete shear walls in a bearing wall system, where floor and roof dead and live loads are supported by the shear walls. Therefore, where concrete shear walls support more than 5% of the total floor and roof dead and live loads of the entire building, the system shall be considered a bearing wall system, and a value of R=5 shall be used. Further, the use of floor level beam elements between full height column elements that are incorporated into the shear walls to create imaginary frames to support floor and roof dead and live loads shall not qualify as a frame system, and shall not justify the use of R=6.

Where concrete shear walls are used, the 2007 CBC, through ASCE7-05 Table 12.2-1, specifically requires classification of the structural system as either a building frame system or a bearing wall system, or some other system listed in Table 12.2-1. The Code further requires an R-value of 5 to be assigned to a bearing wall system and a value of 6 to be assigned if the shear walls are used in a building frame system. The 2008 SEAOC Blue Book, Article 9.01.010, questions whether two different R-values are appropriate and recommends use of a single R-value regardless of whether the shear walls are part of a bearing wall system or building frame system. Such recommendations contradict the provisions of ASCE7-05 Table 12.2-1. In addition, the SEAOC Blue Book article does not specify what single R-value should be used. The Blue Book article raises questions to which no clear answers are provided. While DBI acknowledges the questions raised by the Blue Book, DBI, as a code enforcement body, is compelled to enforce the provisions of 2007 CBC and ASCE7-05.

Approved: Raymond Lui, S.E.
Deputy Director for Plan Review Services

نظر SEAW-2009 در رابطه با سیستم دیوار باربر مشابه نظر SEAOC Blue Book میباشد:

SEAW (2009), Structural Engineers Association of Washington, Earthquake Engineering Committee, White Paper 1-2009

ASCE 7-05 Section 12.2.1 defines two types of seismic force-resisting systems consisting of special reinforced concrete shear walls (SRCSW): bearing wall system and building frame system. A building frame system is defined by ASCE 7-05 Section 11.2 as "a structural system with an essentially complete space frame providing support for vertical loads. Seismic force resistance is provided by shear walls or braced frames." ASCE 7-05 Section 11.2 also defines a bearing wall system as "a structural system with bearing walls providing support for all or major portions of the vertical loads. Shear walls or braced frames provide seismic resistance." However, even for buildings without the essentially complete space frame, it is common practice to use the seismic response coefficients based on a building frame system rather than a bearing wall system for the SRCSW system. It is often argued that the response modification coefficient, *R*, associated with a building frame system may more accurately reflect the expected ductility performance of the building.

As an alternative to the ASCE 7-05 definition of a building frame system, the SEAW EEC recommends that a SRCSW system meet one of the following three design and/or performance criteria, in order to use the seismic response coefficients associated with a building frame system:

1. Design and detail the SRCSW system and the floor and roof systems as follows:
   a) Provide confined vertical load carrying elements within the SRCSW system for the full height of the shear walls. Size the vertical elements per ACI 318-05 Section 10.3.6 based on the assumed load path of 1b below for gravity load combinations of ACI 318-05 Section 21.11.2. Confine the vertical elements in accordance with ACI 318-05 Sections 21.4.4.1(c) and 21.4.4.3, with the vertical confinement spacing not to exceed 8 inches. Special boundary elements, as defined by ACI 318-05 Section 21.7.6, are deemed to satisfy these size and confinement requirements.
   b) Design the floor and roof systems to span between the columns and the confined vertical load carrying elements within the SRCSW system assuming the remaining portions of the shear walls do not participate in vertical support of the floor and roof systems. For this design only, use the gravity load combinations of ACI 318-05 Section 21.11.2. The vertical loads associated with the unconfined portions of the shear walls need not be supported by the floor and roof systems. Beam reactions resulting from less than 300 square-feet of tributary area for that reaction occurring within a horizontal distance of 15 feet from a vertical load-carrying element designed per 1a above need not be directly supported by vertical load-carrying elements. However these reactions should be accounted for in the design of the adjacent vertical load-carrying elements.
2. Design flexure controlled shear walls as follows:
   a) Limit the combination of factored gravity and lateral design axial loads on individual shear wall segments to a maximum of $0.35A_g f'_c$ unless a ductility assessment using a moment-curvature analysis is performed to justify a higher axial load level.
   b) Demonstrate that the nominal shear strength of each wall is greater than the wall shear demand corresponding to the development of the nominal flexural strength of the wall.
3. Alternative rational design methods may be proposed by the Engineer as a substitute to the recommended methods given above for review and approval by the Building Official.

The mid- and high-rise buildings addressed here typically consist of concrete or steel gravity framing with core shear walls and/or individual shear wall segments that carry a significant portion of the building's gravity loads. These systems have been designed using *R*=6.0, but text of ASCE 7-05 does not support this criterion. However, research and experience suggest that *R*=6.0 can be appropriate for design as indicated in the 2008 SEAOC Blue Book. This White Paper provides guidance for the design professional in considering where the use of *R*=6.0 can be reasonable by following one of the three recommendation methods.

The first method provides guidelines for designing a "system with an essentially complete space frame providing support for vertical loads." It is our opinion that this effective gravity system need not be "fully" complete as the shear walls even in traditional building frame systems support their own self-weight and a nominal amount of floor and roof load. Section 1b describes a method for checking the floor/roof framing to span between gravity load-carrying elements, and section 1a describes a method for designing these load-carrying elements. The intent of Section 1b is to provide vertical support elements at locations with primary floor/roof framing members carrying significant gravity loads, hence the beam reaction 300 square-foot tributary area limit. The recommended loading for this design approach utilizes the gravity load combination for deformation compatibility checks in ACI 318 Section 21.11.2, which are intended as a secondary check. For the load-carrying element, or "column" design, the intent is to size and reinforce a column within the shear wall to support the required loads using the axial load design provisions of ACI 318-05 Section 10.3.6. Other aspects of typical column design (for example minimum longitudinal reinforcement, tie spacing, slenderness checks, and P-M interaction) are not intended to apply to this design. The recommended confinement criteria are those associated with shear walls where boundary elements are not required, but the longitudinal reinforcing ratio is greater than 400/fy in accordance with ACI 318-05 Sec. 21.7.6.5. This confinement recommendation provides a medium level of confinement, less than a special boundary zone, but more than a typical wall element.

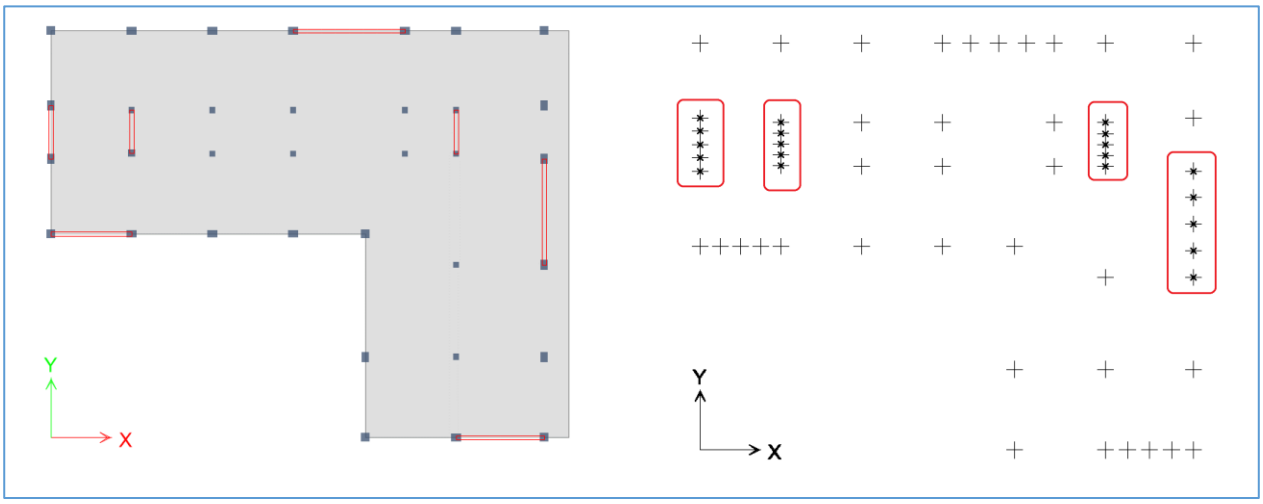
جمع بندی:

- در رابطه با نحوه تشخیص اینکه آیا سیستم باربر جانبی از نوع دیوار باربر هست یا نه اختلاف نظر وجود دارد. مطالبی که در ادامه ذکر خواهم کرد، نظر و استنباط شخصی بنده میباشد و مهندسین طراح در تصمیم گیری باید بر اساس قضاوت مهندسی خود و نوع سازه تصمیم گیری کنند.
- با توجه به مطالب صفحات قبل دو روش زیر را جهت تعیین مرز بین سیستم دیوار باربر و سیستم های دیگر رای میتوان پیشنهاد کرد.
- روش اول به متن استاندارد ۲۸۰۰ نزدیک تر است و پیشنهاد میشود از روش اول استفاده شود.

۱- روش تعیین سهم دیوارها (مبتنی بر تعاریف استاندارد ۲۸۰۰ و ASCE7-16)

- در این روش سهم دیوارها در دو راستای متعامد مجزا بررسی شود.

برای مثال در پلان شکل زیر میتوان مطابق شکل سمت راست گرههای مربوط به تکیه گاههای دیوارهای راستای Y را انتخاب و سهم این دیوارها از کل بار مرده و زنده سازه تعیین کرد. در صورتی که سهم دیوارهای مشخص شده از کل بار مرده و زنده سازه بیش از ٪۵۰ باشد، سیستم باربر جانبی سازه در راستای Y از نوع سیستم دیوار باربر خواهد بود.



- در کنترل فوق میتوان در تعیین سهم از وزن خود دیوارها صرف نظر کرد. بدین منظور میتوان ابتدا وزن کل دیوارها را با ضریب اصلاح وزن صفر کرد و سپس سهم دیوارها را محاسبه نمود.

۲- روش حذف دیوار و بررسی کفایت قاب باقیمانده (مبتنی بر SEAOC Blue Book)

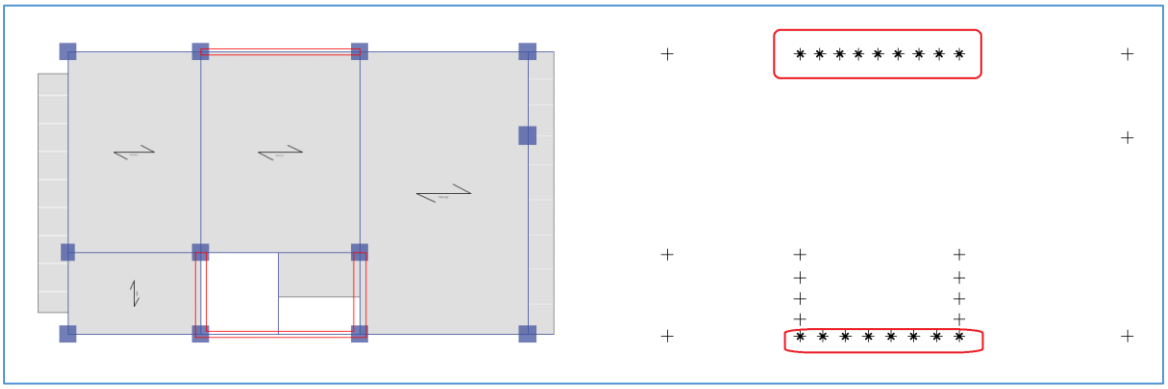
- در این روش همانند روش رایج در کنترل فایل ٪۲۵، دیوارها حذف میشوند (بهتر است به جای حذف دیوار سختی آنها کاهش یابد تا وزنشان منظور شود). المانهای مرزی اطراف دیوار به شرطی که حداقل ضوابط میلگردگذاری ستونها را تامین کنند، نگه داشته میشوند. کفایت ستونها، تیرها، و دال بتنی سقف (در صورت وجود) تحت اثر ترکیب بارهای ثقلی کنترل میشود.
- در این کنترل فرض میشود، المانهای مرزی دیوار همزمان به عنوان بخشی از قاب ساختمانی ثقلی عمل میکنند و بنابراین باید تحت ترکیب بارهای ثقلی کفایت آنها نیز بررسی شود (No design نشوند).

نکات تکمیلی

- در بررسی های فوق به متن زیر از استاندارد ۲۸۰۰ نیز باید توجه داشت:

> تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

- در سازه هایی که دیوار L شکل و یا C شکل داریم، میتوان در بررسی هر راستا بخشی از دیوار را که در آن راستا عمل میکند، ملاک قرار داد. برای مثال در شکل زیر برای تعیین نوع سیستم باربر جانبی در راستای X میتوان مطابق شکل سمت راست، عکس العملهای تکیه گاهی دیوار در راستای X را مبنا قرار داد.



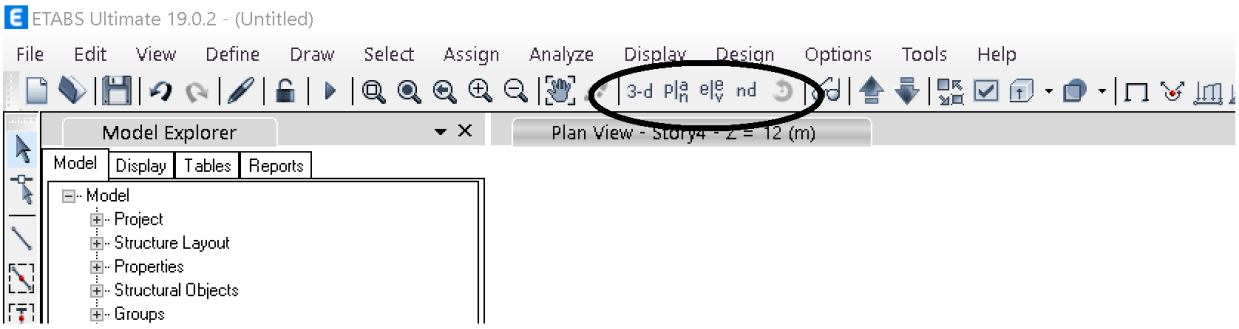
- در صورتی که در زیرزمین سازه (دورتادور) دیوار حائل داشته باشیم، برای تعیین سهم دیوارها (در روش ۱) در طبقات فوقانی میتوان مستقیما نیروی محوری دیوارها را با برچسب گذاری (pier) استخراج نمود و یا اینکه از گزینه section cut استفاده کرد.
- در سازه هایی که شامل دال+ستون+دیوار بوده و فاقد تیر هستند، ترکیب دال+ستون را میتوان به عنوان قاب ساختمانی ثقلی در نظر گرفت و این سازه ها الزاما سیستم دیوار باربر نیستند. البته در این حالت ضوابط فصل ۲۰ مبحث دهم (ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله) باید در مورد اعضای قاب رعایت شود. برای مثال ضوابط مربوط به برش پانچ دالها در این فصل و یا ضوابط مخصوص ستونهای غیر باربر جانبی باید منظور شوند. حتی (در صورت تامین شرایط) میتوان سیستم دوگانه در نظر گرفت.
- در سیستم های دو گانه هنگام کنترل ضابطه "پ" در بند زیر، پس از حذف دیوارها (البته با حفظ وزن آنها) عملا قاب ساختمانی تحت "بار ثقلی" +"۲۵ درصد بار جانبی" کنترل میشود و بنابراین میتوان ادعا کرد که قاب ساختمانی دارای کفایت کافی برای تحمل بار ثقلی هست و بنابراین نیازی به کنترل مستقل ضابطه الف در بند زیر نمی باشد.

تنها باید به این نکته ریز توجه داشت که در فایل ۲۵ درصد، علاوه بر ستونهای غیر متصل به دیوار، ستونها (المانهای مرزی) دو انتهای دیوارها نیز در مدل ۲۵ درصد حفظ میشود. بنابراین این ستونها نیز در تحمل بار ثقلی مشارکت دارند. در نتیجه برای اینکه ثابت کنیم قاب ساختمانی به تنهایی قادر است بار ثقلی را تحمل کند، باید اولا آرماتورهای عرضی (تنگها) در این ستونها حداقل ضوابط مربوط به ستونهای غیر متصل به دیوار (با شکل پذیری در نظر گرفته شده برای قاب) را تامین کنند و ثانیا این ستونها تحت **ترکیب بارهای ثقلی** کنترل شوند.

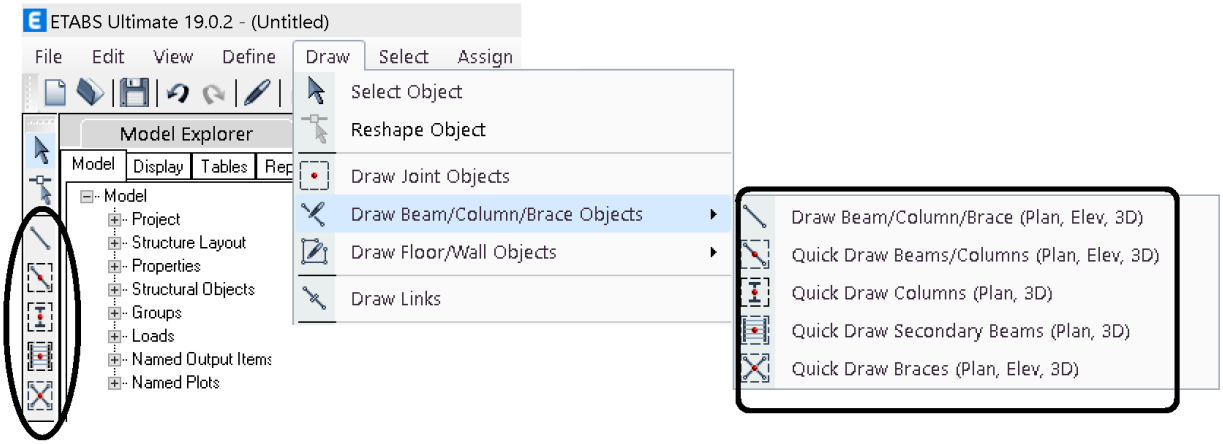
> **۴-۸-۱ سیستم دوگانه یا ترکیبی**
> نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:
> الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.
> ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.
> پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

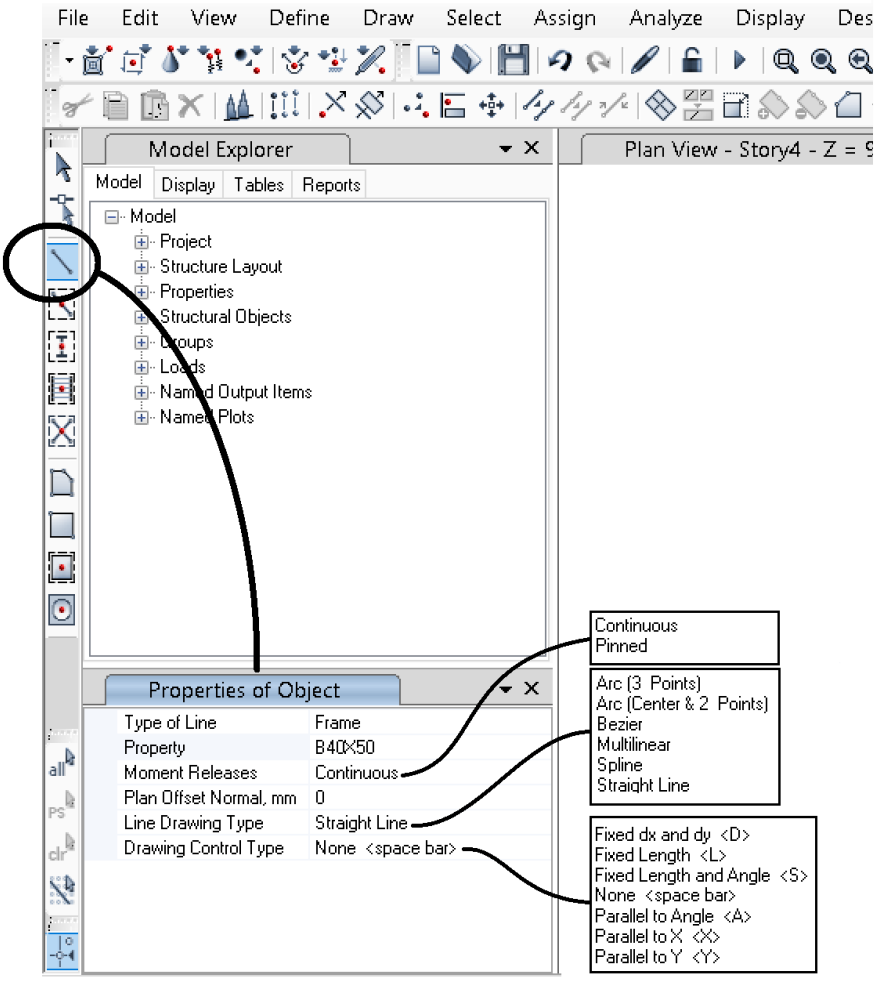
۲-۵ مدلسازی و ترسیم اعضا

از طریق ایکونهای زیر می توان نمای سه بعدی و یا پلان و ارتفاع سازه را مشاهده کرد.

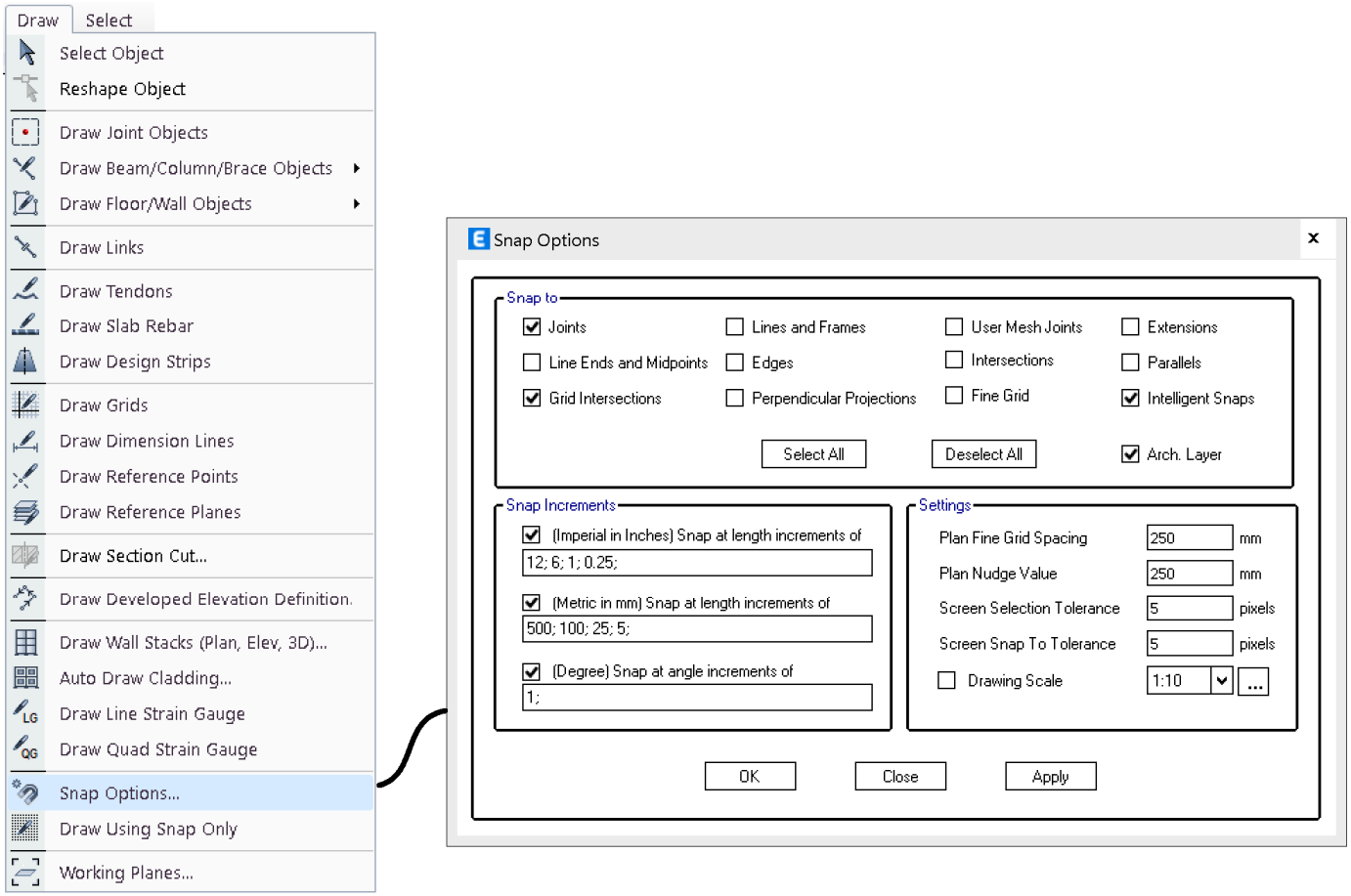


برای ترسیم اعضا شامل تیر، ستون و مهاربند از ابزار ترسیم frame مطابق شکل زیر استفاده می شود. این ابزارها را هم میتوان از طریق منوی Draw انتخاب کرد و هم می توان مستقیما از ایکون هایی که در سمت چپ قرار داده شده استفاده کرد.

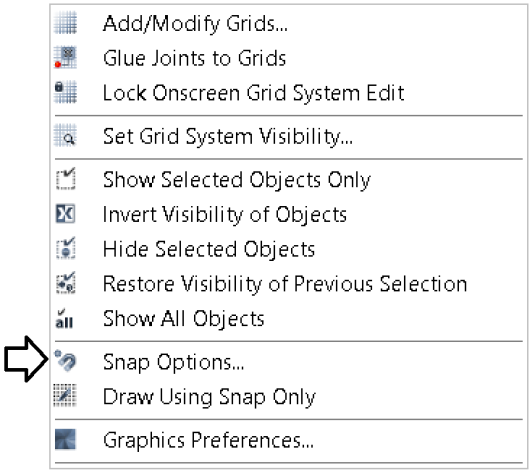




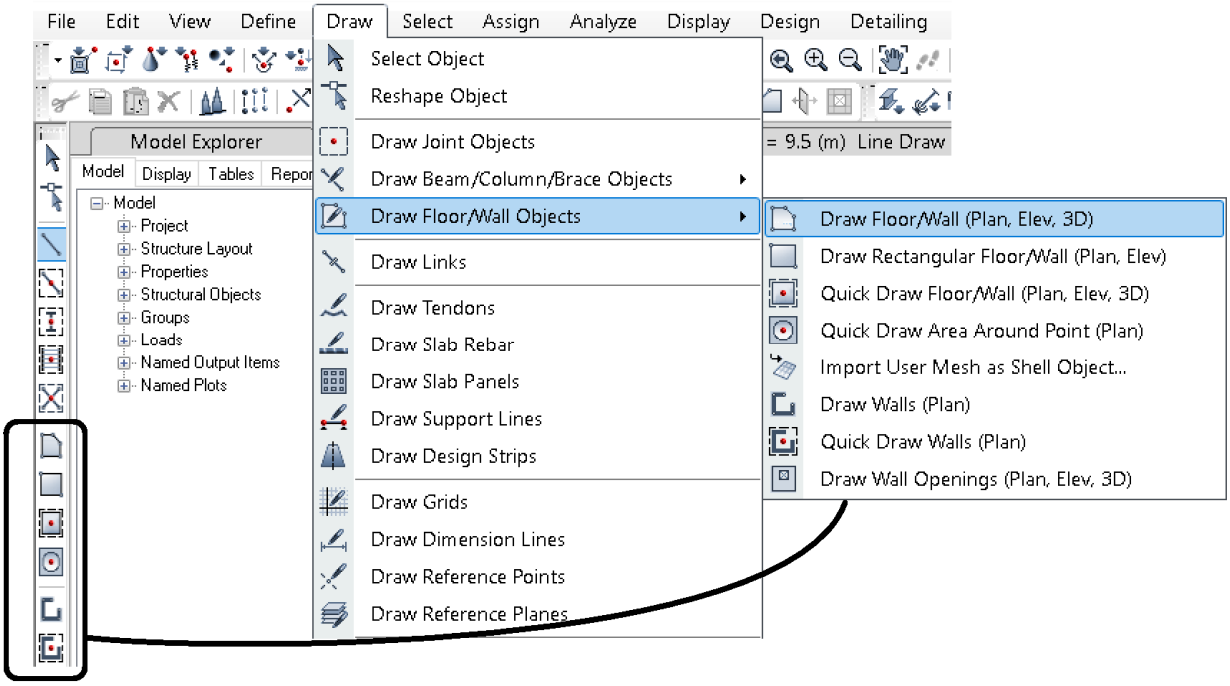
از طریق منوی زیر میتوان snap به نقاط را تنظیم کرد.



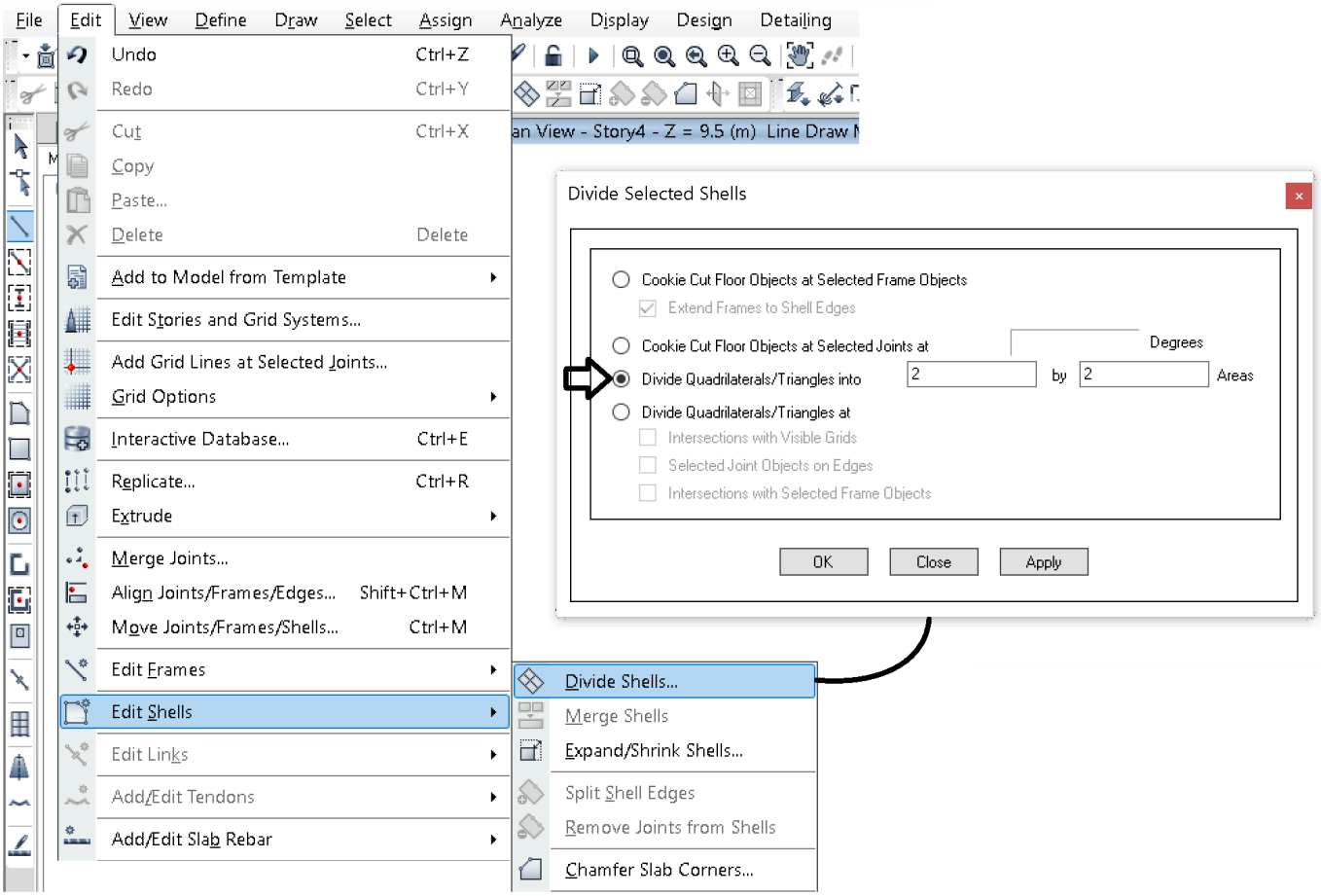
- توجه به جای استفاده از شکل فوق می توان در صفحه نمایش سازه کلیک راست کرده و مطابق شکل زیر گزینه Snap را انتخاب نمود:



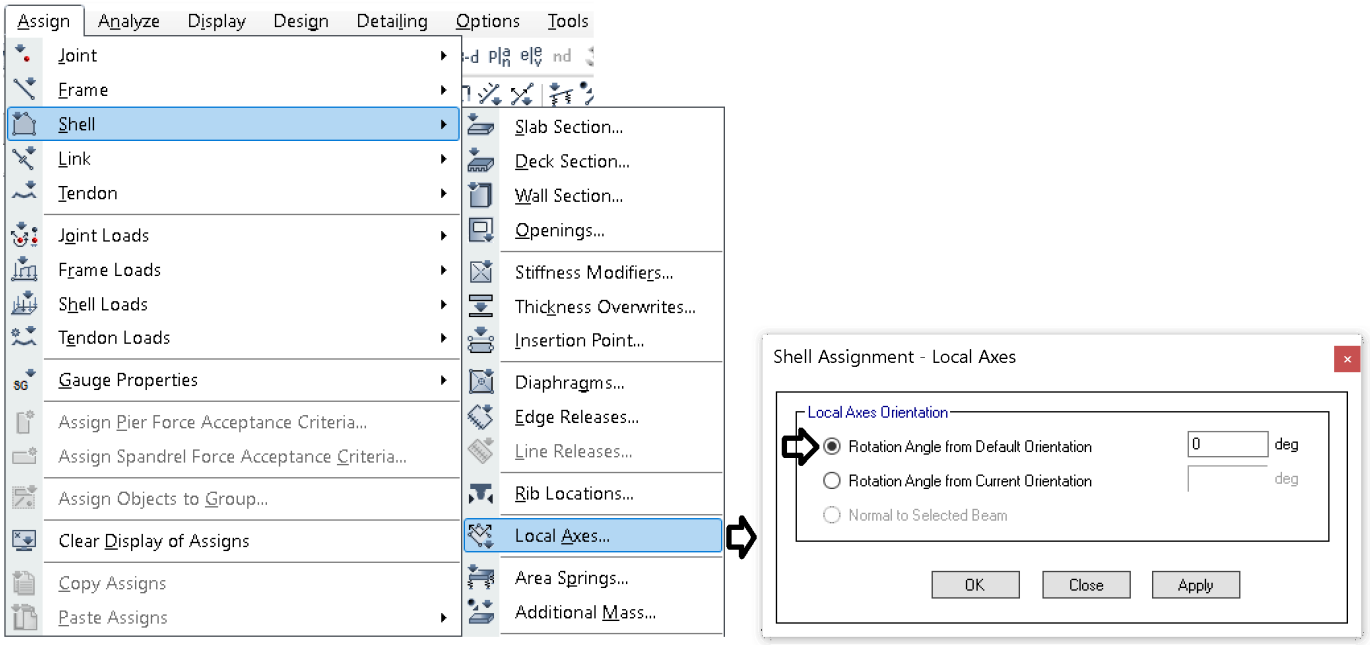
۵-۲-۱ ترسیم سطوح



- دالهایی که از نوع shell تعریف می شوند باید جهت انتقال صحیح بارها مش بندی شوند. ایتبس به صورت اتوماتیک هنگام تحلیل سازه المانهای shell کف ها را مش بندی می کند. با این وجود می توان جهت مش بندی از منوی زیر نیز استفاده کرد:



- **چرخش جهت تیرچه های کف**



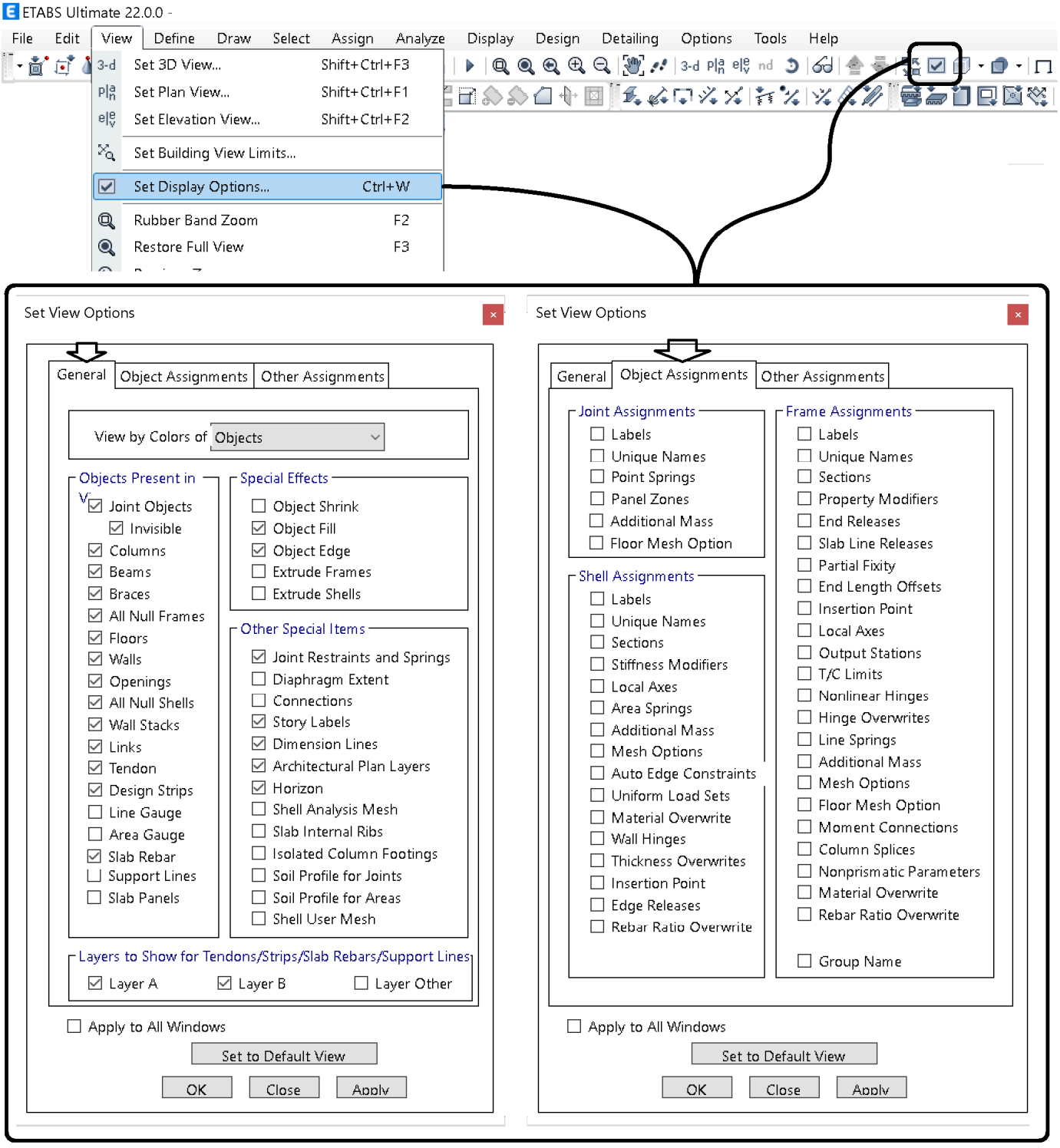
نکات مهم در تعیین جهت تیرچه ها:

- رعایت محدودیت حداکثر طول تیرچه: برای مثال در سقف تیرچه بلوک به جهت کنترل خیز تیرچه در نشریه 543 توصیه شده است که طول تیرچه ها حداکثر ۷ متر باشد و از ۸ نیز تجاوز نکند. بدین ترتیب در یک پانل 7.5m x 6m بهتر است تیرچه ها در جهت ۶ متر قرار گیرند.
- توجه به قانون بارگذاری شطرنجی: تا حد امکان سعی شود جهت تیرچه ها یک در میان در دهانه ها عوض شود تا توزیع بارها به صورت متناسب بین شاهتیرها توزیع شود.
- توجه به ارتفاع تیرها از نکته نظر معماری: گاهی طراح مایل است ارتفاع تیر خاصی که از نظر معماری مساله ساز است را کاهش دهد. در این صورت ممکن است جهت تیرچه ها را طوری تنظیم کند که روی ان تیر تیرچه قرار نگیرد.
- عدم قرارگیری تیرچه ها روی تیر فرعی: بهتر است جهت تیرچه طوری تنظیم شود تا حد امکان تیرچه ها روی شاهتیر قرارگیرند و نیاز به تیر فرعی نباشد.

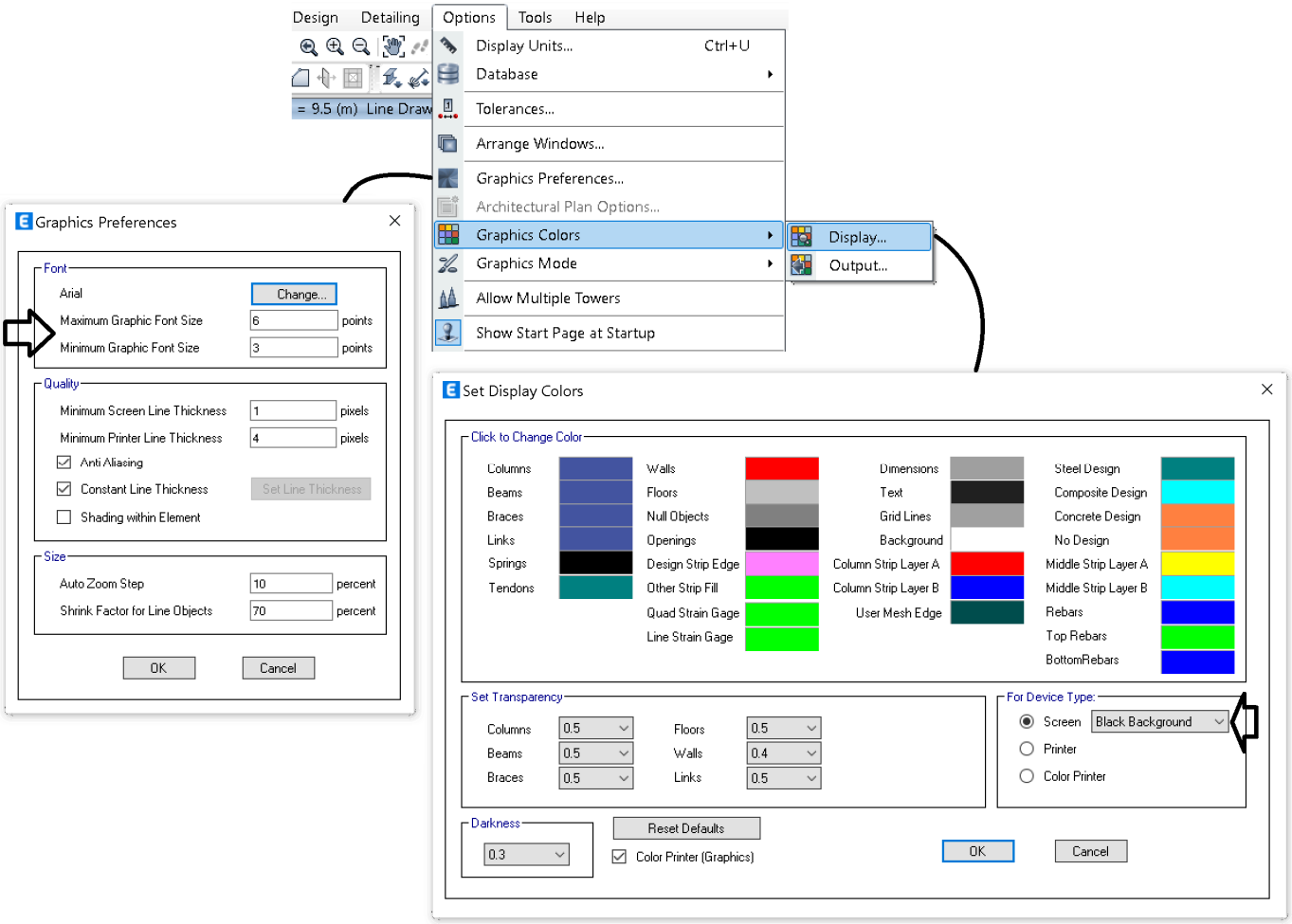
 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۵-۲-۲ تنظیم پارامترهای نمایشی

از طریق شکل زیر می توانید نمایش اجزا (ستون، تیر، مهاربند...) را روشن و یا خاموش کنیم:

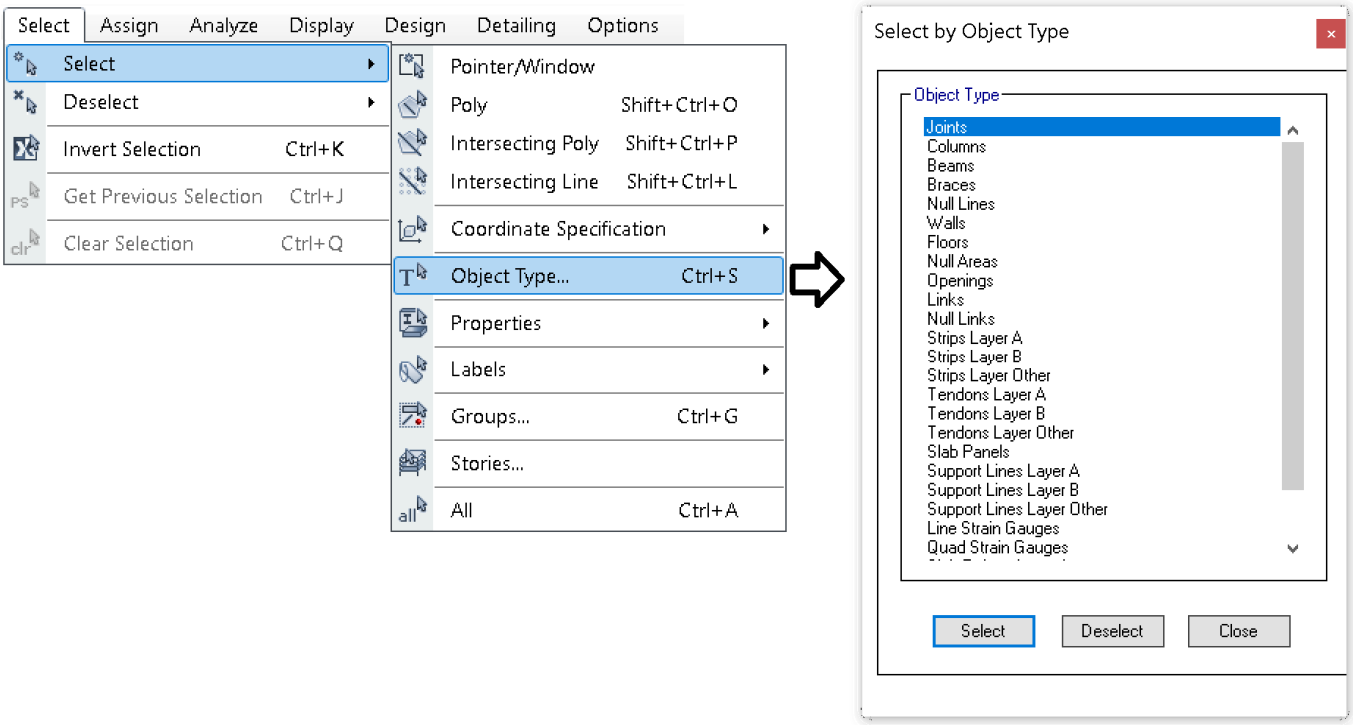


از طریق شکل زیر می توان رنگ زمینه را تغییر داد.

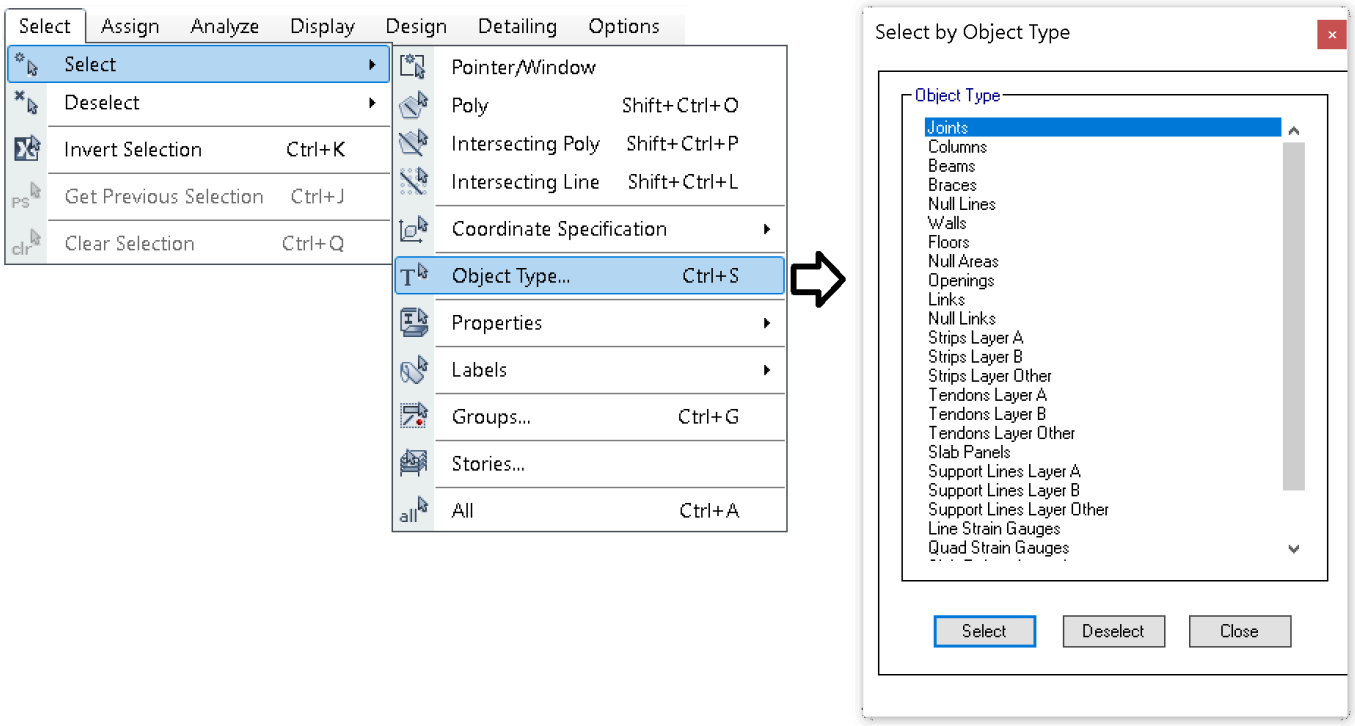


۳-۲-۵ بررسی منوی Select

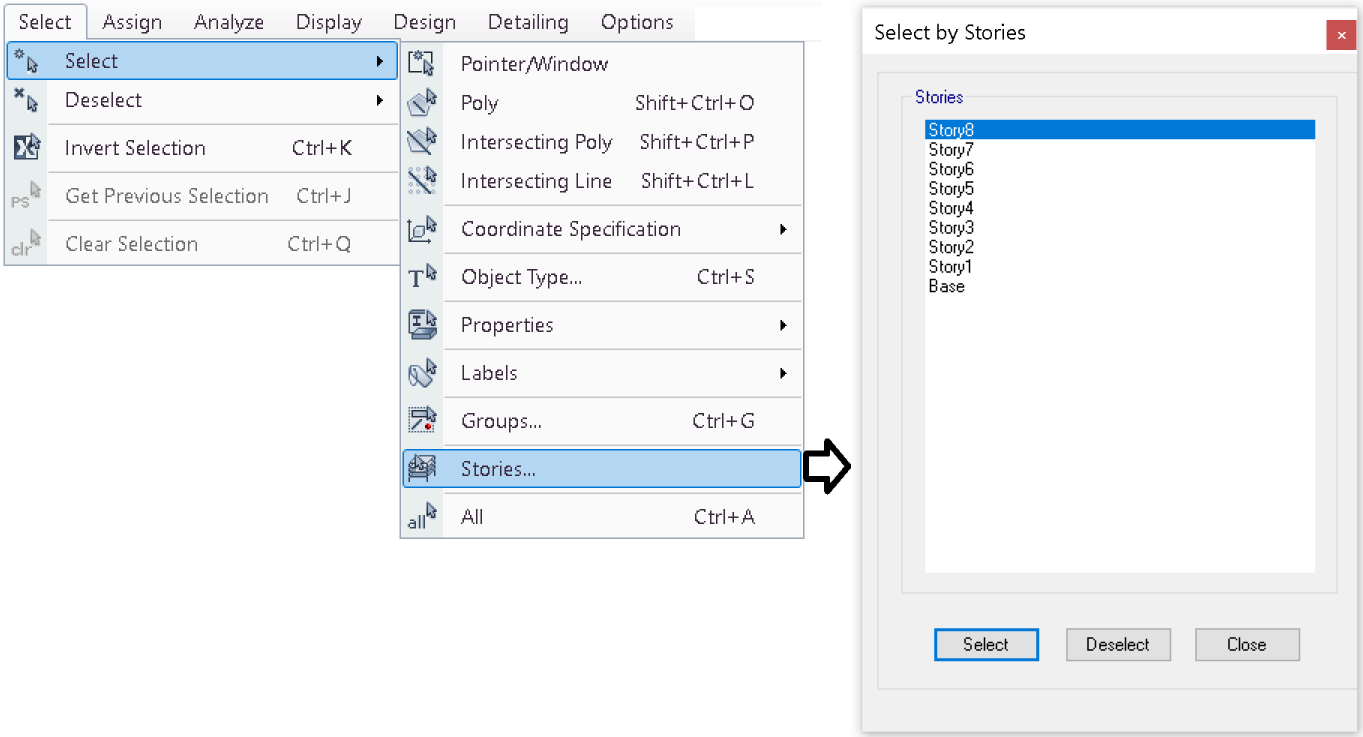
از طریق منوی زیر میتوان اعضا را به صورت موردی انتخاب کرد. برای مثال تمامی ستونهای بتنی را انتخاب و ضریب سختی به تمامی آنها اعمال کرد.



از طریق شکل زیر می توان اعضا را بر اساس اسم مقطع آنها انتخاب کرد.

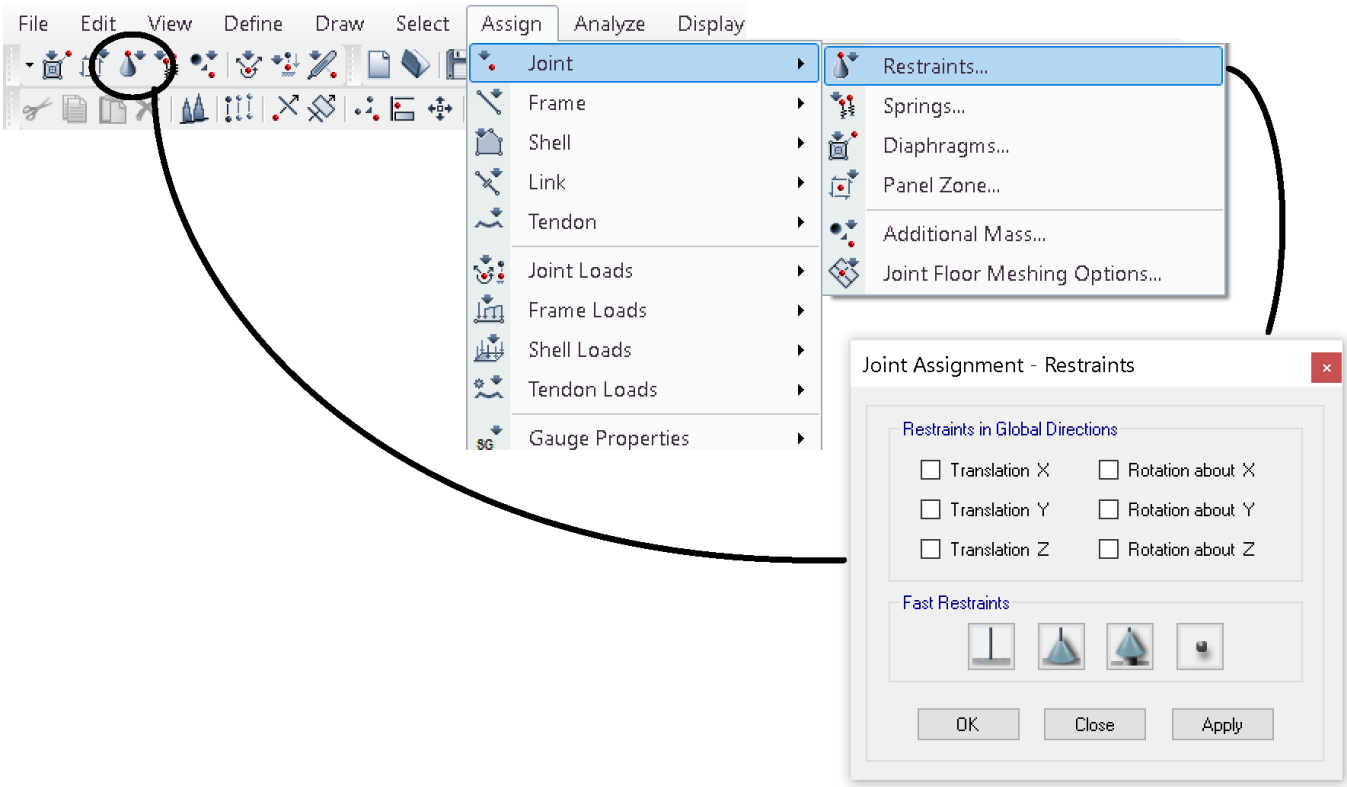


مطابق شکل زیر میتوان تمامی اعضای یک طبقه را انتخاب کرد. برای مثال اگر لازم باشد کل اعضای رسم شده در یک طبقه خاص را به طبقه آخر کپی کنیم، ابتدا باید مطابق شکل زیر اعضای طبقه انتخاب شود و سپس با دستور replicate کپی شود.



۴-۲-۵ اختصاص تکیه گاه

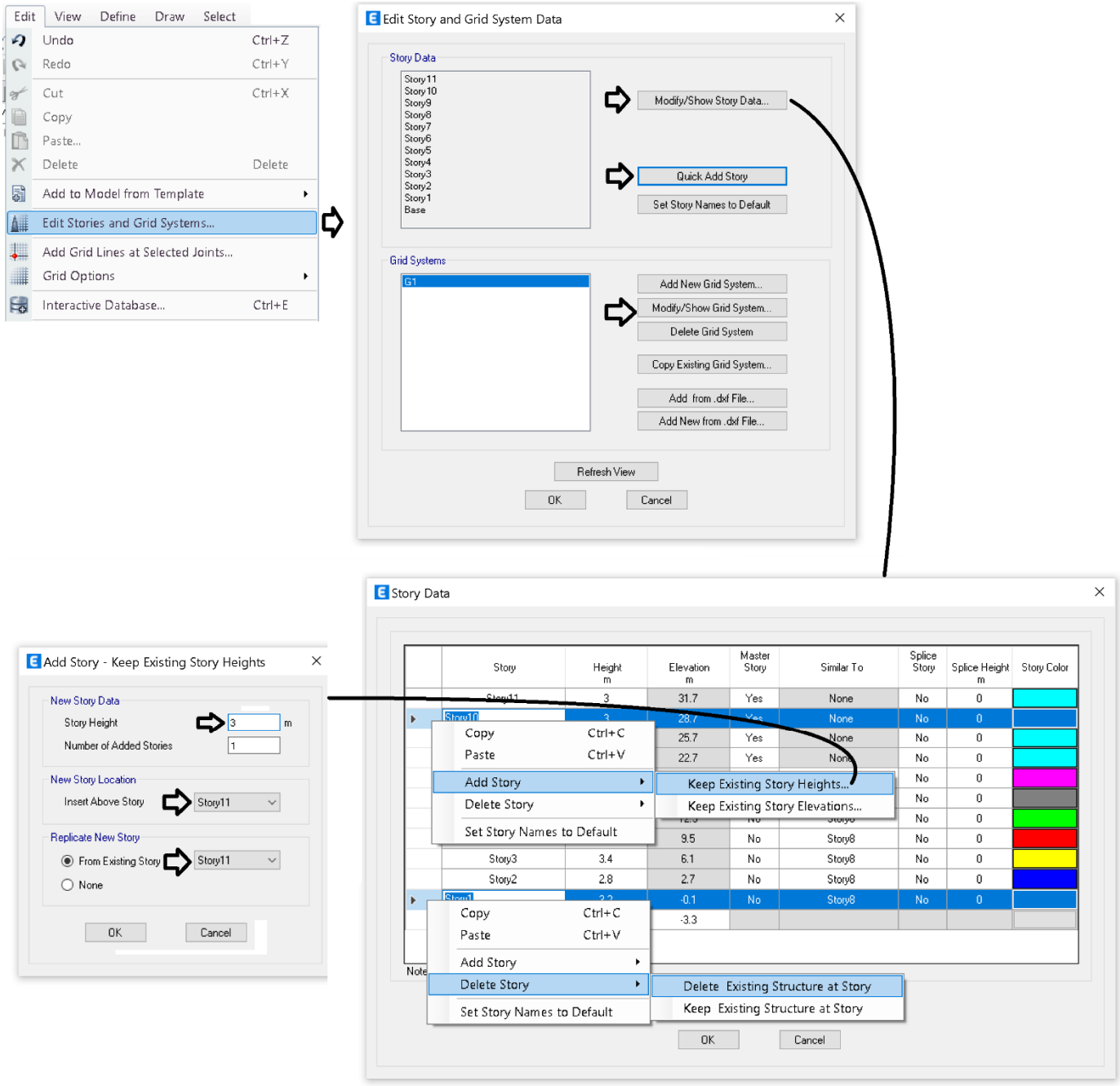
برای تعیین نوع تکیه گاهها باید گرههای تراز پایه را انتخاب کرده و سپس از طریق منوی زیر نوع تکیه گاه را تعیین نمایید:



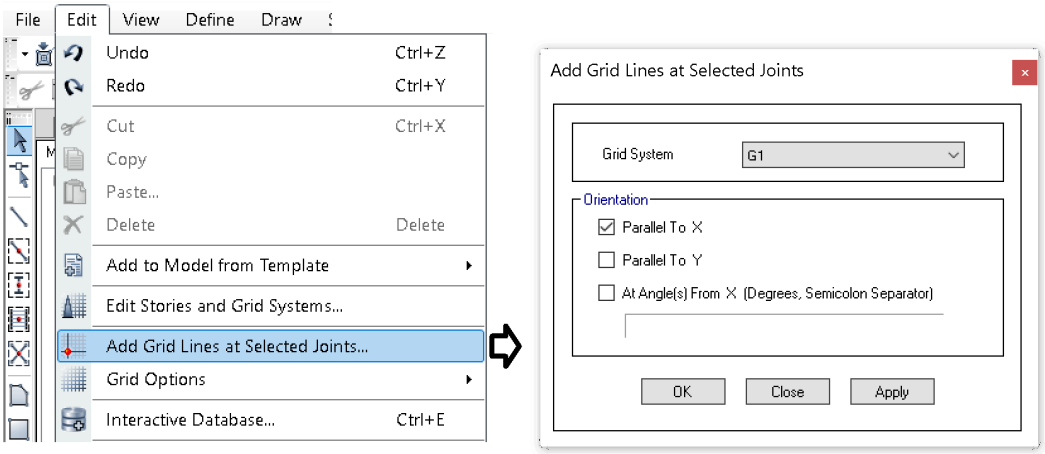
۵-۲-۵ منوی Edit

۵-۲-۵-۱ ویرایش تعداد طبقات

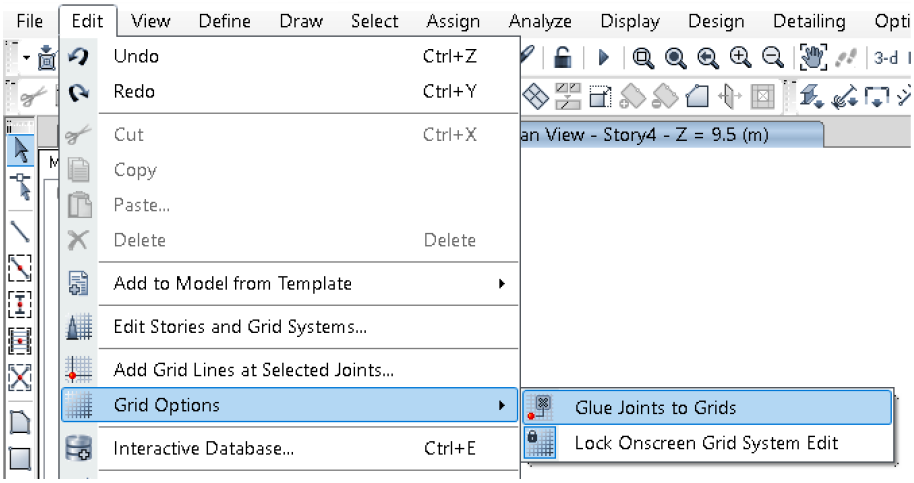
اگر بخواهیم طبقه ای را حذف کنیم و یا اضافه کنیم می توان مطابق شکل زیر عمل کرد.



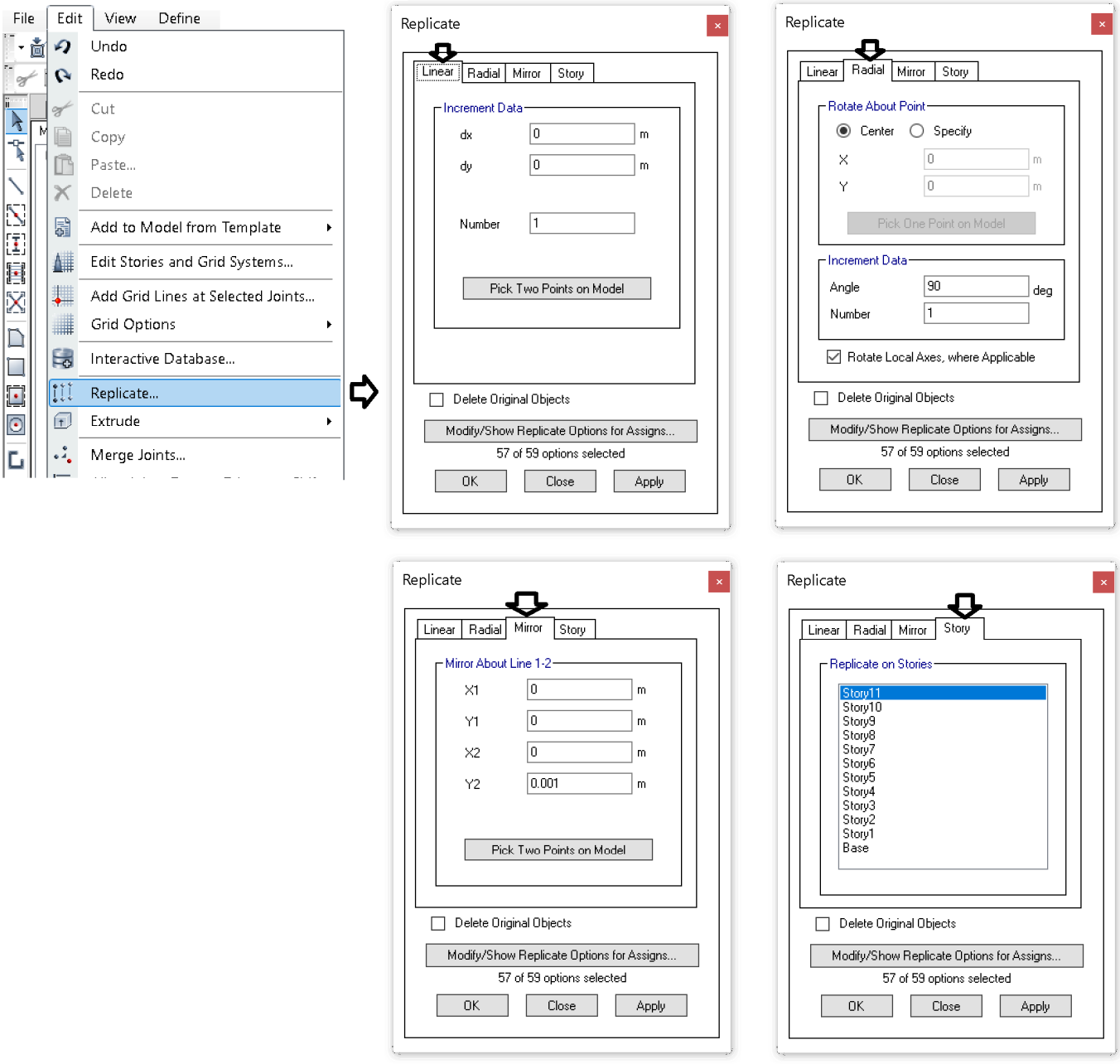
اگر گرهی را در پلان انتخاب نمایید، با استفاده از ابزار شکل زیر می توانید اکس جدید در ان نقطه تعریف نمایید:



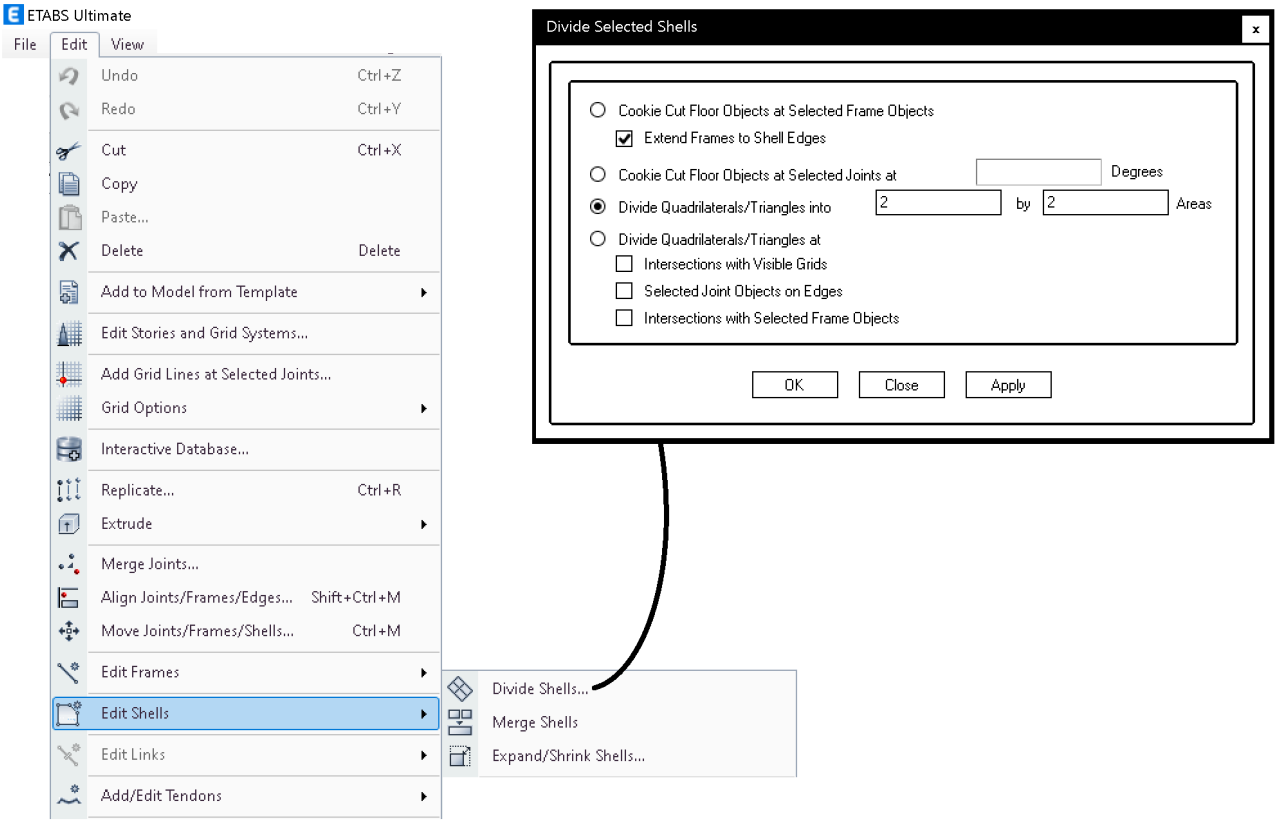
در صورتی که توسط ابزار زیر "چسب" را در آکس ها فعال نمایید، با ویرایش و تغییر محل آکس ها اعضای قرار گرفته در آن آکس نیز جابجا می شوند:



- کپی کردن اعضا:



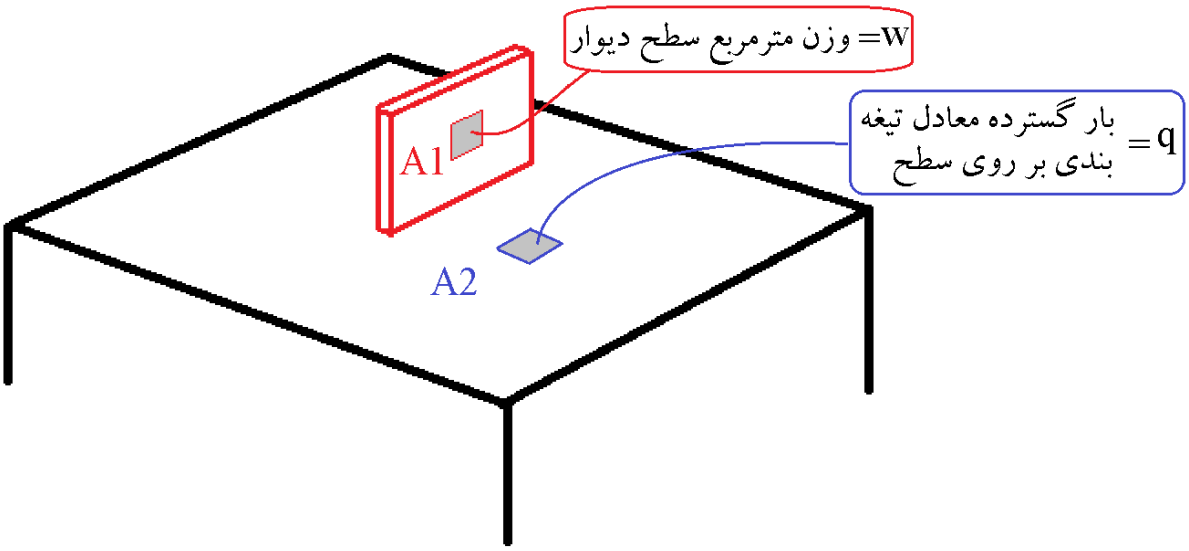
توجه: دالهایی که به صورت shell تعریف می شوند، نیاز به مش بندی دارند. در ایتبس های ورژن جدید این مش بندی توسط خود نرم افزار هنگام تحلیل سازه انجام میشود ولی در موارد خاصی لازم است کاربر خود اقدام به مش بندی کند. در این حالت پس از انتخاب دال مورد نظر مطابق شکل زیر می توان مش بندی کرد. توجه شود که در مورد دیوارها ایتبس به صورت اتوماتیک مش بندی نمی کند. در مورد دیوارها یا باید کاربر حالت مش اتوماتیک را فعال کند و یا توسط منوی زیر آنها را مش بندی کند.



۳-۵ بار تیغه بندی

- بار تیغه بندی (با وزن رایج در ساخت و ساز مرسوم در ایران) طبق مبحث ششم ویرایش ۹۸ از نوع **مرده** محسوب میشود.

- ضوابط مبحث ششم (ویرایش ۹۸) در رابطه با تیغه بندی در شکل و روابط زیر خلاصه شده است.
- متن آیین نامه در صفحه بعدی قابل مشاهده است.



$$0\frac{kN}{m^2} \le w < 0.4\frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow \quad q = Max\begin{Bmatrix}\left(0.5\frac{kN}{m^2}\right)\\ \left(\frac{w \times A1}{A2}\right)\end{Bmatrix}$$ از نوع بار زنده

$$0.4\frac{kN}{m^2} \le w \le 1\frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow \quad q = Max\begin{Bmatrix}\left(1\frac{kN}{m^2}\right)\\ \left(\frac{w \times A1}{A2}\right)\end{Bmatrix}$$ از نوع بار زنده

$$1\frac{kN}{m^2} < w < 2\frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow \quad q = Max\begin{Bmatrix}\left(1\frac{kN}{m^2}\right)\\ \left(\frac{w \times A1}{A2}\right)\end{Bmatrix}$$ از نوع بار مرده

$$2\frac{kN}{m^2} < w \quad \rightarrow$$ بار مرده دیوار در محل واقعی اعمال شود (مانند دیوارهای پیرامونی سازه)

- وزن متر مربع سطح تیغه های متعارف در سازه های مسکونی در ایران بین $1\frac{kN}{m^2}$ الی $2\frac{kN}{m^2}$ می باشد. در این حالت **بار تیغه بندی باید از نوع مرده در نظر گرفته شود**. لازم به ذکر است که در شرایط متعارف در مبحث ششم ویرایش قبلی (ویرایش ۹۲) بار تیغه بندی از نوع زنده محسوب میشد.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

مبحث ششم (ویرایش ۹۸):

۶-۳ بار مرده

۶-۳-۳ وزن تیغه‌ها و دیوارها

کلیه تیغه‌ها و دیوارها با وزن هر مترمربع سطح بیش از یک کیلونیوتن بر مترمربع به عنوان بار مرده در محاسبات منظور می‌شوند. درصورتی که هرمترمربع تیغه یا دیوار بین ۱تا۲ کیلونیوتن برمترمربع باشد، بار معادل تیغه را می‌توان به صورت بارگسترده یکنواخت بر مساحت کف اعمال نمود. وزن معادل بار مرده تیغه‌ها که بر مساحت هر فضا اعمال می‌شود از تقسیم وزن کل تیغه‌ها بر مساحت فضای موردنظر به دست می‌آید. اما در هر صورت نباید کمتر از یک کیلو نیوتون بر مترمربع منظور شود. چنانچه وزن تیغه با دیوار بیشتر از ۲ کیلونیوتون بر مترمربع باشد لازم است بار مرده تیغه یا دیوار در محل واقعی خود اعمال شود. وزن سایر جداکننده‌های سبک مطابق ضوابط بند ۶-۵-۲-۲ در محاسبات منظور می‌شود.

۶-۵ بار زنده

۶-۵-۲-۲ ضوابط مربوط به جداکننده‌ها

در ساختمان‌های اداری یا سایر ساختمان‌هایی که درآن‌ها احتمال استفاده از جداکننده‌های داخلی با وزن هرمترمربع ۱کیلونیوتون برمترمربع، با یا بدون جابجایی موقعیت آن‌ها وجود دارد، باید وزن آن‌ها بدون توجه به اینکه در نقشه‌ها نشان داده شده یا نشده باشند، منظور گردند.

در ساختمان‌هایی که جداکننده‌های سبک، نظیر دیوارهای ساندویچی و ورق گچی با وزن هر مترمربع سطح کمتر از ۰/۴ کیلونیوتن بر مترمربع دیوار به کار برده می‌شوند، بار گسترده معادل وارد برکف را باید حداقل ۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفت. درسایر موارد، بار گسترده معادل وزن جداکننده‌ها و تیغه‌ها برکف را نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر مترمربع منظور نمود. بار گسترده معادل جداکننده‌ها در محاسبات جزو بار زنده محسوب می‌گردند اما در تعیین نیروی زلزله این بارها باید در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای به بارمرده اضافه شوند.

استثناء : اگر حداقل بار زنده، L_0، از ۴ کیلونیوتن بر مترمربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده جدا کننده‌ها نیست.

- در این صورت نیازی به تعریف بار تیغه بندی به صورت مجزا در قسمت تعریف بارها نمی باشد و می توان اثر تیغه بندی را همراه با بار مرده کف سازی به کف ها اعمال کرد. برای مثال اگر بار مرده کف سازی $2\frac{kN}{m^2}$ باشد و بار تیغه بندی $1\frac{kN}{m^2}$ باشد، می توان در مجموع به اندازه $3\frac{kN}{m^2}$ بار مرده به کف وارد کرد.
- توجه: در مبحث ششم جدید، استثنا مربوط به عدم اعمال بار تیغه بندی برای کاربری های با بار بیش از $4\frac{kN}{m^2}$ تنها مربوط به زمانی است که تیغه ها از نوع زنده باشند. در مواردی که بار تیغه بندی از نوع مرده باشد، **این استثنا قابل استفاده نیست**.

۴-۵ بار زنده

به بارهای زنده ارائه شده توسط مبحث ششم (ویرایش ۹۸) توجه کنید:

جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L0 و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱	**بام‌ها**		
۱-۱	بام معمولی تخت، شیب‌دار و قوسی	۱٫۵[۱]	۱٫۳
۱-۲	بام با پوشش سبک	۰٫۵	۱٫۳
۱-۳	بام باغ (بام دارای باغچه و گلخانه)	۵	—
۱-۴	بام از نوع پوشش پارچه‌ای با سازه اسکلتی	۰٫۲۵ (غیرقابل کاهش)	۱٫۳
۱-۵	بام با امکان تجمع و ازدحام	بسته به نوع کاربری	—
۱-۶	قاب نگهدارنده فضابند	۰٫۲۵ (غیرقابل کاهش، فقط به اعضای قاب‌ها وارد می‌شود)	۱
۲	**سالن‌ها و محل‌های تجمع و ازدحام در انواع ساختمان‌ها**		
۲-۱	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای صندلی‌های ثابت (چسبیده به کف)	۳[۳]	—
۲-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع فاقد صندلی‌های ثابت	۵[۳]	—
۲-۳	سالن غذاخوری و رستوران	۵[۳]	—
۲-۴	سینما و تئاتر	۵[۳]	—
۲-۵	صحنه سینما و تئاتر	۷٫۵[۳]	—
۲-۶	سالن اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و ...	۷٫۵[۳]	—
۲-۷	شبستان مساجد و تکایا	۶[۳]	—
۲-۸	سالن انتظار و ملاقات	۵[۳]	—
۲-۹	پایانه مسافربری	۶[۳]	—
۳	**راهروها، راه‌پله‌ها[۴] و بالکن‌ها در انواع ساختمان‌ها**		
۳-۱	راهرو در معرض تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)	۵	—
۳-۲	راهرو در معرض تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات	مطابق بار زنده اتاق‌های مجاور	—
۳-۳	راه‌پله و راهرو منتهی به درب‌های خروجی	۵ (۴)	۱٫۳[۱۴]
۳-۴	راه‌پله اضطراری	۵	۱٫۳
۳-۵	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری تأسیسات	۲	۱٫۳
۳-۶	بالکن	۱/۵ برابر بار زنده کف اتاق متصل به آن. (لازم نیست بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.)	—

- **در مورد طره ها توجه کنید که اگر کاربری آن بالکن باشد مطابق جدول باید بار زنده یک و نیم برابر در نظر گرفته شود. ولی اگر کاربری طره بالکن نباشد نیازی به این افزایش نیست. برای مثال در طبقه بام بار زنده طره ها مشابه بار زنده بام خواهد بود.**

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_o و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۴	**ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی**		
۴-۱	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها- انبار- راهروها)	۲	—
۵	**هتل‌ها- فروشگاه‌ها**		
۵-۱	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی هتل‌ها، مهمانسراها و خوابگاه‌ها	۲	—
۵-۲	فروشگاه کوچک و خرده‌فروشی- طبقه همکف (ورودی)	۵	۴/۵
۵-۳	فروشگاه کوچک و خرده‌فروشی- کف سایر طبقات	۳/۵	۴/۵
۵-۴	فروشگاه عمده‌فروشی- همه طبقات	۶(۳) (۱۵)	۴/۵
۶	**ساختمان‌های آموزشی- فرهنگی و کتابخانه‌ها**		
۶-۱	کلاس درس، آزمایشگاه‌های سبک	۲/۵	۴/۵
۶-۲	اتاق مطالعه	۳	۴/۵
۶-۳	مخزن کتاب یا اتاق بایگانی با قفسه‌های ثابت	۲/۵ به ازای هر متر ارتفاع، حداقل ۷/۵	۴/۵
۶-۴	مخزن کتاب یا محل بایگانی با قفسه‌های متحرک	۴ به ازای هر متر ارتفاع، حداقل ۱۰	۷
۶-۵	راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۵	۴/۵
۶-۶	راهروهای سایر طبقات	۴	۴/۵
۷	**ساختمان‌های اداری**		
۷-۱	دفتر کار معمولی	۲/۵	۹
۷-۲	سالن انتظار و ملاقات- راهرو طبقه همکف (ورودی)	۴/۵	۹
۷-۳	راهرو سایر طبقات	۳/۵	۹
۸	**ساختمان‌های صنعتی**		
۸-۱	کارگاه‌های صنعتی سبک	۶ (۲) (۳) (۶)	۹
۸-۲	کارگاه‌های صنعتی متوسط	۱۰ (۲) (۳) (۶)	۱۱
۸-۳	کارگاه‌های صنعتی سنگین	۱۲ (۲) (۳) (۶)	۱۴
۹	**ورزشگاه‌ها و تأسیسات تفریحی**		
۹-۱	سالن ورزشی سبک مانند تنیس روی میز- بیلیارد و ...	۳/۵ (۳)	—
۹-۲	سالن ورزشی و تمرینات بدنی	۵(۳)	—
۹-۳	ورزشگاه دارای صندلی ثابت	۵(۳) (۵)	—
۹-۴	ورزشگاه فاقد صندلی ثابت یا دارای نیمکت	۶(۳)	—

انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_o و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱۰	**بیمارستان‌ها و مراکز درمانی**		
۱-۱۰	اتاق بیمار	۲	۴/۵
۲-۱۰	اتاق عمل، آزمایشگاه‌ها	۳	۴/۵
۳-۱۰	راهرو طبقه همکف	۵	۴/۵
۴-۱۰	راهرو سایر طبقات	۴	۴/۵
۱۱	**محل‌های عبور و پارک خودروها**		
۱-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا ۴۰ کیلونیوتن	۳ (۲) (۳) (۷)	۱۵ (۷)
۲-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن ۴۰ تا ۹۰ کیلونیوتن	۶ (۲) (۳) (۷) (۸)	۳۰ (۷)
۳-۱۱	معابر و بخش‌هایی از محوطه با امکان عبور کامیون	_ (۸)	_ (۸)
۱۲	**سایر موارد**		
۱-۱۲	آشپزخانه صنعتی و رخت‌شوی‌خانه‌ها	۶ (۹)	—
۲-۱۲	اتاق آسانسور	۳/۶	۱/۳ (برروی سطحی برابر با ۵۰×۵۰ میلی‌متر وارد شود)
۳-۱۲	اتاق هواساز- پمپ و نظایر آن	۵ (۹)	—
۴-۱۲	انبار سبک در فضای داخل سقف کاذب	۱	—
۵-۱۲	انبارها	_ (۲) (۱۰)	—
۶-۱۲	سردخانه‌ها	۵ به ازای هر متر ارتفاع مفید، حداقل ۱۵	—
۷-۱۲	کف کاذب برای اتاق‌های کامپیوتر	۵	۹
۸-۱۲	کف کاذب در فضاهای اداری	۲/۵	۹
۹-۱۲	محل فرود بالگرد	۳ (۱۱) و (۱۲) و (۱۳)	—
۱۰-۱۲	موتورخانه	۸/۵ (۹)	—

۵-۴-۱ کاهش بارهای زنده

- در مبحث ششم دو نوع کاهش سربار زنده منظور شده است:

۱- کاهش بار زنده که بر اساس رابطه زیر انجام میشود (این کاهش بستگی به سطح بارگیر عضو دارد. ستونهای طبقات فوقانی سطح بارگیر کمتری نسبت به ستونهای طبقات تحتانی دارند).

۶-۵-۵-۱ کاهش در بارهای زنده گسترده یکنواخت

بار زنده گسترده اعضایی راکه برای آنها، مقدار $K_{LL}\,A_T$ برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، می‌توان با درنظر گرفتن محدودیت‌های بندهای ۶-۵-۵-۲ تا ۶-۵-۵-۵، طبق رابطه (۶-۵-۱) کاهش داد:

$$L = L_o\left[۰/۲۵ + \frac{۴/۵۷}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right] \qquad (۶-۵-۱)$$

که در آن:

L : بار زنده طراحی کاهش‌یافته در هر مترمربع، وارد شده بر عضو

L_0: حداقل بار زنده گسترده یکنواخت در هر مترمربع، وارد شده بر عضو (از جدول ۶-۵-۱)

K_{LL}: ضریب موقعیت عضو (از جدول ۶-۵-۲)

A_T: سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضایی که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند نباید از L_0 ۰/۵ و برای اعضایی که بار دو طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند از L_0 ۰/۴کمتر باشد.

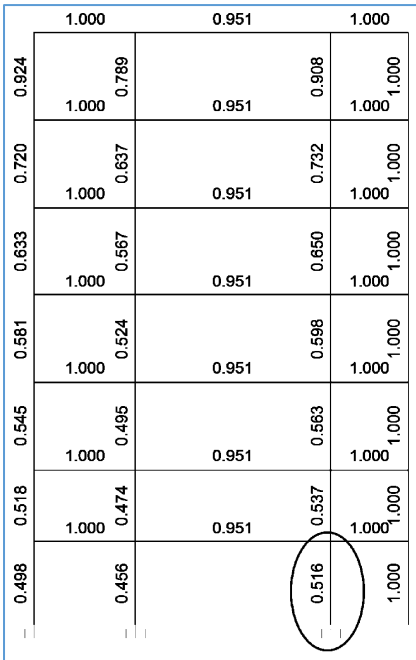
کاهش بارهای زنده دارای مقدار بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع مجاز نمی‌باشد.

۶-۵-۵-۳ محل عبور یا پارک خودروهای سواری

کاهش بارهای زنده محل عبور یا پارک خودروهای سواری مجاز نمی‌باشد.

۶-۵-۵-۴ محل اجتماع و ازدحام

کاهش بار زنده محل‌های اجتماع و ازدحام مجاز نمی‌باشد.



ضرایب کاهش بار زنده که توسط نرم افزار محاسبه شده است.

کاهش فوق توسط نرم افزار ETABS هم در تیرها و هم در ستونها انجام می شود. همانطور که در شکل مشاهده می شود، ضریب کاهش بار زنده عمدتا بر ستونها تاثیر گذار است و در تیرهای با دهانه متعارف به علت کمتر بودن سطح بارگیر آنها ضرایب کاهش برابر یک و یا نزدیک به یک هستند.

۲- مطابق بند زیر کاهش ضریب بار زنده از "1" به "0.5" که در ترکیب بارهای شامل بار جانبی باد یا زلزله انجام میشود.

۶-۲-۳-۲ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرائب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

۱) ۱/۴D

۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_r یا S یا R)

۳) ۱/۲ D+۱/۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰/۵(۱/۶W)]

۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L_r یا S یا R)

۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S

۶) ۰/۹ D+۱/۶W

۷) ۰/۹D+E

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

الف) ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o (طبق جدول ۶-۵-۱) آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود. مشروط بر آنکه طبق ضوابط بند ۶-۵-۵ کاهش بارهای زنده در محاسبه بار L منظور نشده باشد.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است www.t.me/hoseinzadehasl Instagram www.hoseinzadeh.net

نظر مبحث ششم (ویرایش ۹۸) در رابطه با استفاده همزمان از ضریب کاهش 0.5 و کاهش بار زنده بر اساس سطح بارگیر

از نظر مبحث ششم (ویرایش ۹۸) کاهش همزمان بارهای زنده بر اساس سطح بارگیر و نیز کاهش مجدد آنها با ضریب 0.5 مجاز نمی باشد:

۶-۲-۳-۲ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرائب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

۱) ۱/۴D

۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_r یا S یا R)

۳) ۱/۲ D+۱/۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰/۵(۱/۶W)]

۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L_r یا S یا R)

۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S

۶) ۰/۹ D+۱/۶W

۷) ۰/۹D+E

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

الف) ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o (طبق جدول ۶-۵-۱) آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود. مشروط بر آنکه طبق ضوابط بند ۶-۵-۵ کاهش بارهای زنده در محاسبه بار L منظور نشده باشد.

نظر ASCE7-2016 در رابطه با استفاده همزمان از ضریب کاهش 0.5 و کاهش بار زنده بر اساس سطح بارگیر:

از نظر ASCE-7-2016 کاهش همزمان بارهای زنده بر اساس سطح بارگیر و نیز کاهش مجدد آنها با ضریب 0.5 مجاز می باشد و محدودیتی وجود ندارد. به عبارت دیگر شرط قید شده در مبحث ششم در ASCE-7 مطرح نشده است.

2.3.6 Basic Combinations with Seismic Load Effects. When a structure is subject to seismic load effects, the following load combinations shall be considered in addition to the basic combinations in Section 2.3.1. The most unfavorable effects from seismic loads shall be investigated, where appropriate, but they need not be considered to act simultaneously with wind loads.

Where the prescribed seismic load effect, $E = f(E_v, E_h)$ (defined in Section 12.4.2 or 12.14.3.1) is combined with the effects of other loads, the following seismic load combinations shall be used:

6. $1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S$
7. $0.9D - E_v + E_h$

EXCEPTION:

1. The load factor on L in combinations 6 is permitted to equal 0.5 for all occupancies in which L_o in Chapter 4, Table 4.3-1, is less than or equal to 100 psf (4.78 kN/sq m), with the exception of garages or areas occupied as places of public assembly.
2. In combinations 6, the companion load S shall be taken as either the flat roof snow load (p_f) or the sloped roof snow load (p_s).

نظر مبحث نهم (ویرایش ۹۹) در رابطه با استفاده همزمان از ضریب کاهش 0.5 و کاهش بار زنده بر اساس سطح بارگیر

از نظر مبحث نهم (ویرایش ۹۹) کاهش همزمان بارهای زنده بر اساس سطح بارگیر و نیز کاهش مجدد آنها با ضریب 0.5 مجاز می باشد:

۹-۷-۳ ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری

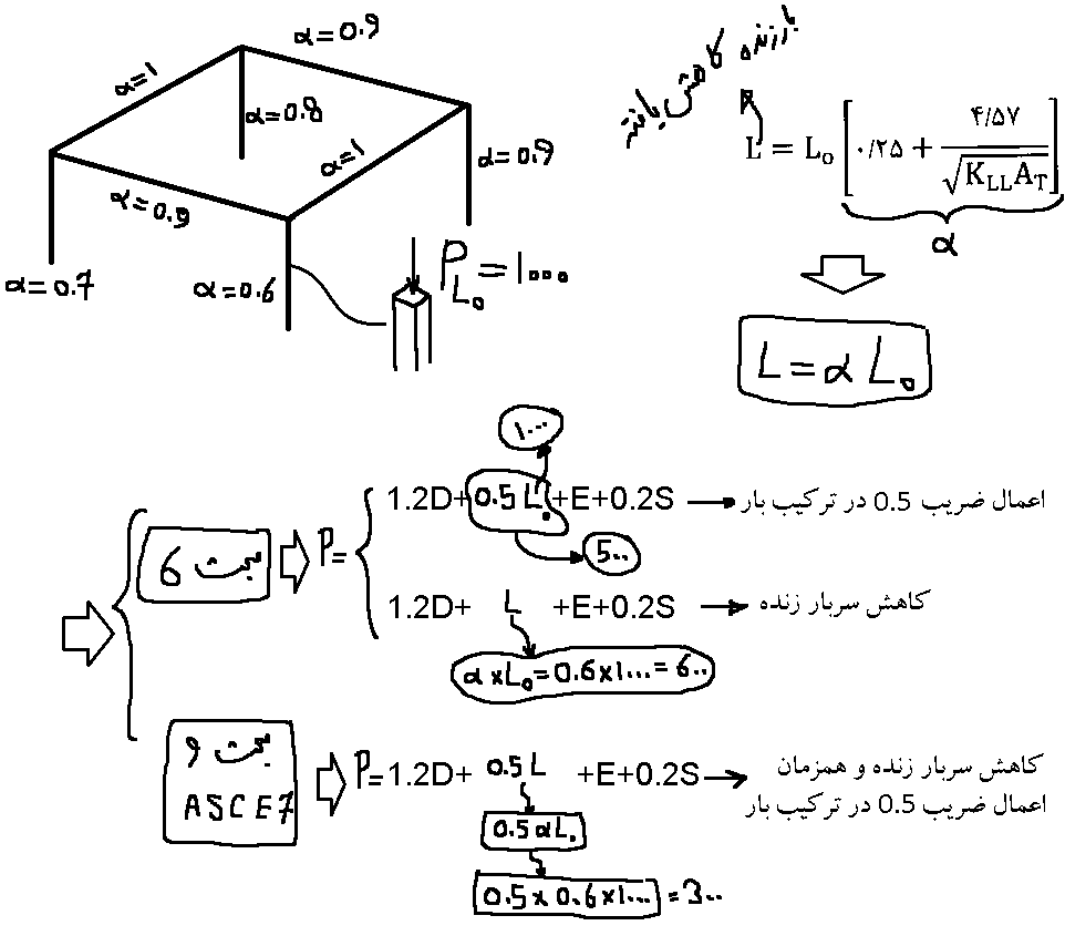
جدول ۹-۷-۱ ترکیب‌های بارگذاری

شماره‌ی رابطه	بار اصلی	ترکیب‌های بارگذاری
(۹-۷-۱)	D	1) $U = 1.4D$
(۹-۷-۲)	L	2) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۹-۷-۳)	L_r or S or R	3) $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5(1.6W))$
(۹-۷-۴)	W	4) $U = 1.2D + 1.0L + 1.6W + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۹-۷-۵)	E	5) $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$
(۹-۷-۶)	W	6) $U = 0.9D + 1.6W$
(۹-۷-۷)	E	7) $U = 0.9D + 1.0E$

۹-۷-۳-۲ ضوابط بار زنده در ترکیب‌های بار

۹-۷-۳-۲-۲ ضریب بار مربوط به بار L را در رابطه‌های (۹-۷-۳)، (۹-۷-۴) و (۹-۷-۵)، می‌توان به ۰/۵ کاهش داد؛ مگر در بارگذاری پارکینگ‌ها، بارگذاری محل‌های ازدحام عمومی، و محل‌هایی که در آن‌ها میزان بار زنده بیش از ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع باشد. استفاده از ضریب ۰/۵ مورد اشاره در کنار بار زنده‌ی کاهش یافته نیز مجاز است.

در شکل زیر فرض کنید بار محوری ستون مربوط به بار زنده سازه مسکونی با بار زنده $L_0 = 2\frac{kN}{m^2}$ میباشد و هم کاهش سربار مجاز است و هم اعمال ضریب 0.5 مجاز است. بار محوری ستون تحت ترکیب بار لرزه ای محاسبه شده است.



نتیجه گیری: در رابطه با اعمال ضریب 0.5 بر بارهای زنده "کاهش یافته" بین مبحث ششم و نهم تناقض داریم. در این رابطه متن مبحث نهم با آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE-7-16) منطبق میباشد.

با توجه به اینکه مبنای بارگذاری مبحث ششم مقررات ملی میباشد، توصیه میشود بر مبنای مبحث ششم عمل شود.

بر اساس مطالب صفحه قبل بار های زنده را به چهار دسته می توان تقسیم بندی کرد:

۱- بار زنده – قابل کاهش – با ضریب 0.5	Live- Reducible -0.5	(**از نظر مبحث ششم: غیر مجاز**)
۲- بار زنده- - با ضریب 0.5	Live-0.5	
۳- بار زنده – قابل کاهش	Live- Reducible	
۴- بار زنده	Live	

دسته اول بارهایی هستند که علاوه بر کاهش سربار زنده (بر اساس رابطه ۶-۵-۱ در صفحه قبل)، در ترکیب بارهای دارای بار باد و زلزله با ضریب 0.5 ترکیب می شوند (در متن مبحث ششم تعریف بار زنده به این شکل مجاز نیست، ولی در مبحث نهم مجاز است).

دسته دوم بارهایی هستند که کاهش سربار بار زنده در آنها انجام نمیشود ولی در ترکیب بارهای دارای بار باد و زلزله با ضریب 0.5 ترکیب می شوند.

دسته سوم بارهایی هستند که تنها مقدار آنها توسط نرم افزار کاهش می یابد (بر اساس رابطه ۶-۵-۱ در صفحه قبل). ولی در ترکیب بار اجازه نداریم ضریب بار آنها را کاهش دهیم.

دسته چهارم بارهایی هستند که کلا کاهش برای آنها مجاز نمی باشد.

مثال (بر اساس مبحث ششم ویرایش ۹۸)

مثالهایی از بارهای زنده دسته اول (**Live- Reducible -0.5**)

استفاده از این نوع بار در مبحث ششم ویرایش ۹۸ مجاز نمی باشد. ولی در مبحث ششم ویرایش ۹۲ و نیز مبحث نهم ویرایش ۹۹ مجاز است.

مثالهایی از بارهای زنده دسته دوم (**Live- 0.5**)

مسکونی ($L_0 = 2\frac{kN}{m^2}$)

اداری- دفاتر کار معمولی ($L_0 = 2.5\frac{kN}{m^2}$)

بالکن مسکونی ($L_0 = 3\frac{kN}{m^2}$)

فروشگاههای کوچک و خرده فروشی (غیر از طبقه همکف) ($L_0 = 3.5\frac{kN}{m^2}$)

کلاس درس ($L_0 = 2.5\frac{kN}{m^2}$)

- بارهای فوق را هم میتوان از نوع Live-0.5 تعریف کرد و هم از نوع Live-reducible. با توجه به اینکه استفاده از ضریب 0.5 تاثیر بیشتری (در اکثر مواقع) نسبت به کاهش سربار دارد، توصیه میشود از نوع Live-0.5 تعریف شوند.

مثالهایی از بارهای زنده دسته سوم (**Live- Reducible**)

راه پله ($L_0 = 5\frac{kN}{m^2}$)

فروشگاههای کوچک و خرده فروشی در طبقه همکف ($L_0 = 5\frac{kN}{m^2}$)

مثالهایی از بارهای زنده دسته چهارم (**Live**)

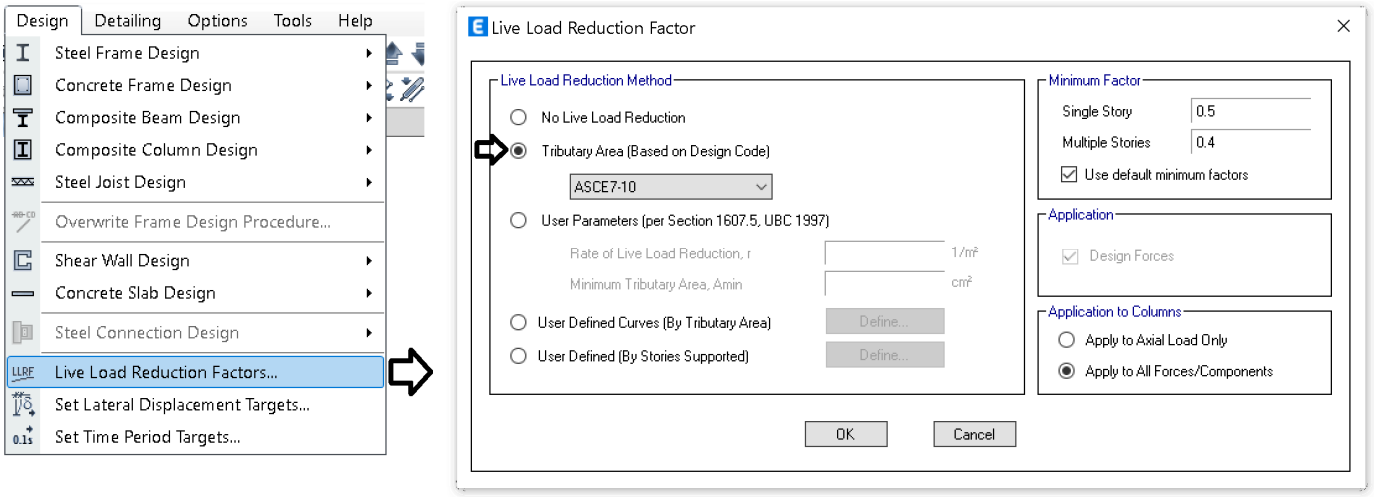
سالن غذاخوری ($L_0 = 5\frac{kN}{m^2}$)

شبستان مسجد ($L_0 = 6\frac{kN}{m^2}$)

پارکینگ خودرو با وزن حداکثر 30 kN ($L_0 = 3\frac{kN}{m^2}$)

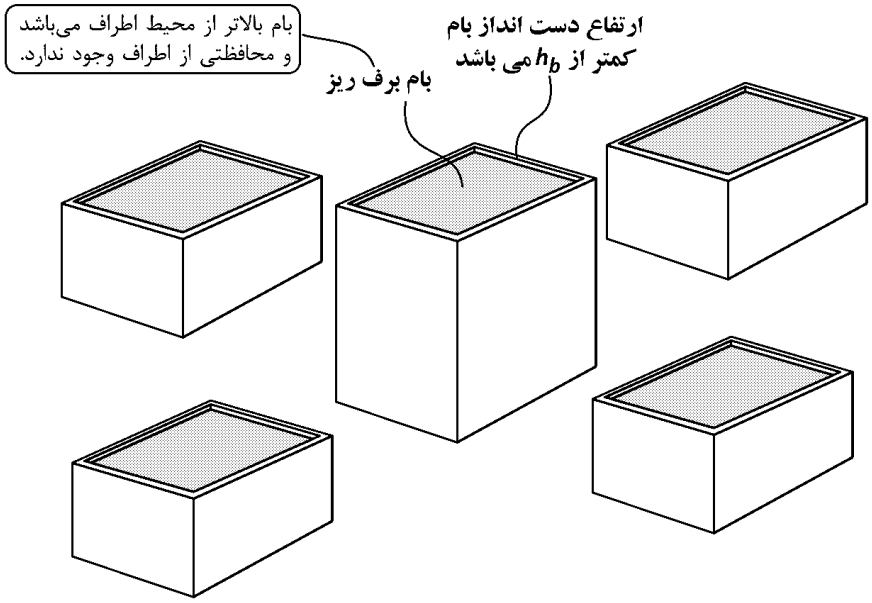
- در مبحث ششم روابطی برای کاهش بار زنده بام ارائه شده است. نرم افزار ایتبس در ویرایش فعلی قادر به کاهش اتوماتیک بار زنده بام نمی باشد و با توجه به اینکه اعمال دستی کاهش بار زنده بام زمان بر می باشد، مهندسین از کاهش بار زنده بام صرف نظر می کنند.

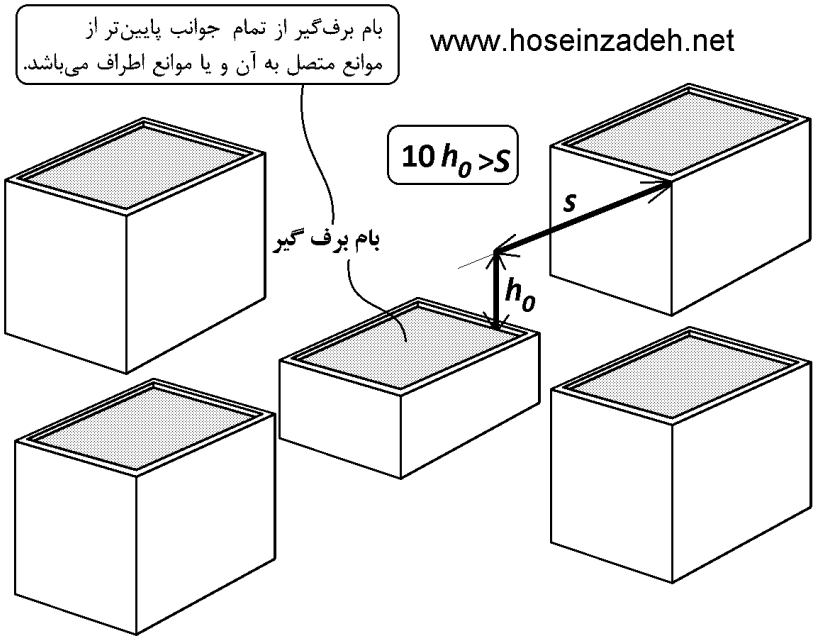
جهت کاهش بار زنده مطابق شکل زیر باید عمل شود.

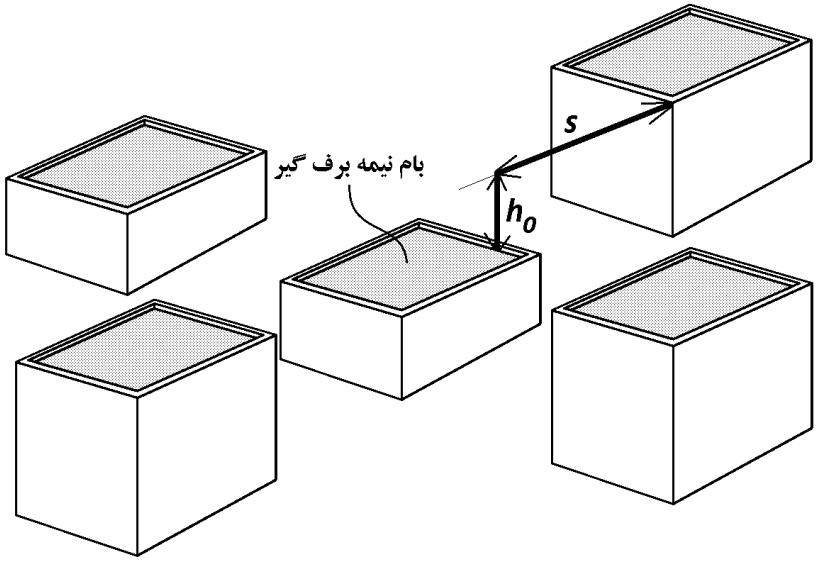


۵-۵ بار برف

در مبحث ششم، بامها به سه دسته: ۱- برف ریز، ۲- نیمه برف ریز، و ۳- برف گیر طبقه بندی می شوند:







۶-۷-۲ بار برف بام

بار برف بر روی بام، P_r، با توجه به بار برف مبنا، شیب و دمای بام، برف‌گیری و اهمیت سازه برای هر مترمربع تصویر افقی سطح آن، از رابطه ۶-۷-۱ تعیین می‌شود:

$$P_r = I_s C_n C_h C_s P_s \qquad (۶-۷-۱)$$

که در آن:

P_s = بار برف مبنا طبق بخش ۶-۷-۳

C_n = ضریب برف‌گیری طبق بخش ۶-۷-۴

I_s = ضریب اهمیت بار برف طبق جدول ۶-۱-۲

C_h= ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_n

نوع ناحیه	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
پرتراکم	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۱
باز	۰٫۸	۰٫۹	۱٫۰

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_h

تمام ساختمان‌ها به‌جز موارد زیر	۱٫۰
ساختمان‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.	۱٫۱
ساختمان‌های بدون گرمایش و ساختمان‌هایی که زیر بام آنها باز است.	۱٫۲
ساختمان‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگه‌داشته می‌شود.	۱٫۳

۶-۷-۶ ضریب شیب

برای بام‌های مسطح، ضریب شیب، C_s، برابر واحد می‌باشد. برای بام‌های شیب‌دار ضریب شیب بر حسب زاویه شیب، α، به‌صورت زیر تعیین می‌شود:

$$C_s = ۱ \qquad \alpha \le \alpha_\circ \qquad (۶-۷-۳\text{-الف})$$

$$C_s = ۱ - \frac{\alpha - \alpha_\circ}{۷۰ - \alpha_\circ} \qquad \alpha_\circ < \alpha < ۷۰^\circ \qquad (۶-۷-۳\text{-ب})$$

$$C_s = ۰ \qquad \alpha \ge ۷۰^\circ \qquad (۶-۷-۳\text{-پ})$$

زاویه $\alpha_\circ$، طبق بند ۶-۷-۶-۱، با توجه به شرایط سطح شیب‌دار مشخص می‌شود.

مثال: بار برف متوازن برای سازه مسکونی داخل شهر تبریز با بام تخت چقدر است؟ بام سازه دارای جانپناه ۱متری می باشد. سازه مورد نظر از برخی سازه های اطراف خود بلندتر و از برخی از سازه های اطراف کوتاه تر است.

حل:

با توجه به وجود جانپناه، سازه برف ریز محسوب نمی شود. و با توجه به اینکه از سازه های اطراف خود بلندتر است، برف گیر نیز محسوب نمی شود و بنابراین نیمه برف گیر محسوب می شود:

$$P_r = C_n C_h C_s I_s P_g = 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 1.5 \ \frac{kN}{m^2}$$

۶-۵ تعریف بارها

۶-۲-۳-۲ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرائب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

۱) ۱/۴D

۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_r یا S یا R)

۳) ۱/۲ D+۱/۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰/۵(۱/۶W)]

۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L_r یا S یا R)

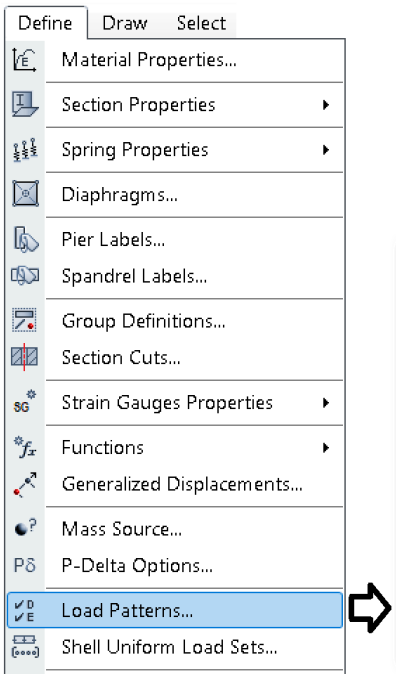
۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S

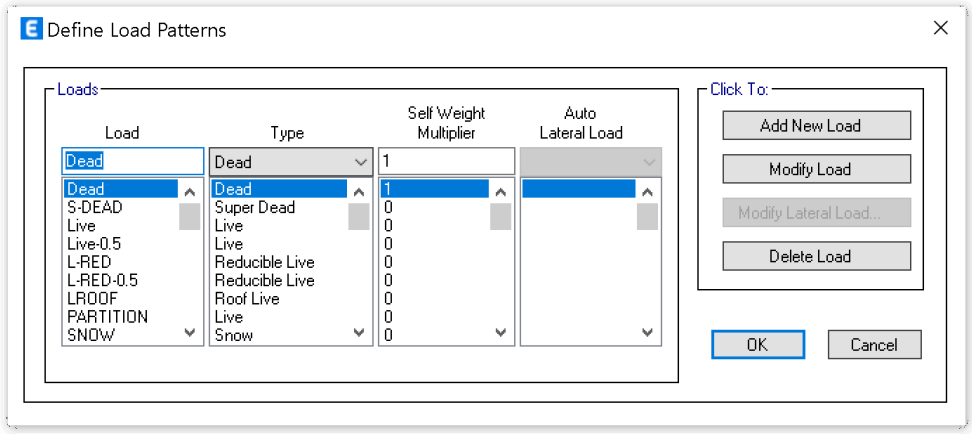
۶) ۰/۹ D+۱/۶W

۷) ۰/۹D+E

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

الف) ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o (طبق جدول ۶-۵-۱) آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود. مشروط بر آنکه طبق ضوابط بند ۶-۵-۵ کاهش بارهای زنده در محاسبه بار L منظور نشده باشد.





DEAD: بار مرده

SDEAD: بار مرده کف سازی (**شامل بار مرده مربوط به تیغه بندی**)

Live: بار زنده غیر قابل کاهش. با ضریب 1 در ترکیب بارهای شامل زلزله و باد

Live-0.5: بار زنده غیر قابل کاهش، با ضریب 0.5 در ترکیب بارهای شامل زلزله و باد

L-RED: بار زنده قابل کاهش. با ضریب 1 در ترکیب بارهای شامل زلزله و باد

L-RED-0.5: بار زنده قابل کاهش. با ضریب 0.5 در ترکیب بارهای شامل زلزله و باد (**طبق مبحث ششم استفاده از این نوع بار مجاز نیست**)

LROOF: بار زنده بام

LPART: بار **زنده** تیغه بندی (طبق مبحث ششم ویرایش ۹۸ بار تیغه های متعارف باید از نوع مرده باشد و بنابراین نیازی به تعریف مجزای بار LPART نمی باشد و **کاربر میتواند این بار را از لیست فوق حذف کند**).

SNOW: بار برف می باشد. در پشت بام هم باید بار LROOF اعمال شود و هم بار S. در ترکیب بارها این دو جداگانه منظور شده اند.

- در سازه های فولادی که سقف آنها از نوع سقف کامپوزیت (مختلط) می باشد، دو نوع بار مرده تعریف می کنیم: Dead و Super Dead. در صورتی که سقف کامپوزیت نداشته باشیم و یا اینکه نخواهیم این سقف را در نرم افزار طراحی کنیم، نیازی به تعریف Super Dead نمی باشد.

گام ۱: ابتدا بار ناشی از وزن تیر، دال بتنی و قالب بر تیر فولادی تنها اثر داده شده و تنش در بال کششی محاسبه می‌گردد. ⇨ Dead

گام ۲: سپس بار مرده اضافی (تمام بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال وارد می‌شوند مثل وزن کف‌سازی، تیغه‌ها و موارد مشابه) و بار زنده بر مقطع مختلط اثر داده می‌شوند و تنش در بال کششی محاسبه می‌شود. ⇨ Super Dead

- تذکر (از طرف *مهندس آقازاده*، با سپاس از ایشان): همچنین در مواردی که نیاز به کنترل خیز دقیق دالهای بتنی باشد، طراح باید بارهای مرده کف سازی را جداگانه با نام SDEAD تعریف نماید. در کنترل خیز، بارهای مرده باید به صورت تفکیک شده وارد شوند.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است www.t.me/hoseinzadehasl Instagram www.hoseinzadeh.net

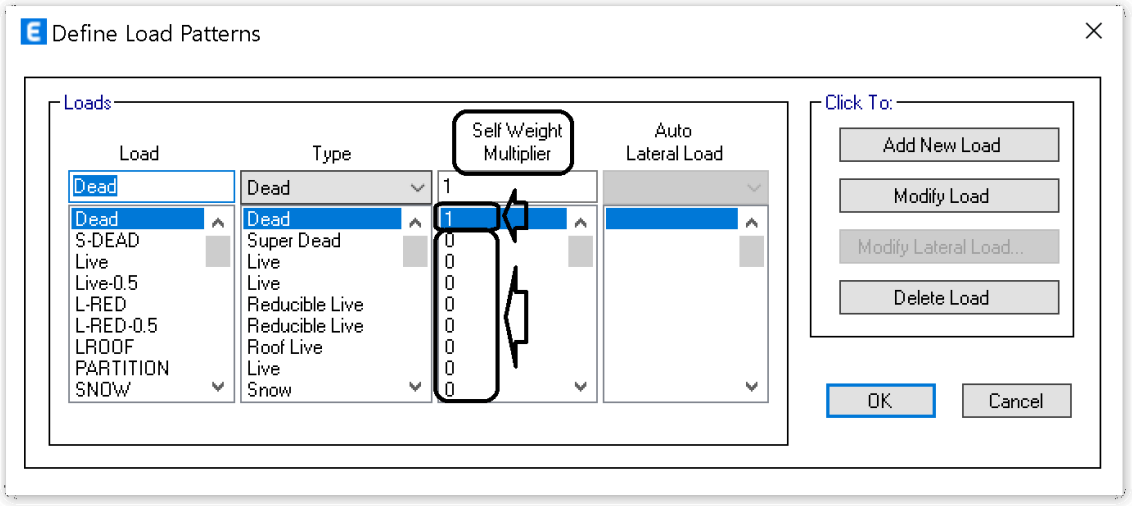
۵-۷ بار مرده مربوط به وزن سازه

بار مرده را میتوان به دو قسمت طبقه بندی کرد:

۱- بار مرده مربوط به وزن اعضای سازه (شامل وزن تیرها، ستونها، بتن ریزی سقف و...).

۲- بار مرده مربوط به اجزای غیرسازه ای (شامل وزن کف سازی، تیغه ها، دیوارهای پیرامونی و ...).

با اعمال ضریب ۱ مقابل بار Dead در شکل زیر، وزن تمامی اعضایی که در ایتبس ترسیم میشوند به صورت اتوماتیک توسط ایتبس محاسبه و به عنوان بار Dead در نظر گرفته میشود. بنابراین هنگام بارگذاری تنها لازم است بار مرده اضافی مربوط به اجزای غیر سازه ای وارد.



- توجه شود که ایتبس وزن اعضا را بر اساس چگالی که در هنگام تعریف مصالح وارد شده است، محاسبه می کند.

۵-۷-۱ بار مرده کفها

نمونه محاسبه بار مرده (اضافی) طبقات ساختمان

۱) سرامیک	$0.01 \times 21 = 0.21\ kN/m^2$
۲) ملات ماسه سیمان	$0.03 \times 21 = 0.63\ kN/m^2$
۳) فوم بتن	$0.1 \times 6 = 0.6\ kN/m^2$
۴) یونولیت	$0.06\ kN/m^2$
۵) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ و گچ و خاک	$0.5\ kN/m^2$
۶) بار معادل تیغه بندی	$1\ kN/m^2$
جمع کل بار مرده کف سازی + تیغه بندی	$3\ kN/m^2$

- وزن مرده بتن سقف توسط خود نرم افزار محاسبه شده و به مقدار فوق اضافه خواهد شد.
- وزن فوق با فرض عدم استفاده از بلوک سفالی و نیز استفاده از فوم بتن بدست آمده است. مسلما با تغییر جزئیات کف مقدار بار محاسبه شده نیز تغییر خواهد کرد. همچنین مقدار بار تیغه بندی حداقل مقدار ممکن ($1\ kN/m^2$) در نظر گرفته شده است. ممکن است در فضای با تراکم تیغه بالا، مقدار بار معادل تیغه بندی افزایش یابد که باید منظور شود.

نمونه محاسبه بار مرده (اضافی) بام ساختمان

۱) ایزوگام	$0.2\ kN/m^2$
۲) ملات ماسه سیمان	$0.03 \times 21 = 0.63\ kN/m^2$
۳) بتن با پوکه معدنی و سیمان	$0.12 \times 13 = 1.56\ kN/m^2$
۴) یونولیت	$0.05\ kN/m^2$
۵) سقف کاذب یا گچ و گچ و خاک	$0.5\ kN/m^2$
جمع کل بار مرده کف سازی	$2.94\ kN/m^2$

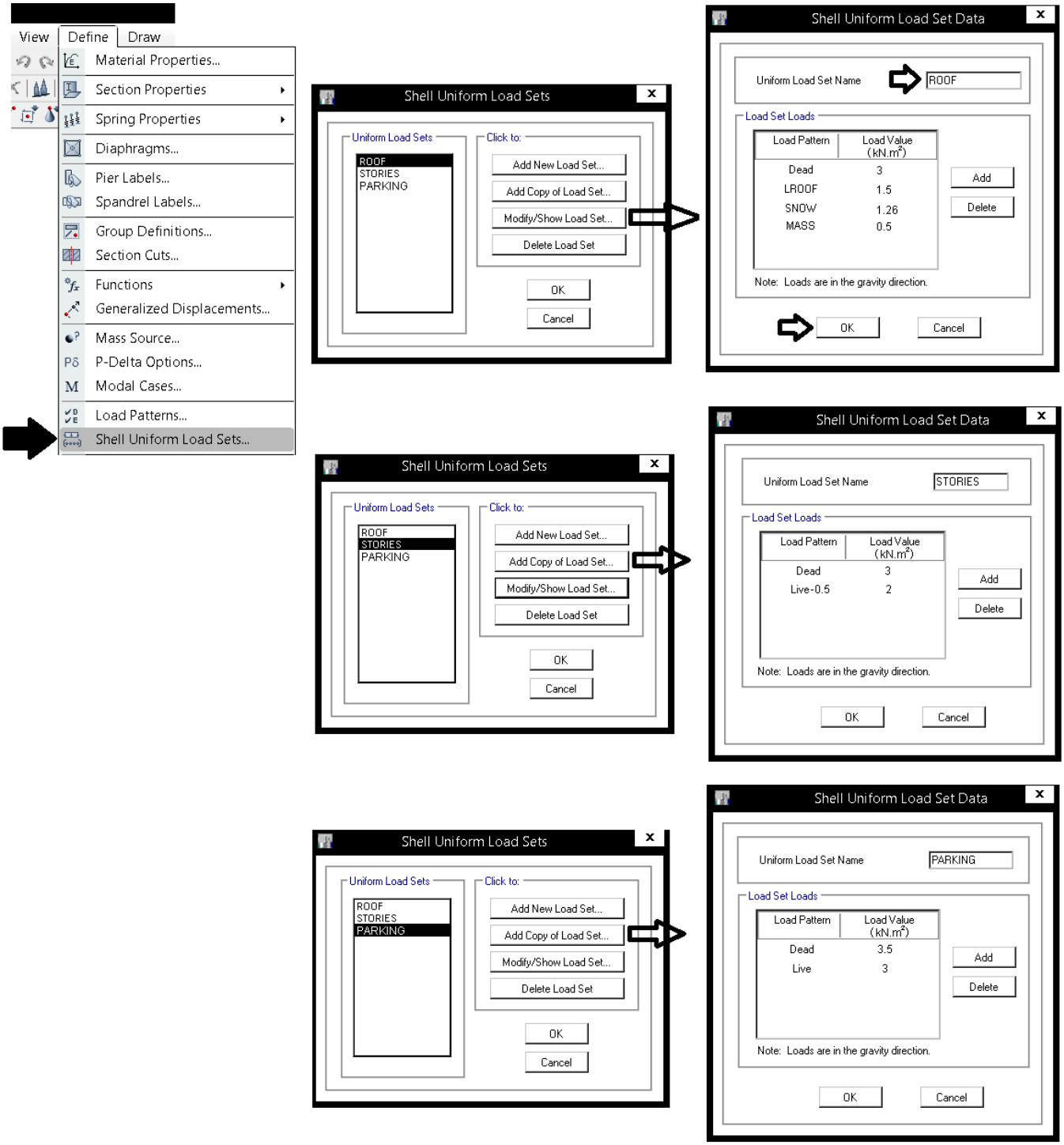
۱۱ سایر نکات طراحی

۱. بار کفسازی(Super Dead) در کلیه پروژه های متداول برای کاربری مسکونی و اداری $200\ kg/m^2$ ، برای کاربری تجاری و پارکینگ $250\ kg/m^2$ و برای سقف بام $300\ kg/m^2$ اعمال گردد (بخش مربوط به وزن سازه ای سقف طبق جزئیات سقف در نقشه و مدل، اعمال گردد).

۲. بار کلیه دیوارهای خارجی(نما و غیر نما) در کلیه پروژه های متداول حداقل $220\ kg/m$ به ازای هر متر ارتفاع دیوار اعمال گردد.

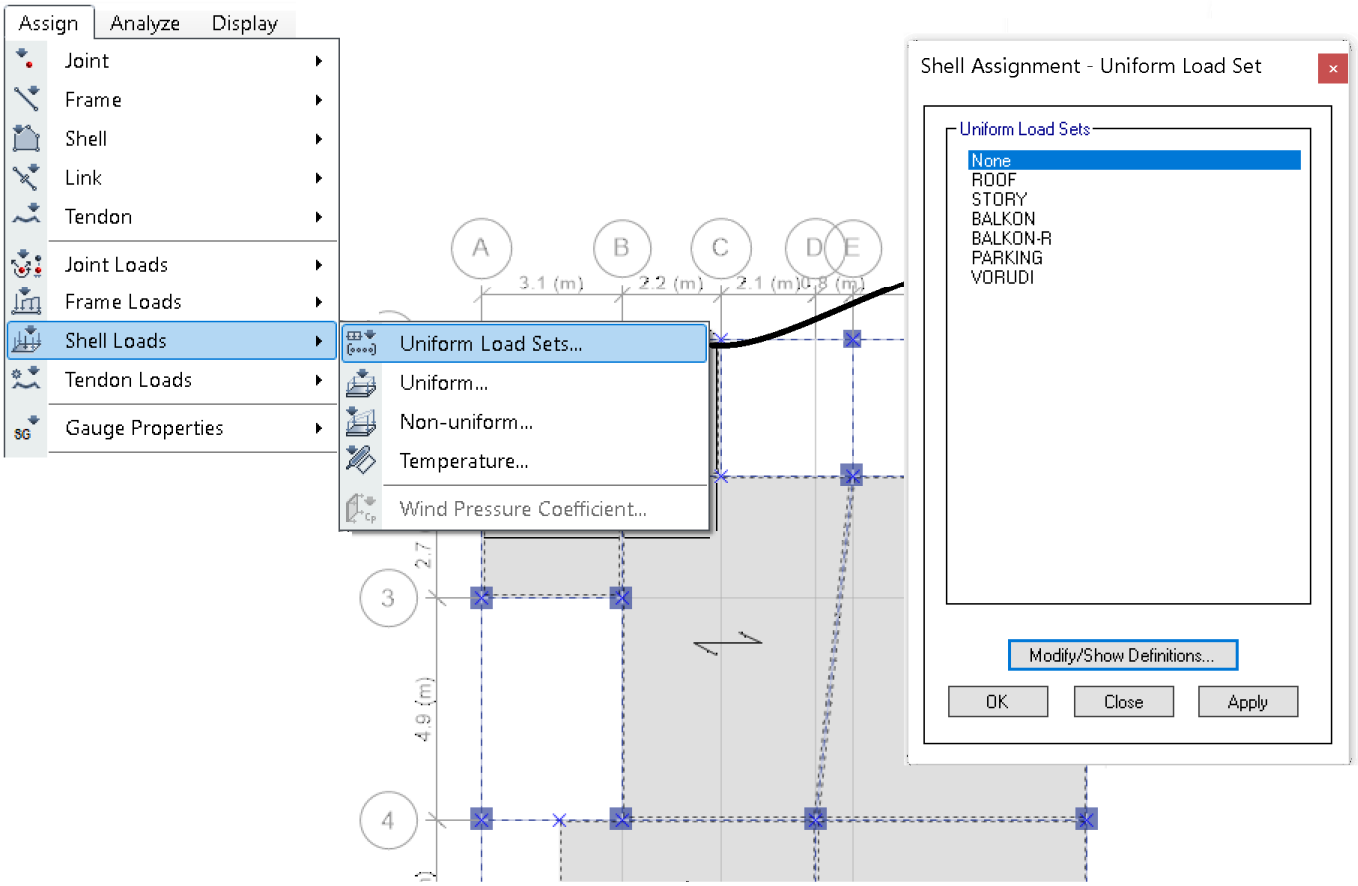
۳. لازم به ذکر است که مقادیر بارگذاری فوق بصورت حداقلی بوده و با توجه به جزئیات و مصالح عرف مورد استفاده می باشد و در صورت وجود جزئیات غیرعرف یا خاص، برای ساختمان (به عنوان مثال کف سازی ویژه و یا استفاده از نمای خاص)، محاسب پروژه موظف به افزایش مقادیر بارگذاری طبق جزئیات می باشد.

بهتر است قبل از اعمال بارها، Uniform Load Set تعریف شود. شکل زیر مراحل تعریف آنرا برای یک سازه مسکونی نشان می دهد:

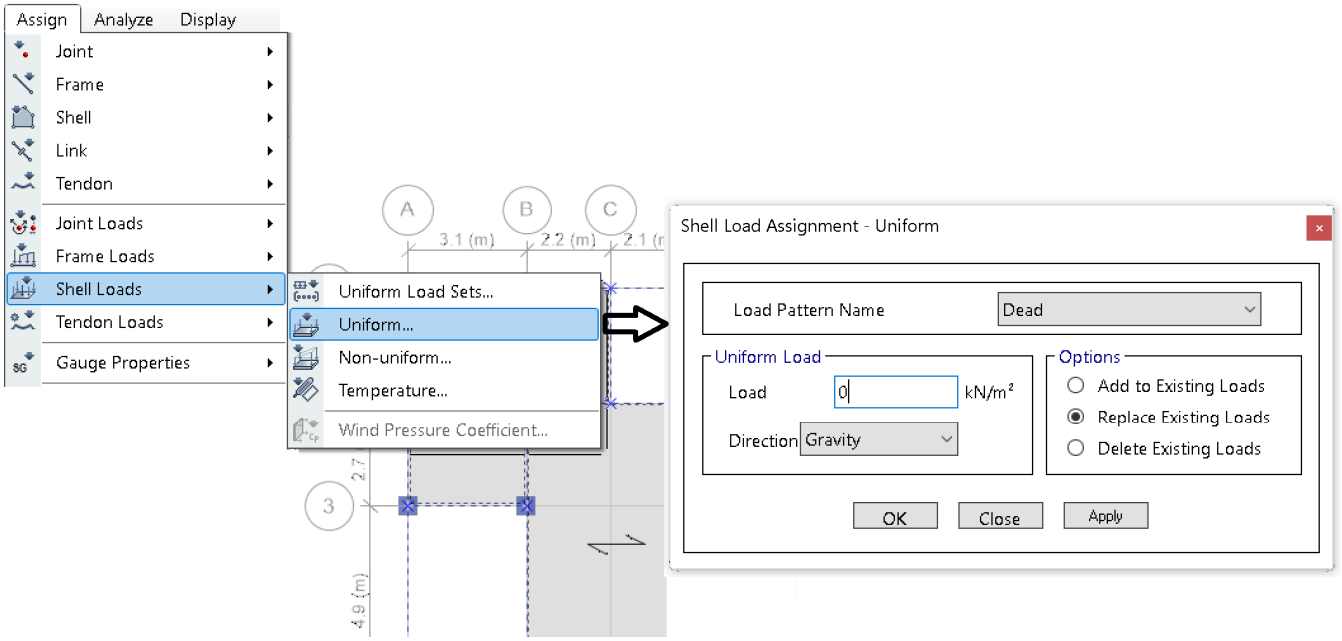


- در صورتی که قصد طراحی دال بتنی در نرم افزار ایتبس را داشته باشیم و همچنین اگر سقف عرشه فولادی و یا سقف کامپوزیت باشد و بخواهیم آنها را در ایتبس طراحی کنیم، باید به جای Dead در شکل فوق، از SDead برای تعریف استفاده شود.
- مقادیر مربوط به Dead حداقل مقدار پیشنهادی میباشد و با فرض عدم استفاده از بلوک سفالی ماندگار و نیز با فرض استفاده از فوم بتن در کف طبقات بدست آمده اند که نمونه محاسبات آن در صفحه قبل ارائه شده است. مسلما بسته به نوع کف سازی این مقادیر قابل تغییر هستند.
- در مبحث ۶ بار برف برای سازه های با اهمیت متوسط و با شیب کم واقع در داخل شهر تبریز و یا تهران با فرض نیمه برفگیر بودن سازه برابر $1.5\frac{kN}{m^2}$ و با فرض برف گیر بودن $1.65\frac{kN}{m^2}$بدست می آید.
- بار MASS برای منظور کردن اثر تیغه بندی در جرم لرزه ای طبقه بام می باشد. در صورتی که بار مرده تیغه بندی بیش از $1\,kN/m^2$ باشد، مقدار بار MASS نیز تغییر خواهد کرد.
- بار مرده کفسازی مربوط به پارکینگ که برابر $3.5\frac{kN}{m^2}$ منظور شده است، با احتساب وزن تیغه بندی می باشد. در پارکینگ ها عموما تیغه بندی نداریم و میتوان این مقدار را کاهش داد.

پس از تعریف Load Set، کف مورد نظر را انتخاب و از طریق منوی Assign مطابق شکل زیر مجموعه بار مورد نظر را اعمال نمایید.



به جای استفاده از Load Set می توان از گزینه Uniform برای اعمال بارها استفاده نمود:



۵-۷-۲ اعمال بارهای خطی

نمونه محاسبه بار مرده دیوارهای پیرامونی غیرنما

۱) ملات ماسه سیمان	$0.01 \times 21 = 0.21\, kN/m^2$
۲) بلوک سفالی	$0.2 \times 8.5 = 1.70\, kN/m^2$
۳) گچ و خاک	$0.02 \times 16 = 0.32\, kN/m^2$
۴) اندود گچ	$0.01 \times 13 = 0.13\, kN/m^2$
جمع کل	$2.36\, kN/m^2$

نمونه محاسبه بار مرده دیوارهای پیرامونی نما

۱) سنگ نما	$0.02 \times 28 = 0.56\, kN/m^2$
۲) ملات ماسه سیمان	$0.02 \times 21 = 0.42\, kN/m^2$
۳) بلوک سفالی	$0.20 \times 8.50 = 1.70\, kN/m^2$
۴) گچ و خاک	$0.02 \times 16 = 0.32\, kN/m^2$
۵) اندود گچ	$0.01 \times 13 = 0.13\, kN/m^2$
جمع کل	$3.13\, kN/m^2$

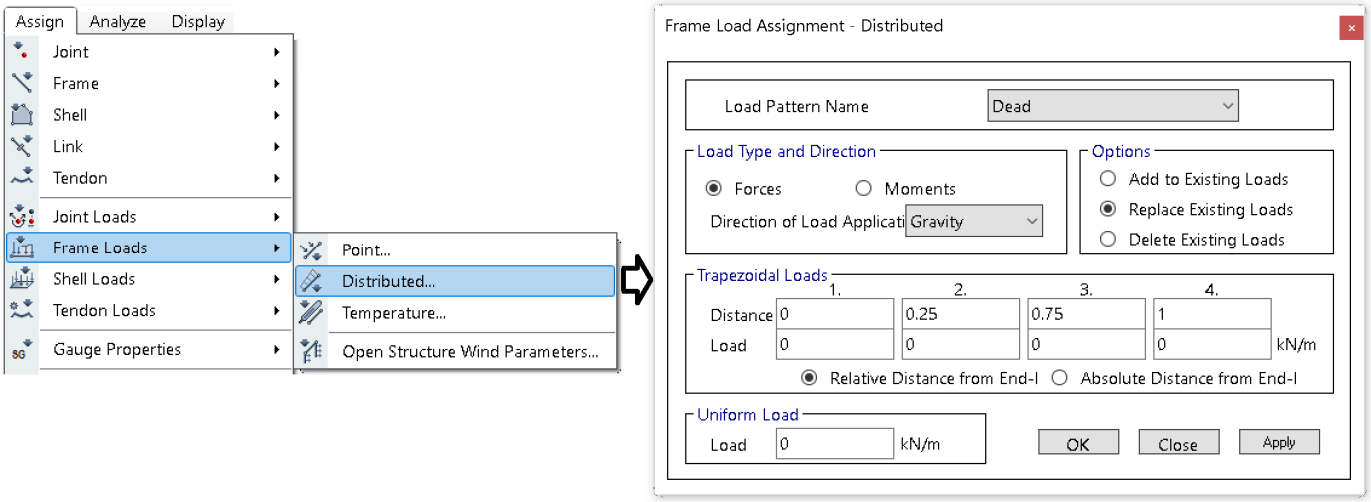
جهت در نظرگرفتن اثر بازشوها می توان بار مرده دیوارهای نما را در 0.7 ضرب نمود ($3.13 \times 0.7 = 2.191\, kN/m^2$)

با فرض اینکه ارتفاع خالص دیوارها تقریبا ۲/۸ متر باشد، بار خطی گسترده وارد بر دیوارها به شرح زیر خواهد بود:

بار گسترده مربوط به دیوارهای غیرنما $2.36 \times 2.8 \cong 6.6 \frac{kN}{m}$

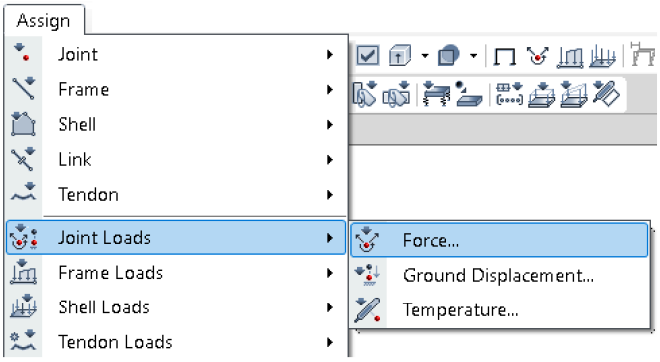
بار گسترده مربوط به دیوارهای نما $3.13 \times 0.7 \times 2.8 \cong 6.5 \frac{kN}{m}$

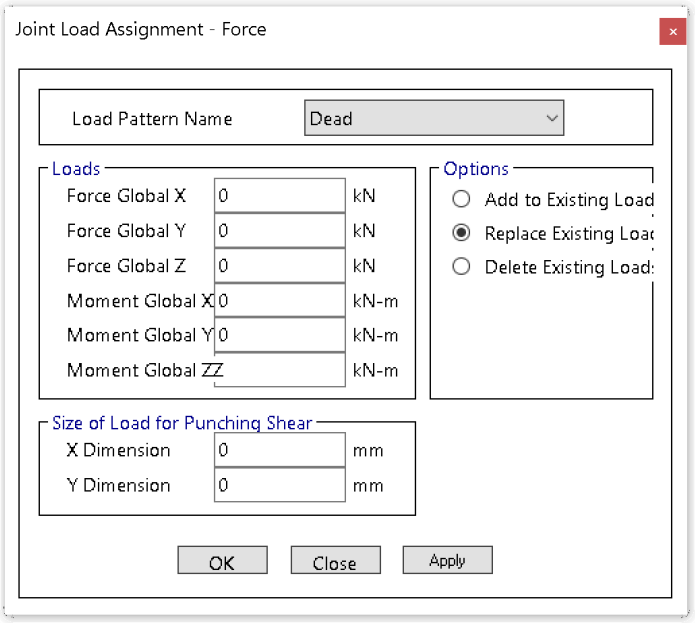
بار گسترده مربوط به جان پناه بام $3.13 \times 1.1 \cong 3.5 \frac{kN}{m}$



۵-۷-۳ بار آسانسور

جهت اعمال بار آسانسور میتوان پس از برآورد اولیه وزن آسانسور به صورت تقریبی بار مربوطه را در تراز طبقه بام به نقاط اتصال آن اعمال نمود.



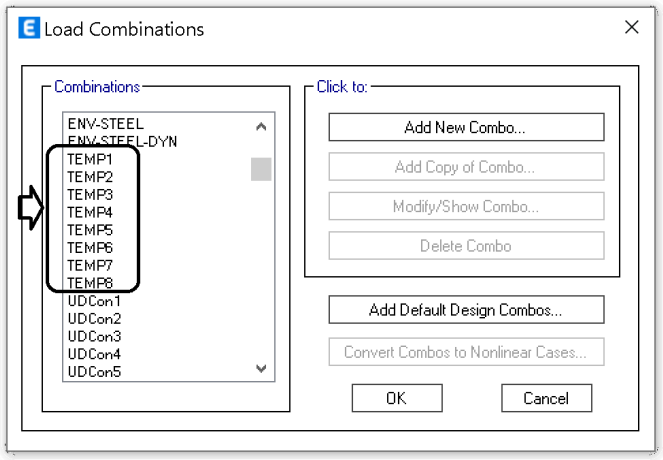


۵-۸ بار حرارت

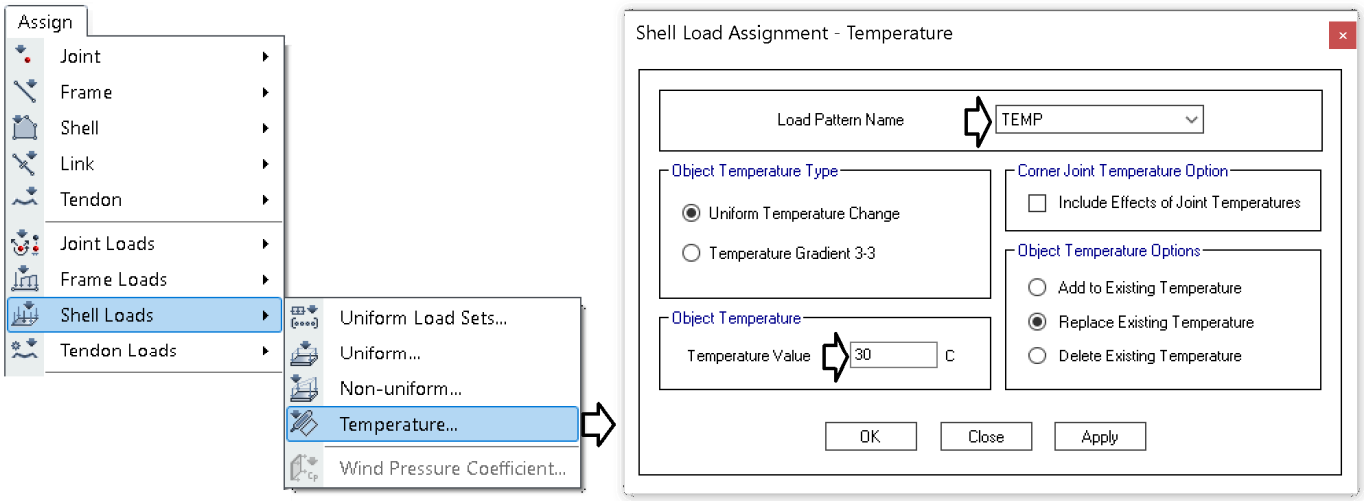
- اثرات تغییرات حرارت در تمامی سازه ها باید بررسی شود.
- بار حرارت لازم نیست همزمان با بار زلزله و یا بار باد وارد شود. ترکیب بارهای حرارتی در مبحث ششم به شرح زیر می باشد:

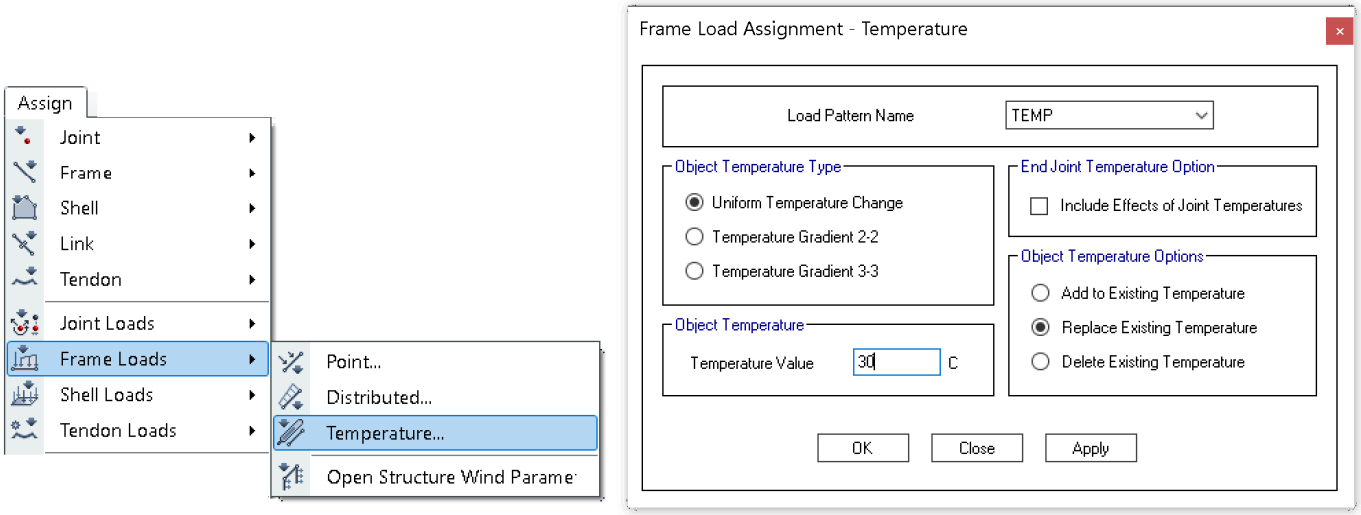
> **۶-۲-۳-۲ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت**
>
> چ) در مواردی که اثر بارهای خودکرنشی وجود داشته باشد، علاوه بـر ترکیـب بارهـای ارائـه شـده، دو ترکیب بار زیر نیز باید در نظر گرفته شود:
>
> ۱) $۱/۲D+۰/۵L+۰/۵(L_r \text{ یا } S)+۱/۲T$
>
> ۲) $۱/۲D+۱/۶L+۱/۶(L_r \text{ یا } S)+T$

- در سازه های ابعاد متوسط و کوچک در پلان عموما تلاشهای ناشی از ترکیب بارهای لرزه ای بیشتر از ترکیب بارهای فوق بدست می آید و به عبارت دیگر حتی اگر این ترکیب بارها تعریف و حرارت به سازه اعمال شود، تاثیر گذار نخواهد بود. بنابراین در ابعاد متعارف مسکونی و اداری این ترکیب بارها کنترل نمی شوند (چون مطمئن هستیم که تاثیرگذار نیستند).
- با افزایش ابعاد سازه در پلان ممکن است ترکیب بارهای حرارتی فوق تاثیر گذار شوند. در مبحث نهم قدیم حدودی برای ابعاد پلان ارائه شده بود که اگر ابعاد پلان از این حدود تجاوز میکرد، اثرات حرارت باید توسط کاربر کنترل میشد.
- علاوه بر ابعاد پلان، ارتفاع طبقات و سختی طبقه نیز در آنالیز حرارتی تاثیرگذار است.
- بنا به تجربه، در سازه های متعارف بتنی و فولادی عموما اگر ابعاد پلان از حدود ۳۰ متر فراتر رود ممکن است حرارت تاثیرگذار شود. در این حالت بهتر است طراح اثرات حرارت را بررسی کند.
- ترکیب بارهای حرارتی در فایلهای آماده ایتبس تعریف شده اند:



- در صورتی که قصد اعمال حرارت به سازه دارید، حتما باید دیافراگم از نوع semi-rigid تعریف شود تا اثرات انبساطی و انقباضی حرارت در کف دیده شود.
- مباحث شش، نه و یا دهم ضوابط خاصی در مورد نحوه اعمال تغییرات حرارتی ارائه نکرده اند. در مبحث نهم قدیم پیشنهاد شده بود که تغییرات حرارت $\pm 30^0$ در نظر گرفته شود.
- برای اعمال حرارت کف ها و نیز تیرها را انتخاب و مطابق شکل زیر حرارت را اعمال کنید.





- همچنین مطمئن شوید که ترکیب بارهای حرارتی به عنوان ترکیب بار طراحی انتخاب شده باشد.

۹-۵ فشار خاک

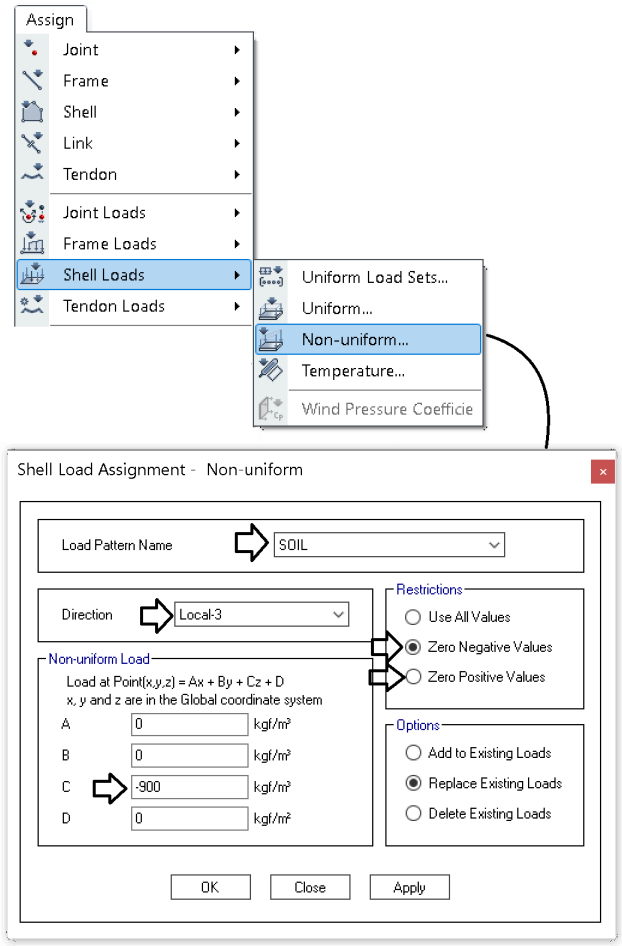
ایتبس فشار خاک را بر اساس رابطه زیر محاسبه به دیوارهای حائل اعمال میکند:

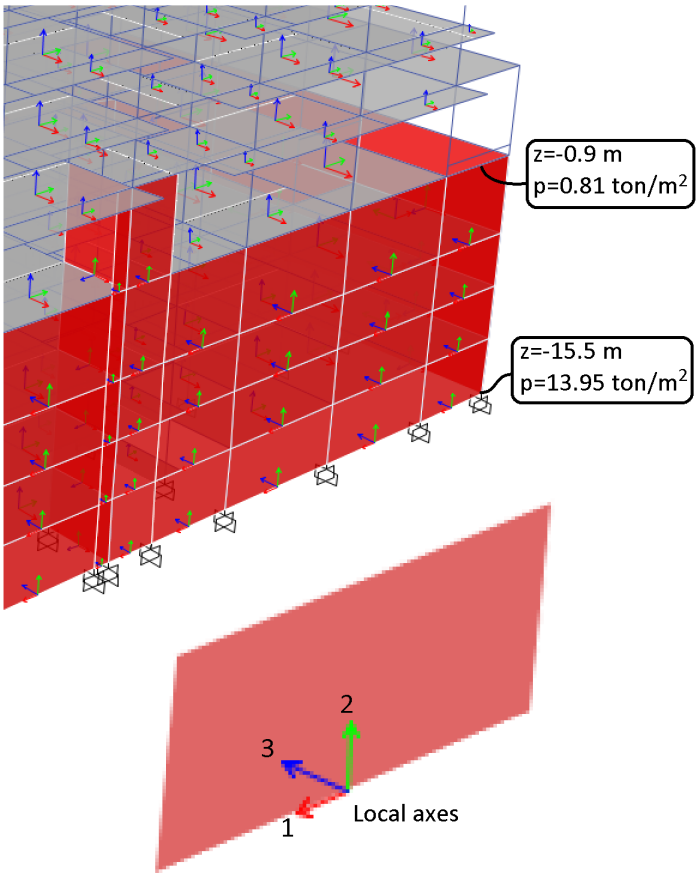
$$P = Ax + By + Cz + D$$

در صورتی که فشار خاک در پلان ثابت باشد (زمین شیب دار نداشته باشیم)، ضرایب A و B را صفر وارد کنید.

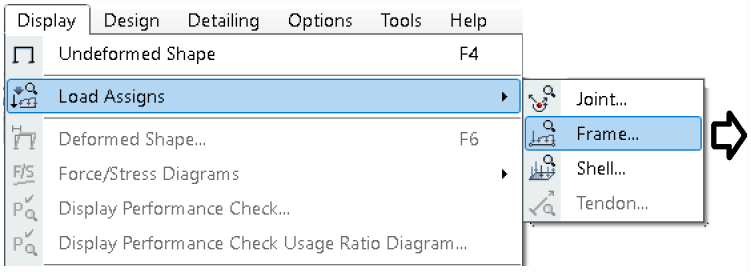
در شکل زیر یک نمونه اعمال فشار خاک استاتیکی و بدون سربار نشان داده شده است.

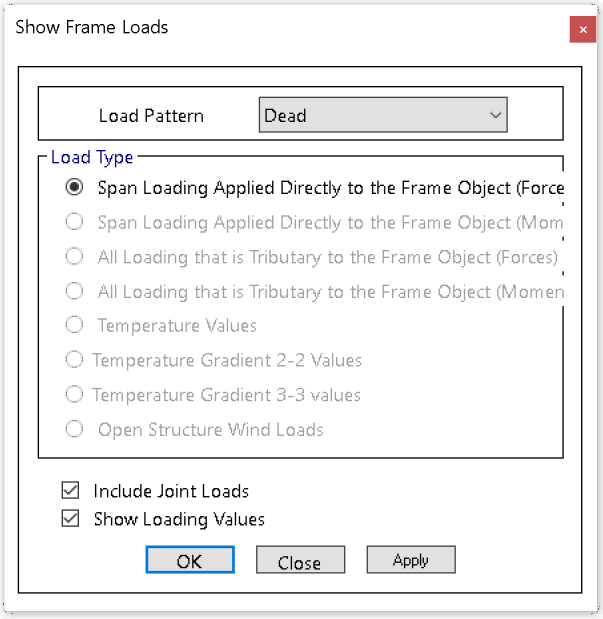
$$A = B = 0 \quad \rightarrow \quad P = Cz + D \quad \begin{cases} 810 = C \times -0.9 + D \\ 13950 = C \times -15.5 + D \end{cases} \quad \rightarrow \quad D = 0\frac{kg}{m^2}, C = -900\frac{kg}{m^3}$$





۱-۹-۵ مشاهده و بررسی بارهای وارد شده





۵-۹-۲ بار Notional در سازه های فولادی

مطابق بند زیر از مبحث دهم در سازه های فولادی، در صورت استفاده از روش آنالیز مستقیم (Direct analysis method)، علاوه بر بارگذاری عادی، باید بار جانبی فرضی (Notional load) نیز اعمال شود.

۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ ملاحظات نواقص هندسی اولیه

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدل کردن این نواقص در تحلیل مرتبهٔ دوم سازه انجام پذیرد. در سازه‌هایی که بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، به‌جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل‌سازی، می‌توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود:

$$N_i = 0.002Y_i \qquad (۱۰-۱-۲-۱)$$

N_i= بار جانبی فرضی در طبقهٔ i ام

Y_i= بار ثقلی در طبقهٔ i ام متناسب با ضرایب بار به‌کاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

مطابق شکل سمت چپ در صورتی که ستونی ناشاقول ساخته شود، تحت اثر بار محوری ستون (Y در شکل) یک لنگر اضافی به اندازه $M_{base} = Y \times \Delta_0$ در پای ستون ایجاد میشود (به لنگر ستون افزوده میشود). به همین جهت در بند فوق در آیین نامه اشاره شده که در مدلسازی و تحلیل سازه اثرات این ناشاقولی منظور شود. برای این منظور می توان در مدل نرم افزاری چند مدل مختلف با ستونهای ناشاقول مدل نمود تا این اثرات منظور شود.

مدلسازی نرم افزاری اثرات ناشاقولی (ساخت چندین مدل نرم افزاری) می تواند زمان بر باشد. به جای مدلسازی این اثر، می توان یک بار جانبی فرضی (N در شکل) در تراز طبقات به سازه اعمال کرد.

سوال: مقدار بار جانبی N چقدر باشد تا همان اثر ناشاقولی را داشته باشد؟

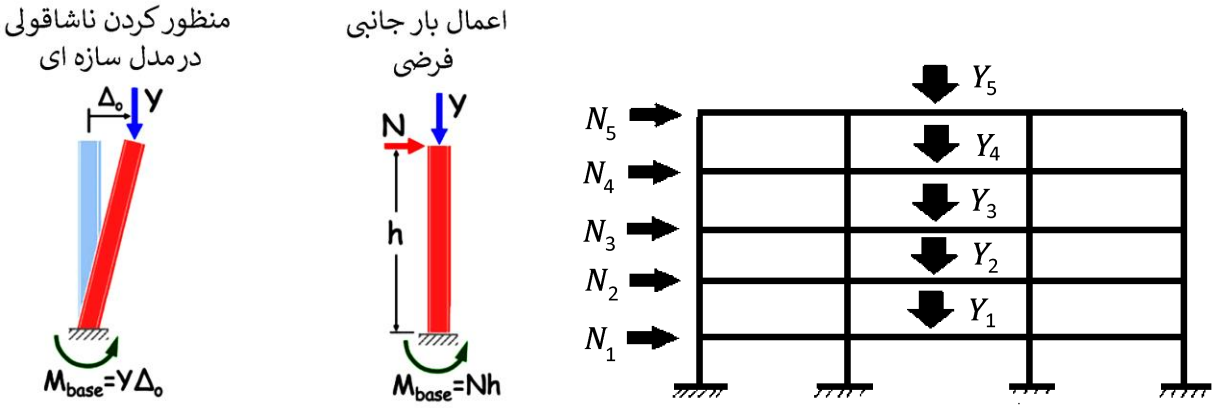
پاسخ: اگر مقدار ناشاقولی طبقه برابر 0.002 برابر ارتفاع طبقه باشد ($\Delta_0 = 0.002 \times h$)، در این صورت لنگر اضافی مربوط به ناشاقولی برابر خواهد بود با:

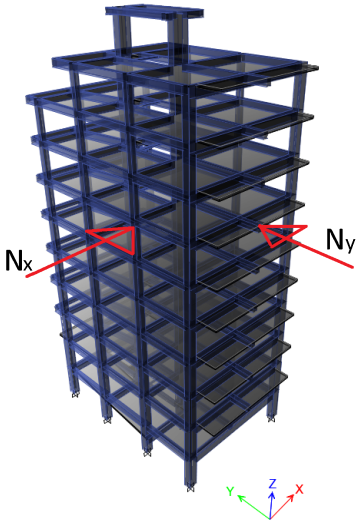
$$M_{\text{ناشی از ناشاقولی}} = Y \times \Delta_0 = Y(0.002h) = 0.002Yh$$

بنابراین اگر یک بار جانبی به اندازه $N = 0.002 \times Y$ به تراز طبقه اعمال شود، همان لنگر در پای ستون ایجاد خواهد شد:

$$M_{\text{ناشی از بار جانبی فرضی}} = N \times h = (0.002Y)h = 0.002Yh$$

به همین جهت در متن آیین نامه مقدار بار جانبی فرضی برابر $N_i = 0.002Y_i$ در نظر گرفته شده است.





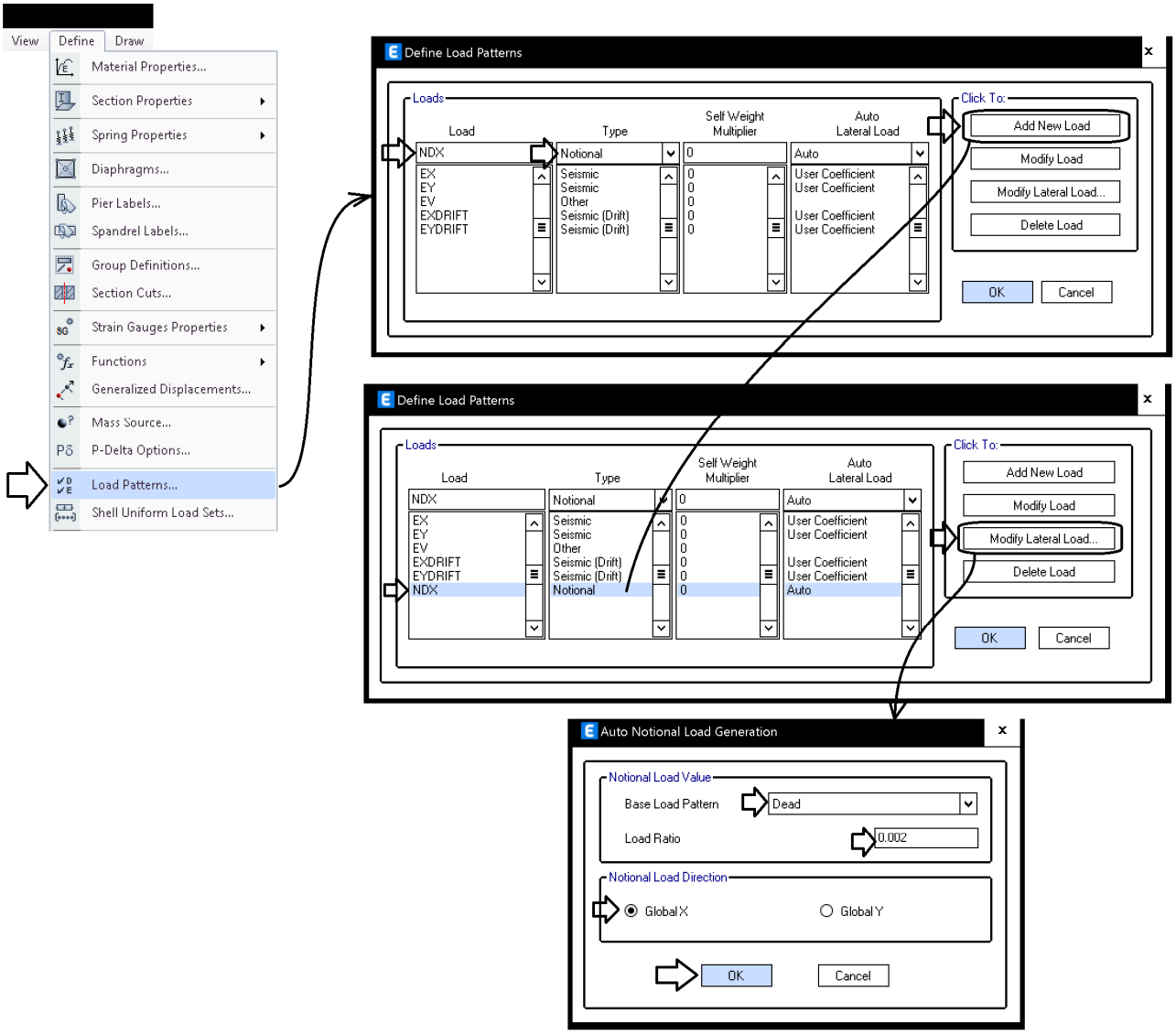
توجه شود که نیروی جانبی فرضی همانند نیروی زلزله در دو راستای متعامد x و y وارد میشود. همچنین باید در ترکیب بارها به صورت مثبت و منفی منظور گردد. همین امر موجب می شود تعداد ترکیب بارها به طور قابل توجهی افزایش یابد.

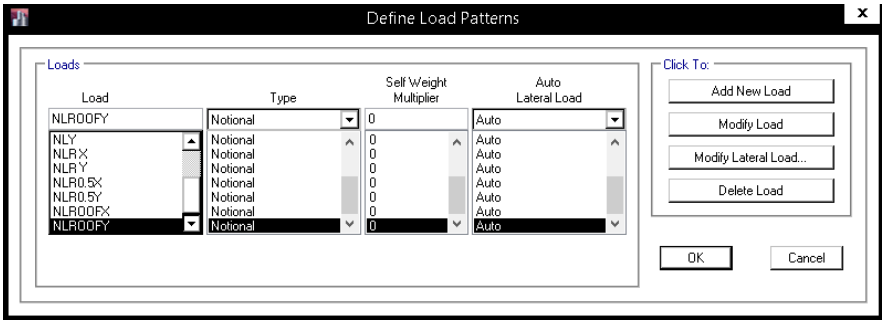
ضرایب بار نیز بر اساس ترکیب بار انتخاب میشود. برای مثال در ترکیب بار 1.4D، بار جانبی فرضی مربوط به بار مرده نیز با ضریب 1.4 منظور خواهد شد (1.4D+1.4ND).

سوال: ضریب 0.002 بر چه اساسی بدست آمده است؟

پاسخ: در رابطه فوق فرض شده است که ستونها حداکثر ممکن است به اندازه 0.002 ارتفاع طبقه ($\frac{1}{500}$ارتفاع) ناشاقولی داشته باشند.

در سازه های فولادی باید مطابق شکل زیر برای هر یک از بارهای ثقلی (DEAD, SDEAD, Live, L-RED, Live-0.5, L-RED-0.5, LROOF, SNOW, LPART) دو بار از نوع Notional تعریف شود: یک بار در راستای x و یک بار دیگر در راستای y.





- در فایلهای آماده که در وبسایت قرار داده شده است (https://hoseinzadeh.net/hoseinzadeh-etabs)، این بارها تعریف شده اند و نیازی به تعریف آنها در این فایلها نیست.
- در سازه های بتنی نیازی به تعریف بار جانبی فرضی نیست.

۶ دوره تناوب

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به‌دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۵)، به‌غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۵-۳)$$

درروابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی‌که وزن آن بیشتر از ۲۵درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام‌های شیب‌دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به‌دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: در هر امتداد سازه، درصورتی‌که زمان تناوب حاصل از روابط تجربی، بیشتر از زمان تناوب تحلیلی آن امتداد باشد، برای آن امتداد، باید از زمان تناوب تحلیلی استفاده شود.

برای قابهای خمشی فولادی و بتنی دوره تناوب به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

قاب خمشی فولادی / قاب خمشی بتنی / مهاربند واگرا

$$\begin{cases} \text{جداگر مانع حرکت شود} & T_{\text{طراحی}} = Max\left\{\begin{matrix} Min\left(T_{\text{تحلیلی}}(ETABS),\ 1.25\times 0.8\times T_{\text{تجربی}}\right) \\ 0.8\times T_{\text{تجربی}} \end{matrix}\right\} \\ \text{جداگر مانع حرکت نشود} & T_{\text{طراحی}} = Max\left\{\begin{matrix} Min\left(T_{\text{تحلیلی}}(ETABS)\ ,\ 1.25\times T_{\text{تجربی}}\right) \\ T_{\text{تجربی}} \end{matrix}\right\} \end{cases}$$

سایر سیستم ها

$$T_{\text{طراحی}} = Max\left\{\begin{matrix} Min\left(T_{\text{تحلیلی}}(ETABS)\ ,\ 1.25\times T_{\text{تجربی}}\right) \\ T_{\text{تجربی}} \end{matrix}\right\}$$

نحوه تعیین $T_{\text{تحلیلی}}(ETABS)$ در فصل ۲۶ تشریح شده است.

۶-۱ مواردی که دوره تناوب تحلیلی کمتر از تجربی می باشد

- در مواردی که سختی سازه بالا باشد ممکن است $T_{\text{تحلیلی}\ (ETABS)} < T_{\text{تجربی (آیین نامه)}}$ بدست آید. در این موارد طراح می تواند بدون توجه به نتایج تحلیل از $T_{\text{تجربی}}$ استفاده نماید. در متن زیر که مربوط به یک مثال در ASCE7-2010-Seismic Guide می باشد، در این مورد توضیح ارائه شده است.

When Computed Period $T_{computed}$ Is Less than $T = C_uT_a$

The computed period may be less than the upper limit period C_uT_a. Continuing with the braced frame, assume that the computed period $T_{computed} = 0.615 < C_uT_a = 0.761$ s. Although ASCE 7 is silent on this possibility, it is recommended that the lower period be used in the calculations. In the unlikely event that the computed period turns out to be less than $T_a = 0.525$ s, the period $T = T_a = 0.525$ s may be used because there is no requirement that $T_{computed}$ shall be determined. If the computed period is significantly different from C_uT_a, say less than 0.5 C_uT_a or more than 2 C_uT_a, the computer model should be carefully inspected for errors.

Decisions Regarding Appropriate Period to Use

if $T_{computed}$ is > C_uT_a use C_uT_a
if $T_a < T_{computed} < C_uT_a$ use $T_{computed}$
if $T_{computed} < T_a$ use T_a

در شکل فوق:

- T_a زمان تناوب تجربی
- Cu=1.25
- $T_{computed}$ زمان تناوب تحلیل

در متن استاندارد ۲۸۰۰ اینچنین بیان شده است:

> تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به‌دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

با توجه به مطالب فوق رابطه زیر جهت محاسبه دوره تناوب پیشنهاد می شود.

قاب خمشی فولادی
قاب خمشی بتنی
مهاربند واگرا

جداگر مانع حرکت شود
$$T_{\text{طراحی}} = Max\left\{\begin{matrix} Min\left(T_{\text{تحلیلی}\ (ETABS)},\ 1.25 \times 0.8 \times T_{\text{تجربی}}\right) \\ 0.8 \times T_{\text{تجربی}} \end{matrix}\right\}$$

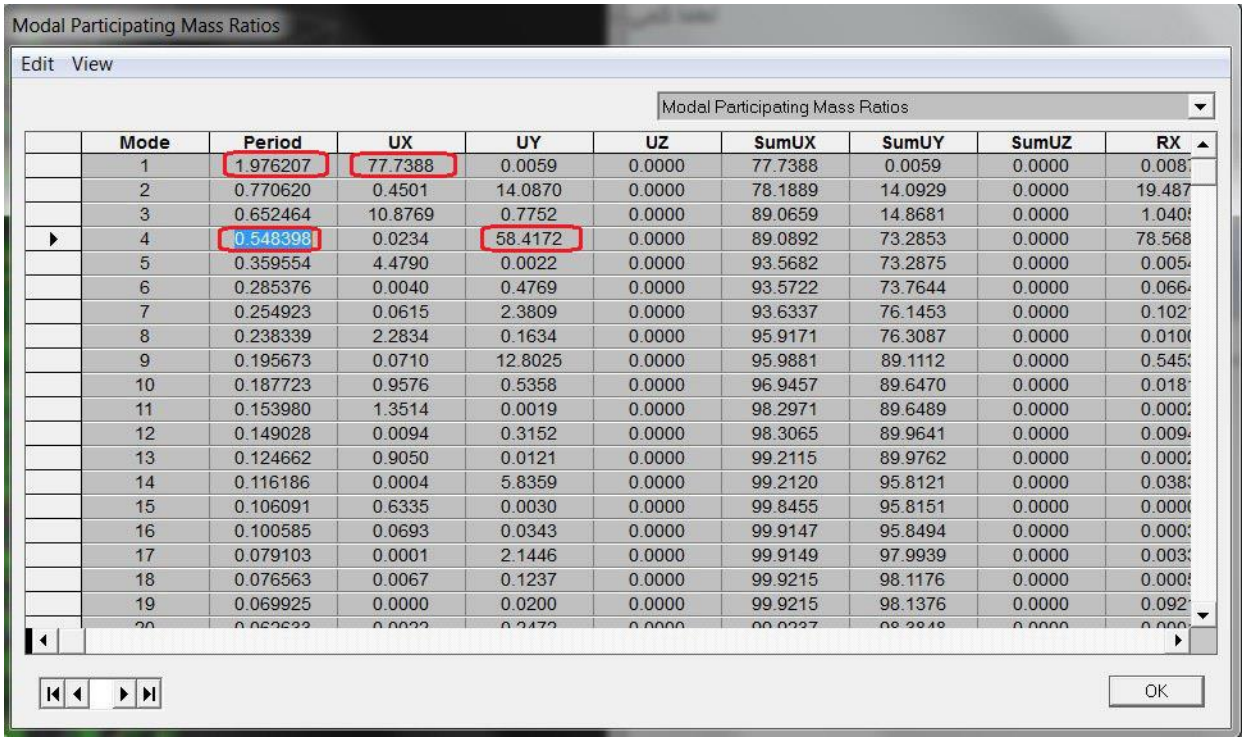
جداگر مانع حرکت نشود
$$T_{\text{طراحی}} = Max\left\{\begin{matrix} Min\left(T_{\text{تحلیلی}\ (ETABS)},\ 1.25 \times T_{\text{تجربی}}\right) \\ T_{\text{تجربی}} \end{matrix}\right\}$$

سایر سیستم ها
$$T_{\text{طراحی}} = Max\left\{\begin{matrix} Min\left(T_{\text{تحلیلی}\ (ETABS)},\ 1.25 \times T_{\text{تجربی}}\right) \\ T_{\text{تجربی}} \end{matrix}\right\}$$

- توجه شود که اگر در سازه ای میانقاب های مانع حرکت باشند، لازم نیست دوره تناوب تحلیلی در 0.8 ضرب شود و تنها دوره تناوب تجربی با ضریب 0.8 کاهش خواهد یافت.

۱-۶ دوره تناوب تحلیلی در امتداد X و Y

در محاسبه دوره تناوب تحلیلی در صورتی که نتایج تحلیل دینامیکی مطابق جدول زیر باشد، جهت محاسبه زلزله استاتیکی راستای X و Y مقدار پریود چقدر باید منظور شود؟


Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	1.976207	77.7388	0.0059	0.0000	77.7388	0.0059	0.0000	0.008
2	0.770620	0.4501	14.0870	0.0000	78.1889	14.0929	0.0000	19.487
3	0.652464	10.8769	0.7752	0.0000	89.0659	14.8681	0.0000	1.040
4	0.548398	0.0234	58.4172	0.0000	89.0892	73.2853	0.0000	78.568
5	0.359554	4.4790	0.0022	0.0000	93.5682	73.2875	0.0000	0.005
6	0.285376	0.0040	0.4769	0.0000	93.5722	73.7644	0.0000	0.066
7	0.254923	0.0615	2.3809	0.0000	93.6337	76.1453	0.0000	0.102
8	0.238339	2.2834	0.1634	0.0000	95.9171	76.3087	0.0000	0.010
9	0.195673	0.0710	12.8025	0.0000	95.9881	89.1112	0.0000	0.545
10	0.187723	0.9576	0.5358	0.0000	96.9457	89.6470	0.0000	0.018
11	0.153980	1.3514	0.0019	0.0000	98.2971	89.6489	0.0000	0.000
12	0.149028	0.0094	0.3152	0.0000	98.3065	89.9641	0.0000	0.009
13	0.124662	0.9050	0.0121	0.0000	99.2115	89.9762	0.0000	0.000
14	0.116186	0.0004	5.8359	0.0000	99.2120	95.8121	0.0000	0.038
15	0.106091	0.6335	0.0030	0.0000	99.8455	95.8151	0.0000	0.000
16	0.100585	0.0693	0.0343	0.0000	99.9147	95.8494	0.0000	0.000
17	0.079103	0.0001	2.1446	0.0000	99.9149	97.9939	0.0000	0.003
18	0.076563	0.0067	0.1237	0.0000	99.9215	98.1176	0.0000	0.000
19	0.069925	0.0000	0.0200	0.0000	99.9215	98.1376	0.0000	0.092

OK

برای محاسبه نیروی زلزله EX باید از پریود مد اول (1.97) و برای محاسبه زلزله EY باید در شکل فوق از دوره تناوب مد چهارم (0.54) استفاده نمایید.

در محاسبه نیروی زلزله باید از "زمان تناوب اصلی" سازه استفاده شود. در مدل سه بعدی فوق "زمان تناوب اصلی" در راستای Y برابر 0.54 Sec می باشد. متن زیر مربوط به ASCE7-2016 می باشد. مطابق متن زیر در فضای سه بعدی **در هر راستای حرکتی یک مد اصلی داریم**. در شکلی که شما ارسال کرده اید "مد اصلی سازه در راستای Y" مد چهارم سازه می باشد.

12.8.2 Period Determination. The fundamental period of the structure, T, in the direction under consideration shall be established using the structural properties and deformational characteristics of the resisting elements in a properly substantiated analysis.

هنگام همپایه سازی زلزله دینامیکی با زلزله استاتیکی نیز به این موضوع اشاره شده است:

CHAPTER 12
SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR BUILDING STRUCTURES

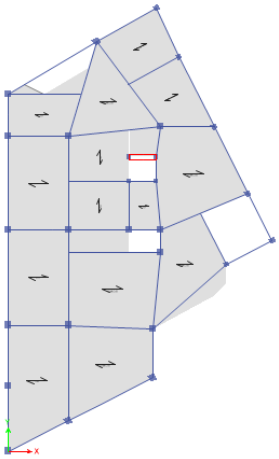
12.9 LINEAR DYNAMIC ANALYSIS

12.9.1 Modal Response Spectrum Analysis

12.9.1.4 Scaling Design Values of Combined Response. A base shear (V) shall be calculated in each of the two orthogonal horizontal directions using the calculated fundamental period of the structure T in each direction and the procedures of Section 12.8.

۲-۶ دوره تناوب – مورد خاص

در موارد خاصی ممکن است طراح یک دیوار برشی با ابعاد کوچک به سازه اضافه کند.



مواردی که ممکن است طراح اقدام به افزودن چنین دیواری با ابعاد کوچک کند، می تواند موارد زیر باشد:

۱- جهت کنترل دریفت
۲- جهت رفع نامنظمی پیچشی
۳- جهت برطرف کردن طبقه نرم در طبقات پایین

سوال: با توجه به اینکه طراح سیستم را قاب خمشی فرض کرده است، دوره تناوب تجربی سازه بر اساس کدام رابطه باید محاسبه شود؟

۱- قاب خمشی بتنی $T = 0.05H^{0.9}$
۲- سایر سیستم ها $T = 0.05H^{0.75}$

طبق ASCE7 اگر سیستمی شرایط سیستم دوگانه را دارا نباشد، باید پارامترهای طراحی لرزه ای آن بر اساس سخت گیرانه ترین حالت از بین سیستم باربر جانبی آن در نظر گرفته شود. بنابراین در سازه فوق با توجه به اینکه سیستم باربر شامل ترکیبی از قاب خمشی و دیوار برشی می باشد، باید از رابطه $T = 0.05H^{0.75}$ دوره تناوب آنرا محاسبه کرد.

در استاندارد ۲۸۰۰ این موضوع مسکوت مانده است.

در راهنمای کنترل نقشه نظام مهندسی تهران متن زیر پیشنهاد شده است:

> در مواردی که طول دیوار استفاده شده در ساختمان کوچک باشد، به نحوی که مقدار زمان تناوب سازه در راستای مورد نظر در حالت با دیوار بیش از ۱۵ درصد حالت بدون دیوار کاهش پیدا نکند، زمان تناوب سازه مذکور در راستای مربوطه می تواند از ضابطه مربوط به قاب خمشی و برابر $0.05H^{0.9}$ محاسبه گردد.

- روش پیشنهادی نظام مهندسی تهران به نظر منطقی و مناسب میباشد.

۷ ترکیب سیستم در ارتفاع

مثال۱:

سازه ۱۰ طبقه شامل {۷ طبقه سیستم دوگانه روی زمین با R=7.5 + ۳ طبقه زیرزمین شامل دیوار برشی +دیوارهای حائل و قاب خمشی ویژه}

در این مثال اگر عمده بار ثقلی در طبقات زیرزمین توسط قاب تحمل نمی شود، در طبقات زیرزمین دیگر سیستم دوگانه نخواهیم داشت و سیستم دیوار باربر خواهیم داشت (با فرض اینکه عمده بار ثقلی را دیوارها تحمل میکنند) در نتیجه در طبقات زیرزمین ضریب رفتار سازه R=5 خواهد بود.

در این حالت (طبقات بالا R=7.5 و طبقات پایین R=5) باید مطابق بند "پ" در زیر عمل کنیم.

برای منظور کردن این بند می توان ۲ مدل مجزا ساخت:

- مدل ۱: در این مدل زلزله با ضریب رفتار R=7.5 و ضریب نامعینی قسمت فوقانی در نرم افزار تعریف شده و به کل سازه (شامل زیرزمین و روسازه) اعمال میشود. در این فایل تنها قسمت فوقانی سازه طراحی و کنترل میشود.
- مدل ۲: در این مدل زلزله با ضریب رفتار R=5 و ضریب نامعینی قسمت تحتانی در نرم افزار تعریف شده و به کل سازه (شامل زیرزمین و روسازه) اعمال میشود. در این فایل قسمت تحتانی سازه طراحی و کنترل میشود.

توجه شود که لازم نیست طبقات روی زمین حذف شوند و بار آنها اعمال شود، بلکه در مدل ۲ عملا بار قسمت فوقانی با زلزله اصلاح شده به قسمت تحتانی اعمال شده و منظور آیین نامه تامین می شود.

۳-۳-۵-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

۳-۳-۵-۹-۱ حالت کلی

ب- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی بیشتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات هردو قسمت مورد استفاده قرارگیرد.

پ- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات این قسمت مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر R_u، C_d و Ω_0 مربوط به همین قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرد. ولی حالت نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/ρ قسمت فوقانی به R_u/ρ قسمت تحتانی ضرب شده‌اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اضافه شود. این نسبت در هر حال نباید کوچک‌تر از ۱/۰ باشد.

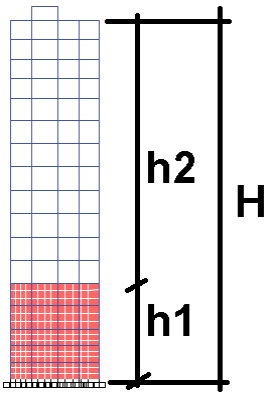
۷-۱ حداکثر ارتفاع مجاز سازه در حالت ترکیب سیستم در ارتفاع

H_m: حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان است که با سیستم باربر عنوان‌شده ساخته می‌شود.این ارتفاع از تراز پایه تعیین می‌گردد.

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۸	۲/۸	۳/۸	-

مثال: در سازه از ترکیب سیستم در ارتفاع استفاده شده است، به طوریکه در طبقات زیرزمین (که دارای دیوارهای حائل بتنی میباشد) سیستم باربر جانبی سازه از نوع "سیستم دیوار باربر با دیوار برشی بتن آرمه ویژه" می باشد. در طبقات روی زمین نیز سیستم سازه قاب خمشی بتنی متوسط می باشد. حداکثر ارتفاع سازه چند متر میتواند باشد.



پاسخ: با توجه به اینکه حداکثر ارتفاع مجاز سیستم قاب خمشی متوسط بتنی از تراز پایه 35m است، حداکثر فاصله تراز بام تا تراز پایه (روی پی) میتواند برابر 35m باشد:

$$H \leq 35m$$

همچنین با توجه به اینکه حداکثر ارتفاع مجاز سیستم دیوار باربر با دیوار برشی بتن آرمه ویژه از تراز پایه 50m است، حداکثر فاصله h1 میتواند برابر 50m باشد:

$$h_1 \leq 50m$$

بنابراین برای مثال اگر سه طبقه زیرزمین با ارتفاع h1=10m داشته باشیم، حداکثر ارتفاع مجاز h2 برابر 25m خواهد بود.

- مثال فوق با این فرض مطرح شده است که تراز پایه روی پی در نظر گرفته شده است و ترکیب سیستم در ارتفاع داریم. در صورتی که شرایط بالا آوردن تراز پایه در سازه مهیا باشد، مقدار h2 میتواند حداکثر برابر 35m در نظر گرفته شود.

۷-۱-۱ دوره تناوب

۳-۳-۵-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع استفاده شده باشد، برای تعیین نیروی جانبی زلزله باید الزامات زیر رعایت گردد:

۳-۳-۵-۹-۱ حالت کلی

الف- زمان تناوب اصلی سازه باید مطابق ضوابط بند (۳-۳-۳) تعیین گردد.در مواردی که از روابط تجربی استفاده می‌شود، این زمان باید برابر با متوسط وزنی زمان‌های تناوب هر یک از سیستم‌ها در ارتفاع کل سازه در نظر گرفته شود.

در سازه زیر در طبقات زیر زمین دیوار حائل بتنی داریم و در طبقات بالا قاب خمشی فولادی ویژه داریم. بنابراین در این سازه ترکیب سیستم در ارتفاع داریم. مطابق بند فوق دوره تناوب کل سازه باید بر اساس متوسط وزنی زمان های تناوب هر یک از سیستم ها محاسبه شود.

دوره تناوب سازه را به دو صورت می توان محاسبه کرد:

روش اول:

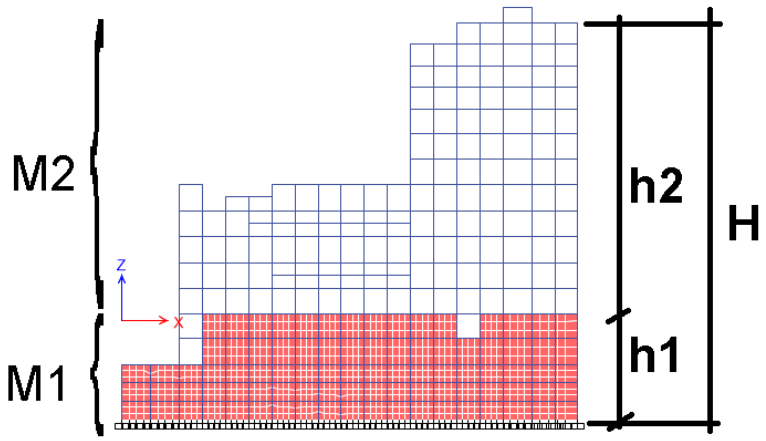
$$\left.\begin{aligned} T_2 &= 0.072H^{0.8} \\ T_1 &= 0.049H^{0.75} \end{aligned}\right\} T = \frac{T_1h_1 + T_2h_2}{h_1 + h_2} = T_1\frac{h_1}{H} + T_2\frac{h_2}{H}$$

روش دوم:

$$\left.\begin{aligned} T_2 &= 0.072H^{0.8} \\ T_1 &= 0.049H^{0.75} \end{aligned}\right\} T = \frac{T_1M_1 + T_2M_2}{M_1 + M_2}$$

منظور از M در روابط بالا، وزن لرزه ای سازه می باشد.

از نظر اینجانب بهتر است از روش اول استفاده شود.



۸ محاسبه نیروی زلزله -استاندارد ۲۸۰۰

پس از تعریف بارهای ثقلی، بارهای جانبی مربوط به زلزله را تعریف می کنیم. بار زلزله را طبق آیین نامه به دو صورت می توان در نظر گرفت:

۱- روش استاتیکی معادل ۲- روش دینامیکی

روش استاتیکی محدودیت دارد. برای مثال اگر یک سازه ۴طبقه داشته باشیم و این سازه نامنظم پیچشی باشد، نمی توان از روش استاتیکی استفاده کرد:

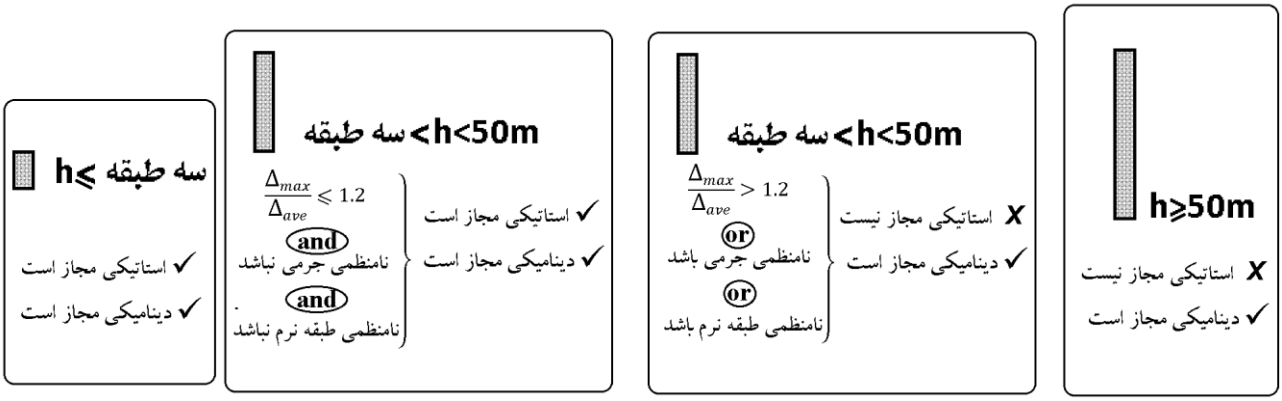
۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه بـه‌کـاربرد. تنهـا، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایـه و یـا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- **نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد**
- **نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد**



۸-۱ ضوابط آیین نامه ای محاسبه نیروی زلزله

نیروی زلزله به صورت $V_u = \frac{ABI}{R_u} W$ محاسبه می شود. بنابراین برای تعریف نیروی زلزله استاتیکی، باید چهار پارامتر A, B, I و R را محاسبه کنیم.

۳-۳-۱ نیروهای جانبی زلزله

۳-۳-۱-۱ نیروی برشی پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۳-۱-۲)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطهٔ (۳-۱) به‌دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \qquad (۳-۱)$$

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad (۳-۲)$$

مقداربرش پایه، V_u، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u\,min} = 0.12AIW \qquad (۳-۳)$$

در ادامه نحوه محاسبه پارامترهای A, B, I و R بر اساس بندهای آیین نامه ارائه شده است.

در فلوچارت زیر نحوه محاسبه نیروی زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ نمایش داده شده است.

قاب خمشی فولادی
قاب خمشی بتنی
مهاربند واگرا

جداگر مانع حرکت شود

$$T_{\text{طراحی}} = Max\left\{ Min\left(T_{\substack{\text{تحلیلی}\\(ETABS)}} \;,\; 1.25 \times 0.8 \times T_{\text{تجربی}} \right) \right\}$$
$$0.8 \times T_{\text{تجربی}}$$

جداگر مانع حرکت نشود

$$T_{\text{طراحی}} = Max\left\{ Min\left(T_{\substack{\text{تحلیلی}\\(ETABS)}} \;,\; 1.25 \times T_{\text{تجربی}} \right) \right\}$$
$$T_{\text{تجربی}}$$

سایر سیستم ها

$$T_{\text{طراحی}} = Max\left\{ Min\left(T_{\substack{\text{تحلیلی}\\(ETABS)}} \;,\; 1.25 \times T_{\text{تجربی}} \right) \right\}$$
$$T_{\text{تجربی}}$$

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S	S_0	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱

جدول ۲-۱ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

$$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) \quad 0 < T < T_0$$
$$B_1 = S + 1 \quad T_0 < T < T_s \qquad (۲-۲)$$
$$B_1 = (S+1)(T_s/T) \quad T > T_s$$

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1 \quad T < T_s$$
$$N = \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4\ \text{sec} \qquad (۳-۲)$$
$$N = 1.7 \quad T > 4\ \text{sec}$$

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط وکم

$$N = 1 \quad T < T_s$$
$$N = \frac{0.4}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4\ \text{sec} \qquad (۴-۲)$$
$$N = 1.4 \quad T > 4\ \text{sec}$$

$$B = B_1 N \qquad (۱-۲)$$

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad (۲-۳)$$

$$V_u = CW \qquad (۱-۳)$$

ضریب A بر اساس منطقه قرار گیری سازه تعیین می شود. برای مثال شهر تهران در منطقه با پهنه لرزه خیزی خیلی زیاد قرار گرفته است و ضریب A برابر 0.35 خواهد بود:

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

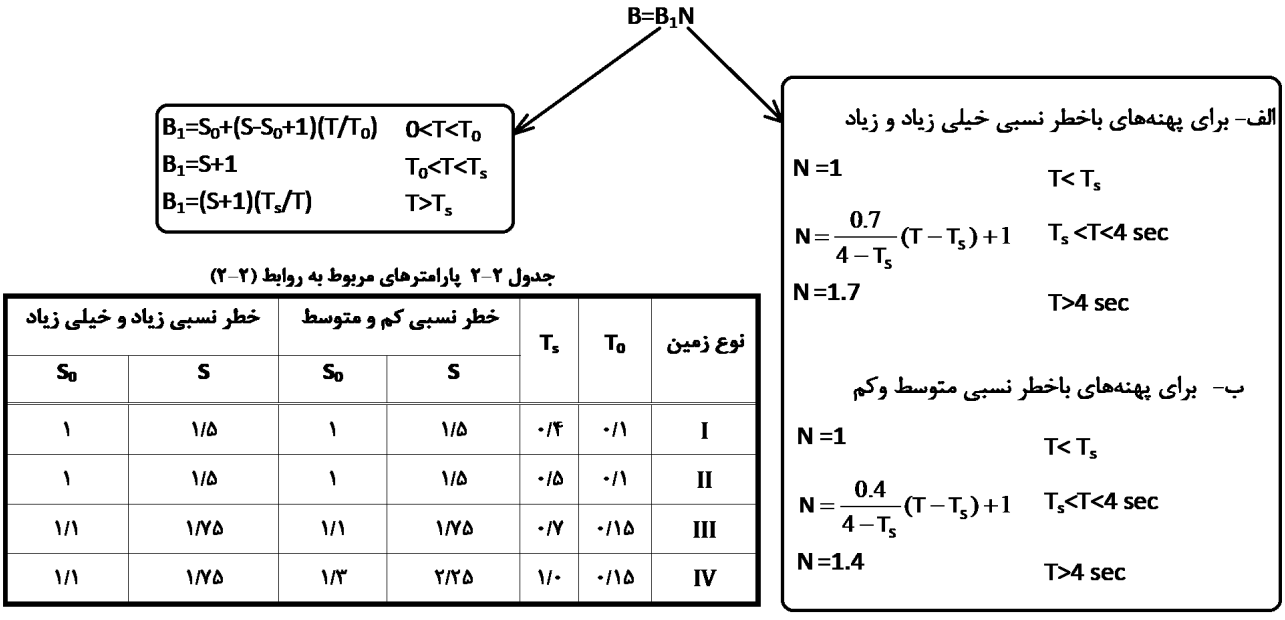
نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میـزان خطـر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۲-۱) تعیین می‌شود. منـاطق چهارگانـه عنـوان‌شـده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

جدول ۲-۱ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

برای تعیین B باید مقادیر دوره تناوب و نوع زمین مشخص شود:

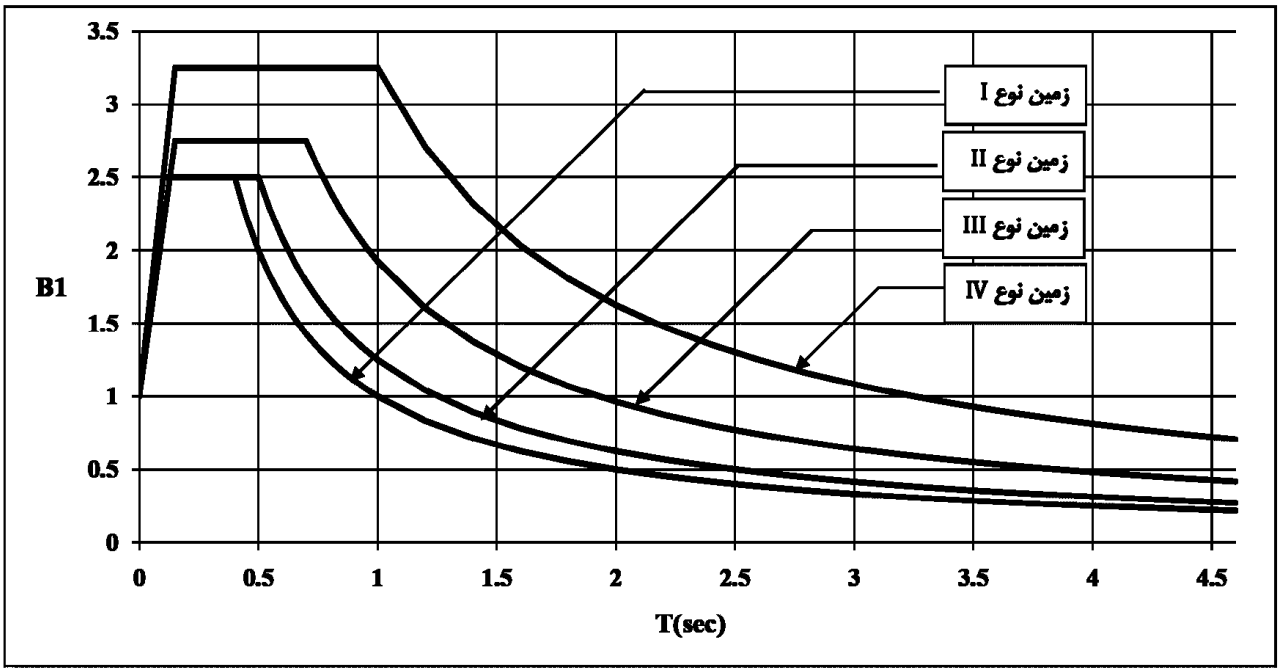
- تعیین دوره تناوب (T): نحوه تعیین دوره تناوب در بند ۶ تشریح شده است.
- تعیین نوع خاک
- پس از تعیین T و نیز نوع خاک مقادیر T_0, T_s, S, S_0 بر اساس جدول ۲-۲ در شکل زیر تعیین می شود.
- تعیین مقادیر B1 و نیز N
- تعیین مقدار $B = B_1 \times N$



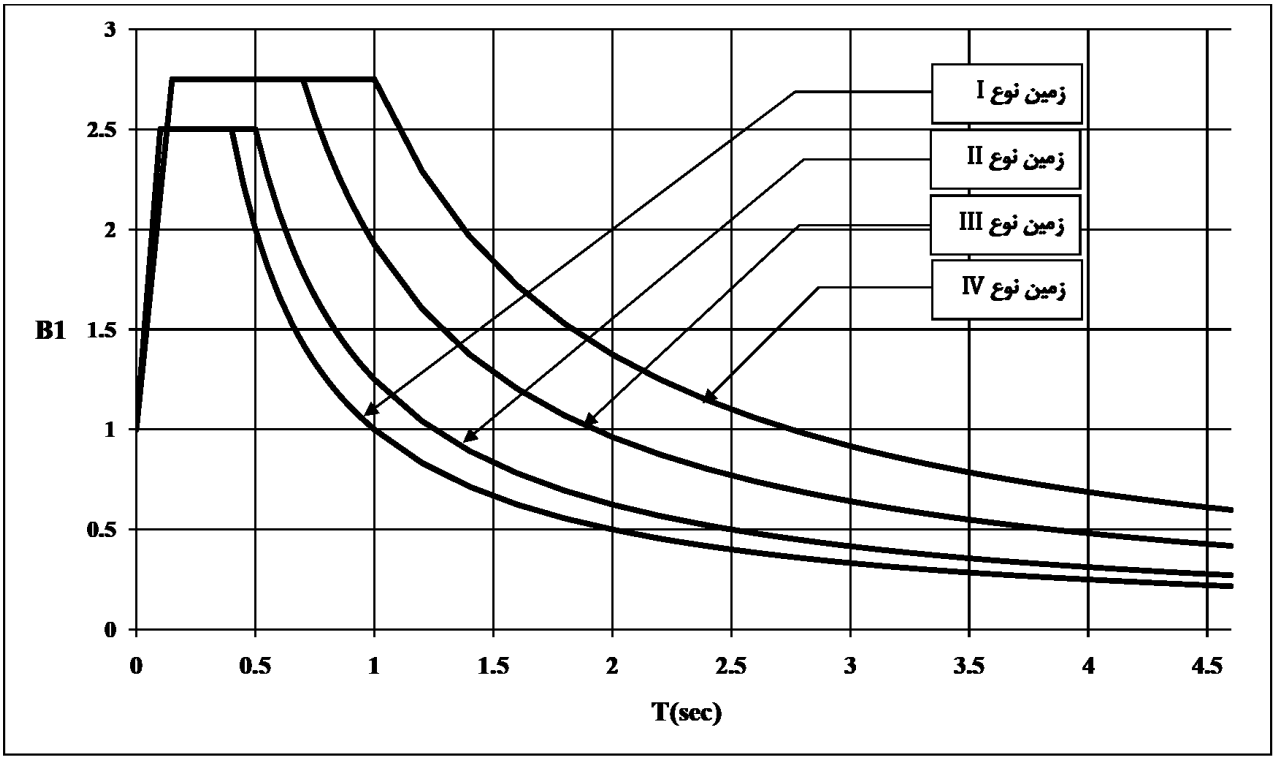
جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S	S_0	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱

در شکل های زیر مقدار ضریب B1 بر حسب دوره تناوب سازه (T) رسم شده است. همانطور که مشاهده می شود، دوره تناوب سازه تاثیر قابل توجهی بر مقدار B1 دارد.



شکل ۲-۱- الف- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند(۲-۴) با خطر نسبی کم و متوسط



شکل ۲-۱- ب- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند(۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد

۲-۸ تعیین ضریب رفتار سازه (Ru)

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی[۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه[۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی‌بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۷/۵	۲/۵	۴	۲۰۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۸- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
ث- سیستم کنسولی	۱- سازه‌های فولادی یا بتن‌آرمه ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

۳-۸ نیروی شلاقی (ضریب K)

جهت توزیع مناسب زلزله در ارتفاع سازه از ضریب K استفاده میشود.

۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V_u، که طبق بند (۳-۳-۱-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^{\,k}}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^{\,k}} V_u \qquad (۳-۶)$$

در این رابطه:

F_{ui}: نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i: وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۱) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i: ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

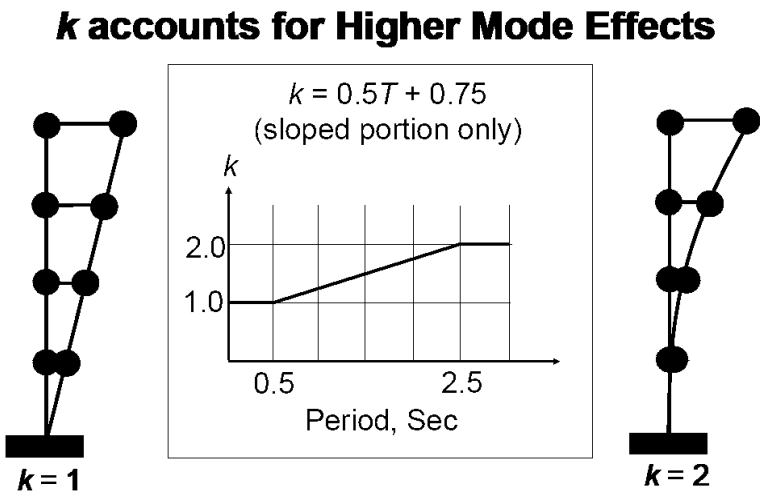
n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

k: ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به‌دست آورده می‌شود:

$$K=0.5T+0.75 \qquad 0.5 \le T \le 2.5 \ Sec \qquad (۳-۷)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از ۰/۵ ثانیه و بزرگ‌تر از ۲/۵ ثانیه باید به ترتیب برابر با ۱/۰ و ۲/۰ در نظر گرفته شود.

- ضریب K بر اساس رابطه ۳-۷ محاسبه می شود که بستگی به دوره تناوب سازه دارد.



برای محاسبه نیروی زلزله می توانید از نرم افزار Excel که برای این منظور نوشته ام استفاده نمایید. این نرم افزار را می توانید از آدرس زیر دانلود نمایید:

Www.hoseinzadeh.net/hoseinzadeh-etabs

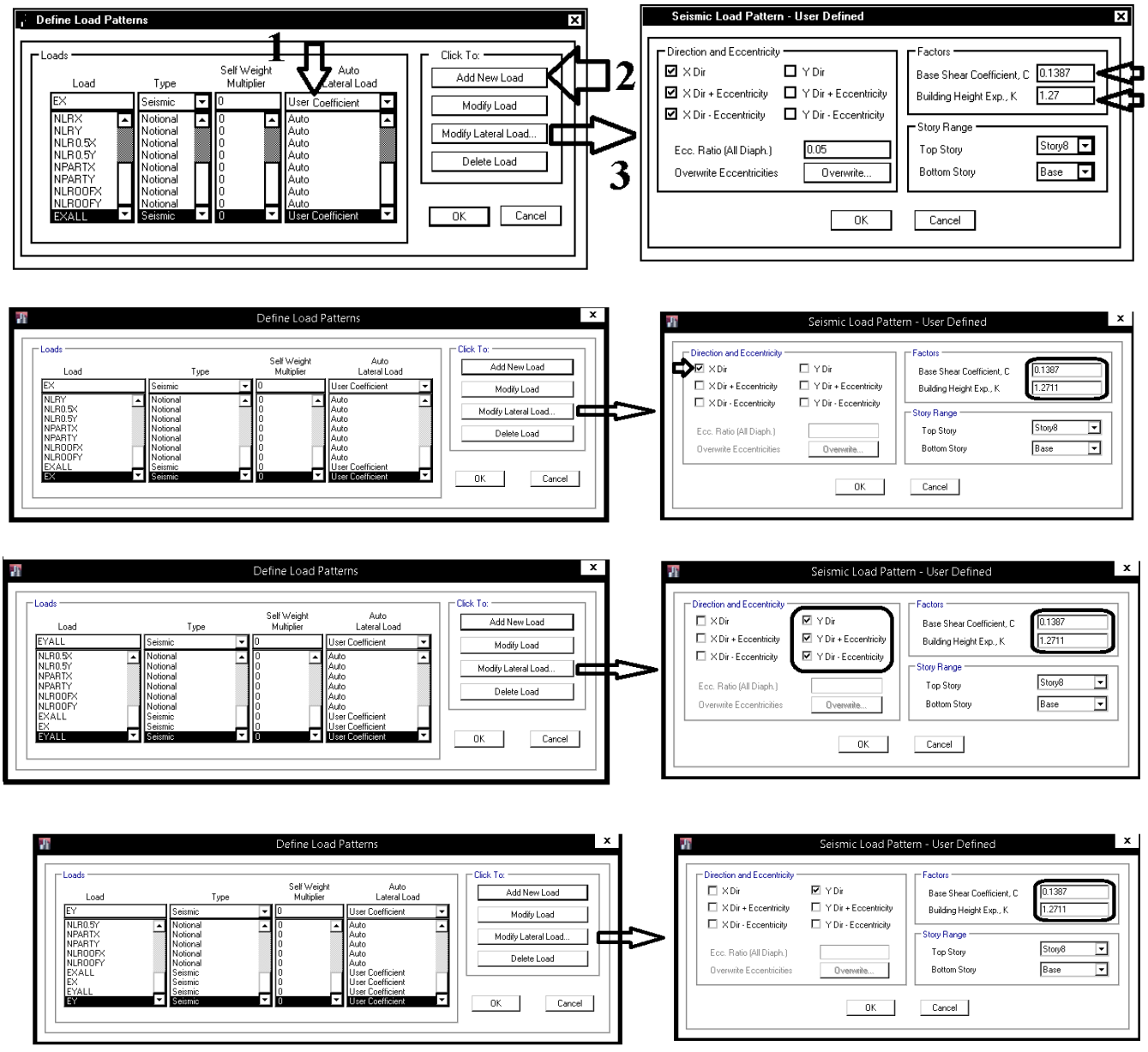
وبسایت:	www.hoseinzadeh.net	
کانال:	https://telegram.me/hoseinzadehasl	
ویرایش چهار		
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	35.8	
درجه اهمیت سازه	I=1	
ضریب A	A=0.3	
نوع زمین	III	
	زلزله راستای X	زلزله راستای Y
سیستم سازه	قاب خمشی بتنی	قاب خمشی بتنی
Ru=	5	5
سازه میانقاب دارد؟	خیر	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	2.000	1.500
T= (تجربی)	1.252	1.252
T=(1.25تجربی)	1.564	1.564
T= Min (تحلیلی، 1.25تجربی)	1.564	1.500
T_0=	0.15	0.15
Ts=	0.7	0.7
S0=	1.1	1.1
S=	1.75	1.75
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.18338	1.16970
B1=(S+1)(Ts/T)=	1.23043	1.28333
B=B1*N=	1.45606	1.50111
C-min=0.12*A*I=	0.0360	0.0360
C=A.B.I/R=	0.0874	0.0901
*k=0.5*T+0.75=*	1.5322	1.5000
C_{DRIFT}=	0.0737	0.0901
K_{DRIFT}=	*1.7500*	*1.5000*

۴-۸ تعریف نیروی زلزله استاتیکی در ETABS

مقادیر EYALL, EXALL و نیز EX و EY به ترتیب زیر تعریف می شوند.

- EXALL اثرات سه زلزله EX, EXP و EXN را همزمان منظور می کند.
- EYALL اثرات سه زلزله EY, EYP و EYN را همزمان منظور می کند.
- در تصاویر زیر فرض شده است که سیستم باربر جانبی و ضرایب زلزله در هر دو جهت x و y یکسان می باشد.

با توجه به اینکه نیروی شلاقی حذف شده است، دیگر نیازی به استفاده از UBC در تعریف نیروی زلزله نیست و به راحتی می توان با استفاده ازuser coefficient نیروی زلزله را تعریف کرد. برای این منظور اعداد C و K را که توسط Excel محاسبه شده است را مطابق شکل زیر وارد نمایید. در ایتبس ورژن ۲۰۱۶ و بالاتر می توان زلزله های EX, EXP, EXN را همزمان تعریف کرد. در شکل زیر یک زلزله در راستای X با نام X Dir EXALL تعریف شده است و هنگام تعریف آن هر سه گزینه $\begin{matrix}\text{X Dir + Eccentricity}\\ \text{X Dir − Eccentricity}\end{matrix}$ فعال شده اند. در واقع ایتبس این زلزله را با سه نام $\begin{matrix}\text{EXALL1}\\ \text{EXALL2}\\ \text{EXALL3}\end{matrix}$ متفاوت به صورت ذخیره می کند و اگر در ترکیب باری از EXALL استفاده شده باشد، آن ترکیب بار شامل سه ترکیب بار خواهد بود.



۵-۸ محاسبه نیروی زلزله -ASCE7-2016

Table 11.4-1 Short-Period Site Coefficient, F_a

Site Class	$S_S \le 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S = 1.25$	$S_S \ge 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s.

خاک نوع I — خاک نوع II — خاک نوع III — خاک نوع IV

Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient, F_v

Site Class	$S_1 \le 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \ge 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2[a]	2.0[a]	1.9[a]	1.8[a]	1.7[a]
E	4.2	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1.
[a]Also, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

خاک نوع I — خاک نوع II — خاک نوع III — خاک نوع IV

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (11.4\text{-}1)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (11.4\text{-}3)$$

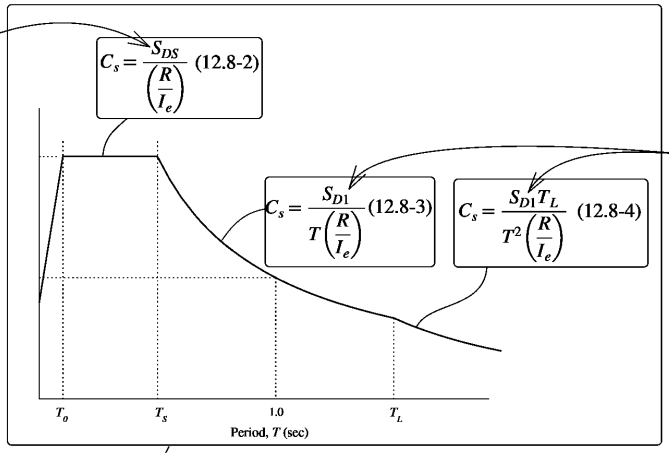
$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (12.8\text{-}2)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (11.4\text{-}2)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (11.4\text{-}4)$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (12.8\text{-}3)$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (12.8\text{-}4)$$



$$V = C_s W \quad (12.8\text{-}1)$$

مثال:

$$\left.\begin{array}{l} S_1 = \mathbf{0.63} \\ A = 0.35 \\ III \text{ خاک نوع} \\ T = 1sec \\ R = 5 \\ I = 1 \end{array}\right\} \begin{array}{l} ASCE7: F_v = 1.7 \rightarrow SM_1 = 1.7 \times 0.63 = 1.071 \rightarrow SD_1 = \frac{2}{3} \times 1.071 = 0.714 \rightarrow C_s = \frac{0.714}{1 \times \left(\frac{5}{1}\right)} = 0.143 \\ 2800 \text{ استاندارد} \rightarrow \quad B = 2.047 \quad \rightarrow \quad C_s = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 \times 2.047 \times 1}{5} = 0.143 \end{array}$$

- بنابراین "با در نظر گرفتن اینکه T=1sec معیار باشد"، برای "A=0.35" و "خاک نوع III" مقدار S1 معادل برابر **0.63** می باشد.

$$\left.\begin{array}{l} S_1 = \mathbf{0.48} \\ A = 0.35 \\ II \text{ خاک نوع} \\ T = 1sec \\ R = 5 \\ I = 1 \end{array}\right\} \begin{array}{l} ASCE7: F_v = 1.5 \rightarrow SM_1 = 1.5 \times 0.48 = 0.72 \rightarrow SD_1 = \frac{2}{3} \times 0.72 = 0.48 \rightarrow C_s = \frac{0.48}{1 \times \left(\frac{5}{1}\right)} = 0.096 \\ 2800 \text{ استاندارد} \rightarrow \quad B = 1.375 \quad \rightarrow \quad C_s = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 \times 1.375 \times 1}{5} = 0.096 \end{array}$$

- بنابراین "با در نظر گرفتن اینکه T=1sec معیار باشد"، برای "A=0.35" و "خاک نوع II" مقدار S1 معادل برابر **0.48** می باشد.

$$\left.\begin{array}{l} S_1 = \mathbf{0.516} \\ A = 0.3 \\ III \text{ خاک نوع} \\ T = 1sec \\ R = 5 \\ I = 1 \end{array}\right\} \begin{array}{l} ASCE7: F_v = 1.78 \rightarrow SM_1 = 1.78 \times 0.516 = 0.92 \rightarrow SD_1 = \frac{2}{3} \times 0.92 = 0.61 \rightarrow C_s = \frac{0.61}{1 \times \left(\frac{5}{1}\right)} = 0.123 \\ 2800 \text{ استاندارد} \rightarrow \quad B = 2.0475 \quad \rightarrow \quad C_s = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.0475 \times 1}{5} = 0.123 \end{array}$$

- بنابراین "با در نظر گرفتن اینکه T=1sec معیار باشد"، برای "A=0.3" و "خاک نوع III" مقدار S1 معادل برابر **0.516** می باشد.

۹ تراز پایه

۳-۳-۱-۲ ترازپایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به ترازی در ساختمان اطلاق می‌شود کـه در هنگـام زلزلـه از آن تراز به پایین اختلاف حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشند. تراز پایـه بـرای طراحی ساختمان‌ها به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.

۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل باشـند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با خاک متراکم پر شـده باشـد، تـراز پایه می‌تواند در نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطـراف در نظـر گرفتـه شود، منوط بر آنکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن‌آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیـز دارای صـلبیت کافی باشد. در این راستا می‌توان از صلبیت تیرها و یا مجموعـه تیـر و دال سـقف‌هـا برای افزایش صلبیت سقف استفاده نمود.

- با توجه به متن فوق می توان چنین استنباط کرد که تنها زمانی می توان تراز پایه را بالاتر از تراز پی در نظر گرفت که دو شرط زیر همزمان بر قرار باشد:

  الف) دورتادور سازه در زیرزمین خاک متراکم داشته باشیم.

  ب) دورتادور سازه در زیرزمین دیوار حائل بتن آرمه داشته باشیم.

- اگر در مجاورت سازه، سازه دیگری موجود باشد (سازه همسایه)، **احتمال ایجاد زیرزمین در آینده خواهد بود** و به دلیل عدم وجود خاک متراکم نمی توان تراز پایه را بالاتر از تراز پی در نظر گرفت. بنابراین عملا یکی از شرایط بالا بردن تراز پایه این است که پیرامون سازه، محوطه دارای خاک متراکم باشد.

این استنباط به صراحت در بند آیین نامه قید نشده است. در این رابطه مطالب زیر از راهنمای بارگذاری آمریکا (ASCE7-2016-Commantary) می تواند مفید باشد.

طبق ASCE7-2016، عوامل مهمی که تعیین کننده تراز پایه می باشد، به شرح زیر می باشد:

CHAPTER C11
SEISMIC DESIGN CRITERIA

C11.2 DEFINITIONS

BASE: The following factors affect the location of the seismic base:

- location of the grade relative to floor levels,
- soil conditions adjacent to the building,
- openings in the basement walls,
- location and stiffness of vertical elements of the seismic force-resisting system,
- location and extent of seismic separations,
- depth of basement,
- manner in which basement walls are supported,
- proximity to adjacent buildings, and
- slope of grade.

۱- موقعیت تراز زمین نسبت، ۲- شرایط خاک مجاور سازه، ۳- وجود گشایش در دیوارهای زیرزمین، ۴- موقعیت و سختی سیستم باربر جانبی، ۵- موقعیت و طول درز انقطاع لرزه ای (در صورت وجود)، ۶- عمق زیرزمین، ۷- نحوه مهار دیوارهای زیرزمین، ۸- نزدیکی به سازه های مجاور، ۹- شیب زمین.

CHAPTER C11
SEISMIC DESIGN CRITERIA

C11.2 DEFINITIONS

In some cases, the base may be at a floor level above grade. For the base to be located at a floor level above grade, stiff foundation walls on all sides of the building should extend to the underside of the elevated level considered the base. Locating the base above grade is based on the principles for the two-stage equivalent lateral force procedure for a flexible upper portion of a building with one-tenth the stiffness of the lower portion of the building, as permitted in Section 12.2.3.2. For a floor level above grade to be considered the base, it generally should not be above grade more than one-half the height of the basement story, as shown in Fig. C11.2-4. Fig. C11.2-4 illustrates the concept of the base level located at the top of a floor level above grade, which also includes light-frame floor systems that rest on top of stiff basement walls or stiff crawl space stem walls of concrete or masonry construction.

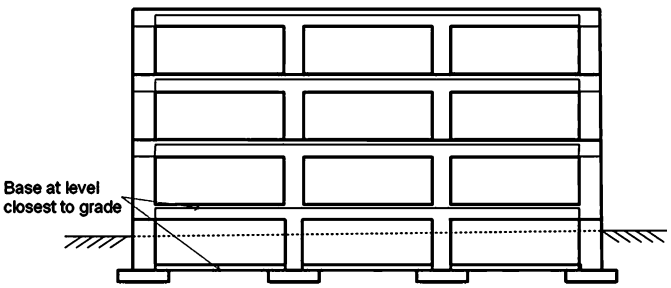


FIGURE C11.2-4 Base at Level Closest to Grade Elevation

- در برخی موارد می توان تراز پایه را بالاتر از تراز زمین در نظر گرفت. این امر زمانی ممکن است که دیوارهای حائل با سختی بالا دورتادور سازه قرار گرفته باشد و این دیوارها از روی پی تا زیر تراز مورد نظر ادامه یافته باشند.
- بالا بردن تراز پایه به نقطه ای بالاتر از سطح زمین بر اساس بند 12.2.3.2 می باشد که در آن عنوان شده اگر سختی طبقات زیرین بیش از ۱۰ برابر سختی طبقات فوقانی باشد، می تواند سازه را در دو بخش مجزا بارگذاری کرد.
- در این حالت مطابق شکل C11.2-4 تراز پایه را حداکثر با اندازه نصف ارتفاع زیرزمین می توان بالاتر از سطح زمین در نظر گرفت.

CHAPTER C11
SEISMIC DESIGN CRITERIA

C11.2 DEFINITIONS

A condition where the basement walls that extend above grade on a level site may not provide adequate stiffness is where the basement walls have many openings for items such as light wells, areaways, windows, and doors, as shown in Fig. C11.2-5. Where the basement wall stiffness is inadequate, the base should be taken as the level close to but below grade. If all of the vertical elements of the seismic force-resisting system are located on top of basement walls and there are many openings in the basement walls, it may be appropriate to establish the base at the bottom of the openings. Another condition where the basement walls may not be stiff enough is where the vertical elements of the seismic force-resisting system are long concrete shear walls extending over the full height and length of the building, as shown in Fig. C11.2-6. For this case, the appropriate location for the base is the foundation level of the basement walls.

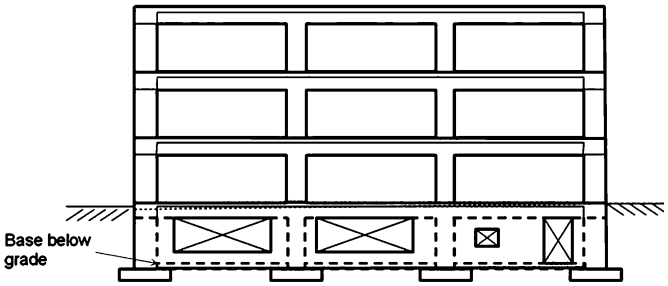


FIGURE C11.2-5 Base Below Substantial Openings in Basement Wall

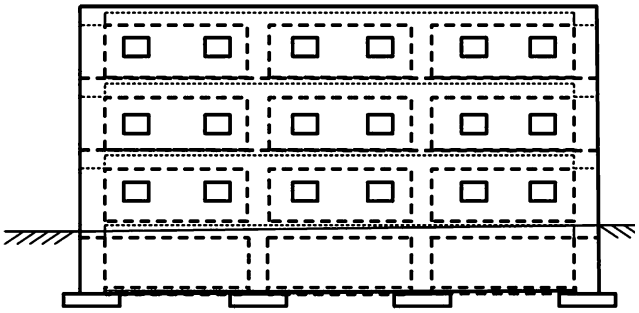


FIGURE C11.2-6 Base at Foundation Level Where There Are Full Length Exterior Shear Walls

- در مواردی که مانند شکل C11.2-5 در دیوارهای زیرزمین بازشو هایی داشته باشیم، دیوارها ممکن است به حد کافی سخت تلقی نشوند و در نتیجه نتوان تراز پایه را بالا آورد.
- در مواردی که مانند شکل C11.2-6 سیستم باربر جانبی سازه از دیوارهای برشی بتنی طویلی تشکیل شده است که در کل ارتفاع و طول سازه ادامه یافته است، بهتر است تراز پایه در سطح روی پی منظور شود.

CHAPTER C11
SEISMIC DESIGN CRITERIA

C11.2 DEFINITIONS

Where the base is established below grade, the weight of the portion of the story above the base that is partially above and below grade must be included as part of the effective seismic weight. If the equivalent lateral force procedure is used, this procedure can result in disproportionately high forces in upper levels because of a large mass at this lowest level above the base. The magnitude of these forces can often be mitigated by using the two-stage equivalent lateral force procedure where it is allowed or by using dynamic analysis to determine force distribution over the height of the building. If dynamic analysis is used, it may be necessary to include multiple modes to capture the required mass participation, unless soil springs are incorporated into the model. Incorporation of soil springs into the model generally reduces seismic forces in the upper levels. With one or more stiff stories below more flexible stories, the dynamic behavior of the structure may result in the portion of the base shear from the first mode being less than the portion of base shear from higher modes.

- وقتی تراز پایه پایین تر از تراز زمین فرض می شود، وزن قسمتی از زیرزمین که بالای تراز پایه می باشد، به وزن لرزه ای سازه افزوده میشود. در صورت استفاده از زلزله استاتیکی معادل، این افزایش وزن می تواند منجر به حضور نیروهای غیر متناسب دست بالا در طبقات فوقانی سازه شود. برای کاهش این اثر می توان از روش بارگذاری سازه در دو بخش مجزا استفاده کرد.

CHAPTER C11
SEISMIC DESIGN CRITERIA

C11.2 DEFINITIONS

Other conditions may also necessitate establishing the base below grade for a building with a basement that is located on a level site. Such conditions include those where seismic separations extend through all floors, including those located close to and below grade; those where the floor diaphragms close to and below grade are not tied to the foundation wall; those where the floor diaphragms, including the diaphragm for the floor close to grade, are flexible; and those where other buildings are located nearby.

- در سازه های دارای زیرزمین، موارد وجود دارد که ممکن است موجب شود تراز پایه پایین تر از تراز زمین در نظر گرفته شود. از جمله موارد عبارتند از:
  - وجود درز انقطاع در یک سازه می باشد، به طوریکه درز انقطاع در تمام طبقات سازه، شامل طبقات روی زمین و زیرزمین ادامه یافته باشد (در این حالت دیوار حائل بتنی نمی تواند دورتادور هر کدام از بخش های سازه اجرا شود).
  - دیافراگم کف در تراز نزدیک به زمین و نیز تراز طبقات زیر زمین، به دیوارهای حائل زیرزمین وصل نباشد.
  - دیافراگم کف در تراز نزدیک به زمین و نیز تراز طبقات زیر زمین، به دیوارهای حائل زیرزمین وصل نباشد.
  - در مجاورت و نزدیکی سازه، سازه دیگری وجود داشته باشد.

CHAPTER C11
SEISMIC DESIGN CRITERIA

C11.2 DEFINITIONS

For a building with seismic separations extending through the height of the building including levels close to and below grade, the separate structures are not supported by the soil against a basement wall on all sides in all directions. If there is only one joint through the building, assigning the base to the level close to grade may still be appropriate if the soils over the depth of the basement walls are stiff and the diaphragm is rigid. Stiff soils are required so that the seismic forces can be transferred between the soils and basement walls in both bearing and side friction. If the soils are not stiff, adequate side friction may not develop for movement in the direction perpendicular to the joint.

- اگر سازه ای دارای درز انقطاع باشد، هر کدام از قسمتهای جدا شده به تنهایی فاقد خاک پشت دیوار حائل به صورت دورتادور خواهد بود.
- با این وجود اگر تنها یک درز انقطاع داشته باشیم، به شرط اینکه دیافراگم از نوع صلب باشد و همچنین خاک پشت دیوارهای حائل سخت باشد، می توان تراز پایه را بالا آورد. خاک اطراف باید سخت باشد تا تبادل نیروی زلزله بین زیرزمین و خاک انجام شود.

CHAPTER C11
SEISMIC DESIGN CRITERIA

C11.2 DEFINITIONS

For large footprint buildings, seismic separation joints may extend through the building in two directions and there may be multiple parallel joints in a given direction. For individual structures within these buildings, substantial differences in the location of the center of rigidity for the levels below grade relative to levels above grade can lead to torsional response. For such buildings, the base should usually be at the foundation elements below the basement or the highest basement slab level where the separations are no longer provided.

- در سازه های بزرگتر، درزهای انقطاع ممکن است به گونه ای باشند که بخشهایی از سازه توسط درزهای انقطاع در دو راستای متفاوت از بقیه بخش ها جدا شوند. در این بخشها جابجایی مختصات مرکز سختی در طبقات زیر زمین نسبت به طبقات روی زمین می تواند منجر به پیچش قابل توجهی شود. در این سازه ها تراز پایه باید در روی پی منظور شود

CHAPTER C11
SEISMIC DESIGN CRITERIA

C11.2 DEFINITIONS

Proximity to other structures can also affect where the base should be located. If other buildings with basements are located adjacent to one or more sides of a building, it may be appropriate to locate the base at the bottom of the basement. The closer the adjacent building is to the building, the more likely it is that the base should be below grade.

- وجود سازه ای دیگر در نزدیکی سازه می تواند بر محل تراز پایه تاثیر گذار باشد. اگر در نزدیکی یک و یا چند وجه سازه، سازه دیگری قرار گرفته باشد که آن سازه نیز دارای زیرزمین باشد، تراز پایه بهتر است در تراز پایین زیرزمین منظور شود.

CHAPTER C11
SEISMIC DESIGN CRITERIA

C11.2 DEFINITIONS

For sites with sloping grade, many of the same considerations for a level site are applicable. For example, on steeply sloped sites, the earth may be retained by a tieback wall so that the building does not have to resist the lateral soil pressures. For such a case, the building is independent of the wall, so the base should be located at a level close to the elevation of grade on the side of the building where it is lowest, as shown in Fig. C11.2-7. Where the building's vertical elements of the seismic force-resisting system also resist lateral soil pressures, as shown in Fig. C11.2-8, the base should also be located at a level close to the elevation of grade on the side of the building where grade is low. For these buildings, the seismic weights for levels close to and below highest grade are greater than for levels above highest grade. Use of a two-stage equivalent lateral force procedure can be useful for these buildings.

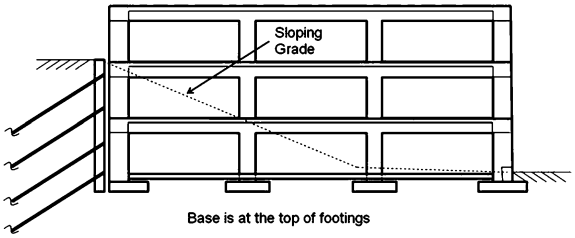


FIGURE C11.2-7 Building with Tie-Back or Cantilevered Retaining Wall That Is Separate from the Building

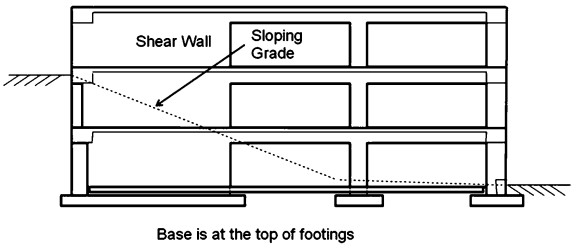


FIGURE C11.2-8 Building with Vertical Elements of the Seismic Force-Resisting System Supporting Lateral Earth Pressures

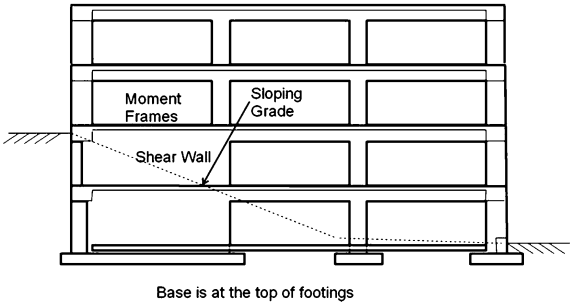


FIGURE C11.2-9 Building with Vertical Elements of the Seismic Force-Resisting System Supporting Lateral Earth Pressures

- در سازه هایی که در آنها زمین شیب دار داریم، اگر مطابق شکل C11-2-7 فشار خاک توسط دیوار حائل غیر متصل به سازه مهار شود، مسلما به علت عدم اتصال سازه به دیوار، تراز پایه در تراز پایین خواهد بود.
- اگر مطابق شکل C11-2-8 فشار خاک توسط سازه تحمل شود، تراز پایه باید در تراز پایین در نظر گرفته شود. در اینگونه سازه ها معمولا مطابق شکل C11-2-9 طبقات زیرین سختی بسیار بالایی نسبت به طبقات بالا دارند (جهت تحمل فشار خاک یک طرفه احتمالا دیوارهای حائل بتنی با سختی بالا لازم خواهد بود). با توجه به اینکه وزن لرزه ای طبقات زیرزمین نسبت به طبقات روی زمین بالا می باشد، استفاده از روش تحلیل دو مرحله ای سازه (تحلیل طبقات فوقانی و تحتانی به صورت مجزا) برای اینگونه سازه ها می تواند مفید باشد.

۱۰ وزن لرزه ای(Mass Source)

اگر برآیند نیروی جانبی طبقه را به صورت یک بار متمرکز نمایش دهیم، این بار متمرکز به مرکز جرم طبقه وارد می شود. اگر توزیع بارهای مرده و زنده طبقه به صورت یکنواخت باشد مرکز جرم همان مرکز سطح هندسی طبقه خواهد بود.

سوال: نیروی زلزله تابعی از جرم سازه می باشد. آیا در محاسبه جرم طبقات، بارهای زنده نیز باید منظور شوند یا تنها بارهای مرده منظور می شوند؟

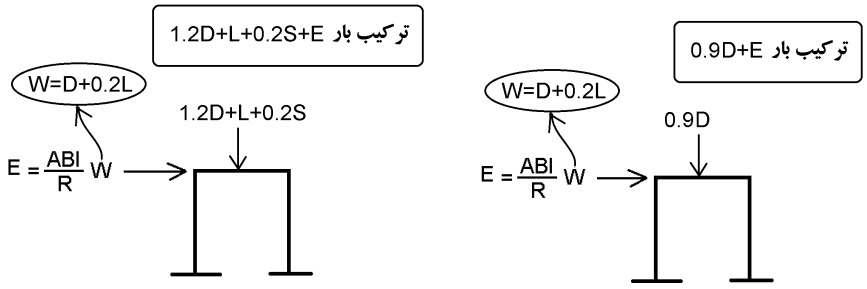
پاسخ: هنگام زلزله تنها درصدی از بار زنده دخالت دارد. ماهیت بار زنده به گونه ای است که هنگام حرکت طبقه، به صورت "معلق" در می آید. مثلا اگر یک کمد یا مبلمان داشته باشیم، هنگام زلزله شروع به حرکت می کند و متصل به طبقه باقی نمی ماند (روی زمین سر می خورد). تنها بارهای زنده ای که به صورت متصل به کف هستند به سازه نیروی وارد می کنند. به همین دلیل در آیین نامه های مختلف تنها درصدی از این بار را در محاسبه نیروی زلزله منظور می شود.

نیروی زلزله نیز در آیین نامه به صورت زیر محاسبه می شود:

$$F = a \times m = \frac{ABI}{R} \times g \times M = \frac{ABI}{R} \times W$$

که در آن W "وزن موثر لرزه ای" نامیده می شود.

به شکل زیر توجه نمایید. بار ثقلی اعمال شده به سازه برابر 1.2D+L+0.2S می باشد. ولی در محاسبه نیروی زلزله "وزن لرزه ای" بر اساس D+0.2L محاسبه می شود.



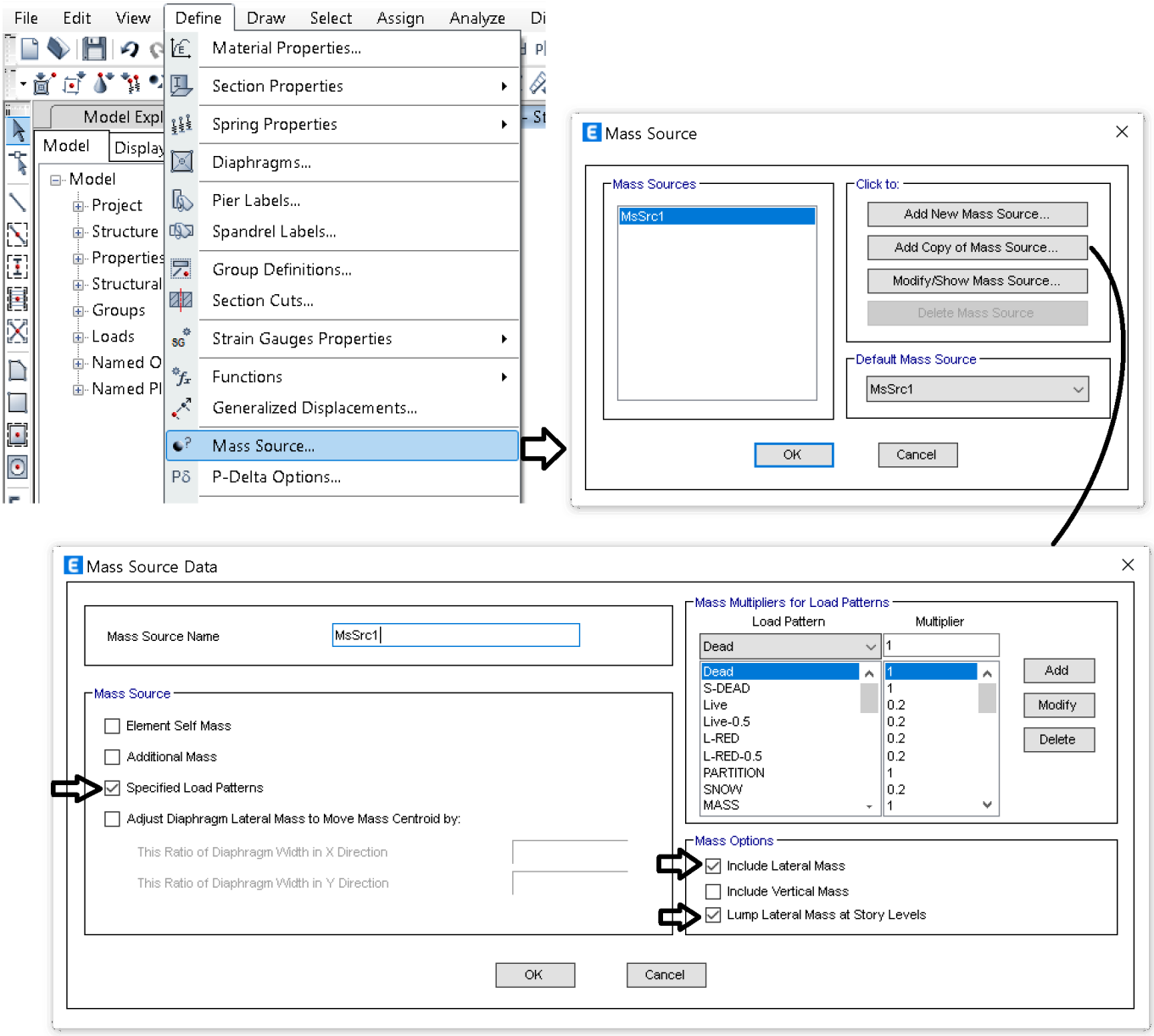
تعریف وزن لرزه ای در استاندارد ۲۸۰۰:

W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافهٔ درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	–
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

شکل زیر نحوه تعریف جرم لرزه ای در نرم افزار را نشان میدهد:



- اگر طبق مبحث ششم بار تیغه بندی از نوع مرده وارد شود، نیازی به تعریف بار مجزای LPARTION در شکل فوق نخواهد بود.
- وزن لرزه ای بام:

در شهرهای گرمسیر که بار برف ناچیز است، طبق جدول زیر درصد مشارکت بار زنده بام صفر خواهد بود (سطر دوم جدول). در این صورت با توجه به جدول صفحه قبل تنها بار مرده پشت بام در محاسبه جرم لرزه ای لحاظ میشود.

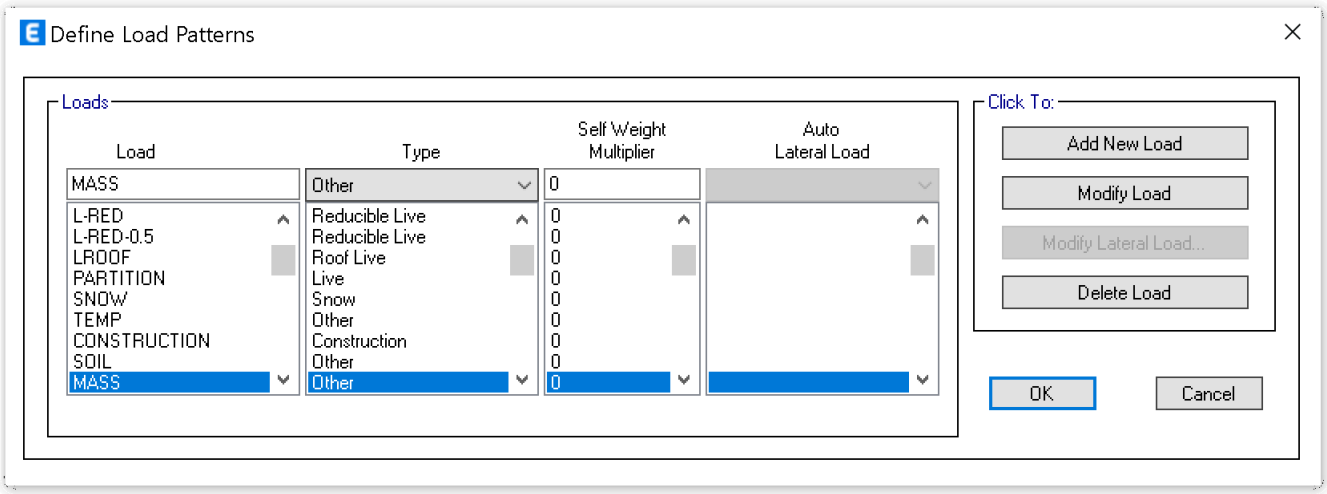
علت چیست؟

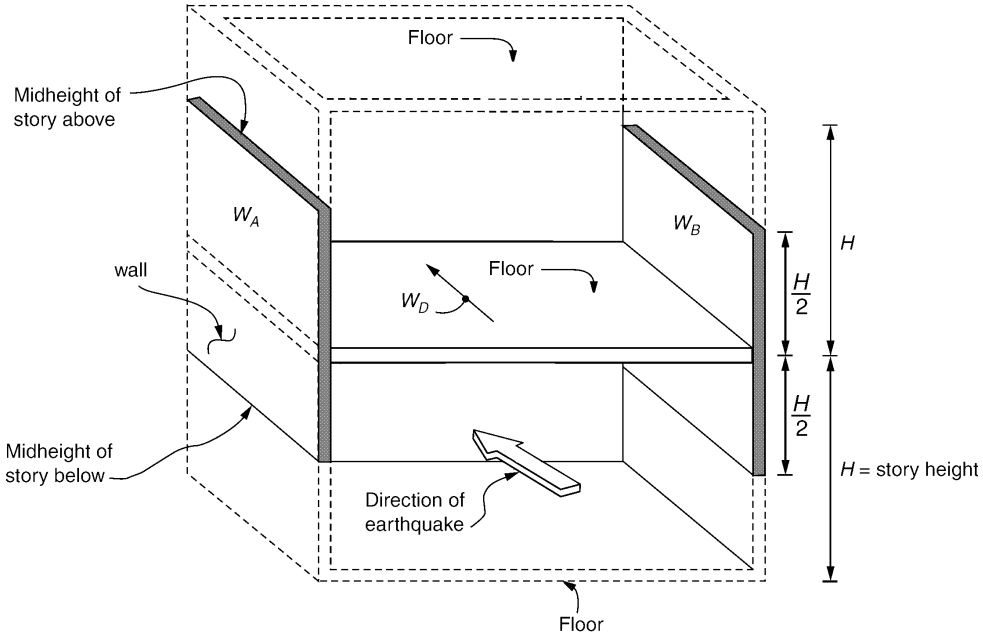
در متن آیین نامه عنوان شده که وزن تاسیسات ثابت به صورت ۱۰۰٪ در محاسبه وزن لرزه ای منظور شود. بنابراین فرض بر این است که بخشی از بار زنده بام که به صورت متصل به بام می باشد، تحت عنوان بار تاسیسات در وزن موثر لرزه ای منظور شده است. بنابراین اگر طراح احتمال دهد که در پشت بام تاسیسات ثابت خاصی خواهند شد، می تواند در محل نصب تاسیسات ثابت یک بار معادل از نوع Mass وارد کند تا در محاسبه وزن لرزه ای بام لحاظ شود.

- اگر در بخش هایی از سازه کاربری کتابخانه یا انبار داشته باشیم، باید توجه شود که مشارکت بار زنده آن قسمت ها در جرم لرزه ای ۴۰ درصد باید باشد. در این حالت میتوان یک بار زنده با نام مجزا (برای مثال Live40) در قسمت load pattern تعریف نمود و سپس در شکل فوق سهم مشارکت آن بار را برابر ۴۰ درصد معرفی نمود.

۱۰-۱ بار MASS

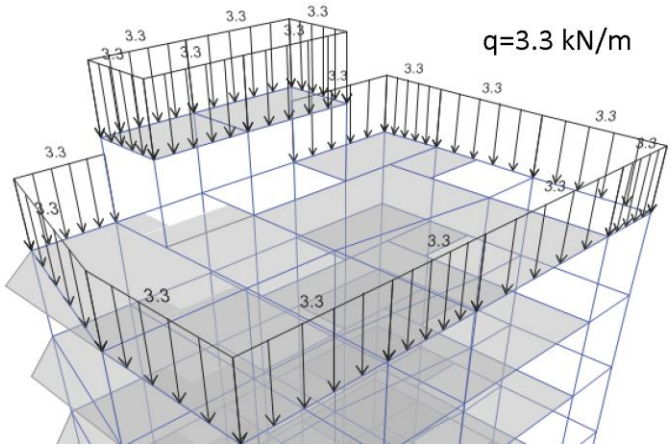
جهت اصلاح وزن لرزه ای دیوارها و تیغه ها، یک نوع بار خاص با نام WALL و یا MASS تعریف می کنیم و نوع آن را Other انتخاب می کنیم:

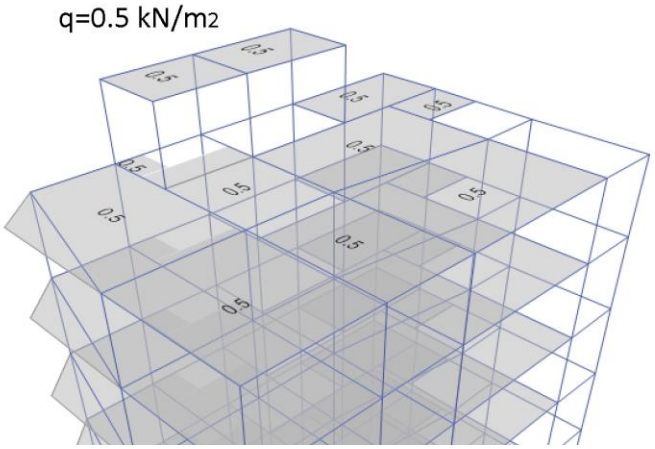




Story weight for calculation of lateral forces

- برآیند بار لرزه ای دیوارها در طبقات متمرکز میشود. در حالیکه در بارگذاری ثقلی بار دیوارها روی تیر زیر آن اعمال میشود. برای اصلاح این موضوع در آخرین تراز به اندازه نصف وزن دیوارهای غیر سازه ای طبقه باری از نوع MASS به تیرهای تراز آن طبقه اعمال میشود و همچنین در تعریف جرم لرزه ای بار MASS نیز افزوده می شود.
- توجه شود که حتی اگر دیوارها جداسازی شده باشند، باز هم این بار باید در طبقات آخر اعمال شود. در حقیقت این بار برای اصلاح محل اثر اعمال زلزله به دیوارها می باشد. دیوارها چه جداسازی شوند و چه جداسازی نشوند، برآیند اینرسی ناشی از زلزله در وسط دیوار و در وسط ارتفاع طبقه (مرکز جرم دیوار) خواهد بود.





۲-۱۰ جرم خرپشته

در سازه های متعارف عموما وزن خرپشته کمتر از ۲۵ درصد وزن بام می باشد و بنابراین در محاسبه H خرپشته منظور نخواهد شد و در نتیجه **در محاسبه دوره تناوب تجربی** سازه در روابط مربوطه H برابر ارتفاع سازه از تراز پایه (بدون منظور کردن خرپشته) خواهد بود. در این رابطه به بند زیر توجه کنید:

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به‌دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۳-۴)$$

درروابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی‌که وزن آن بیشتر از ۲۵درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام‌های شیب‌دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

در توزیع نیروی زلزله گرچه در متن زیر اشاره شده است که در صورتی که وزن خرپشته کمتر از ۲۵ درصد باشد به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته میشود، ولی این بدین معنا نیست که خرپشته لازم نیست برای زلزله طراحی شود. اجزای خرپشته (تیرها، ستونها و ...) باید برای نیروی جانبی زلزله کنترل و طراحی شوند. در ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰، ضوابط تغییر کرده است و اشاره شده است که در هر حال در تراز خرپشته باید نیروی جانبی زلزله وارد گردد (حتی اگر وزن آن کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد).

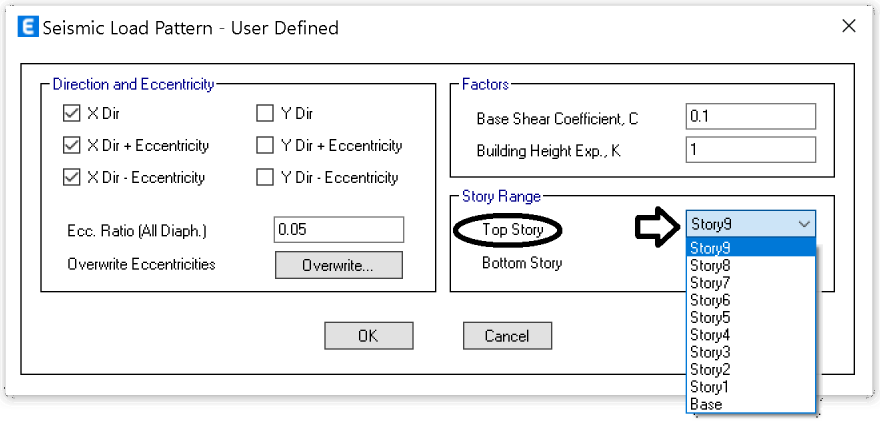
۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V_u، که طبق بند (۳-۳-۱-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^{\,k}}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^{\,k}} V_u \quad (۳-۶)$$

تبصره: در صورتی که وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر این صورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

بنابراین در تعریف نیروی زلزله در تمامی موارد باید مطابق شکل زیر آخرین طبقه در قسمت Top Story انتخاب شود (شکل زیر مربوط به یک سازه ۵ طبقه می باشد که با احتساب خرپشته تعداد طبقات برابر ۶ طبقه خواهد بود)



۱۱ دیافراگم

- نرم افزار ETABS: در نرم افزار به سه طریق می توان عمل کرد.

۱- اعمال دیافراگم از نوع rigid به کفها

- در این حالت نرم افزار حرکت داخل صفحه کف را صلب در نظر میگیرد. در نتیجه تیرها و یا کفهایی که دیافراگم شده اند، تغییر طول در داخل صفحه ندارند.
- به جهت کاهش درجات آزادی حرکت زمان run در نرم افزار کاهش میابد.
- نیروی محوری تیرها (و نیروهای داخل صفحه کفها) صفر بدست می آید و بنابراین امکان استخراج نیروهای داخل صفحه جهت طراحی اجزای دیافراگم میسر نخواهد بود.
- نیروی زلزله به مرکز جرم هر دیافراگم وارد می شود.
- نرم افزار خروج از مرکزیت تصادفی را در هر طبقه اعمال میکند.

۲- اعمال دیافراگم از نوع semi-rigid به کفها:

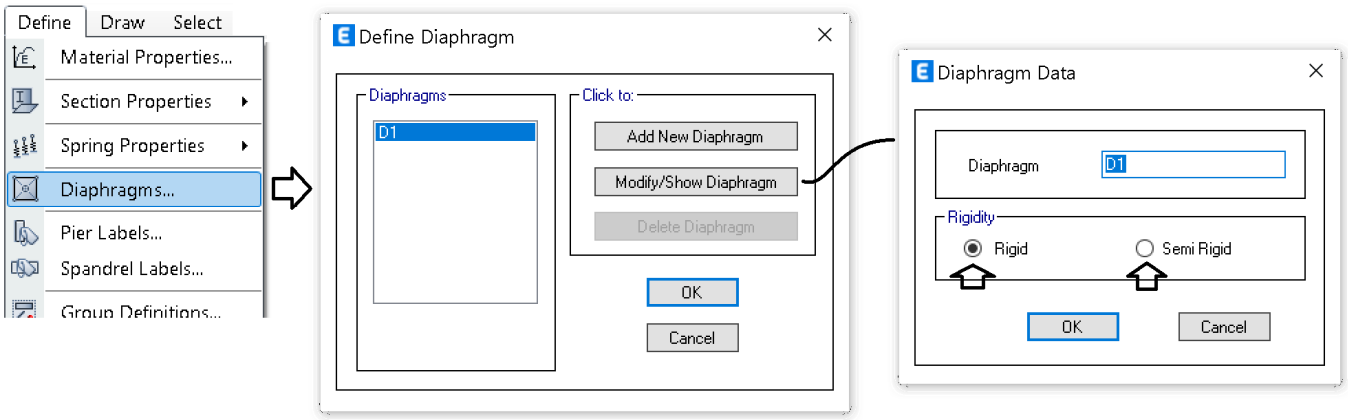
- در این حالت ایتبس سختی واقعی داخل صفحه را بر اساس سختی کف هایی که ترسیم و مدل شده اند منظور می کند.
- در مواردی که طراح احساس کند دیافراگم طبقات صلب محسوب نمی شوند، باید کفایت سازه را در فایلی که دیافراگم از نوع semi-rigid اعمال شده باشد، کنترل کند. راهکارهایی جهت تعیین صلب بودن یا نبودن دیافراگم در پیوست استاندارد ۲۸۰۰ ارائه شده است. در پلانهای نامنظم و پیچیده شاید تعیین صلب بودن یا نبودن دیافراگم مشکل و غیر دقیق باشد. بنابراین در مواردی که طراح به صلب نبودن دیافراگم شک می کند، بدون کنترل دقیق صلبیت آن، میتواند تحلیل سازه را در حالت semi-rigid انجام دهد.
- در مواردی که لازم است نیروهای داخل صفحه دیافراگم بررسی و استخراج شود (برای مثال جهت طراحی جمع کننده و نیز طراحی اجزای لبه) باید دیافراگم به جای Rigid از نوع Semi-rigid تعریف شود. در غیر این صورت نیروهای داخل صفحه اجزای دیافراگم برابر صفر گزارش می شود.
- در مواردی که فشار خاک قابل توجهی داریم (سازه های دارای چند طبقه زیرزمین)، جهت طراحی صحیح اجزای طبقات زیر زمین، باید کفایت سازه در فایلی که دیافراگم آن از نوع semi-rigid تعریف شده است کنترل شود. به خصوص در ترازی که دیوار حائل بتنی
- در مواردی که آنالیز حرارتی انجام می شود، دیافراگم باید از نوع semi-rigid تعریف شود تا اثرات ناشی از حرارت و نیروی جانبی وارد بر اجزای باربر جانبی توسط نرم افزار منظور شود.
- به جهت افزایش درجات آزادی حرکت زمان run در نرم افزار افزایش میابد.
- طراحی جمع کننده ها و اجزای لبه و سایر موارد مربوط به طراحی دیافراگم در این حالت باید انجام شود.
- نرم افزار خروج از مرکزیت تصادفی را در هر طبقه اعمال میکند.
- در صورت اعمال دیافراگم از نوع semi-rigid، برخی خروجی ها مانند مختصات مرکز سختی توسط نرم افزار ارائه نمی شوند.

۳- عدم اعمال دیافراگم به کفها

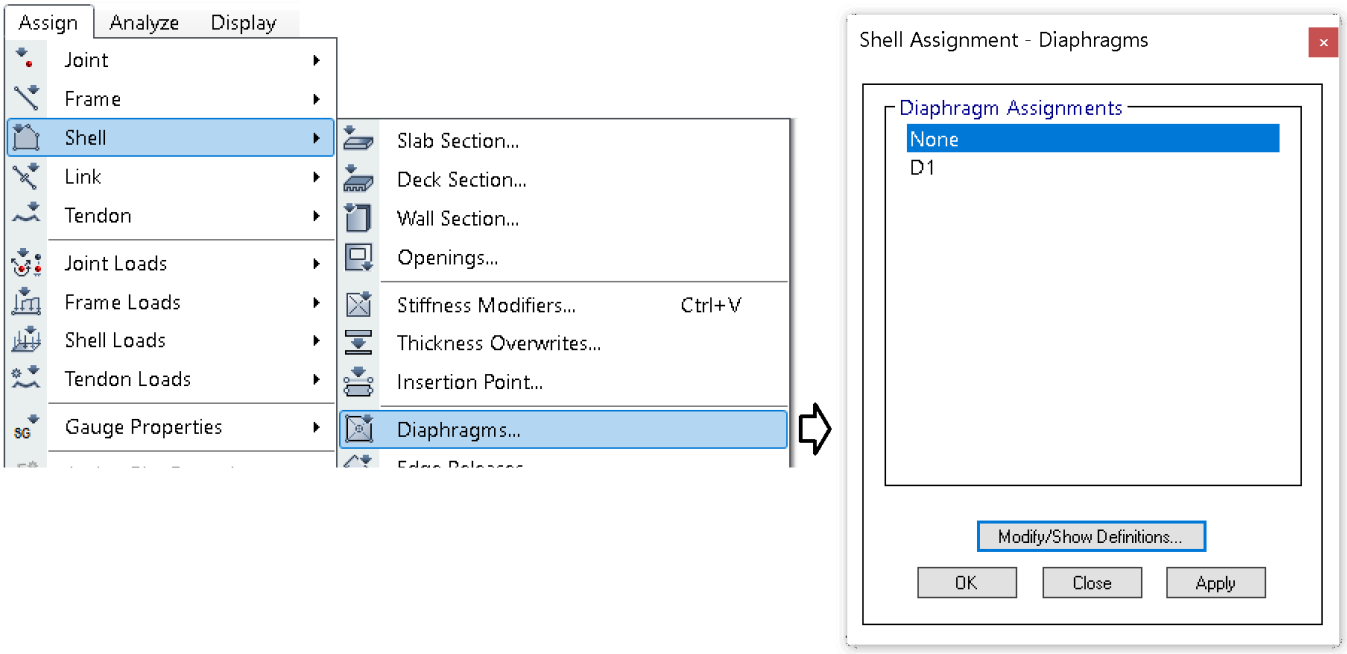
- در صورتی که کلا دیافراگم اعمال (assign) نشود، نتایج تحلیل سازه دقیقا مشابه حالت دوم (اعمال دیافراگم semi-rigid) خواهد بود. با این تفاوت که خروج از مرکزیت تصادفی مربوط به زلزله ها اعمال نمیشود.
- با توجه به عدم اعمال خروج از مرکزیت، توصیه میشود دیافراگم اختصاص یابد.

Rigid diaphragms have infinite in-plane stiffness properties, and therefore they neither exhibit membrane deformation nor report the associated forces, whereas **semi-rigid diaphragms** simulate actual in-plane stiffness properties and behavior. For most reinforced-concrete slab systems, in which the slab is sufficiently thick and membrane deformation due to lateral loading is negligible, rigid diaphragms produce results nearly identical to those of semi-rigid diaphragms, while taking advantage of faster computation. Semi-rigid diaphragms should be modeled when significant in-plane deformation does occur, or when required by code. Primary differences

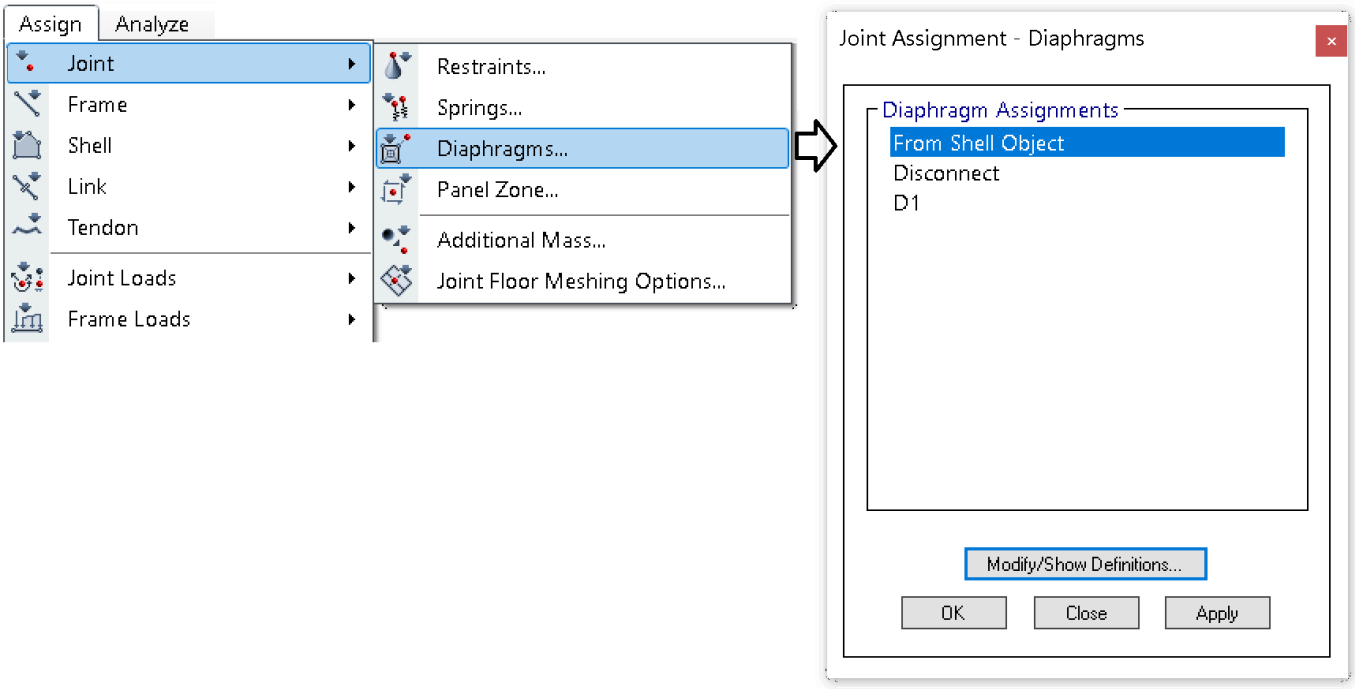
- **Formulation** – The infinite in-plane stiffness components of a rigid diaphragm allows the stiffness matrix to condense, decreasing computational time.
- **Eccentricity** – For rigid diaphragms, the accidental eccentricity associated with seismic loading is concentrated and applied at the center of mass, whereas for semi-rigid diaphragms, accidental eccentricity is applied to every node for seismic loads. If no diaphragm is assigned eccentricity will not be applied to any node. For wind cases and rigid diaphragm , load is applied at geometric centroid, in case of semi-rigid diaphragm loads are distributed in 10 nodes, so that the summation of these forces with respect to centroid will be equivalent to lateral and torsional wind cases.
- **Reporting forces** – In-plane chord, shear, and collector forces are only reported when using semi-rigid diaphragms.



پس از انتخاب گرهها و یا کف ها می توان آنها را به صورت زیر دیافراگم کرد:



توجه شود در شکل صفحه قبل تنها نقاطی از طبقه به کف ها متصل هستند، به دیافراگم متصل میشوند و نقاطی که برای مثال در گوشه راه پله و یا هر بازشویی قرار دارند و به کفی متصل نیستند، به دیافراگم متصل نخواهند شد. در این حالت سختی سازه در این نقاط برا اساس سختی واقعی اعضای متصل کننده این نقاط تعیین میشود (که منطقی هم می باشد). به صورت پیش فرض تمامی نقاط در شکل زیر در حالت From Shell Object قرار دارند. در صورتی که به هر دلیلی کاربر مایل باشد این نقاط را نیز به دیافراگم متصل کند، میتواند نقطه مورد نظر را انتخاب کرده و از گزینه زیر آنرا برای مثال به دیافراگم D1 متصل کند.



متن زیر از FEMA در رابطه با انتخاب دیافراگم از نوع rigid و یا semi-rigid قابل توجه است:

FEMA P-75:

In the past it was often advantageous to model floor plates as rigid diaphragms because this allowed for a reduction in the total number of degrees of freedom used in the analysis and a significant reduction in analysis time. Given the speed and capacity of most personal computers, the use of rigid diaphragms is no longer necessary and the floor plates may be modeled using 4-node shell elements. The use of such elements provides an added benefit of improved accuracy because the true "semi-rigid" behavior of the diaphragms is modeled directly. Where it is not necessary to recover diaphragm stresses, a very coarse element mesh may be used for modeling the diaphragm.

به بندهای زیر از ASCE7-16 توجه کنید.

12.3 DIAPHRAGM FLEXIBILITY, CONFIGURATION IRREGULARITIES, AND REDUNDANCY

12.3.1 Diaphragm Flexibility. The structural analysis shall consider the relative stiffnesses of diaphragms and the vertical elements of the seismic force-resisting system. Unless a diaphragm can be idealized as either flexible or rigid in accordance with Sections 12.3.1.1, 12.3.1.2, or 12.3.1.3, the structural analysis shall explicitly include consideration of the stiffness of the diaphragm (i.e., semirigid modeling assumption).

12.3.1.2 Rigid Diaphragm Condition. Diaphragms of concrete slabs or concrete-filled metal deck with span-to-depth ratios of 3 or less in structures that have no horizontal irregularities are permitted to be idealized as rigid.

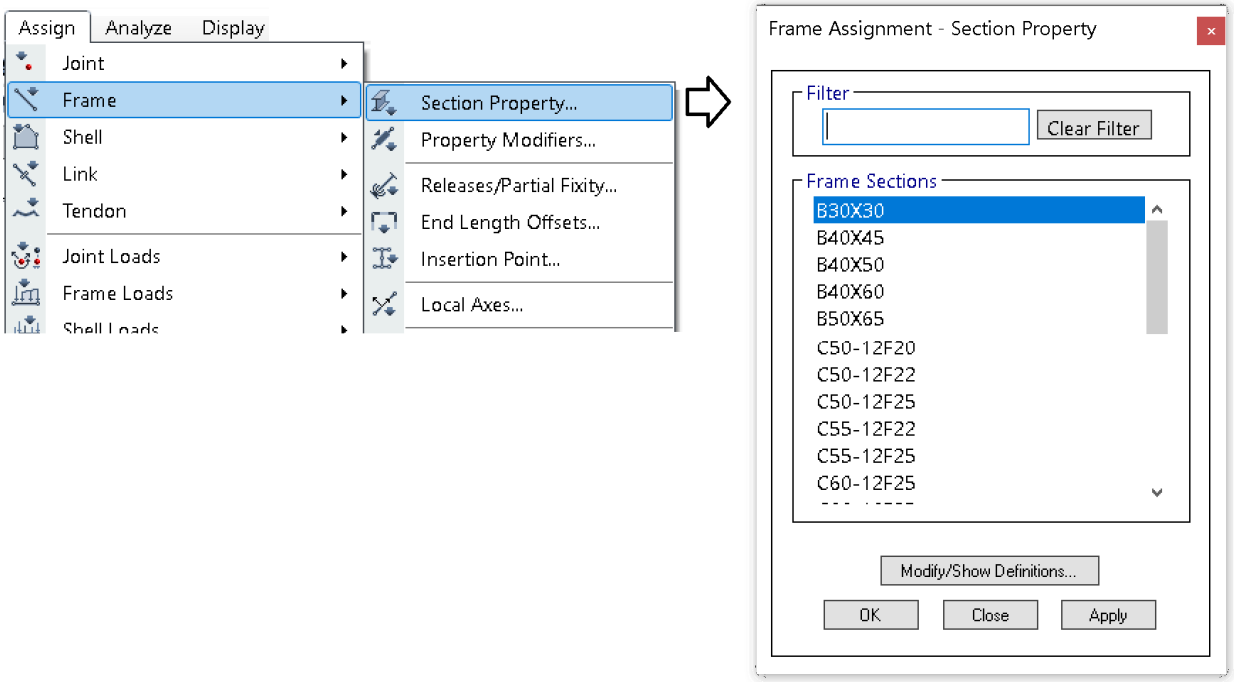
نتیجه گیری نهایی:

- به جهت سرعت بالای تحلیل در حالتrigid و ارائه تمامی خروجی ها توسط ایتبس، عرف رایج در کشور به این صورت می باشد که مهندسین در سازه های متعارف کوتاه مرتبه دیافراگم را از نوع rigid تعریف میکنند.
- در سازه های متعارف (برای مثال قابهای خمشی بتنی و یا فولادی با دهانه و بار گذاری متعارف با سقف تیرچه بلوک و یا سقف عرشه فولادی) معمولا دیافراگم صلب محسوب می شود و بنابراین rigid فرض کردن سقف موردی ندارد.
- در تمامی سازه ها، چه با دیافراگم صلب و چه غیر صلب، طراحی میتواند دیافراگم را با سختی واقعی (از نوع semi-rigid) مدل کند. در مواردی که در دو صفحه قبل در حالت ۲ عنوان شد، به خصوص وقتی زیرزمین داریم، آنالیز حرارتی داریم و یا قصد طراحی دیافراگم را داریم، مدلسازی با سختی واقعی (semi-rigid) الزامی هست.

۱۲ تغییر مشخصات اعضا

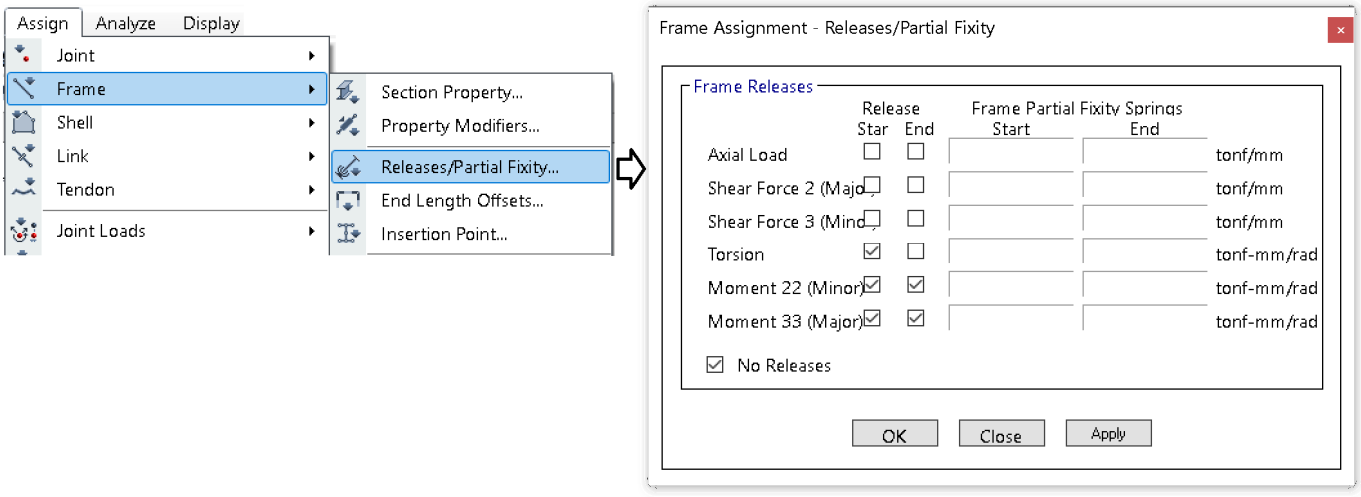
۱۲-۱ تغییر مقطع عضو

برای تغییر مقطع یک عضو باید عضو مورد نظر را انتخاب کرده و از طریق منوی زیر مقطع آنرا تغییر دهید:



۱۲-۲ تعریف مفصل در انتهای عضو

در سازه های فولادی برای دو سر مفصل کردن تیرها می توان آنها را انتخاب کرده و از طریق منوی زیر لنگر خمشی دو انتهای آنها را آزاد کرد:



۱۲-۳ تغییر موقعیت قرار گیری اعضا نسبت به آکس آنها

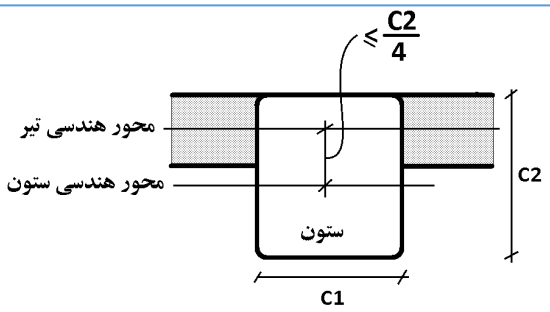
تیرهای کناری سازه عموما مطابق شکل زیر همباد لبه ستون اجرا شود. در این صورت محدودیت بند زیر از مبحث نهم باید رعایت شود:

مبحث نهم ویرایش ۹۹:

۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

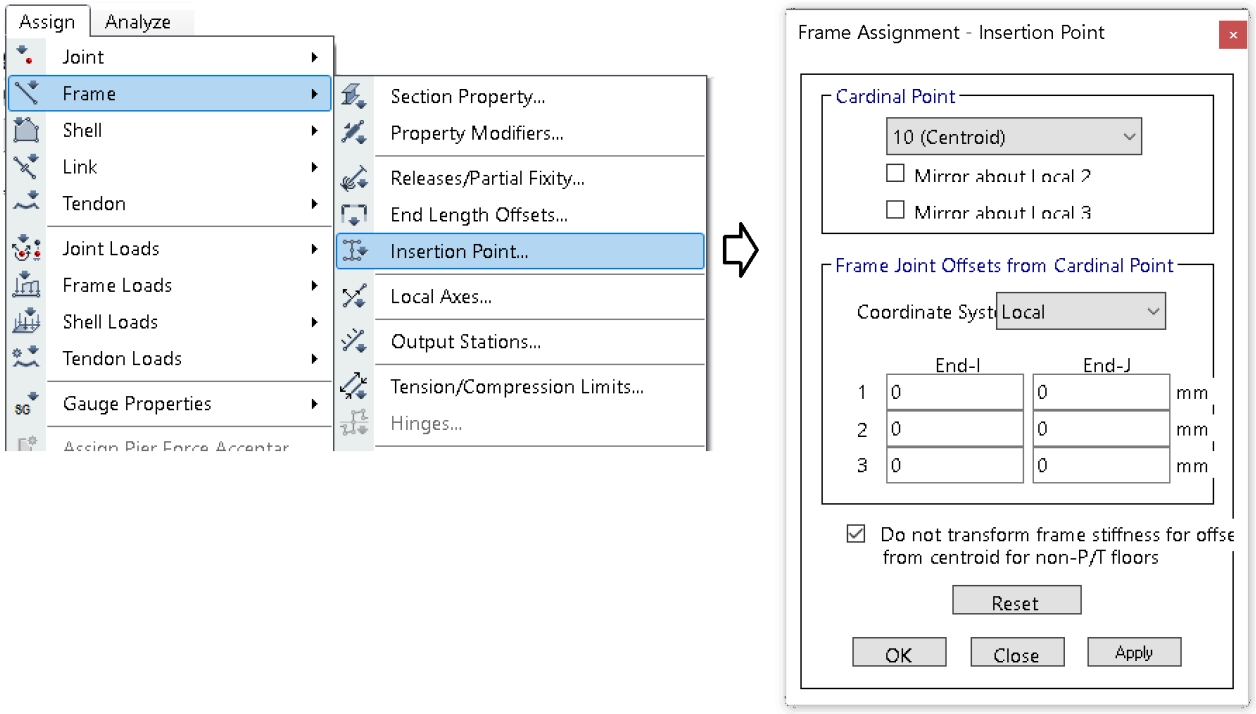
۹-۲۰-۵-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۵-۲-۱-۲ برون محوری هر تیر نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله‌ی محورهای هندسی دو عضو از یک دیگر، نباید بیش‌تر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.

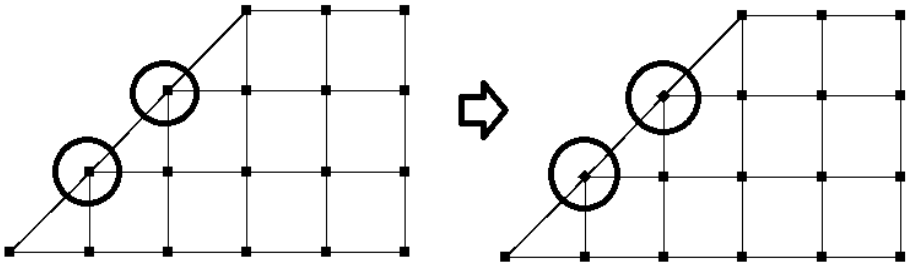


در مدل سازه ای هنگام ترسیم به صورت پیش فرض تیرها در آکس ستون رسم می شوند. میتوان تیرهای لبه سازه را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر موقعیت قرار گیری آنها را جابجا کرد تا اثر خروج از مرکزیت تیرها و لنگری که به ستون وارد می کنند منظور شود.

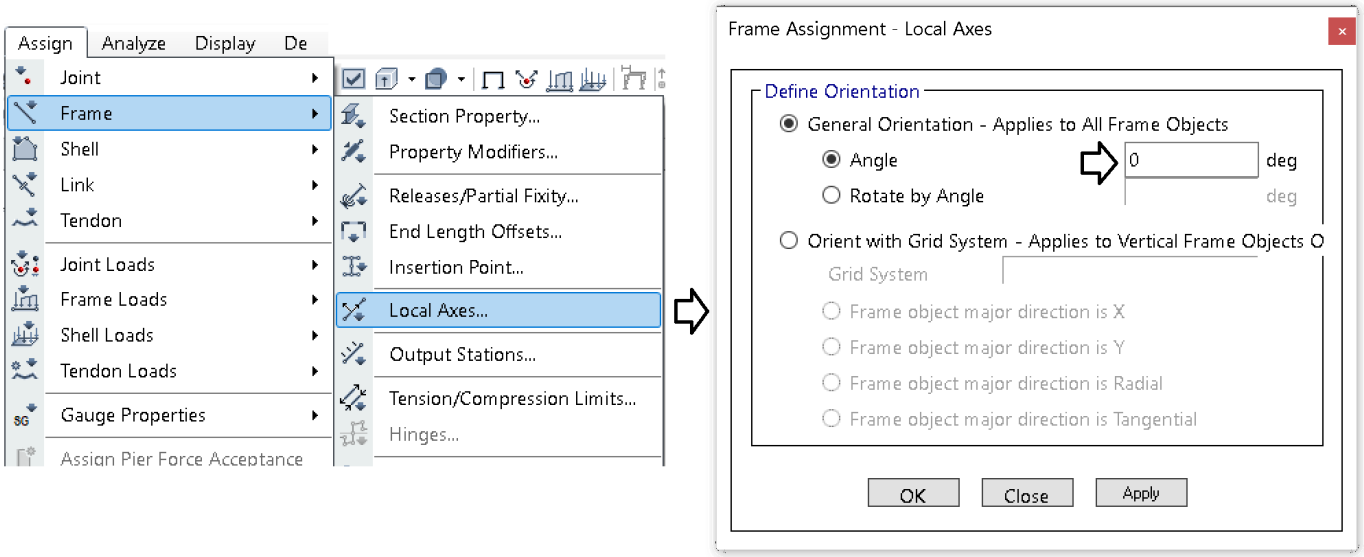
- توجه شود که این کار (اصلاح موقعیت قرارگیری تیرهای لبه) الزامی نمی باشد و با توجه به خطای کمی که ایجاد می شود، عموما مهندسین طراح از این اصلاح صرف نظر می کنند.



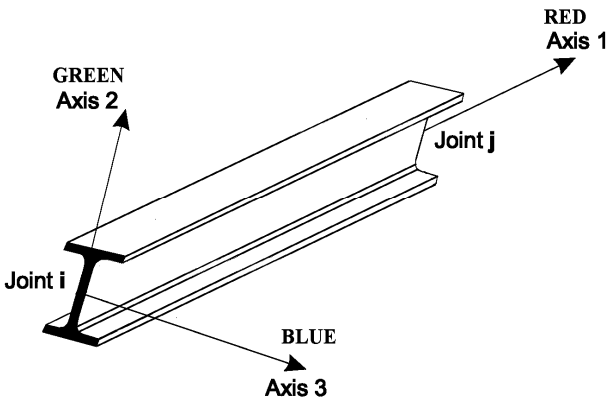
۴-۱۲ مختصات محلی عضو



در صورتی که لازم باشد محور ستونها مطابق شکل فوق دوران کند، می توان ستونهای مورد نظر را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر زاویه دوران را مشخص کرد:



توجه: در ایتبس به صورت پیش فرض محورهای عضو با شماره های ۱، ۲ و ۳ نمایش داده میشود، محور طولی شماره ۱، محور قوی مقطع محور ۳ و محور ضعیف مقطع محور ۲ می باشد.



۱۲-۵ مدلسازی چشمه اتصال - قاب بتنی

مبحث نهم ویرایش ۹۹

۹-۶-۵ تحلیل خطی الاستیک مرتبه‌ی اول

۹-۶-۳ مدل سازی

۹-۶-۵-۲ مدل سازی اعضا و سیستم‌های سازه‌ای

۹-۶-۵-۲-۳ به منظور ساده کردن تحلیل، استفاده از هر یک از روش‌های (الف) و (ب) زیر و یا هر دوی آن‌ها مجاز است:

الف – استفاده از ضوابط بند ۹-۶-۳-۲-۱ ت،

ب – در قاب‌ها و یا ساخت و سازهای پیوسته، می‌توان چشمه‌ی اتصال را صلب فرض نمود.

- بند زیر از مبحث نهم در رابطه با نحوه مدلسازی ناحیه اتصال نیز قابل توجه است.

مبحث نهم ویرایش ۹۹

۹-۶-۳ مدلسازی

۹-۶-۳-۲ دهانه‌ها

۹-۶-۳-۲-۱ طول دهانه‌ی موثر در اعضای مختلف سازه بر اساس ضوابط زیر تعیین میشود:

الف- طول دهانه‌ی موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود پیوسته نباشد، باید معادل فاصله‌ی محور تا محور تکیه گاه‌ها، یا طول آزاد دهانه به اضافه‌ی ارتفاع عضو، هر کدام که کوچک‌تر است، در نظر گرفته شود.

ب- طول موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود پیوسته است، با توجه به مقاومت و سختی نسبی اعضاء در محل اتصال و با قضاوت مهندسی تعیین گردیده و درصدی از طول انتهایی عضو که در ناحیه اتصال واقع شده است صلب منظور می شود.

ACI-318-19

6.6—Linear elastic first-order analysis

6.6.2 *Modeling of members and structural systems*

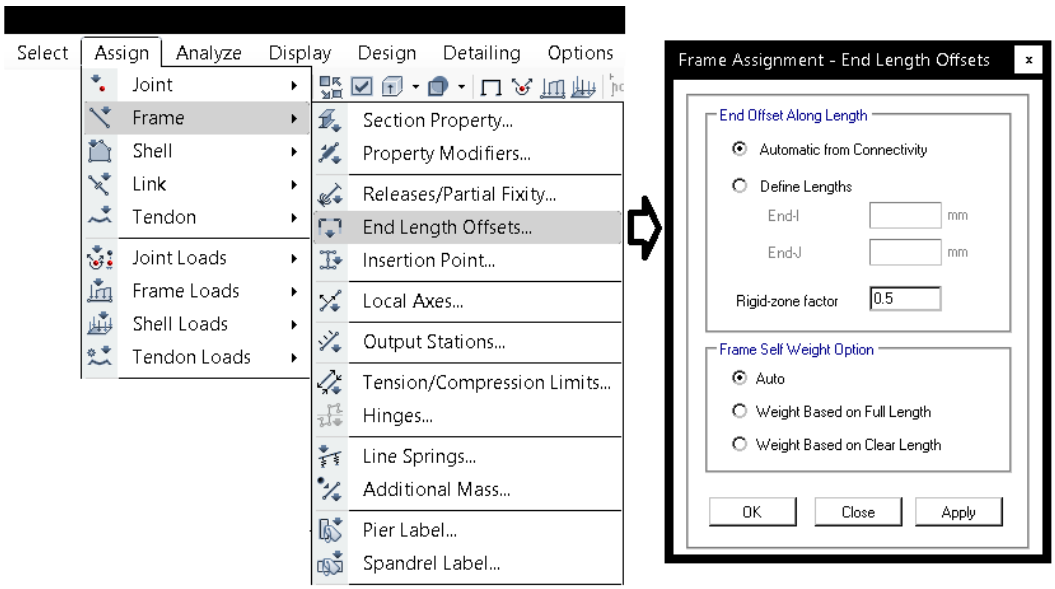
6.6.2.3 It shall be permitted to simplify the analysis model by the assumptions of (a), (b), or both:

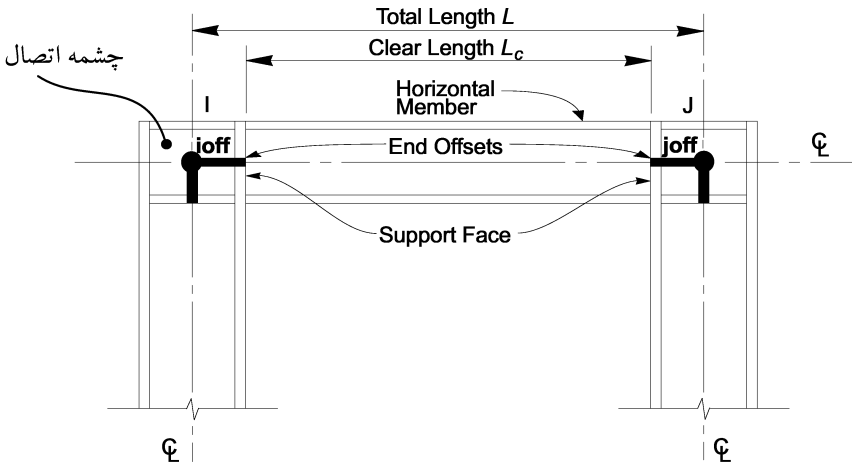
(a) Solid slabs or one-way joist systems built integrally with supports, with clear spans not more than 3 m, shall be permitted to be analyzed as continuous members on knife-edge supports with spans equal to the clear spans of the member and width of support beams otherwise neglected.

(b) For frames or continuous construction, it shall be permitted to assume the intersecting member regions are rigid.

R6.6.2.3 A common feature of modern frame analysis software is the assumption of rigid connections. Section 6.6.2.3(b) is intended to apply to intersecting elements in frames, such as beam-column joints.

- گرچه در متن آیین نامه "اجازه" و نه "الزام" ضریب 1 در بندهای فوق داده شده است، توصیه می شود در قابهای خمشی بتنی مقدار rigid zone factor برابر "0.5" در نظر گرفته شود. بدین منظور می توان تمامی اعضا را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر ضریب سختی ناحیه اتصال را برابر 0.5 وارد کرد.
- توجه شود که مقدار این ضریب تاثیر قابل توجهی در مقدار دریفت قابهای خمشی و کنترل آن دارد.



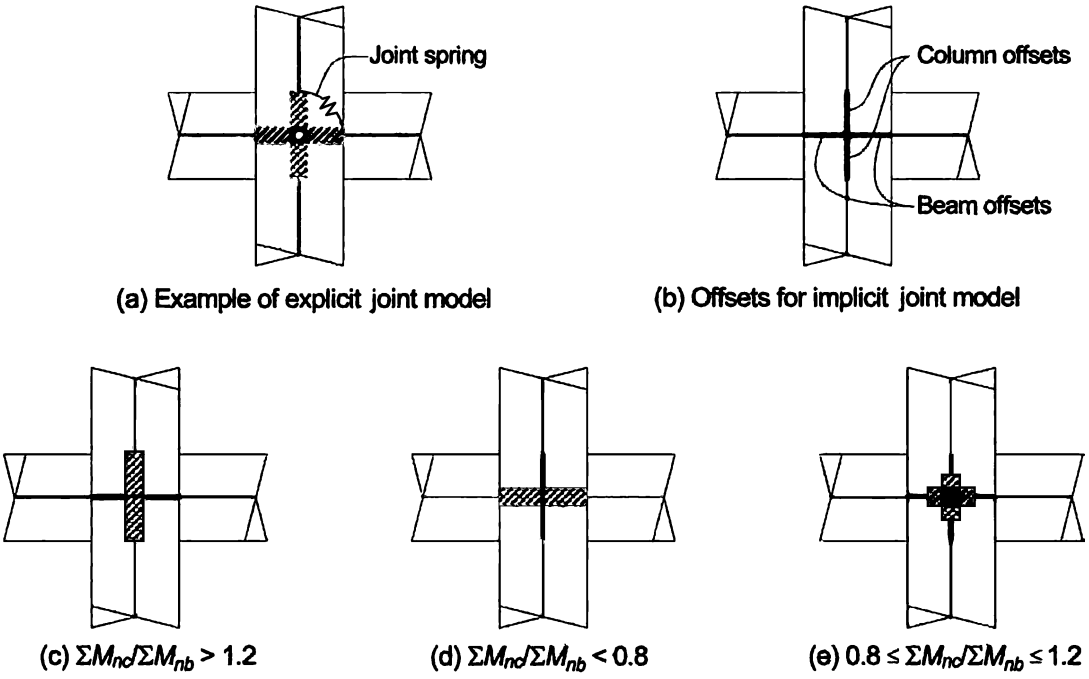


در متن زیر از منوال ETABS، توضیحاتی در رابطه با rigid zone factor ارائه شده است.

The de fault value for **rigid** is zero. The maxi mum value of unity would indicate that the end off sets are fully rigid. You must use engineering judgment to select the appropriate value for this parameter. It will depend upon the geometry of the connection, and may be different for the different elements that frame into the connection. **Typically the value for rigid would not exceed about 0.5.**

- **Concrete frames should never use a fully rigid zone. A value of 0.5 is recommended for concrete frames**, where 50% of the actual offset is considered rigid.

در مرجع ASCE_SEI-41-17، مطابق شکل زیر بر اساس نسبت مقاومت تیر و ستون برای مدلسازی چشمه اتصال پیشنهادات خوبی ارائه شده است که علاقه مندان میتوانند مراجعه و مطالعه کنند.



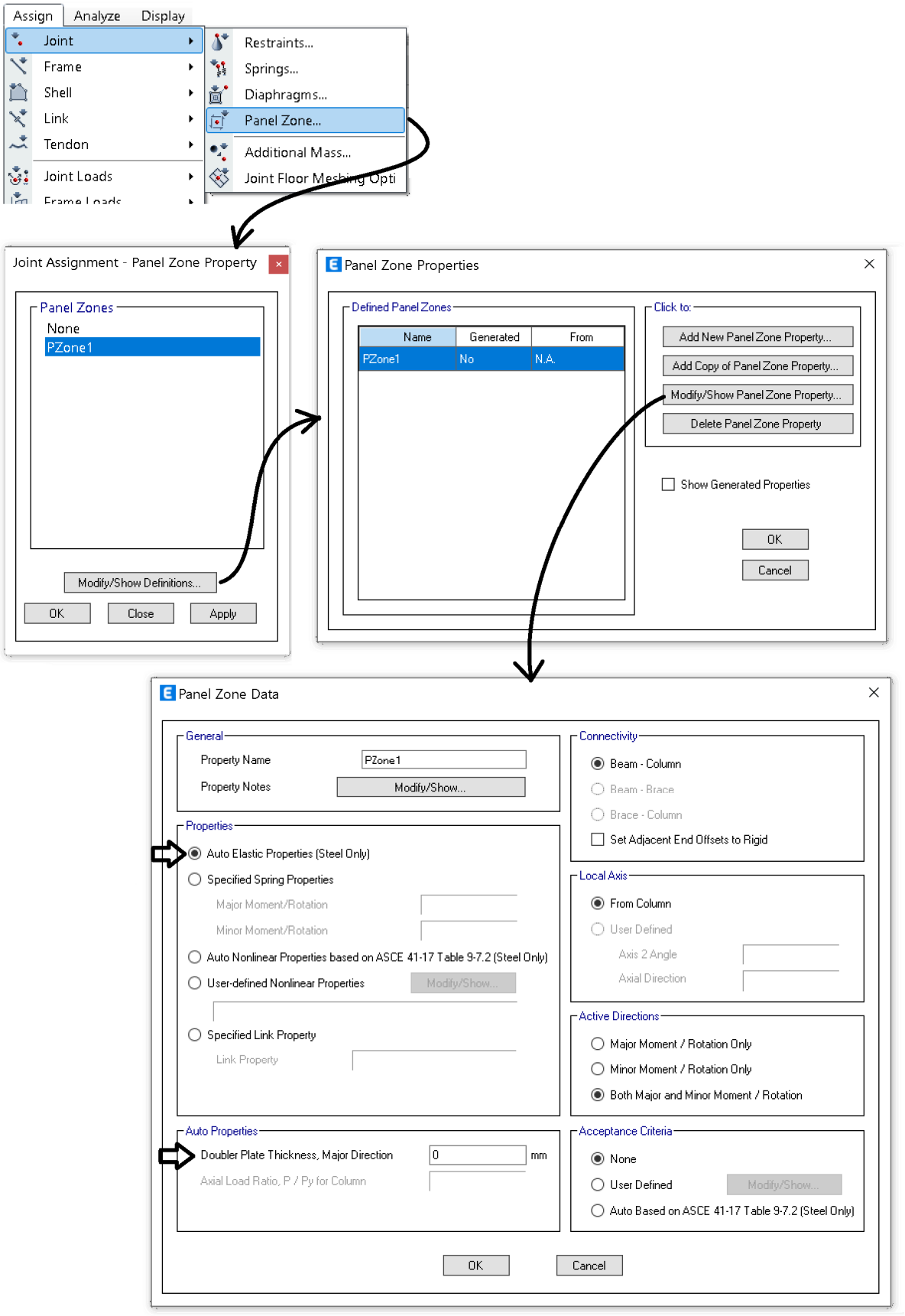
۱۲-۶ چشمه اتصال در سازه های فولادی

در سازه های فولادی سختی گره اتصال (panel zone) و تغییرشکل آنرا در تحلیل سازه منظور کرد. بدین منظور باید گامهای زیر انجام شود.

۱- گره ها (joint) را در سازه انتخاب کنید.

۲- مطابق شکل زیر سختی PZone را به آنها assign کنید. اگر در ناحیه اتصال ورق مضاعف استفاده خواهد شد، می توان ضخامت آنرا مشخص نمود.

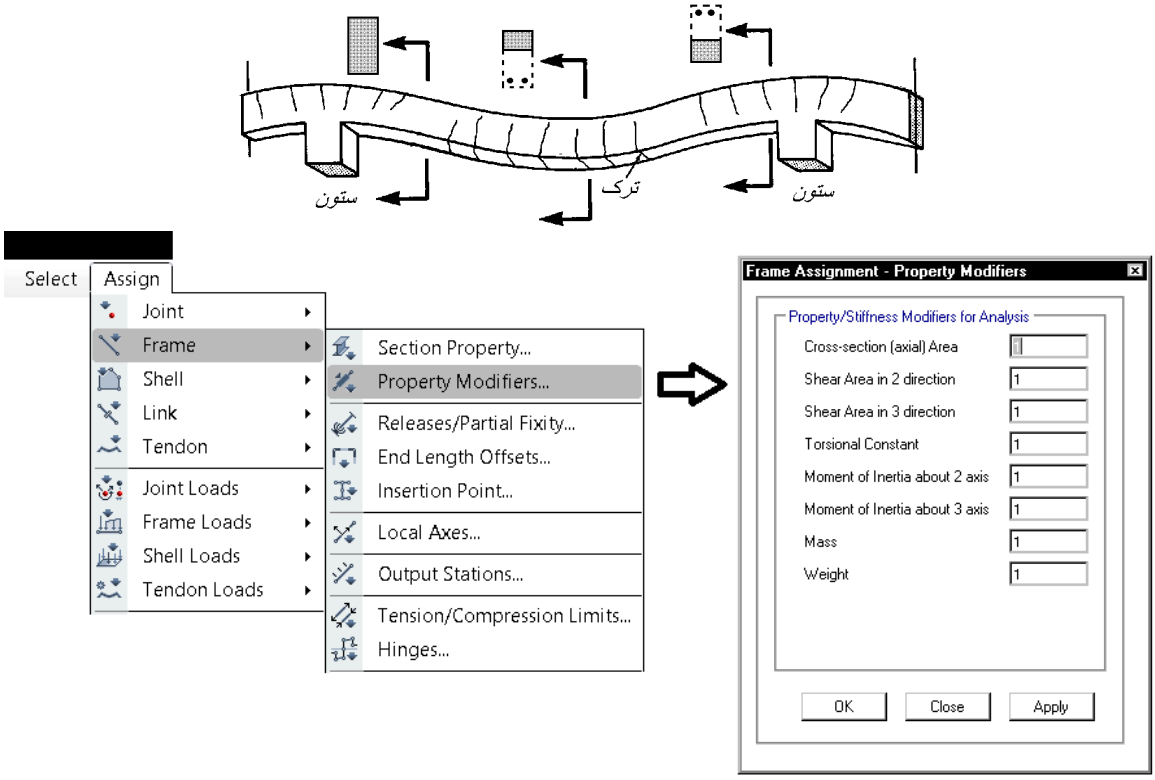
۳- اعضای سازه فولادی را انتخاب کرده و ضریب rigid zone factor را برابر یک اعمال کنید.



۱۳ ضرایب ترک خوردگی اعضای بتنی

اعضای بتنی با توجه به مقاومت کم بتن در کشش تحت اثر بارهای وارده ترک می خورند و در نتیجه سختی آنها کاهش می یابد. به ویژه صلبیت خمشی آنها EI تحت اثر ترک های ایجاد شده، کاهش می یابد. بنابراین پس از ترسیم اعضا در نرم افزار باید قبل از تحلیل سازه اثر این کاهش به نرم افزار معرفی شود.

برای این منظور پس از انتخاب اعضای بتنی، ضرایب کاهش سختی اعمال می شود. به صورت پیش فرض این ضرایب برابر یک هستند. ضریب یک به معنای عدم تغییر مشخصات هندسی مقطع می باشد. ضرایب مربوط به Moment of Inertia about 2 axis و Moment of Inertia about 3 axis در شکل زیر مربوط به ممان اینرسی مقطع عضو حول محور ۲ و ۳ می باشد.



۱۳-۱ سختی خمشی تیر ها و ستونها

مبحث نهم (ویرایش ۹۹)

در مبحث نهم ویرایش ۹۹، سه روش جهت منظور کردن اثر ترک خوردگی ارائه شده است.

روش اول همان روش رایج در کشور می باشد (تیرها 0.35، ستونها 0.7 و دیوارها بسته به ترک خوردگی آنها 0.35 و 0.7).

روش دوم نیاز به محاسبه دقیق عضو به عضو دارد.

در روش سوم پیشنهاد شده برای تمامی اعضا همزمان ضریب کاهش ممان اینرسی برابر 0.5 وارد شود.

۹-۶-۵-۳-۱-۱ مشخصات مقطع شامل ممان اینرسی و سطح مقطع اعضا باید بر اساس جدول‌های ۹-۶-۲-الف و یا ۹-۶-۲-ب محاسبه شوند؛ مگر آن که بتوان آن‌ها را از تحلیل‌های دقیق‌تری به دست آورد. در صورت وجود بارهای جانبی دائمی، ممان اینرسی ستون‌ها و دیوارها را باید بر ضریب $(1+\beta_{as})$ تقسیم نمود. β_{as} برابر با نسبت برش دائمی در کل طبقه به حداکثر برش کل طبقه در همان ترکیب بار می‌باشد. ممان اینرسی ناخالص تیرهای T شکل با منظور کردن عرض موثر بال محاسبه می‌شود؛ و یا دو برابر ممان اینرسی ناخالص مقطع مستطیلی جان منظور می‌گردد.

۹-۶-۵-۳-۱-۲ در تحلیل برای بارهای جانبی ضریب‌دار میتوان ممان اینرسی کلیهی اعضا را برابر $0.5I_g$ در نظر گرفت؛ یا میتوان ممان اینرسی اعضا را با استفاده از روشهای دقیقتری که سختی موثر همه اعضای تحت بار را منظور می‌نمایند، محاسبه نمود.

جدول ۹-۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریبدار

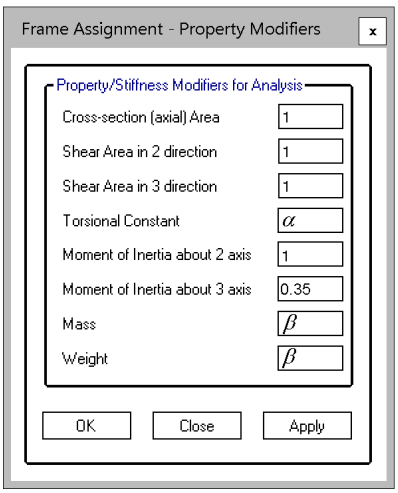
عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

جدول ۹-۶-۲-ب مقادیر دقیق‌تر ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

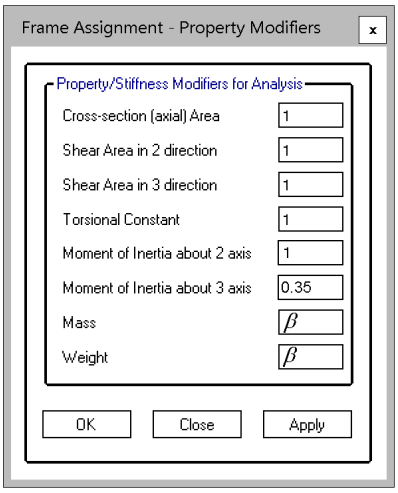
عضو	مقادیر ممان اینرسی		
	حداقل	I	حداکثر
ستونها و دیوارها	$0.35I_g$	$\left(0.8+25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1-\frac{M_u}{P_uh}-0.5\frac{P_u}{P_0}\right)I_g$	$0.875I_g$
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)(1.2-0.2\frac{b_w}{d})I_g$	$0.5I_g$

طبق بندهای صفحه قبل از مبحث نهم ویرایش پنجم، جهت اعمال ضرایب ترک خوردگی میتوان مطابق شکل زیر برای تیرها و ستونها عمل نمود:

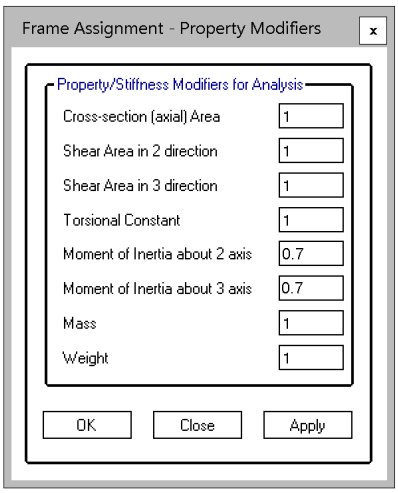
Beam (with compatibility torsion)



Beam



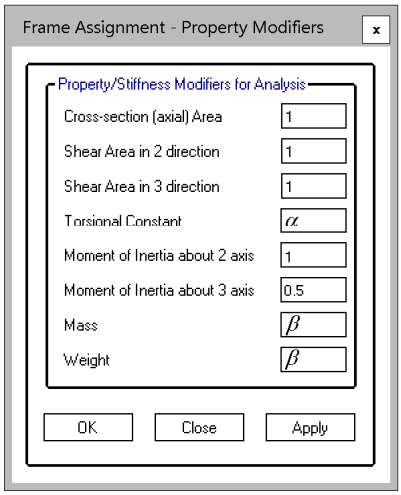
Column



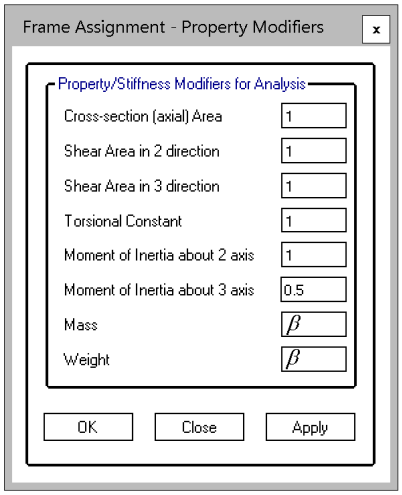
- ضرایب β در شکل فوق را در تیرها به دلیل همپوشانی بتن سقف و تیر در ایتبس می توان عددی کمتر از یک وارد کرد. این ضریب برای هر تیر بسته به ابعاد آن و درصد همپوشانی آن با سقف متغییر است و می توان در جهت اطمینان برابر یک در نظر گرفت.
- طبق نظر برخی از طراحان در تیرها، علاوه بر ممان اینرسی 3 axis باید ضریب 2 axis نیز برابر 0.35 وارد شود. با توجه به اینکه در تیرها لنگر حول محور ضعیف عمدتا نزدیک به صفر می باشد، کاهش این ضریب در نتایج طراحی اعضا ناچیز است و در کنترل دریفت تاثیر اندکی دارد.
- در رابطه با ضریب α در صفحات بعدی توضیح ارائه شده است.

طبق مبحث نهم ویرایش جدید، برای تحلیل میتوان به جای استفاده از ضرایب 0.7-0.35 مطابق شکل زیر از ضرایب 0.5-0.5 استفاده نمود:

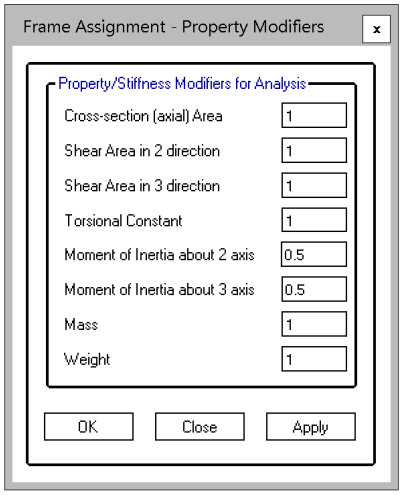
Beam (with compatibility torsion)



Beam



Column



۱۳-۱-۱ استفاده از ضریب کاهش سختی 0.5 برای اعضای بتنی

- در رابطه با استفاده از ضریب کاهش سختی ثابت 0.5 برای تمامی اعضای بتنی (روش سوم در صفحه قبل) بین محاسبین اختلاف نظر داریم. در این رابطه متن پیش نویس ACI-318-25 پیشنهاد می کند که استفاده از ضریب 0.5 برای تمامی اعضا تنها برای محاسبات مربوط به **تغییرمکان** تحت بارهای جانبی می باشد.
- بنابراین توصیه می شود:
  ۱- در **طراحی** سازه از روش اول (ضرایب 0.35-0.7) استفاده شود.
  ۲- برای **دریفت** و **درز انقطاع** طراح میتواند از روش اول (0.35-0.7) **و یا** روش سوم (0.5 برای تمامی اعضا) استفاده کند.
- در صورت استفاده از ضریب 0.5 برای تمامی اعضا در فایل دریفت، **دو فایل مجزا** برای طراحی و دریفت خواهیم داشت.

ACI-318-25 (پیش نویس)	ACI-318-19
6.6.3.1.2 For calculation of deflections under factored lateral loads, if inelastic response is expected, member effective stiffness shall be calculated in accordance with (a), (b), or (c) except for two-way slab systems without beams designed as part of the seismic-force-resisting-system, where I for slab members shall be defined by a model that is in substantial agreement with results of comprehensive tests and analysis. (a) Section properties defined in Table 6.6.1.1(a) (b) $I=0.5I_g$ for all members (c) I by a more detailed analysis, considering the effective stiffness of all members under the loading conditions.	**6.6.3.1.2** For factored lateral load analysis, it shall be permitted to assume $I = 0.5I_g$ for all members or to calculate I by a more detailed analysis, considering the effective stiffness of all members under the loading conditions.

- توجه: گرچه به لحاظ مفهومی دوره تناوب تحلیل باید متناسب با فرض انجام شده برای سختی سازه اصلی محاسبه شود، ولی طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش **چهارم**، سختی اعضای بتنی جهت محاسبه دوره تناوب مقدار مشخصی می باشد و بنابراین در هر حالت در فایلی که دوره تناوب سازه محاسبه میشود، ضریب سختی خمشی ستونها و دیوارها برابر یک و تیرها برابر نیم خواهد بود.

۱۳-۲ سختی خمشی دیوارها و دالها

جدول ۹-۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریبدار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

مطابق جدول فوق ضریب سختی خمشی **دیوارهای برشی** و **دیوار حائل** بسته به اینکه ترک خورده باشند یا نه برابر 0.35 و 0.7 باید منظور شود. نحوه تعیین اینکه دیوار ترک خورده است یا نه، در **فصل ۳۳-۵** تشریح شده است.

- در صورتیکه (در کنترل تغییرشکلهای جانبی سازه) از ضریب ترک خوردگی 0.5 برای تیرها و ستونها استفاده شده باشد، مسلما ضرایب ترک خوردگی دیوارها نیز باید 0.5 در نظر گرفته شود.
- در جدول فوق ضریب سختی **دالها** نیز برابر 0.25 پیشنهاد شده است. بنابراین می توان دالها را از نوع shell مدل کرده و ضرایب سختی خمشی را برابر m11=m22=m12=0.25 وارد کرد. توجه شود که سیستم باربر جانبی باید بتواند ۱۰۰٪ زلزله را بدون کمک اجزای غیر باربر تحمل کند. بنابراین به جز مواردی که از دال بتنی سقف به عنوان قاب خمشی استفاده میشود، باید در یک مدل مجزا که در آن سختی خمشی دال عددی نزدیک به صفر وارد شده است (m11=m22=m12=0.01) سیستم باربر جانبی کنترل شود.

برای دالهای مجوف مانند **کوبیاکس و یوبوت** ضریب متفاوتی پیشنهاد نشده است و طراحان معمولا از ضریب اصلاح 0.25 برای این نوع دالها استفاده می کنند. نحوه اعمال صحیح ضریب اصلاح سختی این نوع دالها در **بند ۳۴-۵** به صورت کامل تشریح شده است.

برای **سقف وافل** در صورتی که شرایط بندهای زیر رعایت شده باشد (عرض حداقل 100 mm ...) در این صورت سیستم دال بتنی دو طرفه محسوب شده و شامل ضوابط دالهای دوطرفه می باشد و بنابراین ضریب سختی کاهش آن 0.25 خواهد بود. در غیر این صورت سقف ترکیبی از تیر و دال محسوب خواهد شد و ضریب سختی تیرچه ها 0.35 و ضریب سختی دال روی تیرچه ها 0.25 خواهد بود.

۹-۱۰-۸ سیستم‌های تیرچه‌ی دوطرفه

۹-۱۰-۸-۱ کلیات

۹-۱۰-۸-۱-۱ سیستم تیرچه‌ی دوطرفه شامل ترکیب یکپارچه‌ی تیرچه‌های با فواصل منظم و یک دال فوقانی می‌باشد، که برای عملکرد دوطرفه طراحی می‌شود.

۹-۱۰-۸-۱-۲ حداقل عرض تیرچه در کل ارتفاع مقطع، نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۰-۸-۱-۳ ارتفاع کل تیرچه نباید از ۳/۵ برابر عرض حداقل آن بیشتر شود.

۹-۱۰-۸-۱-۴ فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

۹-۱۰-۸-۱-۵ مقدار V_c را می‌توان ۱/۱ برابر مقدار محاسبه‌شده در بند ۹-۸-۵ اختیار کرد.

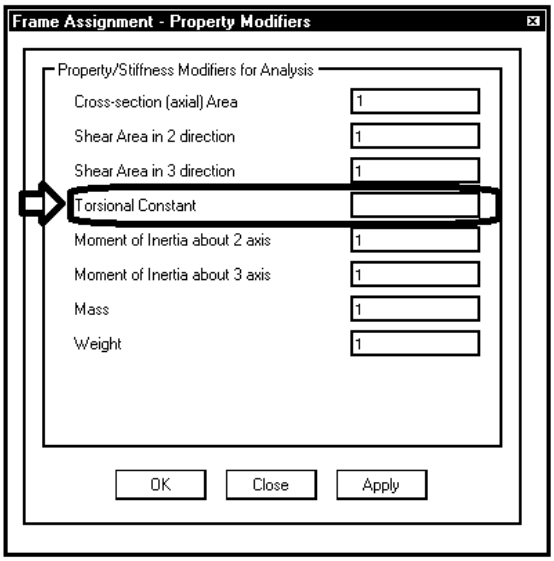
۹-۱۰-۸-۱-۶ برای انسجام سازه‌ای، حداقل یک میلگرد در پایین هر تیرچه باید پیوسته بوده و در بر تکیه‌گاه برای تأمین تنش f_y مهار شود.

۹-۱۰-۸-۱-۷ سطح مقطع میلگردهای عمود بر تیرچه‌ها باید با در نظر گرفتن تمرکز بارها، الزامات مقاومت خمشی دال را تأمین نماید؛ و باید حداقل برابر سطح میلگردهای جمع شدگی و حرارت مطابق بند ۹-۱۹-۴ باشد.

۹-۱۰-۸-۱-۸ سازه‌ی تیرچه‌ی دوطرفه‌ای که محدودیت‌های بندهای ۹-۱۰-۸-۱-۱تا ۹-۱۰-۸-۱-۴ را تأمین نمی‌کند، باید به‌عنوان دال یا تیر طراحی شود.

لازم به تاکید است که در مواردی که نمی توان از دال به عنوان جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای استفاده نمود، دو مدل مجزا ساخته و کنترل خواهد شد. در مدل اول از سختی دال صرف نظر شده و کفایت سیستم باربر جانبی لرزه ای کنترل شود. سپس در مدل دوم سختی واقعی خمشی دال (با ضریب ترک خوردگی 0.25) منظور شود و سازه کنترل مجدد شده و دال طراحی شود.

۳-۱۳ سختی پیچش در تیرها



نظر مبحث نهم در رابطه سختی پیچشی:

۹-۶-۳-۱-۲ سختی نسبی اعضا در مدل‌های سیستم‌های سازه‌ای باید مبتنی بر فرضیات منطقی و منسجم تعیین شود؛ و در آن اثرات ترک خوردگی در طول عضو، و نیز سختی‌های خمشی و پیچشی عضو منظور گردند.

- برای سختی **خمشی** "در غیاب محاسبات دقیق" ضرایب 0.35 و 0.7 پیشنهاد شده است.
- برای سختی **پیچشی** هیچ ضریبی پیشنهاد نشده و تنها عنوان شده است که باید **محاسبه و منظور** شود.

- **نحوه محاسبه ضریب کاهش سختی پیچشی در صفحه بعد تشریح شده است**. به جای محاسبه دقیق این ضریب، نشریه شماره ۱۲۰ پیشنهاد می کند ضریب کاهش سختی پیچشی، Torsional Constant ، به صورت تقریبی و بدون محاسبه برابر 0.15 منظور شود. این کار موجب باز توزیع لنگر پیچشی می شود.

نظر تفسیر آیین نامه بتن ایران (آبا)، ضمیمه نشریه شماره ۱۲۰، ۱۳۸۴ در رابطه با سختی پیچشی:

در مواردی که تحلیل سازه با فرض ترک‌خوردگی اعضا انجام می‌شود و نیاز به سختی پیچشی مقاطع است، مقدار آن را می‌توان در شرایط بارگذاری در حالت حدی نهائی برابر با 0.15Gj و در شرایط بارگذاری در حالت حدی بهره‌برداری برابر با 0.20Gj منظور نمود.

- مقدار فوق یک مقدار تقریبی بوده و ممکن است در مواردی با مقدار دقیق فاصله قابل توجهی داشته باشد. توصیه میشود در موارد حساس مقدار دقیق محاسبه شود.

۴-۱۳ مراحل محاسبه ضریب J برای تیرهایی که تحت پیچش نامعین قرار دارند

طبق بندهای زیر از مبحث نهم و نیز ACI در مواردی که پیچش وارد بر تیر از نوع نامعین و قابل کاهش باشد، می توان ضریب کاهش سختی پیچشی تیر اصلی را کاهش داد:

۹-۱۱-۳-۶ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز توزیع نیروهای داخلی در عضوی از یک سازه‌ی نامعین وجود داشته باشد (پیچش همسازی)، اجازه داده می‌شود حداکثر لنگر پیچشی نهایی بر اساس بند ۹-۸-۶-۱-۴ به ϕT_{cr} کاهش داده شود. در این حالت لازم است اثرات لنگرها و برش‌های تعدیل یافته‌ی عضو در سایر اعضای مجاور، با استفاده از رابطه‌ی تعادل، محاسبه شده و در طراحی به کار گرفته شوند. لنگر پیچشی ترک خوردگی، T_{cr}، بر اساس بند ۹-۸-۶-۲-۲ محاسبه می‌شود.

۹-۸-۶-۱-۴ اگر $T_u \geq \phi T_{cr}$ بوده و مقدار T_u برای تامین تعادل لازم باشد (پیچش تعادلی)، عضو باید برای مقاومت در مقابل پیچش T_u طراحی شود؛ به طوری که T_{cr} پیچش ترک خوردگی است که بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۹) تعیین می‌شود. در مقابل در سازه‌های نامعین استاتیکی که $T_u \geq \phi T_{cr}$ است و کاهش مقدار T_u می‌تواند به باز توزیع نیروهای داخلی پس از وقوع ترک خوردگی‌های پیچشی منجر شود (پیچش همسازی)، اجازه داده می‌شود مقدار T_u تا حد ϕT_{cr} کاهش یابد.

ETABS-2016:

3.5.3.1 Determine Factored Torsion

In the design of torsion reinforcement of any beam, the factored torsions for each design load combination at a particular design station are obtained by factoring the corresponding torsion for different load cases with the corresponding design load combination factors (ACI 9.4.4.2).

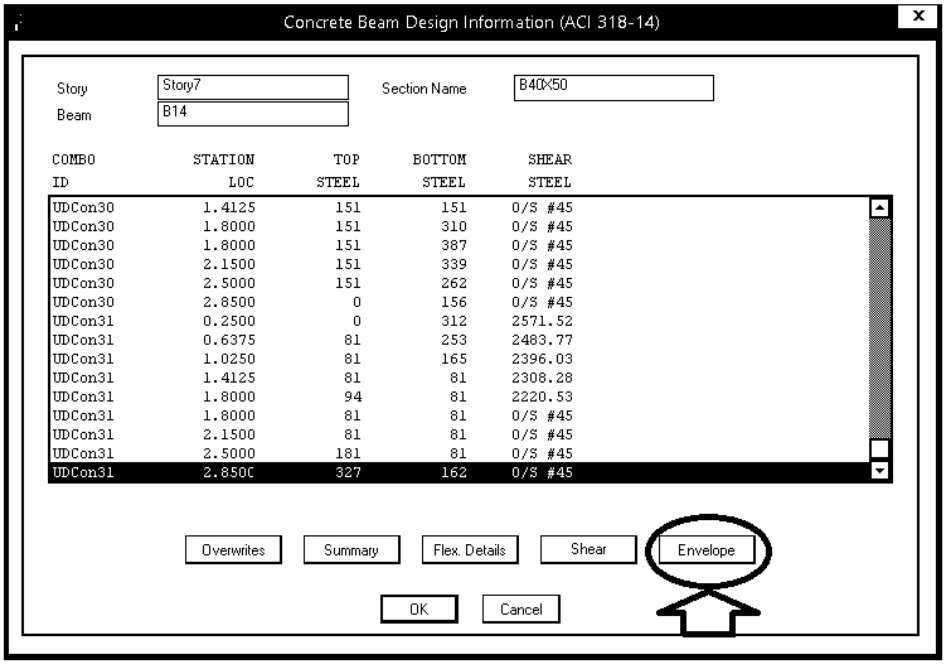
In a statistically indeterminate structure where redistribution of the torsional moment in a member can occur due to redistribution of internal forces upon cracking, the design T_u is permitted to be reduced in accordance with code (ACI 22.7.3.3). However, the program does not try to redistribute the internal forces and to reduce T_u. If redistribution is desired, the user should *release* the torsional DOF in the structural model.

- توجه: در تیرهایی که پیچش وارد بر آنها در مدل سازه ای صفر است (و یا ناچیز است)

مراحل محاسبه ضریب پیچشی تیرها طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان:

۱- ابتدا ضریب سختی پیچشی (J) را برابر یک وارد نمایید.

پس از طراحی اولیه، بر روی تیر مورد نظر (تیری که تحت پیچش است) right click کرده و Envelope را انتخاب کنید:



۲- در انتهای گزارش مقدار Tu را که بر تیر وارد می شود، بخوانید:

ETABS 2015 15.2.2 License #*1NLRPASDXS5K5JH

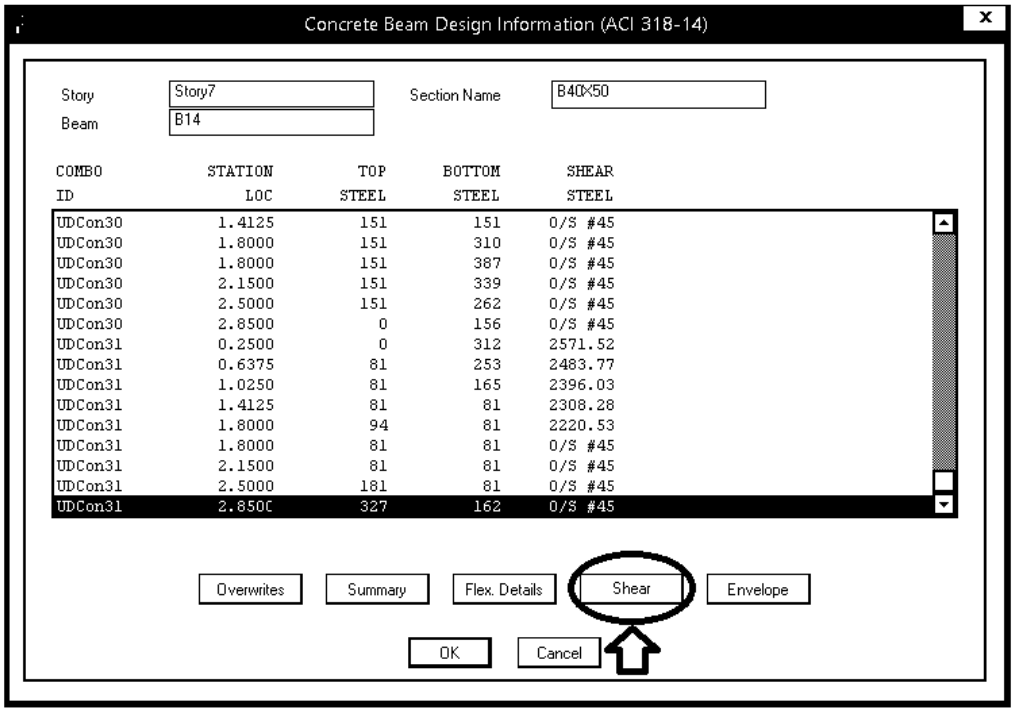
Shear Rebar A_t /s mm²/m	Longitudinal Rebar A_l mm²
1826.56	1979

Design Torsion Force

Design T_u tonf-m	Station Loc mm	Design T_u tonf-m	Station Loc mm
9.1115	2850	9.1115	2850
UDCon20		UDCon20	

O/S #45 Shear stress due to shear force and torsion together exceeds maximum allowed

۳- مطابق شکل زیر Shear را انتخاب نمایید:



٤- در انتهای گزارش مقدار φT_{cr} مربوط به مقاومت ترک خوردگی مقطع تیر را بخوانید:

Shear Rebar Design

Stress v kgf/mm²	Conc.Capacity v_c kgf/mm²	Uppr.Limit v_{max} kgf/mm²	Conc.Capacity Φv_c kgf/mm²	Uppr.Limit Φv_{max} kgf/mm²	RebarArea A_v/s mm²/m	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_n tonf
0.15	0.08	0.33	0.06	0.25	0	0	0	0

Torsion Capacity

Torsion T_u tonf-m	Threshold ΦT_{th} tonf-m	Critical ΦT_{cr} tonf-m	Conc.Area A_{cp} mm²	Conc.Area A_{oh} mm²	Conc.Area A_o mm²	Perimeter P_{cp} mm	Perimeter P_h mm
5.1862	0.6913	2.7654	200000	127893.2	108709.2	1800	1444.4

O/S #45 Shear stress due to shear force and torsion together exceeds maximum allowed

۵- در صورتی که $T_u < \varphi T_{cr}$ باشد، نیازی به کاهش ضریب J نمی باشد.

در صورتی که $T_u > \varphi T_{cr}$ باشد، لازم است ضریب J کاهش یابد:

> **۹-۱۱-۳-۶** در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز توزیع نیروهای داخلی در عضوی از یک سازه‌ی نامعین وجود داشته باشد (پیچش همسازی)، اجازه داده می‌شود حداکثر لنگر پیچشی نهایی بر اساس بند ۹-۸-۶-۱-۴ به ϕT_{cr} کاهش داده شود. در این حالت لازم است اثرات لنگرها و برش‌های تعدیل یافته‌ی عضو در سایر اعضای مجاور، با استفاده از رابطه‌ی تعادل، محاسبه شده و در طراحی به کار گرفته شوند. لنگر پیچشی ترک خوردگی، T_{cr}، بر اساس بند ۹-۸-۶-۲-۲ محاسبه می‌شود.

در این سازه فوق:

$$T_u = 9.11 > 2.765$$

بنابراین باید ضریب سختی J در تیر مورد نظر کاهش یابد و مراحل ۱ تا ۵ تکرار شود تا با سعی و خطا مقدار T_u تقریبا برابر با φT_{cr} شود.

۱۴ برش پایه حداقل

۱۴-۱ برش پایه حداقل در تحلیل دینامیکی (جهت استخراج نیروهای طراحی)

سوال: آیا رعایت برش پایه حداقل ($V_{static} = V_{min}$) تنها در زلزله استاتیکی الزامی می باشد یا در زلزله دینامیکی نیز باید رعایت شود؟ برای مثال اگر شرایط همپایه سازی با ۸۵ درصد برش پایه استاتیکی فراهم باشد، آیا می توان زلزله دینامیکی طیفی را با $V_{SPEC} = 0.85V_{min}$ همپایه کرد؟

نظر استاندارد ۲۸۰۰ در رابطه با رعایت برش پایه حداقل در همپایه سازی زلزله دینامیکی:

۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

۳-۳-۱ نیروهای جانبی زلزله

۳-۳-۱-۱ نیروی برشی پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۳-۱-۲)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطهٔ (۳-۱) به‌دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \quad (۳-۱)$$

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (۳-۲)$$

مقداربرش پایه، V_u، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u\,min} = 0.12AIW \quad (۳-۳)$$

۳-۴ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی

۳-۴-۱ روش تحلیل طیفی

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی که برش پایه به‌دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف‌های زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

با توجه به متن فوق چنین استنباط می شود:

- رعایت برش پایه حداقل ($V_{static} = V_{min}$) تنها در زلزله استاتیکی الزام شده است.

بنابراین در سازه هایی که برش پایه حداقل حاکم است، اگر برای مثال شرایط همپایه سازی با ۸۵ درصد برش پایه استاتیکی فراهم باشد، در این صورت پس از همپایه سازی، زلزله دینامیکی طیفی برابر $V_{SPEC} = 0.85V_{min}$ خواهد بود.

- توجه شود که در ویرایش جدید ASCE 7-16 تخفیف 85% و 90% به طور کلی حذف شده است.

نظر FEMA-P-751 در رابطه با رعایت برش پایه حداقل در همپایه سازی زلزله دینامیکی:

4.1 IRREGULAR 12-STORY STEEL FRAME BUILDING, STOCKTON, CALIFORNIA

4.1.5 Equivalent Lateral Force Analysis

4.1.5.1 Base shear and vertical distribution of force. Using *Standard* Equation 12.8-1, the total seismic base shear is:

$$V = C_s W$$

Standard Equation 12.8-3 controls in the constant velocity region:

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T(R/I)} = \frac{0.373}{2.23(8/1)} = 0.021$$

$$C_{S_{min}} = 0.044 I S_{DS} \geq 0.01 = 0.044(1)(0.833) = 0.037 \qquad \textit{Standard} \text{ Equation 12.8-5}$$

The C_s value determined from Equation 12.8-5 controls the seismic base shear for this building. Using W = 30,394 kips, V = 0.037(30,394) = 1,124 kips.

4.1.6.1.1 Dynamic base shear. After specifying member groups, SAP2000 automatically computes the CQC story shears. Groups were defined such that total shears would be obtained for each story of the structure. The shears at the base of the first story above grade are reported as follows:

- X direction base shear = 438.1 kips
- Y direction base shear = 492.8 kips

These values are much lower that the ELF base shear of 1,124 kips. Recall that the ELF base shear was controlled by *Standard* Equation 12.8-5. The modal response spectrum shears are less than the ELF shears because the fundamental periods of the structure used in the response spectrum analysis (2.87 seconds and 2.6 seconds in the X and Y directions, respectively) are greater than the upper limit empirical period, $C_u T_a$, of 2.23 seconds and because the response spectrum of Figure 4.1-11 does not include the minimum base shear limit imposed by *Standard* Equation 12.8-5.

According to *Standard* Section 12.9.4, the base shears from the modal response spectrum analysis must not be less than 85 percent of that computed from the ELF analysis. If the response spectrum shears are lower than the ELF shear, then the computed shears must be scaled up such that the response spectrum base shear is 85 percent of that computed from the ELF analysis.

Hence, the required scale factors are as follows:

- X direction scale factor = 0.85(1124)/438.1 = 2.18
- Y direction scale factor = 0.85(1124)/492.8 = 1.94

در مثال فوق ضریب زلزله استاتیکی برابر Cmin=0.037 می باشد و با توجه به اینکه وزن لرزه ای سازه برابر W=30394 kips می باشد، نیروی زلزله حداقل (استاتیکی) برابر $V_{static} = 1124\ kips$ بدست آمده است.
هنگام همپایه سازی، زلزله دینامیکی با نیروی 0.85×1124 همپایه سازی شده است.

- بنابراین نتیجه می شود از نظر FEMA-P-751 می توان زلزله دینامیکی را (در صورت وجود شرایط لازم) با $V_{SPEC} = 0.85 V_{min}$ همپایه سازی نمود.
- توجه شود که در ویرایش جدید ASCE 7-16 تخفیف 85% و 90% به طور کلی حذف شده است.

نظر ASCE-7-2010 در رابطه با رعایت برش پایه حداقل در همپایه سازی زلزله دینامیکی:

12.9 MODAL RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS

12.9.4.1 Scaling of Forces

Where the calculated fundamental period exceeds C_uT_a in a given direction, C_uT_a shall be used in lieu of T in that direction. Where the combined response for the modal base shear (V_t) is less than 85 percent of the calculated base shear (V) using the equivalent lateral force procedure, the forces shall be multiplied by $0.85\frac{V}{V_t}$: where

V = the equivalent lateral force procedure base shear, calculated in accordance with this section and Section 12.8

V_t = the base shear from the required modal combination

برش پایه استاتیکی

12.8 EQUIVALENT LATERAL FORCE PROCEDURE

12.8.1 Seismic Base Shear

The seismic base shear, V, in a given direction shall be determined in accordance with the following equation:

$$V = C_sW \qquad (12.8\text{-}1)$$

C_s shall not be less than

برش پایه حداقل

$$C_s = 0.044S_{DS}I_e \geq 0.01 \qquad (12.8\text{-}5)$$

In addition, for structures located where S_1 is equal to or greater than $0.6g$, C_s shall not be less than

$$C_s = 0.5S_1/(R/I_e) \qquad (12.8\text{-}6)$$

با توجه به متن فوق چنین استنباط می شود:

- رعایت برش پایه حداقل ($V_{static} \geq V_{min}$) تنها در زلزله استاتیکی الزام شده است.

بنابراین در سازه هایی که برش پایه حداقل حاکم است، اگر برای مثال شرایط همپایه سازی با ۸۵ درصد برش پایه استاتیکی فراهم باشد، در این صورت پس از همپایه سازی، زلزله دینامیکی طیفی بر اساس $V_{SPEC} = 0.85V_{min}$ همپایه سازی خواهد شد.

- توجه شود که در ویرایش جدید ASCE 7-16 تخفیف 85% و 90% به طور کلی حذف شده است.

نظر ASCE-7-2016 در رابطه با رعایت برش پایه حداقل در همپایه سازی زلزله دینامیکی:

12.9 LINEAR DYNAMIC ANALYSIS

12.9.1 Modal Response Spectrum Analysis

12.9.1.4.1 Scaling of Forces. Where the calculated fundamental period exceeds C_uT_a in a given direction, C_uT_a shall be used in lieu of T in that direction. Where the combined response for the modal base shear (V_t) is less than 100% of the calculated base shear (V) using the equivalent lateral force procedure, the forces shall be multiplied by V/V_t where

V = the equivalent lateral force procedure base shear, calculated in accordance with this section and Section 12.8, and

V_t = the base shear from the required modal combination.

برش پایه استاتیکی

12.8 EQUIVALENT LATERAL FORCE (ELF) PROCEDURE

12.8.1 Seismic Base Shear. The seismic base shear, V, in a given direction shall be determined in accordance with the following equation:

$$V = C_sW \quad (12.8\text{-}1)$$

C_s shall not be less than

برش پایه حداقل

$$C_s = 0.044S_{DS}I_e \geq 0.01 \quad (12.8\text{-}5)$$

In addition, for structures located where S_1 is equal to or greater than $0.6g$, C_s shall not be less than

$$C_s = 0.5S_1/(R/I_e) \quad (12.8\text{-}6)$$

در ASCE-7-2016 به طور کلی تخفیف مربوط به همپایه سازی دینامیکی (0.85 و 0.9) حذف شده است و در تمامی سازه ها همپایه سازی باید بر اساس 100% زلزله استاتیکی انجام شود.

با توجه به متن فوق چنین استنباط می شود:

- رعایت برش پایه حداقل هم در زلزله استاتیکی ($V_{static} \geq V_{min}$) و هم در زلزله دینامیکی ($V_{SPEC} \geq V_{min}$) الزامی می باشد.

۲-۱۴ برش پایه حداقل در تحلیل دینامیکی (جهت استخراج تغییر مکانها و کنترل دریفت)

توجه: مراحل کنترل دریفت در نرم افزار بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی در بند ۲۶-۴ تشریح شده است.

نظر استاندارد ۲۸۰۰ در رابطه با رعایت برش پایه حداقل در همپایه سازی زلزله دینامیکی **جهت استخراج تغییر مکانها و کنترل دریفت**:

> **۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات**
>
> **۳-۵-۳** در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu}، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۳-۳-۳-۱) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۳-۳-۱-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

از متن فوق دو استنباط متفاوت می توان کرد:

- استنباط اول: حداقل فوق مربوط به "برش پایه استاتیکی" می باشد و در صورت استفاده از زلزله دینامیکی طیفی، می توان دریفت را تحت زلزله دینامیکی که بسته به مورد با Vmin و یا 0.9Vmin و یا 0.85Vmin همپایه سازی شده کنترل نمود.
- استنباط دوم: در مواردی که دریفت با زلزله دینامیکی کنترل می شود، زلزله دینامیکی پس از همپایه سازی نباید کمتر از زلزله حداقل باشد ($V_{SPEC} \geq V_{min}$).

توصیه اینجانب استنباط اول می باشد.

- توجه شود که در ویرایش جدید ASCE 7-16 تخفیف 85% و 90% به طور کلی حذف شده است.

نظر ASCE7-2010 در رابطه با رعایت برش پایه حداقل در همپایه سازی زلزله دینامیکی **جهت استخراج تغییر مکانها و کنترل دریفت**:

12.9 LINEAR DYNAMIC ANALYSIS

12.9.1 Modal Response Spectrum Analysis

12.9.1.4.2 Scaling of Drifts. Where the combined response for the modal base shear (V_t) is less than C_sW, and where C_s is determined in accordance with Eq. (12.8-6), drifts shall be multiplied by C_sW/V_t.

برش پایه دینامیکی لازم نیست با برش پایه استاتیکی همپایه شود.

تنها در مواردی که برش پایه استاتیکی از رابطه (12.8-6) محاسبه شده باشد، دینامیکی باید با استاتیکی همپایه شود.

C12.9.1.4.2 Scaling of Drifts. Displacements from the modal response spectrum are only scaled to the ELF base shear where V_t is less than C_sW and C_s is determined based on Eq. (12.8-6). For all other situations, the displacements need not be scaled because the use of an overly flexible model will result in conservative estimates of displacement that need not be further scaled. The reason for requiring scaling when Eq. (12.8-6) controls the minimum base shear is to be consistent with the requirements for designs based on the ELF procedure.

12.8 EQUIVALENT LATERAL FORCE (ELF) PROCEDURE

12.8.1 Seismic Base Shear. The seismic base shear, V, in a given direction shall be determined in accordance with the following equation:

$$V = C_sW \qquad (12.8\text{-}1)$$

C_s shall not be less than

$$C_s = 0.044S_{DS}I_e \geq 0.01 \qquad (12.8\text{-}5)$$

In addition, for structures located where S_1 is equal to or greater than $0.6g$, C_s shall not be less than

$$C_s = 0.5S_1/(R/I_e) \qquad (12.8\text{-}6)$$

دو حد برای برش پایه حداقل معرفی شده است (12.8-5 و 12.8-6)

رابطه 12.8-6 تنها زمانی باید منظور شود که $S_1 \geq 0.6$ باشد.

مقدار S_1 بستگی به منطقه لرزه خیزی و نوع خاک دارد.

مقدار S1 را به صورت "تقریبی" می توان با معادلسازی برش پایه حاصل از استاندارد ۲۸۰۰ و ASCE7-16 بدست آورد.
با توجه به اینکه مقدار S1 مقدار شتاب در T=1sec میباشد، بهتر است این معادلسازی در زمان یک ثانیه انجام شود.

در کنترل دریفت رعایت برش پایه حداقل لازم نیست → شهرهایی که $S_1 < 0.6$ می باشد

در کنترل دریفت رعایت برش پایه حداقل طبق رابطه 12.8.6 لازم است → شهرهایی که $S_1 \geq 0.6$ می باشد

- دقت شود که طبق ASCE7-16 همپایه سازی در تمامی موارد (منظم یا نامنظم) با ۱۰۰٪ برش پایه استاتیکی انجام میشود.
- در بند ۸-۵ مثالهایی جهت معادلسازی S1 با ضرایب استاندارد ۲۸۰۰ ارائه شده است.

۳-۱۴ اعمال ضریب نامعینی در برش پایه حداقل

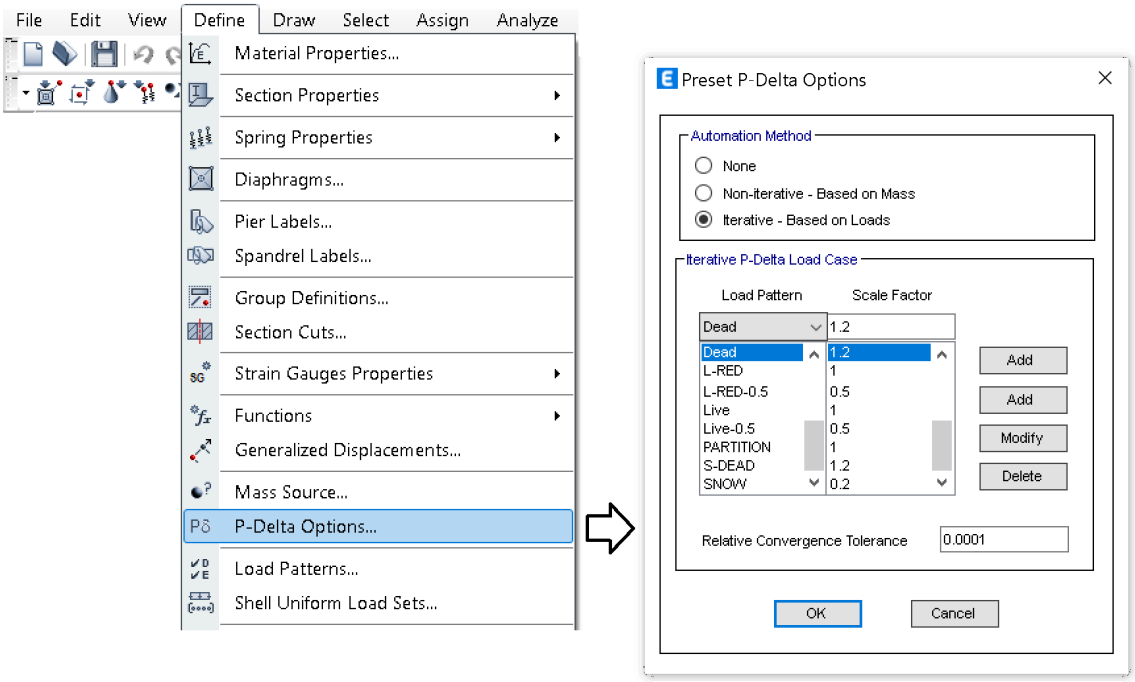
ضریب نامعینی یک ضریب جداگانه می باشد که در ترکیب بار اعمال میشود. بنابراین اگر ضریب نامعینی سازه برابر $\rho = 1.2$ بدست آید زلزله حداقل استاتیکی به صورت رابطه زیر در ترکیب بار منظور خواهد شد:

$$1.2D + L + 1.2E + 0.2S$$

$$1.2D + L + 1.2V_{min} + 0.2S$$

۱۵ اثر P-Δ

ترکیب بار اثر P-deltal برای سازه هایی که بار زلزله حاکم است، باید بر اساس ترکیب بار زلزله انتخاب شود و در سازه هایی که بار باد حاکم است بر اساس ترکیب بار مربوط به بار باد انتخاب شود. در صورتی که ترکیب بار لرزه ای حاکم باشد، می توان ترکیب بار P-delta را به صورت 1.2DEAD+Live+0.2SNOW وارد کرد. دقت شود که در ترکیب فوق بار زنده بام (LROOF) وجود ندارد.



- طبق مبحث شش ویرایش ۹۸، تعریف بار L-RED-0.5 مجاز نیست و از لیست فوق باید حذف شود.
- طبق مبحث شش ویرایش ۹۸، بار تیغه های (با وزن رایج در ایران) باید از نوع مرده تعریف شود. در این صورت بار PARTITION را میتوان از تعریف بارها حذف کرد.
- در شهرهایی که A=0.35 می باشد، اثر زلزله قائم مربوط به کل سازه نیز باید در ترکیب بار منظور شود. برای مثال اگر ضریب اهمیت سازه برابر I=1 فرض شود، ترکیب بار فوق به صورت 1.41DEAD+LIVE+0.2SNOW خواهد بود.

۱) ۱٫۴D
۲) ۱٫۲D+۱٫۶L+۰٫۵(Lr یا S یا R)
۳) ۱٫۲D+۱٫۶(Lr یا S یا R)+[L یا ۰٫۵(۱٫۴W)]
۴) ۱٫۲D+ ۱٫۰(۱٫۴W)+L+۰٫۵(Lr یا S یا R)
۵) ۱٫۲D+۱٫۰E+L+۰٫۲S ⇦
۶) ۰٫۹D+۱٫۰(۱٫۴W)
۷) ۰٫۹D+۱٫۰E
۸) ۱٫۲D+۰٫۵L+۰٫۵(Lr یا S)+۱٫۲T
۹) ۱٫۲D+۱٫۶L+۱٫۶(Lr یا S)+۱٫۰T

- متن زیر مربوط به راهنمای نرم افزار ETABS می باشد که نحوه انتخاب ترکیب بار برای اثر P-delta را تشریح می کند:

P-Delta Load Combination: This area is active if you select the Iterative -- Based on Load Cases option in the Method area of the form. Specify the single load combination to be used for the initial P-Delta analysis of the structure. As an example, suppose that the building code requires the following load combinations to be considered for design:

(1) 1.4 dead load
(2) 1.2 dead load + 1.6 live load
(3) 1.2 dead load + 0.5 live load + 1.3 wind load
(4) 1.2 dead load + 0.5 live load - 1.3 wind load
(5) 0.9 dead load + 1.3 wind load
(6) 0.9 dead load - 1.3 wind load

For this case, the P-Delta effect associated with the overall sway of the structure can usually be accounted for, conservatively, by specifying the P-Delta load combination to be 1.2 times dead load plus 0.5 times live load. This will accurately account for this effect in load combinations 3 and 4 above, and will conservatively account for this effect in load combinations 5 and 6. This P-Delta effect is not generally important in load combinations 1 and 2 because there is no lateral load.

در ASCE7 برای محاسبه شاخص پایداری عنوان شده است که بار ثقلی باید بر اساس بارهای بدون ضریب محاسبه شود که در این صورت به جای ترکیب

1.2DEAD+1.2SDEAD+Partition+Live+LRED+LRED0.5+0.2SNOW

باید از ترکیب

DEAD+SDEAD+Partition+Live+LRED+LRED0.5+SNOW

استفاده کرد.

از آنجا که اثر P-Δ بر اساس اندیس پایداری قابل محاسبه می باشد، برخی طراحان ترجیح می دهند که برای اثر P-Δ از بارهای بدون ضریب استفاده نمایند. همین ضریب در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ به صورت Pu تعریف شده است (ضریب دار). البته برای سازه هایی که شاخص پایداری آنها پایین است، دو ترکیب فوق شاید تفاوت قابل توجهی با یکدیگر نداشته باشند ولی استفاده از ترکیب اول محافظه کارانه می باشد. با توجه به توصیه CSI، بنده ترکیب اول را پیشنهاد می کنم.

12.8.7 P-Delta Effects

P-delta effects on story shears and moments, the resulting member forces and moments, and the story drifts induced by these effects are not required to be considered where the stability coefficient (θ) as determined by the following equation is equal to or less than 0.10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \qquad (12.8\text{-}16)$$

where

P_x = the total vertical design load at and above Level x (kip or kN); where computing P_x, no individual load factor need exceed 1.0
Δ = the design story drift as defined in Section 12.8.6 occurring simultaneously with V_x (in. or mm)
I_e = the importance factor determined in accordance with Section 11.5.1
V_x = the seismic shear force acting between Levels x and $x - 1$ (kip or kN)
h_{sx} = the story height below Level x (in. or mm)
C_d = the deflection amplification factor in Table 12.2-1

۳-۶ اثر Δ- P

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر Δ- P معروف است. این اثر در مواردی که شاخص پایداری θ_i، در رابطه (۳-۱۱)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h}\right]_i \qquad (۱۲-۳)$$

در این رابطه:

P_u= مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i تا n، طبقه آخر، در حد مقاومت
Δ_{eu}= تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه i حاصل از تحلیل خطی
V_u= مجموع نیروی برشی وارد در طبقه i
h_i= ارتفاع طبقه i

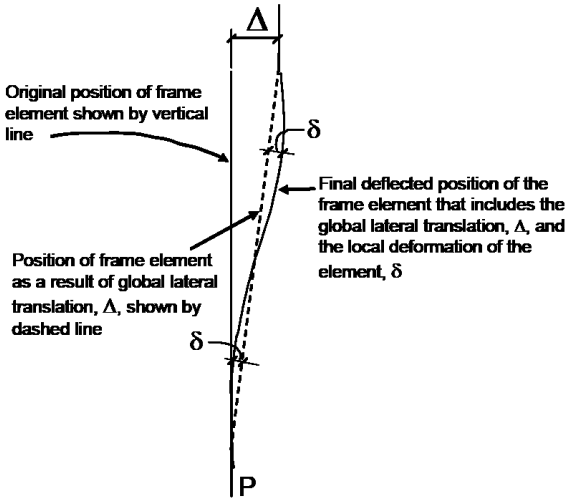


Figure A-1 P-Δ and P-δ effects

To properly capture the P-δ effect in a finite element analysis, each element, especially column elements, must be broken into multiple finite elements. Although a single element per member can capture the P-δ effect to some extent, the program considers that inadequate. For practical reasons, the software internally divides the column elements into two members. The user must provide additional subdivisions where a column is expected to have multiple inflection points.

In general, steel frame design requires consideration of P-Delta effects in the analysis before the check/design is performed. Although two elements per line object are generally adequate to capture the P-Δ effect, it is recommended to use more than two elements per line object for the cases where both P-Δ and P-δ effects are to be considered for a member having multiple points of inflection. However, explicit manual breaking of the member into elements has other consequences related to member end moments and unbraced segment end moment. It is recommended that the members be broken internally by the program. In this way, the member is recognized as one unit, end of the members are identified properly, and P-Δ and P-δ effects are captured better.

۱۵-۱ صرف نظر کردن از P-delta در سازه بتنی

به بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰ توجه نمایید:

۳-۶ اثر P-Δ

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر P-Δ معروف است. این اثر در مواردی که شاخص پایداری θ_i، در رابطه (۳-۱۱)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h}\right]_i \qquad (۳-۱۲)$$

در بیشتر سازه های بتنی با ارتفاع کم و حتی متوسط، مقدار اندیس پایداری ممکن است کمتر از 0.1 بدست آید. آیا می توان در این سازه ها اثر $P-\Delta$ را غیر فعال کرد؟

پاسخ: در سازه های بتنی اثرات لاغری را به دو صورت می توان منظور کرد:

۱- تشدید لنگرهای مرتبه اول

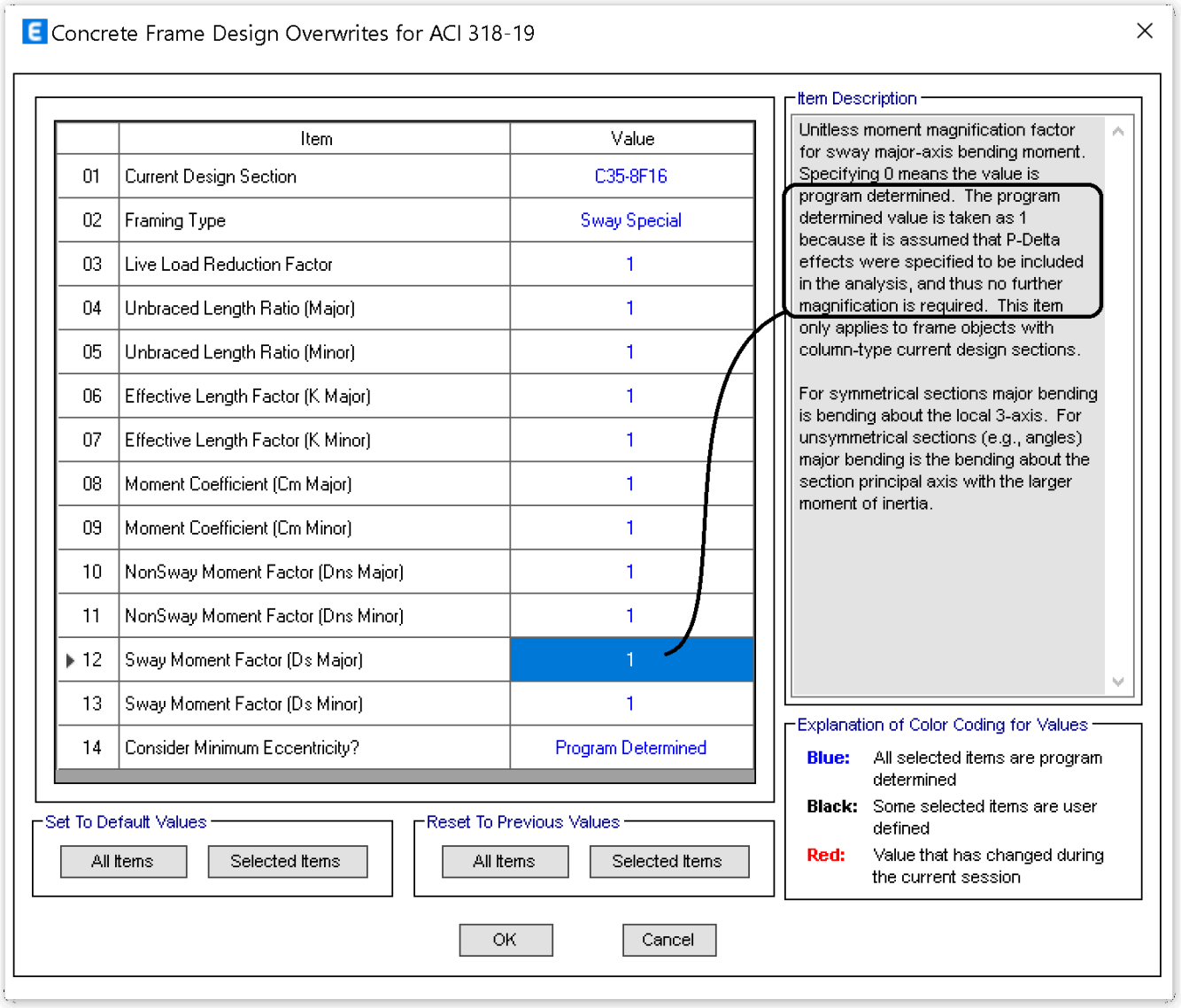
۲- انجام آنالیز مرتبه دوم (فعال کردن اثر $P-\Delta$ در نرم افزار)

نرم افزار ETABS ضریب تشدید لنگر را برابر "یک" منظور می کند. یعنی لنگرها را تشدید نمی کند (با این پیش فرض که $P-\Delta$ فعال است):

For individual columns or column-members, the magnified moments about two axes at any station of a column can be obtained as

$$M = M_{ns} + \delta_s M_s \qquad \text{(ACI 6.6.4.6.1)}$$

The factor δ_s is the moment magnification factor for moments causing sidesway. The program takes this factor to be 1 because the component moments M_s and M_{ns} are assumed to be obtained from a second order elastic (P-Δ) analysis (ACI 6.6.4.4.3, R6.6.4.4.3).



بنابراین اجازه نداریم اثر پی دلتا را در ایتبس غیر فعال کنیم، مگر اینکه بررسی کنیم و مشخص شود که طبق مبحث نهم (و یا ACI) نیازی به تشدید لنگر نبوده و میتوان از اثرات لاغری در ستونها صرف نظر کرد.

شرط ACI-318-14 برای صرف نظر کردن از اثرات لاغری در ستونها:

6.2.5 Slenderness effects shall be permitted to be neglected if (a) or (b) is satisfied:

(a) For columns not braced against sidesway

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 22 \qquad (6.2.5a)$$

(b) For columns braced against sidesway

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 34 + 12(M_1/M_2) \qquad (6.2.5b)$$

and

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 40 \qquad (6.2.5c)$$

where M_1/M_2 is negative if the column is bent in single curvature, and positive for double curvature.

در قابهای خمشی بتنی شرط صرف نظر کردن از لاغری این است که لاغری ستون کمتر از ۲۲ باشد. بنابراین شرط صرف نظر کردن از لاغری در یک قاب خمشی بتنی عبارت است از:

$$\theta_i < 0.1$$
$$\frac{kl_u}{r} < 22$$

دقت شود که ضریب طول موثر ستون (K) باید به صورت دستی محاسبه شود و نرم افزار ETABS این ضریب را برای ستونهای بتنی محاسبه نمی کند.

مثال: اگر ضریب K=2 باشد و ابعاد ستون بتنی C500x500 باشد، با فرض طول آزاد ستون برابر 3m داریم:

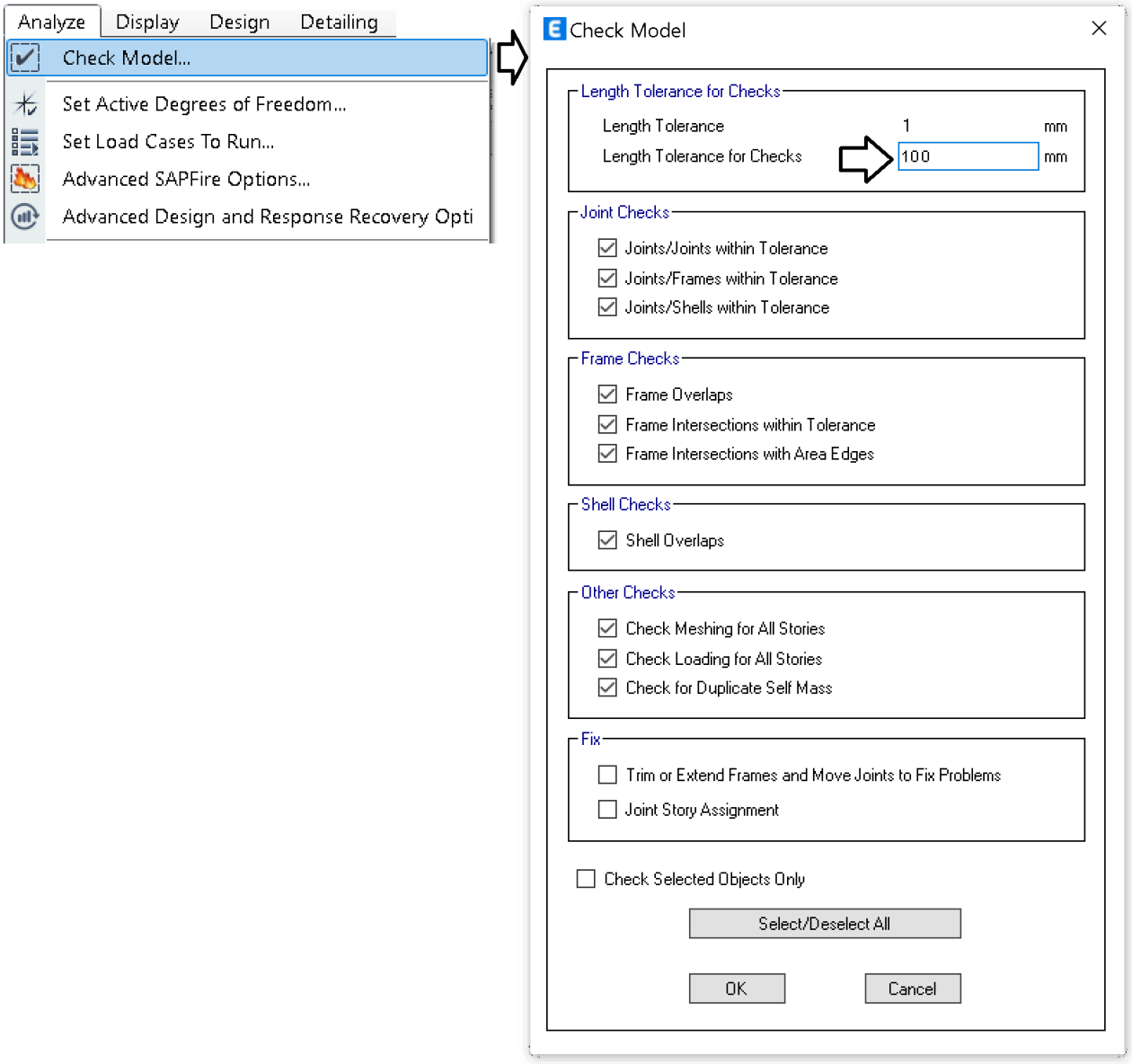
$$\frac{kl_u}{r} < 22 \quad \rightarrow \quad \frac{2 \times 3000}{0.3 \times 500} = 40 \not< 22$$

در این ستون نمی توان از اثرات لاغری صرف نظر کرد و بنابراین با توجه به اینکه ETABS لنگرهای مرتبه اول را تشدید نخواهد کرد، باید اثر $P-\Delta$ باید فعال باشد تا اثرات لنگرهای ثانویه منظور شود (حتی اگر $\theta_i < 0.1$ باشد).

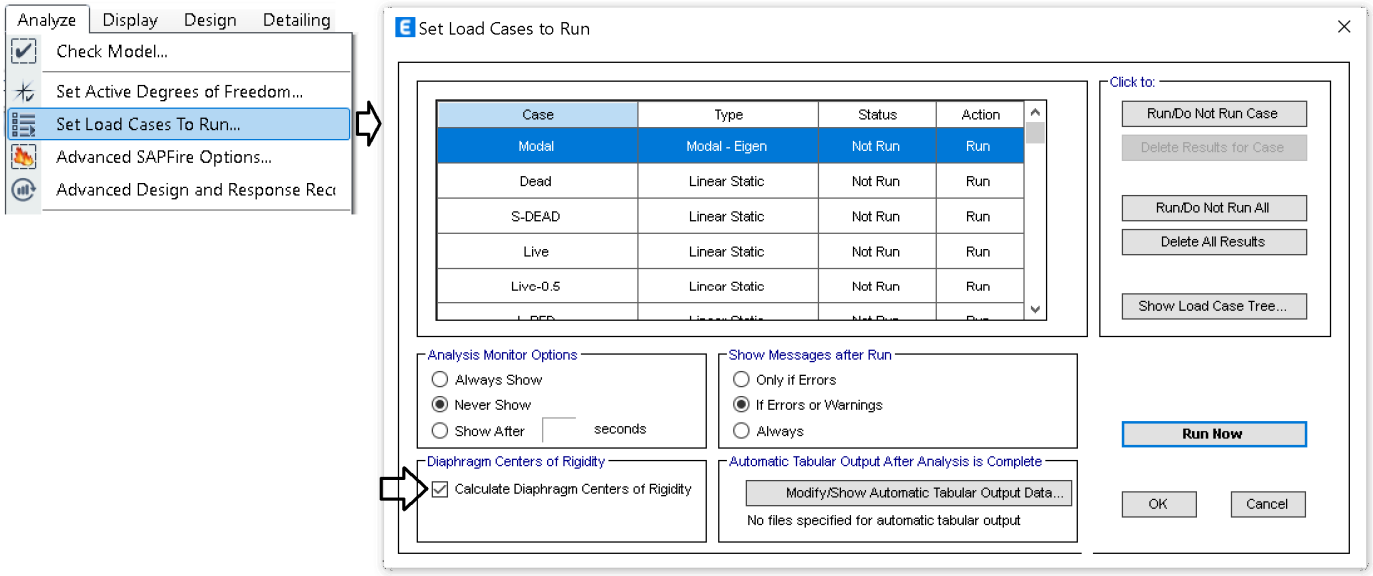
۱۶ تحلیل سازه

۱۷ تنظیم پارامترهای تحلیل سازه

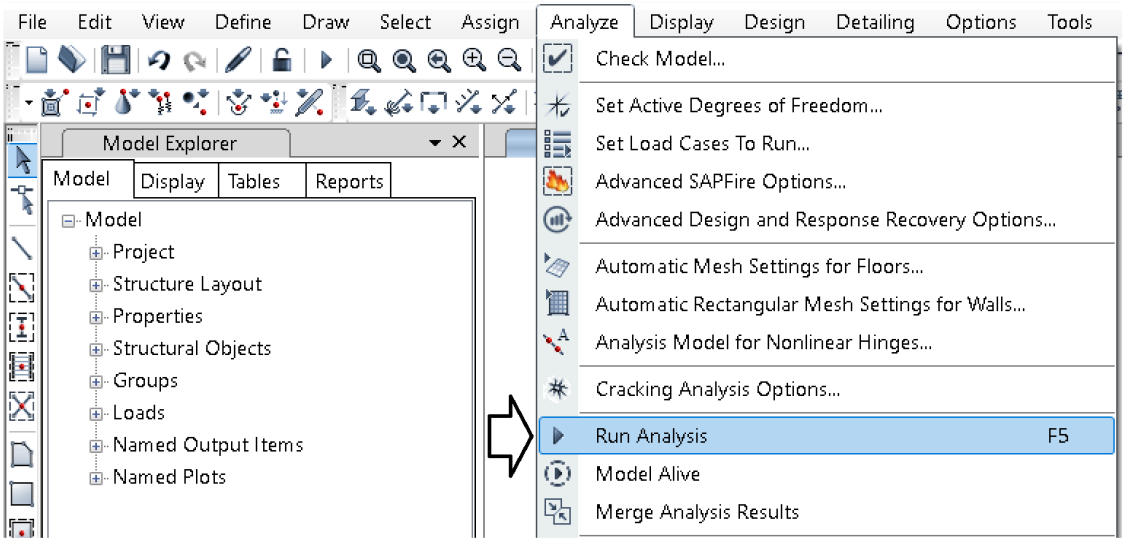
بهتر است قبل از تحلیل سازه از طریق منوی زیر خطاهای احتمالی ترسیم کنترل شود:



نرم افزار به صورت پیش فرض مرکز سختی دیافراگم را محاسبه نمی کند. باید گزینه زیر فعال شود تا مرکز سختی محاسبه شود:

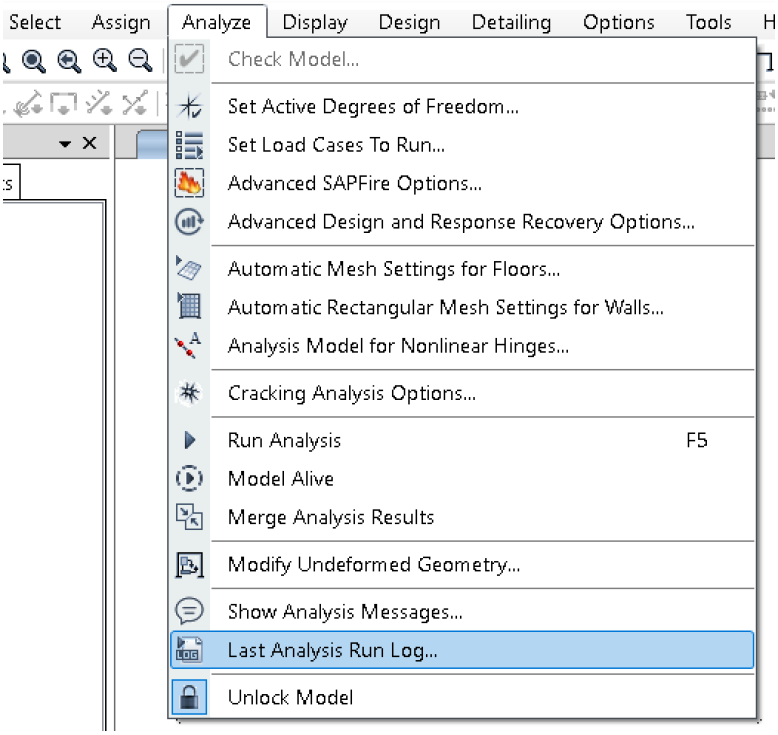


۱۷-۱ تحلیل سازه و بررسی نتایج تحلیل

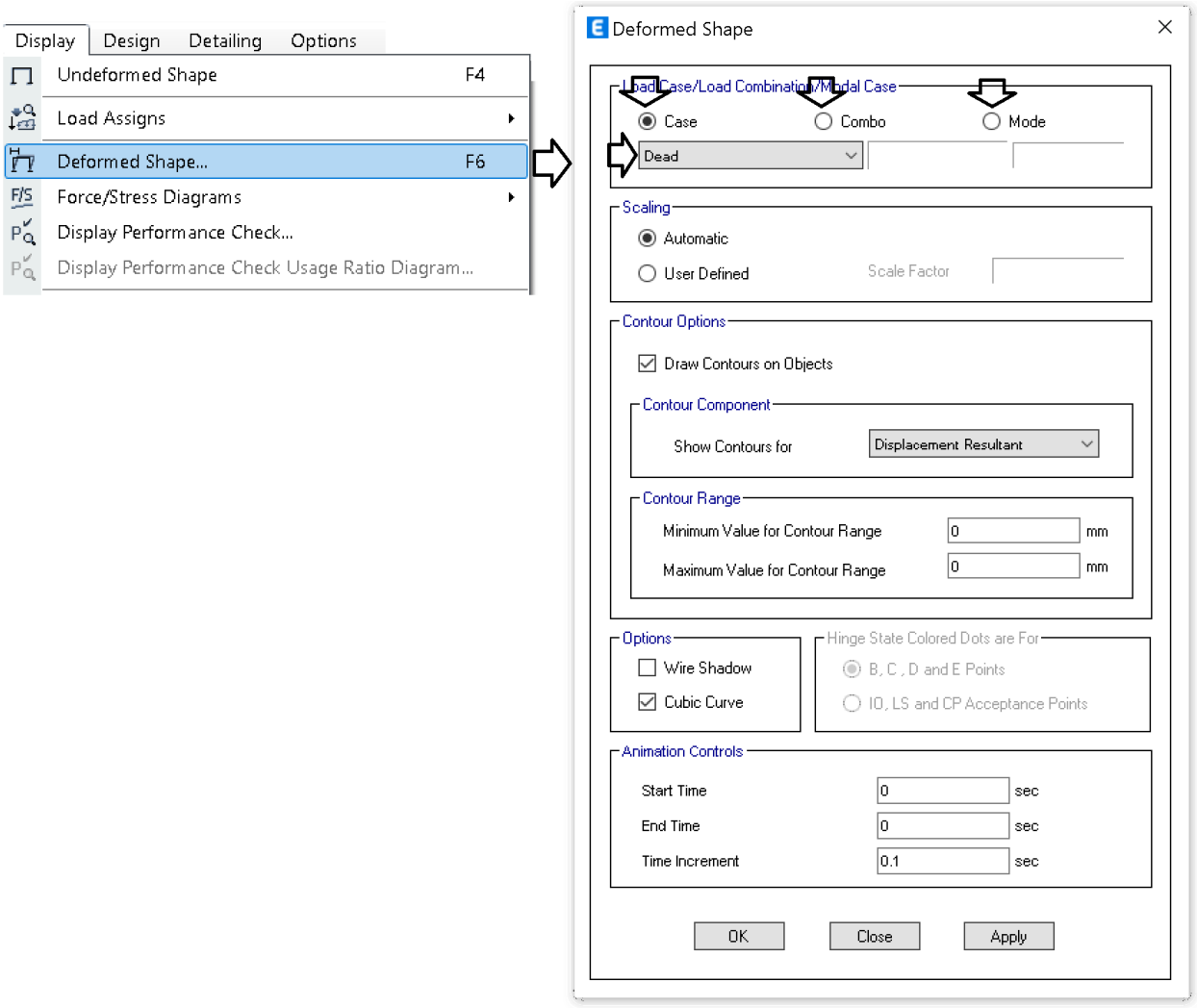


۱۷-۲ بررسی پایداری سازه و خطاهای آنالیز

از طریق منوی زیر می توان خلاصه نتایج تحلیل سازه را بررسی کرد. در خلاصه نتایج نباید پیغام WARNING مشاهده شود.

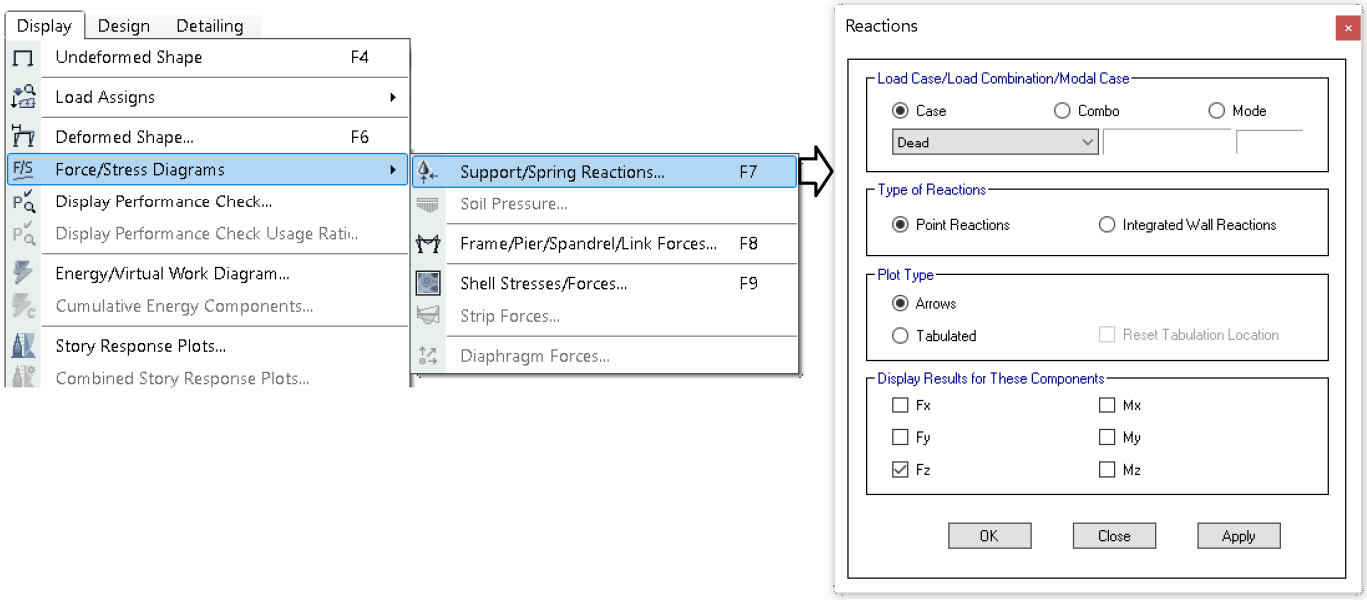


۱۷-۳ مشاهده تغییر شکل سازه

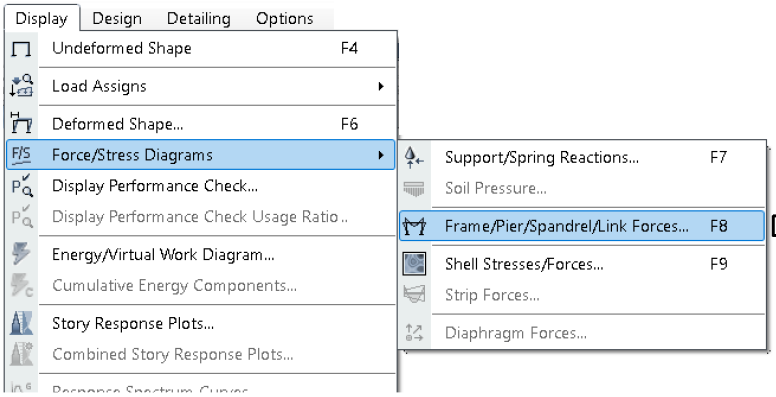


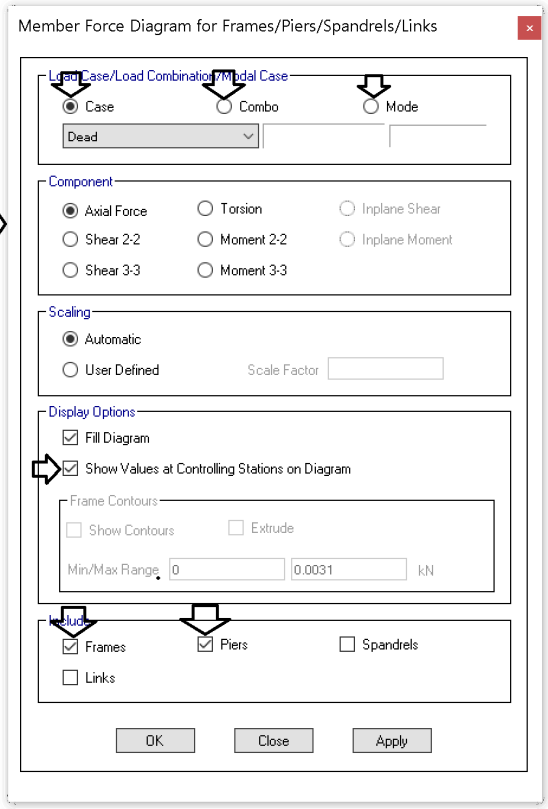
۱۷-۴ مشاهده عکس العملهای تکیه گاهی

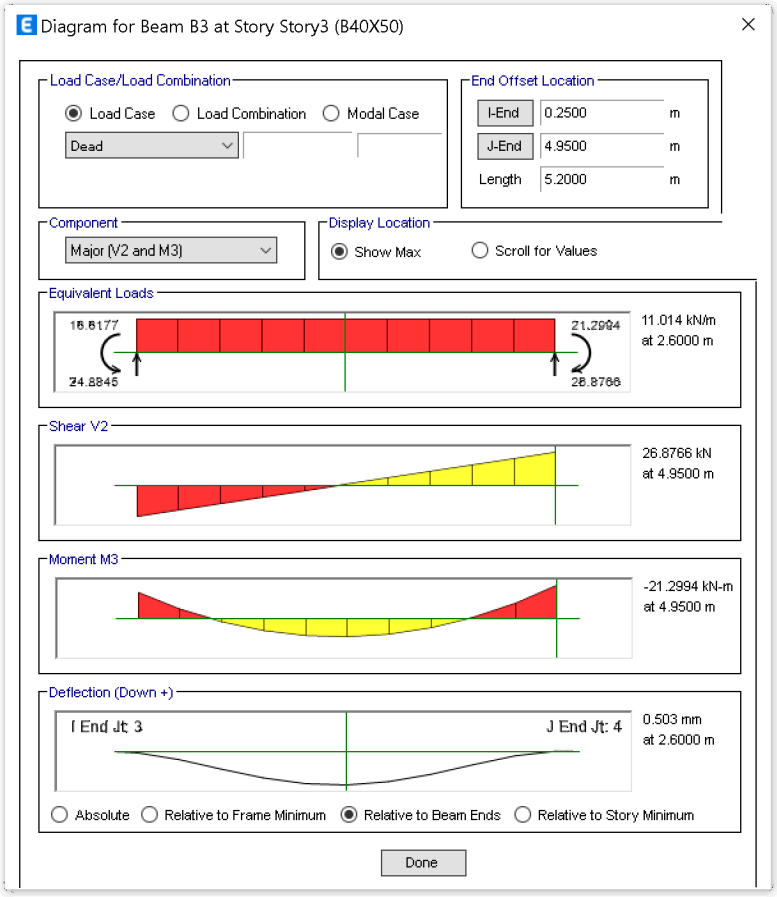
برای مشاهده عکس العملهای تکیه گاهها می توان به طریق زیر عمل کرد:

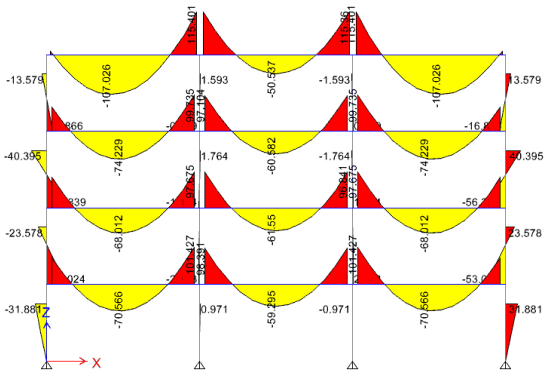


۵-۱۷ مشاهده نمودار نیروهای داخلی اعضا

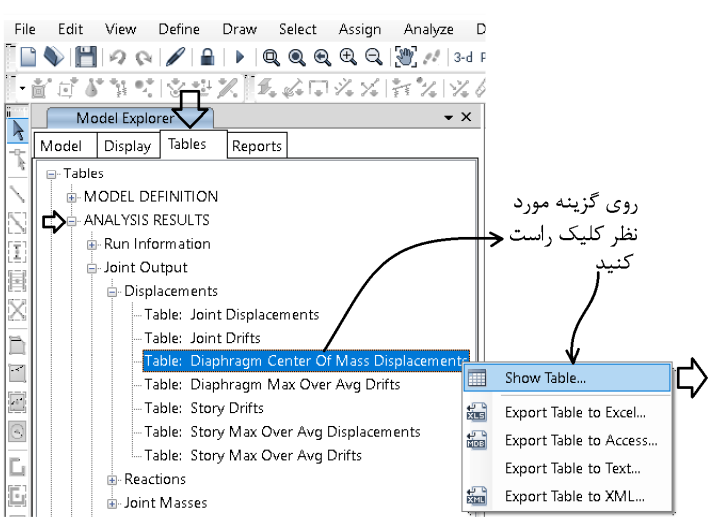


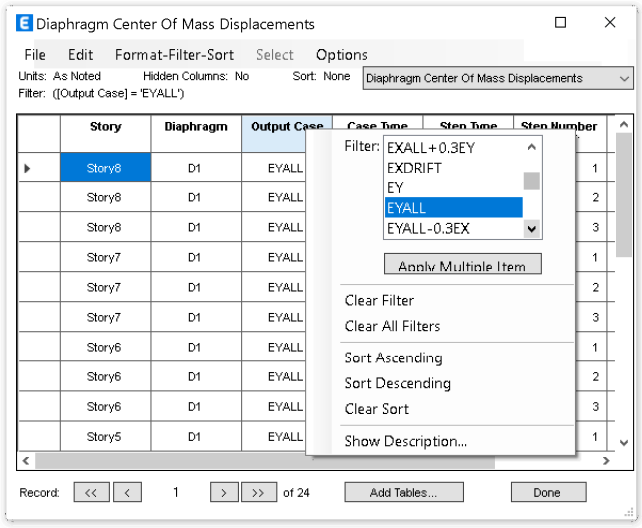






۱۷-۶ استخراج نتایج تحلیل به صورت جدول

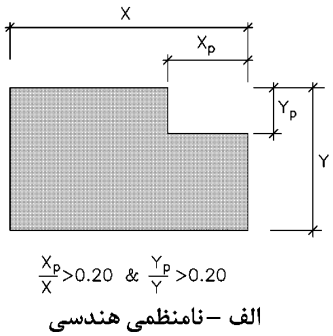




۱۸ نامنظمی در پلان

۱۸-۱ نامنظمی هندسی

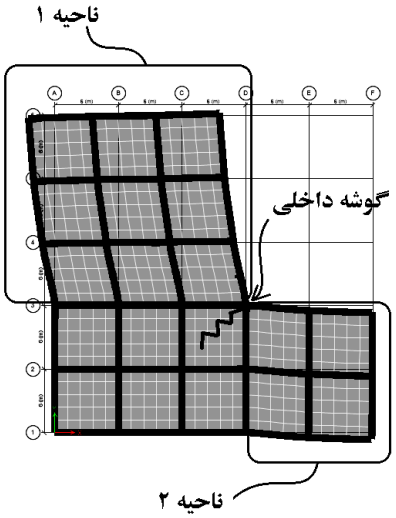
۱-۷-۱ نامنظمی در پلان



الف –نامنظمی هندسی

الف-**نامنظمی هندسی:**در مواردی که پس‌رفتگی هم‌زمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰درصد طول پلان در آن جهت باشد.

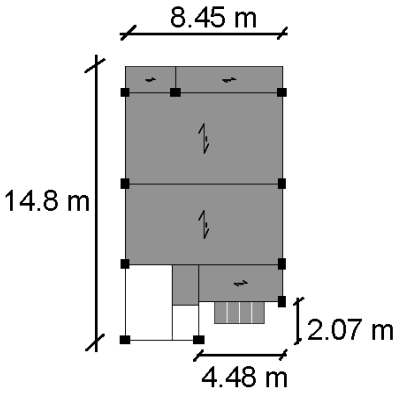
به شکل مقابل توجه نمایید. سازه در این پلان دارای ۶ "گوشه" می باشد. تنها یکی از این گوشه ها، گوشه داخلی می باشد. گوشه های داخلی مستعد پارگی می باشند. در دو سوی گوشه داخلی، جرم های قابل توجهی ایجاد می شوند.

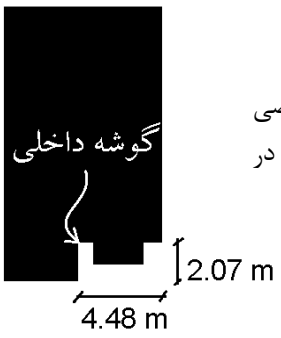


- هنگام زلزله دو ناحیه ۱ و ۲ ممکن است در دو جهت متفاوت حرکت کنند که این موجب ایجاد پارگی در گوشه داخلی خواهد شد. هر چه مساحت (و در نتیجه جرم) دو ناحیه ۱ و ۲ بیشتر باشد نیروی اینرسی بیشتری خواهند داشت و نیروی پارگی افزایش می یابند.

سوال: چگونه ممکن است همزمان دو ناحیه ۱ و ۲ در شکل فوق در دو جهت مخالف حرکت کنند؟ مگر راستای زلزله یک جهت مشخص ندارد. با توجه به اینکه هر دو قسمت مربوط به یک سازه می باشند، باید با هم حرکت کنند.

پاسخ: دو قسمت ۱ و ۲ جرم و سختی متفاوتی دارند و در نتیجه دوره تناوب آنها متفاوت می باشد. بنابراین به جهت متفاوت بودن دوره تناوب آن زمان رفت و برگشت آندو قسمت متفاوت خواهد بود و ممکن است در جهت متفاوت حرکت کنند.





آیا پلان سازه مقابل نامنظم هندسی می باشد؟

پاسخ: در گوشه داخلی که در شکل نشان داده شده است، در راستای عرضی سازه، پس رفتگی در پلان بیش از ۲۰ درصد می باشد ولی پس رفتگی در طول سازه کمتر از ۲۰ درصد می باشد:

$$\frac{4.48}{8.45} > 0.2 \qquad \frac{2.07}{14.8} < 0.2$$

بنابراین این سازه نامنظم هندسی نمی باشد.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

عواقب نامنظمی هندسی در پلان

۱- در صورت انجام آنالیز دینامیکی، همپایه سازی باید حداقل با ۹۰٪ زلزله استاتیکی انجام شود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.
ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.
ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

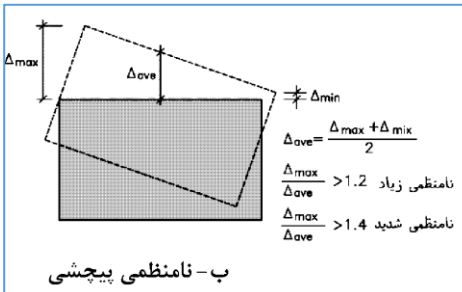
۲- اگر سازه بیش از ۱۰ متر و نیز بالای ۲ طبقه باشد، ضریب نامعینی باید بر اساس روش "ب" تعیین شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.
الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به‌دست می‌آید.
ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۳-۲)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

۳- اثر زلزله متعامد (30-100) در ترکیب بارها باید منظور شود.

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را، جز در موارد زیر، به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.
الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

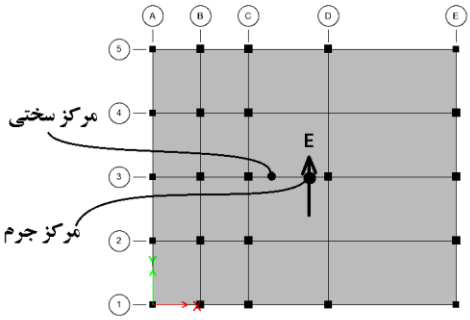
۲-۱۸ نامنظمی پیچشی

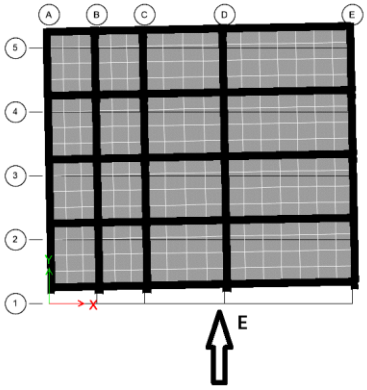


ب- نامنظمی پیچشی

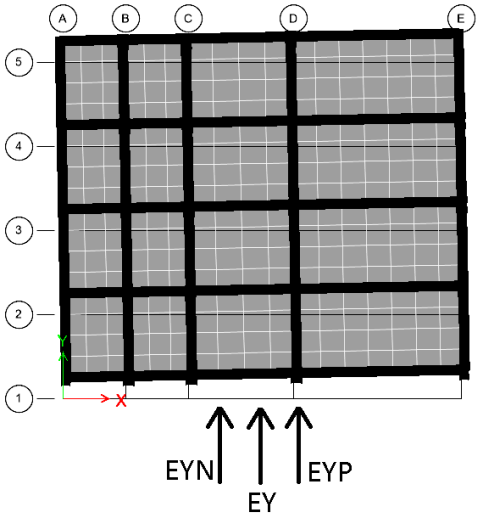
ب-**نـامنظمی پیچشـی**: در مـواردی کـه حـداکثر تغییرمکـان نسـبی در یـک انتهـای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پـیچش تصـادفی و بـا منظـور کـردن A_j = ۱/۰ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای سـاختمان در آن طبقـه باشد. در این موارد نامنظمی"زیاد" و در مـواردی کـه ایـن اخـتلاف بیشـتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی"شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

نـامنظمی‌هـای پیچشـی تنهـا در مـواردی کـه دیـافراگم‌هـای کـف‌هـا صـلب و یـا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند.





در شکل مقابل تعداد ستونها در سمت چپ سازه بیشتر بوده و مرکز سختی در سمت چپ مرکز جرم قرار گرفته است. تفاوت در مختصات مرکز سختی و مرکز جرم موجب می شود که تحت اثر نیروی زلزله، سازه علاوه بر حرکت انتقالی، حرکت چرخشی نیز داشته باشد. گرچه تعداد ستونها در سمت راست سازه کمتر می باشد ولی با افزایش ابعاد ستونها و ابعاد تیرهای سمت راست می توان سختی قابها را افزایش داد و در نتیجه پیچش سازه را کاهش داد.

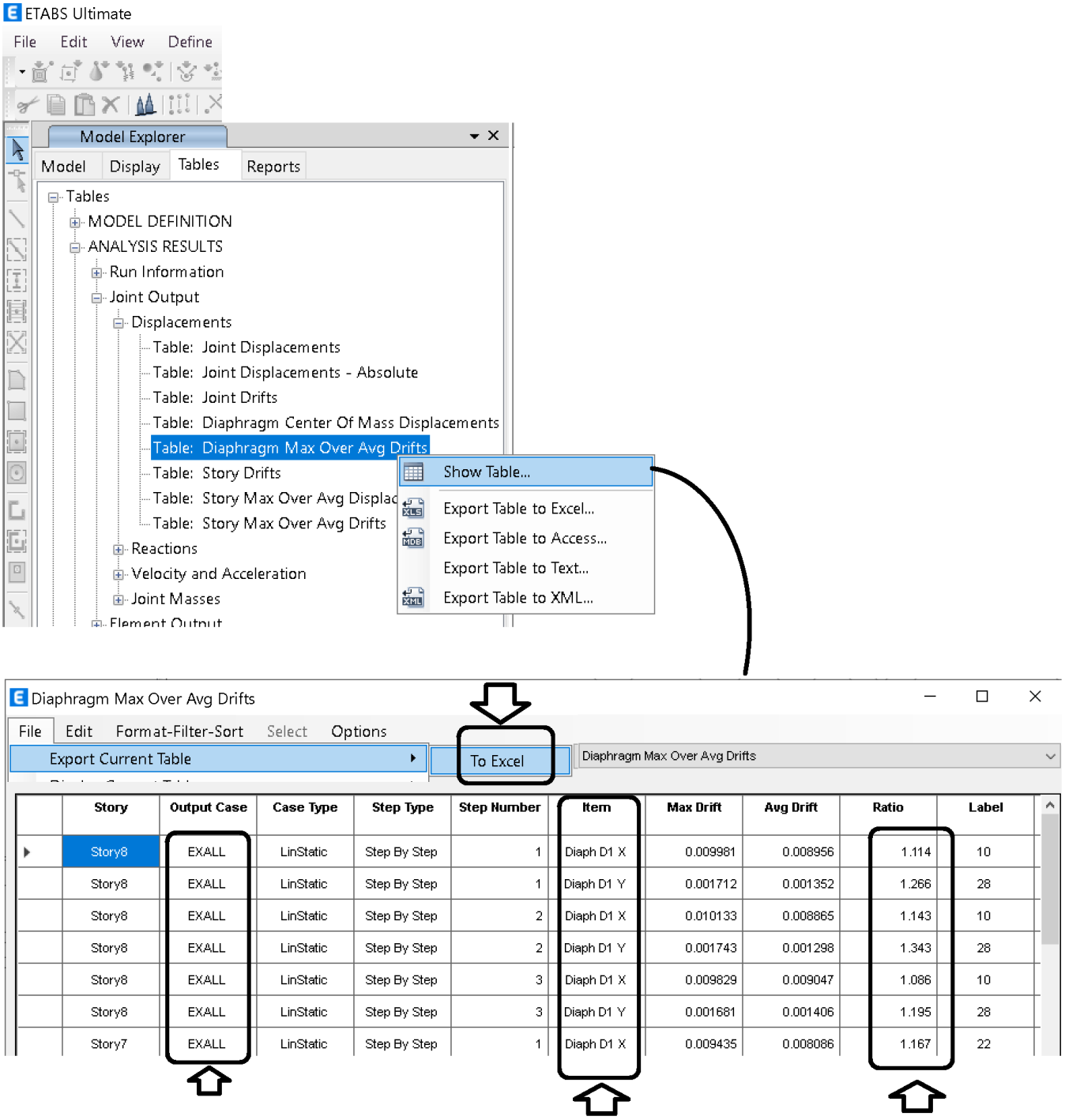


توجه: **کنترل نامنظمی پیچش باید با احتساب خروج از مرکزیت اتفاقی برابر با 0.05** باشد.

طبق بند۱-۷-۱ استاندارد ۲۸۰۰، در تعیین تغییرمکان جانبی طبقه باید زلزله های با خروج از مرکزیت تصادفی نیز منظور شوند. در شکل مقابل مسلما بیشترین پیچش تحت اثر زلزله EYP خواهد بود.

توجه: **کنترل نامنظمی پیچشی تحت ترکیب بار** لازم نیست انجام شود.

۱۸-۲-۱ کنترل نامنظمی پیچشی در ETABS



Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label
Story8	EXALL	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 X	0.009981	0.008956	1.114	10
Story8	EXALL	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 Y	0.001712	0.001352	1.266	28
Story8	EXALL	LinStatic	Step By Step	2	Diaph D1 X	0.010133	0.008865	1.143	10
Story8	EXALL	LinStatic	Step By Step	2	Diaph D1 Y	0.001743	0.001298	1.343	28
Story8	EXALL	LinStatic	Step By Step	3	Diaph D1 X	0.009829	0.009047	1.086	10
Story8	EXALL	LinStatic	Step By Step	3	Diaph D1 Y	0.001681	0.001406	1.195	28
Story7	EXALL	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 X	0.009435	0.008086	1.167	22

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m
Story8	EXALL	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 X	0.009981	0.008956	1.114	10	3.1	14.14	22.7
Story8	EXALL	LinStatic	Step By Step	2	Diaph D1 X	0.010133	0.008865	1.143	10	3.1	14.14	22.7
Story8	EXALL	LinStatic	Step By Step	3	Diaph D1 X	0.009829	0.009047	1.086	10	3.1	14.14	22.7
Story7	EXALL	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 X	0.009435	0.008086	1.167	22	1.85	0	19.7
Story7	EXALL	LinStatic	Step By Step	2	Diaph D1 X	0.009197	0.007975	1.153	22	1.85	0	19.7
Story7	EXALL	LinStatic	Step By Step	3	Diaph D1 X	0.009672	0.008197	1.18	22	1.85	0	19.7
Story6	EXALL	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 X	0.009205	0.007882	1.168	22	1.85	0	16.3
Story6	EXALL	LinStatic	Step By Step	2	Diaph D1 X	0.008971	0.007773	1.154	22	1.85	0	16.3
Story6	EXALL	LinStatic	Step By Step	3	Diaph D1 X	0.00944	0.007992	1.181	22	1.85	0	16.3
Story5	EXALL	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 X	0.008568	0.007329	1.169	22	1.85	0	12.9
Story5	EXALL	LinStatic	Step By Step	2	Diaph D1 X	0.008346	0.007225	1.155	22	1.85	0	12.9
Story5	EXALL	LinStatic	Step By Step	3	Diaph D1 X	0.008791	0.007432	1.183	22	1.85	0	12.9
Story4	EXALL	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 X	0.007452	0.006361	1.172	22	1.85	0	9.5
Story4	EXALL	LinStatic	Step By Step	2	Diaph D1 X	0.007253	0.006269	1.157	22	1.85	0	9.5
Story4	EXALL	LinStatic	Step By Step	3	Diaph D1 X	0.007651	0.006452	1.186	22	1.85	0	9.5
Story3	EXALL	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 X	0.005775	0.004921	1.174	22	1.85	0	6.1
Story3	EXALL	LinStatic	Step By Step	2	Diaph D1 X	0.005616	0.004848	1.158	22	1.85	0	6.1
Story3	EXALL	LinStatic	Step By Step	3	Diaph D1 X	0.005934	0.004993	1.189	22	1.85	0	6.1
Story2	EXALL	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 X	0.003738	0.00318	1.176	18	13.4	0	2.7
Story2	EXALL	LinStatic	Step By Step	2	Diaph D1 X	0.003632	0.003133	1.159	18	13.4	0	2.7
Story2	EXALL	LinStatic	Step By Step	3	Diaph D1 X	0.003844	0.003227	1.191	18	13.4	0	2.7
Story1	EXALL	LinStatic	Step By Step	1	Diaph D1 X	0.001468	0.001233	1.191	18	13.4	0	-0.1
Story1	EXALL	LinStatic	Step By Step	2	Diaph D1 X	0.001423	0.001214	1.172	18	13.4	0	-0.1
Story1	EXALL	LinStatic	Step By Step	3	Diaph D1 X	0.001512	0.001251	1.209	18	13.4	0	-0.1

در جدول فوق به جز طبقه Story1، تمام نسبت ها (Ratio) کمتر از 1.2 می باشد ولی در Story1 این نسبت اندکی بیش از 1.2 می باشد و بنابراین کل سازه (در هر دو راستای X و Y) نامنظم پیچشی می باشد.

- اگر حتی در **یکی از طبقات** و تنها **در یک راستا** ratio بیش از 1.2 باشد، کل سازه نامنظم پیچشی خوانده می شود.
- با توجه به اینکه هدف بررسی پیچش کل سازه می باشد، تنها حرکت نقاط متصل به دیافراگم باید بررسی شود و جابجایی نقاطی از سقف که به دیافراگم صلب متصل نیستند منظور نخواهد شد.

۳-۱۸ کنترل نامنظمی پیچشی در طبقات زیرزمین با دیوار حائل بتنی پیرامونی

در طبقاتی که دیوارهای بتنی با سختی بالا همانند دیوارهای حائل زیرزمین داریم، تغییرمکان ها تحت بار جانبی در حد صفر هستند. و عملا نسبت $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ عدد مناسبی جهت بررسی رفتار طبقه نخواهد بود (صفر تقسیم بر صفر).

در این موارد باید بررسی شود که آیا دیافراگم نرم داریم یا نه؟ در این حالت میتوان دیافراگم را semi-rigid تعریف کرده و تغییر شکل دیافراگم طبقه را تحت بار جانبی بررسی کرد. اگر دیافراگم نرم داشته باشیم، کنترل نامنظمی پیچشی لازم نخواهد بود:

> ب-**نامنظمی پیچشی**: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن A_j = ۱/۰ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.
>
> نامنظمی‌های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم‌های کف‌ها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند.

همچنین باید توجه داشت که تنها تغییرمکان **نقاط "انتهایی"** سازه در محاسبات مورد استفاده قرار گیرد و به تغییرشکلهای نقاط داخلی نباید توجه داشت.

کنترل نامنظمی پیچشی بر اساس زلزله های دینامیکی

- خروجی نرم افزار EATBS در رابطه با نسبت $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ تحت زلزله های دینامیکی طیفی نادرست می باشد. بنابراین **نامنظمی پیچشی در نرم افزار باید تحت زلزله استاتیکی بررسی شود**. در این رابطه به بند ۳۱-۱۳ این کتاب مراجعه کنید.

مشکلات خروجی ETABS

- تحت زلزله EX علاوه بر دلتای X مقدار ناچیزی دلتا نیز در راستای Y ایجاد می شود (در اثر پیچش). گاهی ایتبس به اشتباه تحت زلزله EX مقادیر دلتای Y را که همگی نزدیک به صفر هستند را بررسی می کند و مثلا فرض کنید تحت زلزله EX دلتاهای زیر را محاسبه میکند:

delta-Y-Max=0.000040 mm
delta-Y-AVE=0.000010 mm

در این حالت عملا دو عدد نزدیک به صفر را به هم تقسیم کرده و مقدار ratio آنها را برابر ۴ نشان می دهد. صفر تقسیم بر صفر معنی ندارد و به این اعداد توجه نکنید.

این بدان معناست که در کنترل نامنظمی تحت زلزله X تنها مولفه حرکتی سازه در راستای X مد نظر قرار می گیرد و به حرکت های ناچیزی که در راستای عمود بر زلزله ایجاد می شوند توجه نمی کنیم.

خلاصه اینکه وقتی پیچش را کنترل می کنید تحت زلزله های X در ستون Item، تنها به اعداد مربوط به Diaph X توجه نمایید.

- نقاطی که به دیافراگم طبقه متصل نیستند (مثلا ستونهای کنار رمپ و یا بازشوها) ممکن است حرکتی جانبی متفاوتی نسبت به دیگر نقاط آن طبقه داشته باشند. در مواردی که به خصوص دیافراگم طبقات مشابه هم نیستند (مثلا در یک طبقه خاص بازشو داریم و در طبقه بعد نداریم) ممکن است جابجایی نسبی قابل توجهی در آن نقطه خاص ایجاد شود و نرم افزار به اشتباه آنرا به عنوان Δ_{max} در نظر گیرد. در حالیکه تنها نقاط انتهایی سازه و نقاط متصل به دیافراگم باید در محاسبه نامنظمی پیچشی مد نظر قرار گیرند. در این موارد باید نسبت $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ به صورت دستی محاسبه شود.

۴-۱۸ عواقب نامنظمی پیچشی

اگر سازه **نامنظم پیچشی** باشد ($1.2 < \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 1.4$) در این صورت موارد زیر باید منظور شود:

۱- اگر سازه بالای سه طبقه باشد آنالیز دینامیکی الزامی خواهد بود

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه بـه‌کـاربرد. تنهـا، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایـه و یـا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

۲- در صورت انجام آنالیز دینامیکی، همپایه سازی سازی باید حداقل با ۹۰٪ زلزله استاتیکی انجام شود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتـاب‌هـا بایـد در ۹۰ درصـد نسـبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفـی ضـرب شـوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الـذکر باشـد، مقـادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دسـت آمـده از تحلیـل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

۳- اگر سازه بیش از ۱۰ متر و نیز بالای ۲ طبقه باشد، ضریب نامعینی باید بر اساس روش "ب" تعیین شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیـر هسـتند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هـر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیـوار برشـی تعـداد دهانـه‌هـا از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به‌دست می‌آید.

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میـزان بـرش در آنهـا از ۳۵ درصـد بـرش پایـه تجاوز می‌کند، چنانچه حـذف جزئـی از سیسـتم مقـاوم جـانبی، مطـابق جـدول (۳-۲)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقـه بـه میـزان بیشـتر از ۳۳ درصـد نشـود و در طبقـه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

۴- در محاسبه دریفت باید به جای کنترل جابجایی مرکز جرم طبقات، لبه های کناری سازه بررسی شوند.

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شـدید پیچشـی، بـرای محاسـبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu}، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقـه در امتـداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۵- خروج از مرکزیت تصادفی باید با ضریب A_j تشدید شود.

۳-۳-۷-۳ برون‌مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj}، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشـی زلزلـه از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون‌مرکزی باید در هر دو جهت و حـداقل برابـر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیـار شـود. در مواردی که ساختمان مشمول نـامنظمی پیچشـی موضـوع بنـد (۱-۷-۱-ب) مـی‌شـود، برون‌مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad 1 \leq A_j \leq 3 \qquad (۹-۳)$$

۶- اثر زلزله متعامد (30-100) در ترکیب بارها باید منظور شود.

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابـر نیـروی زلزلـه محاسـبه شـود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجـزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

۵-۱۸ عواقب نامنظمی پیچشی شدید

اگر سازه **نامنظم پیچشی شدید** باشد ($\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1.4$) در این صورت موارد زیر باید منظور شود:

۱- اگر سازه بالای سه طبقه باشد آنالیز دینامیکی الزامی خواهد بود

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

۲- در صورت انجام آنالیز دینامیکی، همپایه سازی سازی باید حداقل با ۱۰۰٪ زلزله استاتیکی انجام شود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

۳- اگر سازه بیش از ۱۰ متر و نیز بالای ۲ طبقه باشد، ضریب نامعینی بدون محاسبه طبق بند "ب" برابر 1.2 خواهد بود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به‌دست می‌آید.

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۳-۲)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

۴- در محاسبه دریفت باید به جای کنترل جابجایی مرکز جرم طبقات، لبه های کناری سازه بررسی شوند.

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu}، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۵- خروج از مرکزیت تصادفی باید با ضریب A_j تشدید شود.

۳-۳-۷-۳ برون‌مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj}، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون‌مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برون‌مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad 1 \le A_j \le 3 \qquad (۹-۳)$$

۶- اثر زلزله متعامد (30-100) در ترکیب بارها باید منظور شود.

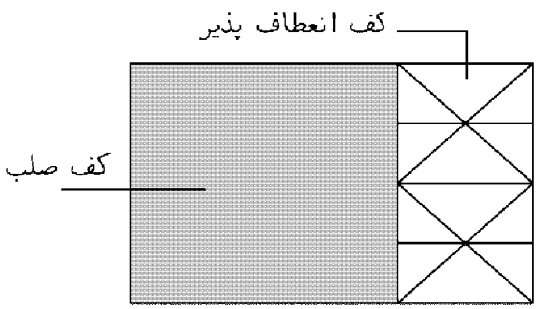
۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

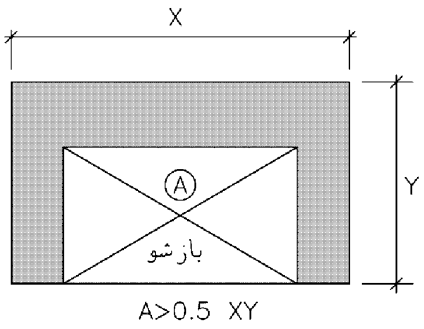
انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است www.t.me/hoseinzadehasl Instagram www.hoseinzadeh.net

۱۸-۶ نامنظمی در دیافراگم

پ-نامنظمی در دیافراگم: در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه، و یاتغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور، وجود داشته باشد.



پ-۲ نامنظمی دیافراگم (در سختی)



پ-۱ نامنظمی دیافراگم (درمساحت)

عواقب نامنظمی در دیافراگم

۱- در صورت انجام آنالیز دینامیکی، همپایه سازی باید حداقل با ۹۰٪ زلزله استاتیکی انجام شود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.
ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.
ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

۲- اگر سازه بیش از ۱۰ متر و نیز بالای ۲ طبقه باشد، ضریب نامعینی باید بر اساس روش "ب" تعیین شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به‌دست می‌آید.

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۳-۲)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

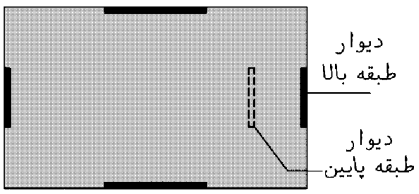
۳- اثر زلزله متعامد (30-100) در ترکیب بارها باید منظور شود.

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

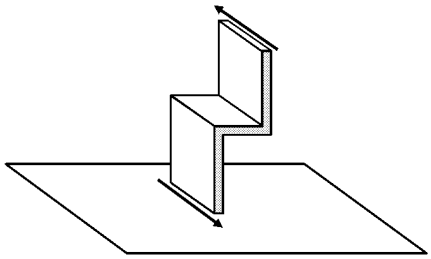
الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

۱۸-۷ نامنظمی خارج از صفحه

ت-نامنظمی خارج از صفحه: در مواردی که در سیستم باربرجانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی، مانند تغییر صفحه، حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی در طبقات، وجود داشته باشد .



ت –نامنظمی خارج از صفحه



عقب روی سازه در طبقات آخر

در سازه هایی که به جهت عقب روی، ستون طبقه فوقانی بر روی تیر طبقه تحتانی قرار میگیرد، و اتصالات نیز از نوع صلب (خمشی) میباشد، در مسیر انتقال نیروی جانبی انقطاع خواهیم داشت و بنابراین این نوع سازه ها نامنظم خارج از صفحه محسوب میشوند. توجه شود که در صورتی که اتصال ستون روی تیر از نوع مفصلی باشد، جزوه سیستم باربر جانبی محسوب نشده و موجب نامنظمی نمی شود.

عواقب نامنظمی خارج از صفحه

۱- در صورت انجام آنالیز دینامیکی، همپایه سازی باید حداقل با ۹۰٪ زلزله استاتیکی انجام شود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

۲- اگر سازه بیش از ۱۰ متر و نیز بالای ۲ طبقه باشد، ضریب نامعینی باید بر اساس روش "ب" تعیین شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به‌دست می‌آید.

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۳-۲)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

۳- اثر زلزله متعامد (30-100) در ترکیب بارها باید منظور شود.

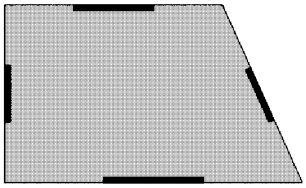
۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

۸-۱۸ نامنظمی سیستم های غیر موازی

در صورتی که اجزای قائم باربر جانبی به موازات یکی از محورهای اصلی (X یا Y) نباشد، سازه نامنظم خواهد بود. به بند زیر توجه کنید:

ث- نامنظمی سیستم‌های غیر موازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی بـه موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.



ث –نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

منظور از اجزای "قائم" چیست؟

اجزای باربر جانبی به دو قسمت باربر جانبی "افقی" و باربر جانبی "قائم" تقسیم بندی می شوند.

"افقی" شامل دیافراگم سقف، مهاربندی سقف و کلیه سیستم هایی می باشد که نیروی اینرسی سقف را در راستای افق به اجزای باربر قائم منتقل می کند.

"قائم" شامل دیوار برشی، مهاربند قائم، قاب خمشی و کلیه سیستم های باربر جانبی می باشد که در ارتفاع سازه قرار می گیرند و بار را در راستای قائم منتقل می کنند.

پیوست ۴

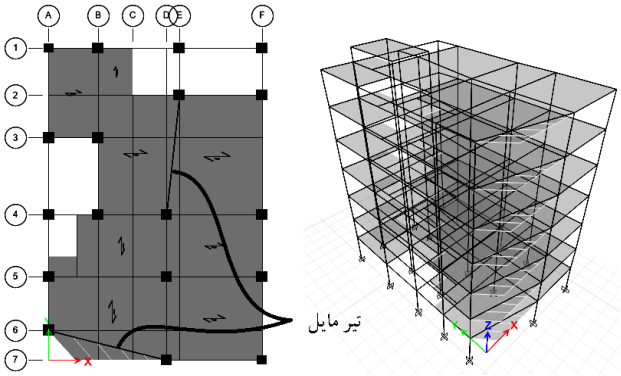
دیافراگم‌ها

۱- تعریف و عملکرد

مانند
قاب خمشی
مهار بند
دیوار برشی

مجموعه سیستم مقاوم ساختمان‌ها در برابر نیروهای جانبی معمولاً از دو قسمت اجزای قائم و اجزای افقی (یا تقریباً افقی) تشکیل می‌شود. اجزای افقی نیروهای افقی زلزله و باد را به اجزای قائم منتقل نموده و اجزای قائم نیز این نیروها را به شالوده‌ها و نهایتاً به زمین منتقل می‌نمایند. به اجزای افقی یا تقریباً افقی منتقل‌کننده نیروهای جانبی «دیافراگم افقی» و یا به اختصار «دیافراگم»گفته می‌شود. در ساختمان‌های متعارف دیافراگم‌ها شامل کف‌ها و سقف‌ها (افقی و یا با شیب کم) می‌باشند. در چنین ساختمان‌هایی دیافراگم‌ها وظیفه باربری قائم (ثقلی) را هم‌زمان بر عهده دارند. در ساختمان‌های صنعتی به‌طور کلی بادبندی‌های افقی (یا تقریباً افقی) نقش انتقال نیروهای افقی به اجزای قائم (قاب‌ها) را عهده‌دار هستند و بنابراین دیافراگم محسوب می‌گردند.

نتیجه: در قابهای خمشی که یک تیر مورب دارند، و این تیر به صورت گیردار به ستونها متصل است (قاب خمشی تشکیل می دهد). نامنظم سیستم های غیر موازی محسوب می شوند. برای مثال سازه زیر نامنظم است. چون دو تا از تیرهایش در راستای X و یا Y نمی باشند:



- یعنی حتی اگر تنها یک تیر مایل داشته باشیم سازه نامنظم خواهد بود؟ حتی اگر این تیر تنها مثلا ۵درجه انحراف داشته باشد؟

طبق آیین نامه حضور تنها "یک" تیر کج در کل سازه آنرا تبدیل به سازه نامنظم می کند. در متن آیین نامه اشاره ای به زاویه نشده است. طبق عرفی که در کشور رایج شده زاویه ۱۵ درجه بیشتر در بین مهندسین مطرح شده است. بنابراین شرط نامنظم بودن حضور تیر با زاویه انحراف بیش از ۱۵ درجه است و تیرهایی که انحرافشان کمتر از ۱۵ درجه باشد، ایجاد نامنظمی نمی کنند.

عواقب نامنظمی سیستم های غیر موازی

۱- در صورت انجام آنالیز دینامیکی، همپایه سازی باید حداقل با ۹۰٪ زلزله استاتیکی انجام شود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.
ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.
ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

۲- اگر سازه بیش از ۱۰ متر و نیز بالای ۲ طبقه باشد، ضریب نامعینی باید بر اساس روش "ب" تعیین شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.
الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به‌دست می‌آید.
ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۳-۲)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

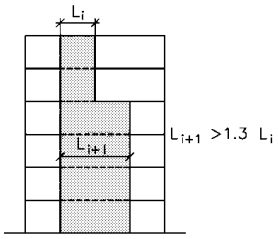
۳- اثر زلزله متعامد (30-100) در ترکیب بارها باید منظور شود.

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را، جز در موارد زیر، به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.
الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

۱۹ نامنظمی در ارتفاع

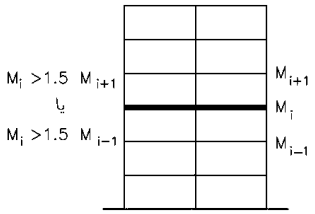
۱-۷-۲ نامنظمی در ارتفاع

الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.



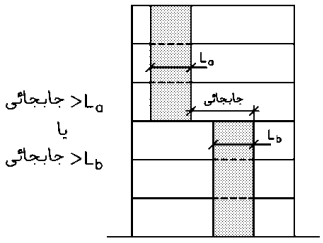
الف – نامنظمی هندسی

ب- نامنظمی جرمی: در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰درصد با جرم‌های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد.
طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنا هستند.



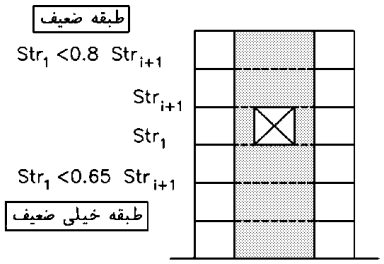
ب- نامنظمی جرمی

پ – نامنظمی قطع سیستم باربرجانبی: در مواردی که جزئی از سیستم بار بر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به‌طوری‌که آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی تغییراتی ایجاد کند.



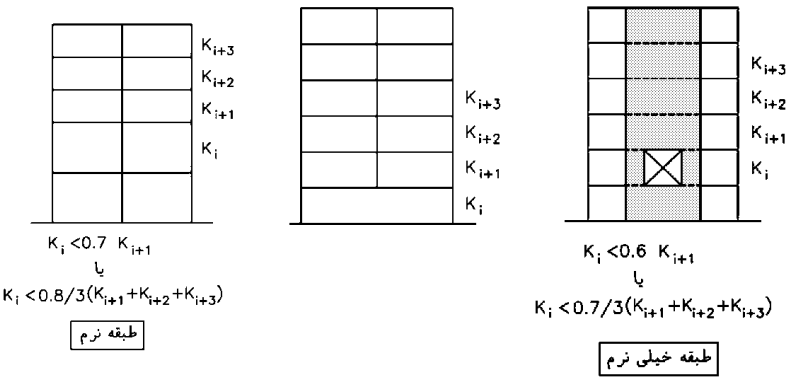
پ – نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی

ت- نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمترباشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می‌شود.
در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی ضعیف" توصیف می‌شود.



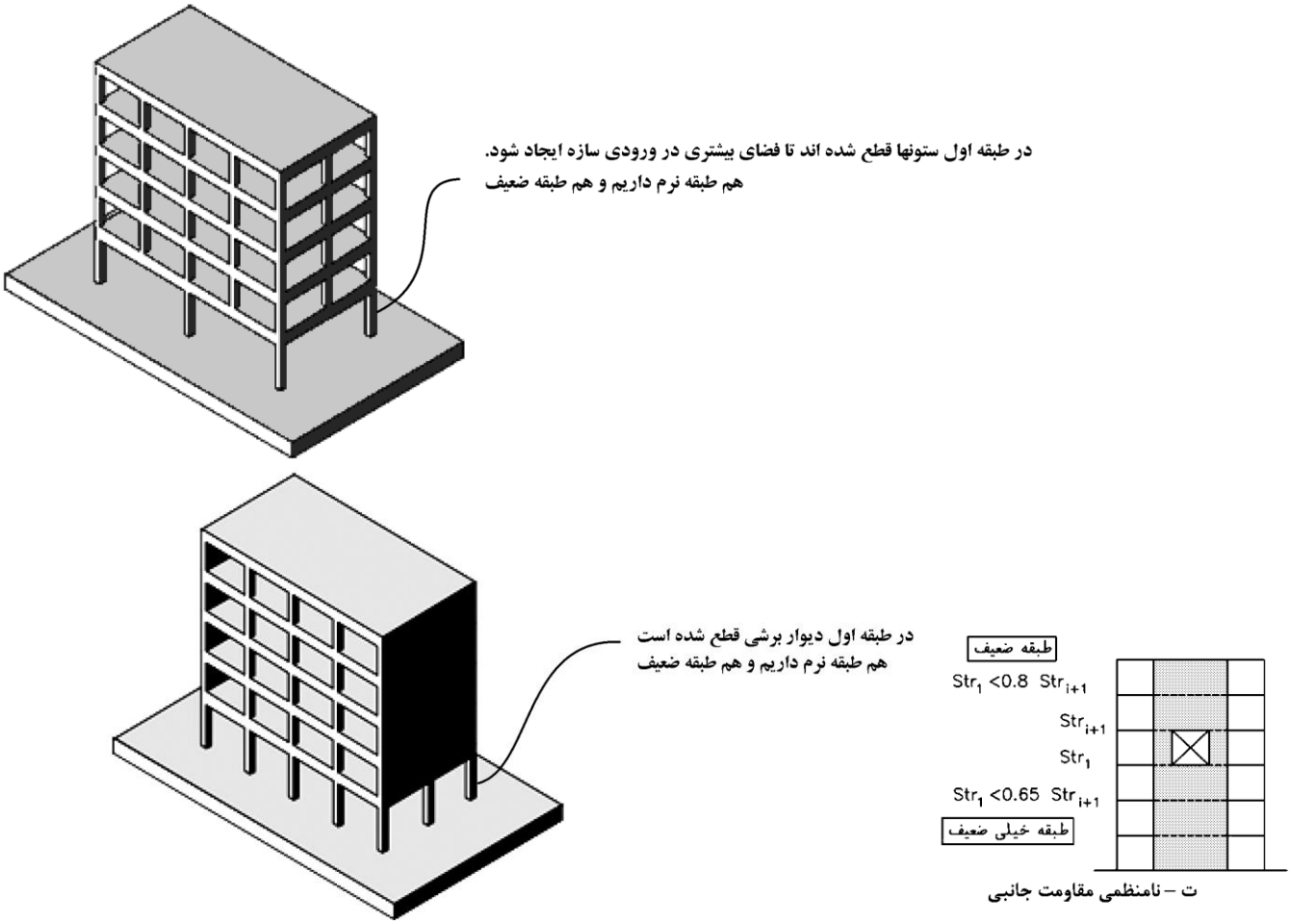
ت – نامنظمی مقاومت جانبی

ث- نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می‌شود.
در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی‌نرم" توصیف می‌شود.



ث – نامنظمی سختی جانبی

۱۹-۱ نامنظمی طبقه ضعیف



استفاده از سازه هایی مانند دو سازه فوق طبق بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰ احداث سازه هایی مانند سازه های شکل فوق، به طوریکه طبقه خیلی ضعیف ایجاد شود، در عمده مناطق کشور غیر مجاز است:

۱-۷-۳ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های با نامنظمی "طبقه خیلی ضعیف" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطرنسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه و یا ۱۰ متر باشد.

شکل زیر برگرفته از کتاب پروفسور Moehle می باشد که در آن دیوار برشی در طبقه همکف حذف شده است و در طبقه اول طبقه ضعیف ایجاد شده است. با توجه به بند فوق احداث چنین سازه هایی در مناطق لرزه خیز غیر مجاز است.



FIGURE 13.5 Permanent offset of weak first story due to discontinued wall, Olive View Hospital, 1971 San Fernando earthquake. (*Photograph by K. Steinbrugge, used with permission from the National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.*)

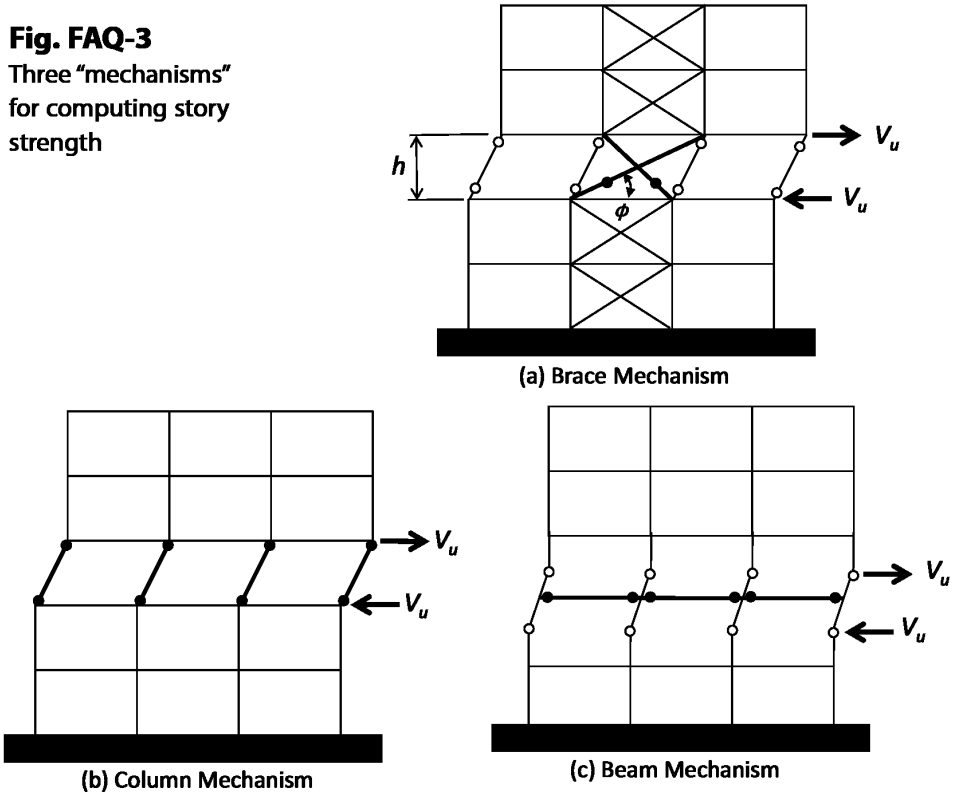
- چگونه مقاومت طبقه را محاسبه کنیم؟

متن زیر مربوط به ASCE7-2010-Seismic Guide می باشد که توضیحاتی در رابطه با نحوه محاسبه مقاومت طبقه برای بررسی نامنظمی طبقه ضعیف ارائه کرده است:

4. How are story strengths calculated when determining if a vertical structural irregularity of Type 5a or 5b as in Table 12.3-2 exists?

Calculating the strength of a "story" of a lateral load–resisting seismic system is difficult, if not impossible. The computed strength depends on the loading pattern, the location of yielding throughout the story, and on the

Fig. FAQ-3
Three "mechanisms" for computing story strength



capacities of the yielding elements. The element capacities are a function of the materials used, the details of the cross section, and the forces that act on the section. For example, the flexural strength of a reinforced concrete shear wall is a function of the axial compressive force in the wall. Similarly, the flexural capacity of a steel or concrete column is a function of the axial force in the column. Shear capacities of concrete sections are also a function of the axial force in the section.

Estimating the story capacities of some simple systems, such as those shown in **Fig. FAQ-3**, is possible. For system a, which is a braced frame system, the story capacity can be based on the strength of the braces and would be as follows:

$$V_u = (F_{uC} + F_{uT})\cos\phi \qquad \text{(Eq. FAQ-1)}$$

where F_{uC} and F_{uT} are the compressive and tensile capacities of the braces, respectively, and ϕ is the angle shown in the figure. This capacity assumes that the columns do not yield axially and have a moment release (moment-free hinge) at the top and bottom of the story. If the columns are also assumed to yield, the strength from a column mechanism (see **Fig. FAQ-3(b)** and Eq. [FAQ-2]) may be added to the strength obtained from Eq. (FAQ-1).

For a moment-resisting system, such as shown in **Fig. FAQ-3(b)**, the story capacity may be based on a sway mechanism. This method is based on the assumption that plastic hinges from in the top and bottom of each column of a particular story. If the flexural capacities of the columns are known, the story strength may be obtained as

$$V_u = \frac{2}{h}\sum_{i=1}^{ncols} M_{uC,i} \qquad \text{(Eq. FAQ-2)}$$

where h is the story height, *ncols* is the number of columns in the story, and M_{uC} is the flexural capacity of the column hinges at the top and bottom of the columns (which may be a function of the axial force in the column). This type of mechanism might form in columns of ordinary and intermediate moment frames, but it is unlikely to occur in special moment frames because of strong column–weak beam design requirements.

A second type of story capacity may be computed on the basis of the beam strengths. The mechanism for computing the story capacity is shown in **Fig. FAQ-3(c)**. This computed capacity is

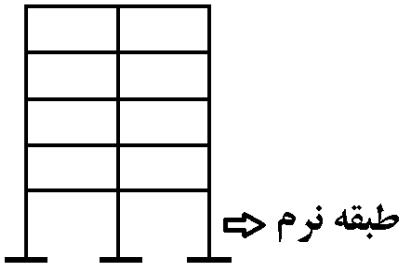
$$V_u = \frac{1}{h}\sum_{i=1}^{nbays} \left(M^{+}_{uB,i} + M^{-}_{uB,i}\right) \qquad \text{(Eq. FAQ-3)}$$

where *nbays* is the number of bays, M^{+}_{uB} is the positive moment flexural capacity at one end of the beam, M^{-}_{uB} is the negative moment capacity at the other end of the beam, and *nbays* is the number of bays. It is noted, however, that a mechanism consisting of plastic hinges at each end of each beam in a *single story* is impossible (without loss of continuity in the columns above and below the level in question). Note that equations similar to Eqs. (FAQ-2) and (FAQ-3) are discussed in Part C3 of the commentary on the *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 2005).

There is no straightforward way to compute the story shear capacity of a shear wall. Determination of the story capacity of combined systems and dual systems is also problematic.

ASCE 7 has only two consequences when weak-story irregularities occur. The first of these is given in Section 12.3.3.1, which prohibits structures in SDC E and F from having a Type 5a or 5b vertical irregularity and structures in SDC D from having a Type 5b irregularity. The second consequence is given in Section 12.3.3.2, which states that buildings with vertical irregularity Type 5b must be limited to 30 ft in height (with certain exceptions). Note also that weak-story irregularities do not prohibit the use of the equivalent lateral force method of analysis, whereas soft story irregularities in SDC D and above buildings may prohibit the use of ELF.

Aside from determining if weak story irregularity exists, story shear capacity may also be needed in association with computing the redundancy factor (Section 12.3.4) and for determining the limiting value of the stability coefficient (Eq. [12.8-17]).



۲-۱۹ طبقه نرم

در شکل مقابل ارتفاع طبقه اول بیش از سایر طبقات است.

با افزایش طول ستونها، سختی طبقه کاهش می یابد و ممکن است طبقه نرم ایجاد شود.

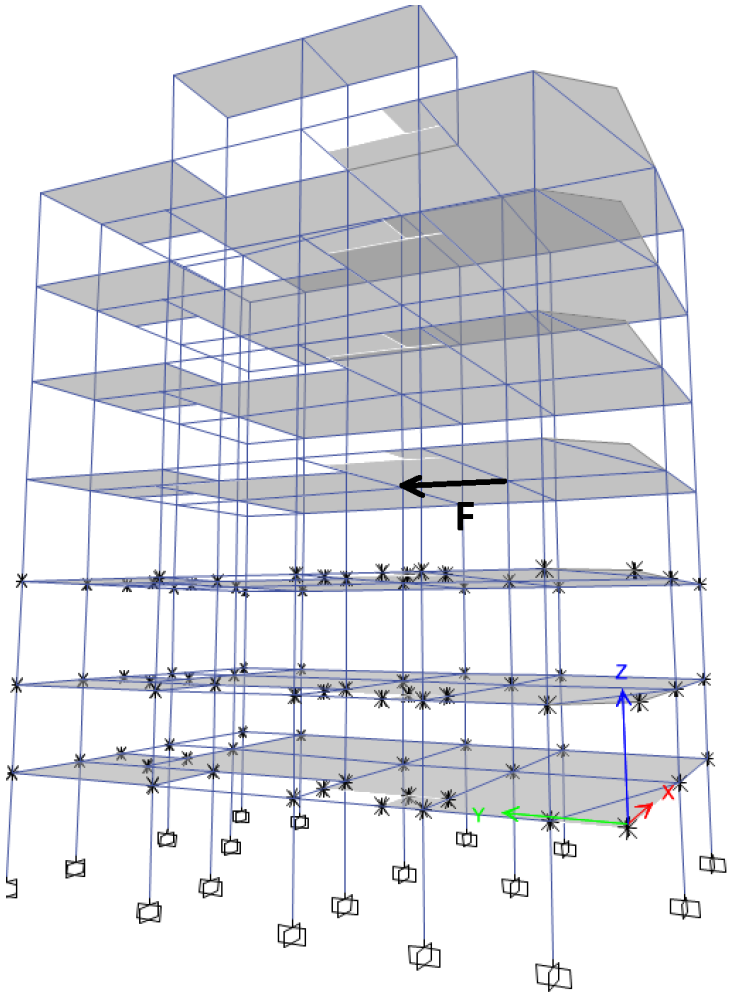
پیشنهاد استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه سختی طبقه:

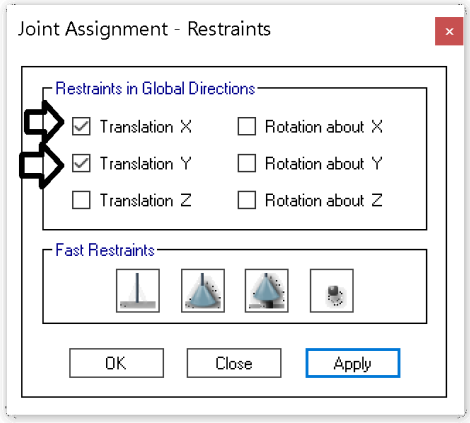
سختی طبقه: Story Stiffness

برابر با مجموع سختی جانبی اعضای باربر جانبی آن طبقه است. برای محاسبهٔ این سختی می‌توان تغییر مکان جانبی واحدی را در سقف طبقهٔ مورد نظر وارد کرد و کلیهٔ طبقات زیرین را بدون حرکت در نظر گرفت.

بر اساس تعریف فوق می توان سختی جانبی طبقه را به راحتی توسط نرم افزار محاسبه کرد. برای نمونه در شکل زیر اگر بخواهیم سختی طبقه چهارم را محاسبه کنیم، باید در طبقات تحتانی تکیه گاه "جانبی" قرار داده و با اعمال جابجایی (و یا نیرو) در تراز طبقه ۴ حرکت سازه را بررسی کنیم:

$$F = K\Delta$$





در این روش سختی طبقات بالاتر بر تغییرشکل طبقه چهارم تاثیر گذار خواهد بود و عملا سختی طبقه چهارم تنها تابع سختی تیر و ستونهای آن طبقه نخواهد بود. بلکه سختی تیر و ستونهای طبقات بالاتر بر مقدار سختی حاصل از روش تاثیر گذار خواهد بود.

سوالی که ممکن است مطرح شود این است که در سازه های سه بعدی، نیروی F به چه نقطه ای باید وارد شود. آیا نیرو را به مرکز جرم طبقه وارد کنیم یا به مرکز سختی طبقه؟ با توجه به اینکه هدف محاسبه سختی طبقه می باشد، باید نیروی F به مرکز سختی طبقه وارد شود. در این صورت در سازه پیچش نخواهیم داشت و تمام نقاط طبقه حرکت (Δ) یکسان خواهند داشت.

نکته مهم: طبق ASCE7-2016 اگر دریفت طبقه پایین تحت زلزله (بدون منظور کردن اثر پیچش) کمتر از 1.3 برابر دریفت طبقه بالا باشد، کنترل نامنظمی پیچشی و نیز نامنظمی جرمی لازم نمی باشد:

12.3.2.2 Vertical Irregularity

EXCEPTIONS:

1. Vertical structural irregularities of Types 1a, 1b, and 2 in Table 12.3-2 do not apply where no story drift ratio under design lateral seismic force is greater than 130% of the story drift ratio of the next story above. Torsional effects need not be considered in the calculation of story drifts. The story–drift ratio relationship for the top two stories of the structure are not required to be evaluated.

Table 12.3-2 Vertical Structural Irregularities

Type	Description
1a.	**Stiffness–Soft Story Irregularity:** Stiffness–soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.
1b.	**Stiffness–Extreme Soft Story Irregularity:** Stiffness–extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.
2.	**Weight (Mass) Irregularity:** Weight (mass) irregularity is defined to exist where the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.

۱۹-۳ عواقب نامنظمی هندسی، قطع سیستم باربر جانبی، طبقه ضعیف

۱- در صورت انجام آنالیز دینامیکی، همپایه سازی باید حداقل با ۹۰٪ زلزله استاتیکی انجام شود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

۱۹-۴ عواقب نامنظمی جرمی و طبقه نرم

۱- اگر سازه بالای سه طبقه باشد آنالیز دینامیکی الزامی خواهد بود.

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

۲- همپایه سازی سازی باید حداقل با ۹۰٪ زلزله استاتیکی انجام شود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

۱۹-۵ عواقب نامنظمی طبقه خیلی نرم

۱- اگر سازه بالای سه طبقه باشد آنالیز دینامیکی الزامی خواهد بود

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

۲- همپایه سازی باید با ۱۰۰٪ زلزله استاتیکی انجام شود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

۱۹-۶ عواقب نامنظمی طبقه خیلی ضعیف

۱- احداث سازه با طبقه خیلی ضعیف در مناطقی که $A>0.2$ می باشند، مجاز نیست.

۱-۷-۳ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های با نامنظمی "طبقه خیلی ضعیف" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطرنسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه و یا ۱۰ متر باشد.

۲- همپایه سازی باید حداقل با ۹۰٪ زلزله استاتیکی انجام شود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است www.t.me/hoseinzadehasl Instagram www.hoseinzadeh.net

۲۰ پیچش تصادفی و تعیین ضریب A_j

۳-۳-۷ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

۳-۳-۷-۱ نیروی برشی زلزله، که بر اساس توزیع نیروها در بند (۳-۳-۶) در طبقات ساختمان ایجاد می‌شود، به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات باید، طبق بند (۳-۳-۷-۲)، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات، در توزیع این برش‌ها باید اثر تغییر شکل‌های ایجادشده در کف‌ها نیز منظور شود.

۳-۳-۷-۲ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i، در اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$M_{ui} = \sum_{j=i}^{n}(e_{ij} + e_{aj})F_{uj} \qquad (۸-۳)$$

در این رابطه:

e_{ij}: برون‌مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i، فاصله افقی مرکز جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i

e_{aj} : برون‌مرکزی اتفاقی طبقه j ، موضوع بند (۳-۳-۷-۳)

F_{uj}: نیروی جانبی درتراز طبقه j

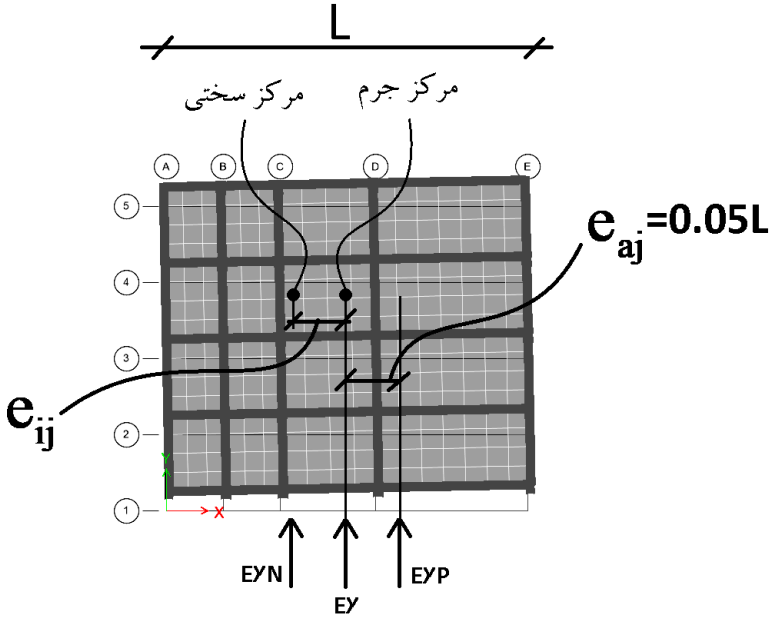
۳-۳-۷-۳ برون‌مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj}، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون‌مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برون‌مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad 1 \le A_j \le 3 \qquad (۹-۳)$$

در این رابطه:

Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.

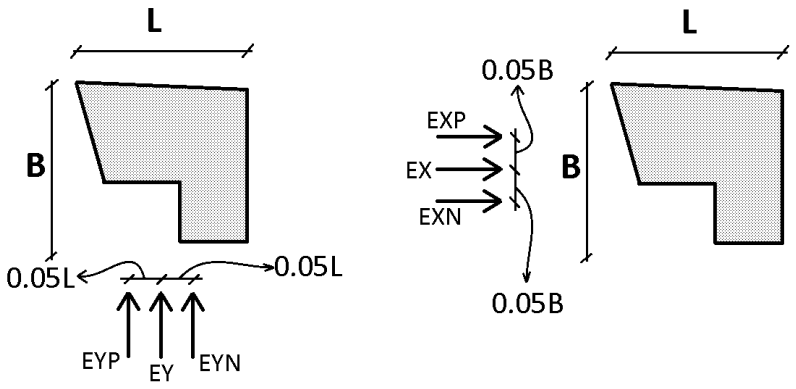
Δ_{ave}= میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.



به شکل زیر توجه کنید. مقدار خروج از مرکزیت تصادفی حداقل باید برابر 0.05 بعد سازه در نظر گرفته شود:

FEMA-P-1050:

The locations of the centers of mass and rigidity for a given floor or roof typically cannot be established with a high degree of accuracy because of mass and stiffness uncertainty and deviations in design, construction, and loading from the idealized case. To account for this inaccuracy, the standard requires the consideration of a minimum eccentricity of 5% of the width of a structure perpendicular to the direction being considered to any static eccentricity computed using idealized locations of the centers of mass and rigidity. **Where a structure has a geometrically complex or nonrectangular floor plan, the eccentricity is computed using the diaphragm extents perpendicular to the direction of loading**



- در صورتی که سازه نامنظم پیچشی باشد، خروج از مرکزیت باید بیش از 0.05 بعد سازه منظور شود:

$$0.05 \le \left(\text{خروج مرکزیت} = 0.05 \times A_j = 0.05 \times \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2 \times \Delta_{ave}} \right)^2 \right) \le 0.15$$

در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برون‌مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}} \right)^2 \qquad 1 \le A_j \le 3 \qquad (۹-۳)$$

در این رابطه:

Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.

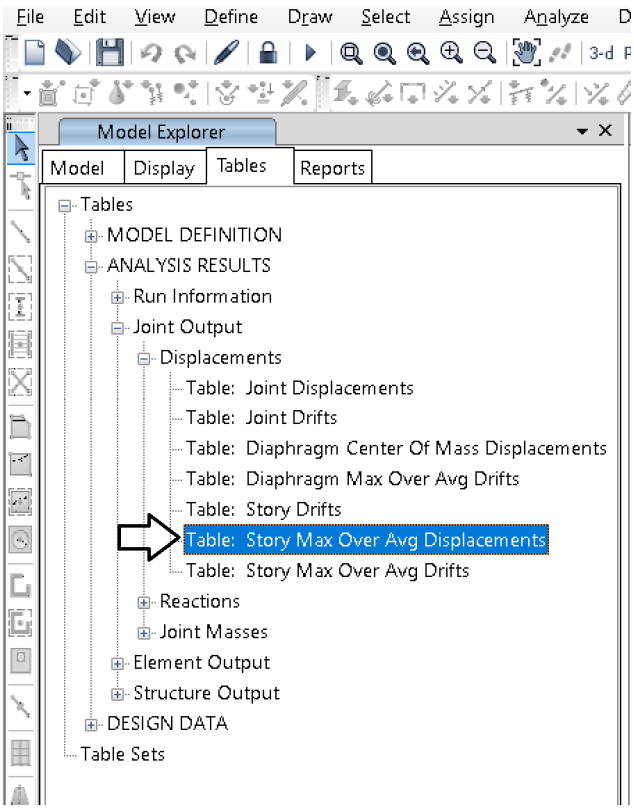
Δ_{ave}= میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.

به بند زیر توجه نمایید. در موارد خاص می توان از تعریف زلزله های با خروج از مرکزیت تصادفی صرف نظر کرد.

البته مشابه این بند در ASCE7-10 وجود ندارد و توصیه می شود در تمامی سازه ها زلزله با خروج از مرکزیت تصادفی تعریف شود.

۳-۳-۷-۴ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از هجده متر در مواردی که برون‌مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به درنظر گرفتن برون‌مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

برای تعیین مقدار Aj می توان به صورت زیر عمل کرد:



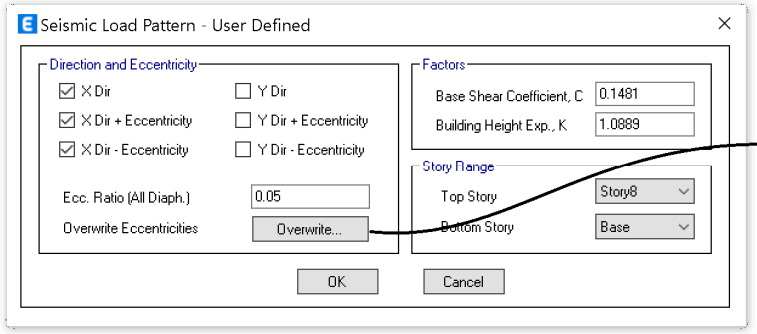
- در شکل زیر مقدار ستون آخر (ratio) مقدار $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ را نشان می دهد.
- EXALL2 و EXALL3 زلزله های اولیه با خروج از مرکزیت 0.05 می باشند:

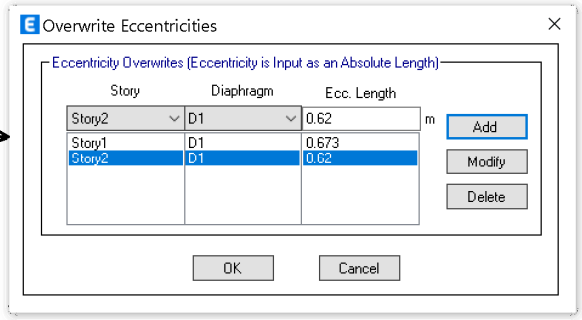
TABLE: Story Max/Avg Displacements					
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
Story8	EXALL 2	X	112.951	109.231	1.034
Story7	EXALL 2	X	96.853	94.907	1.021
Story6	EXALL 2	X	78.183	76.62	1.02
Story5	EXALL 2	X	59.121	57.925	1.021
Story4	EXALL 2	X	40.378	39.552	1.021
Story3	EXALL 2	X	23.46	22.956	1.022
Story2	EXALL 2	X	10.053	9.832	1.023
Story1	EXALL 2	X	3.146	3.094	1.017
Story8	EXALL 3	X	118.375	112.563	1.052
Story7	EXALL 3	X	113.429	97.614	1.162
Story6	EXALL 3	X	91.923	78.885	1.165
Story5	EXALL 3	X	69.854	59.716	1.17
Story4	EXALL 3	X	48.127	40.859	1.178
Story3	EXALL 3	X	28.367	23.791	1.192
Story2	EXALL 3	X	12.504	10.247	1.22
Story1	EXALL 3	X	4.137	3.254	1.271

Story	Ratio	Aj	Ecc
Story7	1.162	1	0.05
Story6	1.165	1	0.05
Story5	1.17	1	0.05
Story4	1.178	1	0.05
Story3	1.192	1	0.05
Story2	1.22	1.033611	0.051681
Story1	1.271	1.121834	0.056092

زلزله راستای X باید به صورت زیر اصلاح شود. در محاسبات زیر عرض سازه در راستای عمود بر EX برابر B=12m فرض شده است. تنها در طبقات story1 و story2 باید مقدار خروج از مرکزیت بیش از ۵٪ اعمال شود. در طبقه دوم مقدار خروج از مرکزیت بر حسب متر برابر خواهد بود با:

$$Ecc = 0.05A_jB = 0.05\left(\frac{12.504}{1.2 \times 10.247}\right)^2 (12m) = 0.05 \times 1.034 \times (12m) = 0.0517(12m) = 0.62\,m$$





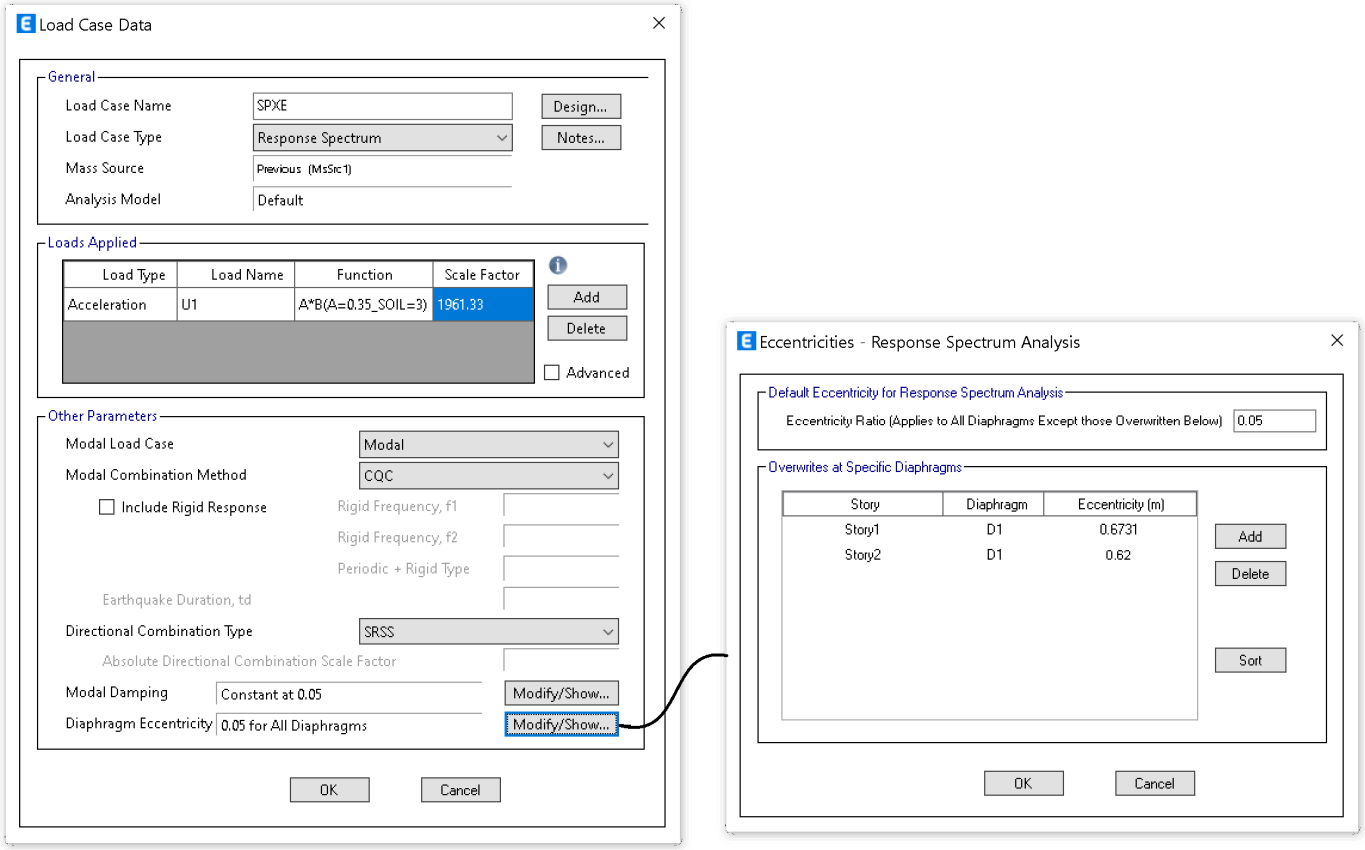
۲۰-۱ اعمال A_j در زلزله دینامیکی

در صورت استفاده از تحلیل دینامیکی طیفی جهت طراحی سازه، ضریب Aj باید مطابق شکل زیر در تعریف زلزله اعمال شود.

- محاسبه مقدار Aj هم می تواند بر اساس نتایج تحلیل استاتیکی انجام شود و هم تحلیل دینامیکی

متاسفانه خروجی نرم افزار ایتبس در رابطه با زلزله های دینامیکی جهت محاسبه Aj صحیح نمی باشد. بنابراین یا کاربر باید خود بر اساس ترکیب مدها مقدار Aj را محاسبه کند که مسلما زمان بر خواهد بود. و یا اینکه از نتایج تحلیل استاتیکی استفاده کند.

نتیجه: مقدار Aj باید بر اساس نتایج تحلیل استاتیکی (EXALL و EYALL) محاسبه شود و سپس مطابق شکل زیر در زلزله دینامیکی وارد شود.



- مقادیر Aj برای راستای X و Y و برای هر طبقه می توان به صورت مجزا محاسبه کرد.

۲۱ زلزله ۳۰ درصد متعامد

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

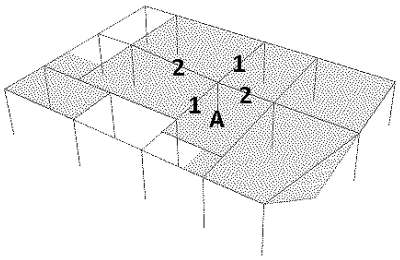
نحوه کنترل این بند در پیوست این جزوه تشریح شده است

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون‌مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

در قابهای خمشی ستونها همیشه در محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی قرار دارند. در شکل زیر ستون A در محل تقاطع سیستم های باربر جانبی ۱ و ۲ قرار دارد.



ستون A در محل تقاطع سیستم های باربر 1 و 2 قرار دارد

- در اکثر سازه (شامل قابهای خمشی فولادی و بتنی، سیستم های دوگانه) تمامی ستونها در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند و بنابراین بر خلاف تصور برخی از طراحان منظور کردن زلزله متعامد در تمامی سازه های قاب خمشی الزامی می باشد.
- به پرسش و پاسخ ارائه شده در وبسایت www.std2800.ir که مربوط به دفتر تدوین ضوابط و استانداردها می باشد توجه نمایید:

با توجه به بند ۳-۱-۴-ب آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، اگر سازه‌ای منظم بوده و در دو جهت متعامد (X,Y)، دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی باشد، کلیه ستون‌های این سازه مشمول بند فوق می‌شوند یا خیر؟

اگر سازه‌ای منظم بوده و در دو جهت متعامد (X,Y) دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی باشد، کلیه ستون‌های این سازه مشمول بند ۳-۱-۴ ب می‌شوند.

مشاهده: ۲۰ مرتبه **تاریخ نمایش:** ۱۳۹۵/۰۵/۲۳ **آخرین ویرایش:** ۱۳۹۵/۰۵/۲۳

- سوال: یک سازه با سیستم قاب خمشی نامنظم داریم (برای مثال قاب خمشی شامل تیر کج می باشد). در صورتیکه بار محوری ناشی از زلزله در ستون، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، اعمال زلزله متعامد (۳۰ درصد) لازم است؟

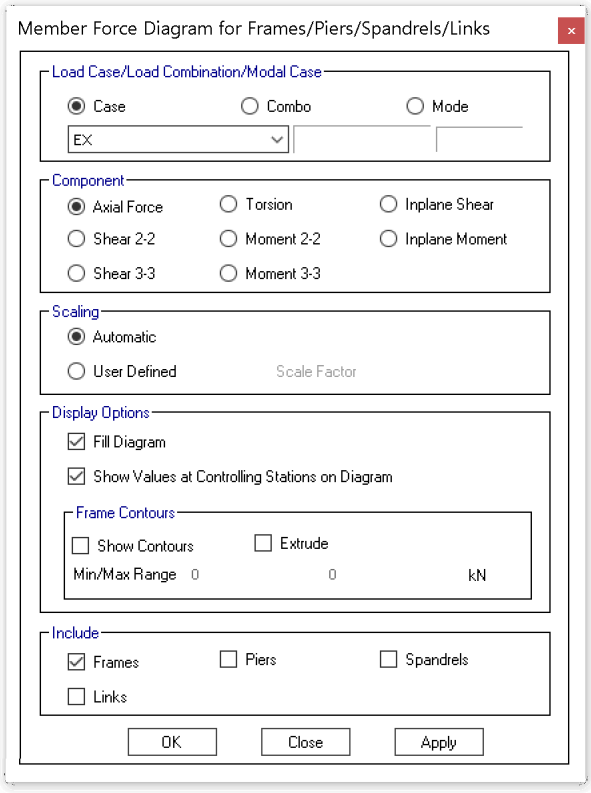
پاسخ: بله. طبق متن ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ تبصره مربوط به عدم اعمال زلزله متعامد تنها مربوط به بند ب میشود و شامل بند الف نمی شود. بنابراین تمامی سازه های نامنظم در پلان (حتی آنهایی که نیروی محوری ناشی از زلزله شان در ستونها کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت محوری است) باید برای زلزله متعامد (۳۰ درصد) کنترل شوند.

بنابراین تنها زمانی می توان در قابهای خمشی بتنی و فولادی از زلزله ۳۰ درصد متعامد صرف نظر کرد که هر **دو شرط زیر همزمان برقرار باشد**:

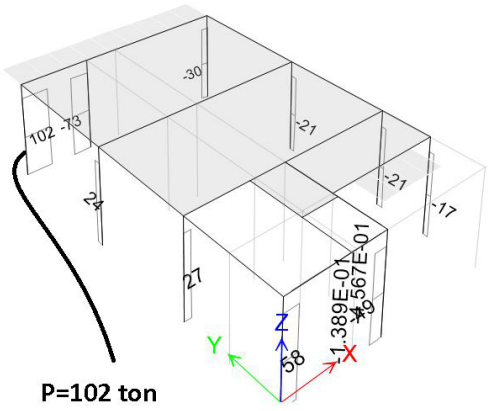
۲- سازه منظم در پلان باشد.

و

۳- نیروی محوری ستون ناشی از زلزله کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت محوری آن باشد.



نحوه مقایسه نیروی محوری ناشی از زلزله با ظرفیت محوری ستون بتنی:
در شکل زیر نیروی محوری ستونها تحت زلزله EX نمایش داده شده است. نیروی محوری در یکی از ستونها برابر 102ton می باشد.

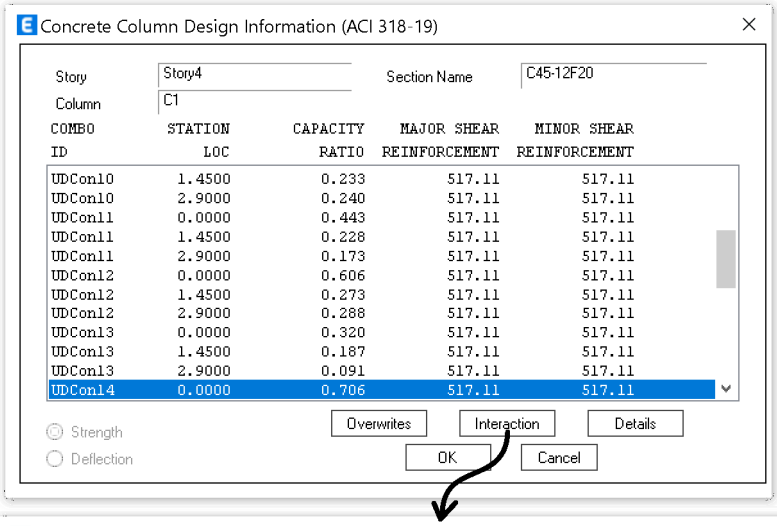


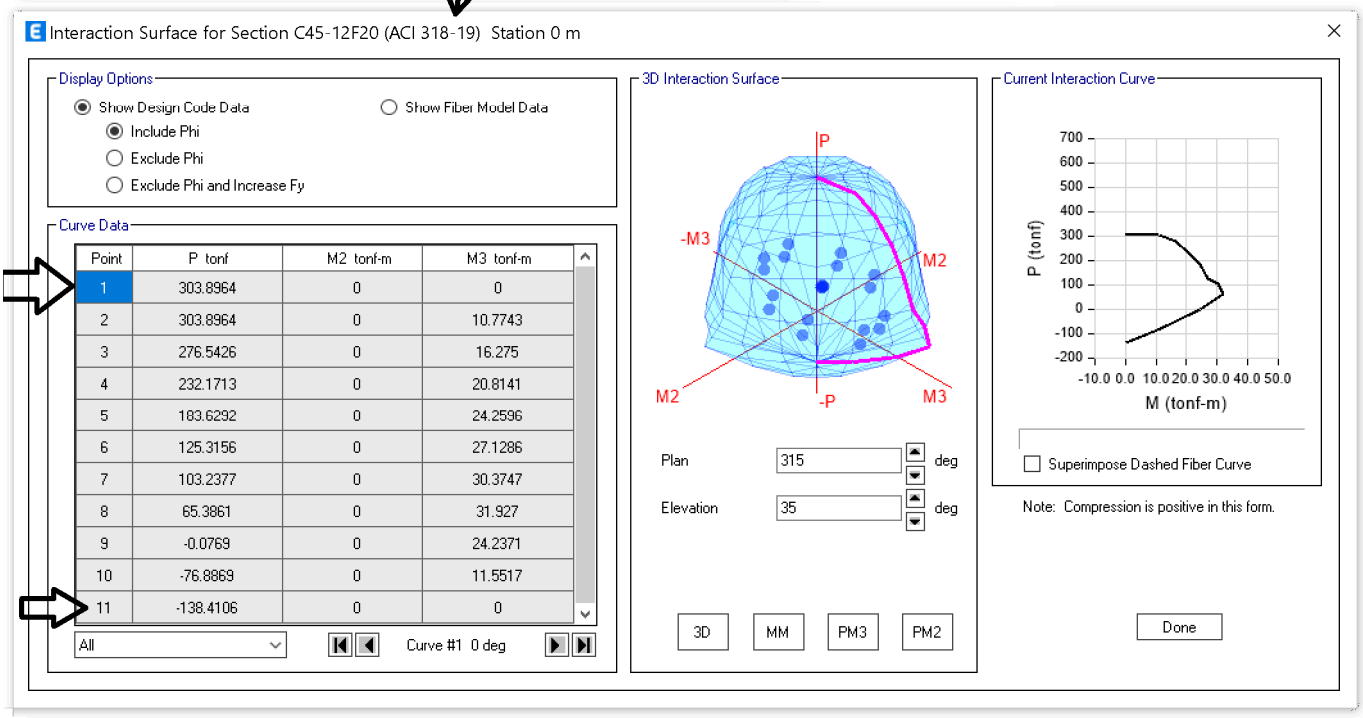
در همین ستون مطابق شکل زیر می توان ظرفیت محوری ستون را با استفاده از نتایج طراحی و با کلیک راست کردن روی ستون طراحی شده، و با انتخاب گزینه Interaction بدست آورد. ظرفیت محوری فشاری ستون برابر 303 ton و ظرفیت کششی آن 138 ton می باشد.

$$P_u = 102ton \nleq 0.2 \times 138 = 27.6\ ton$$

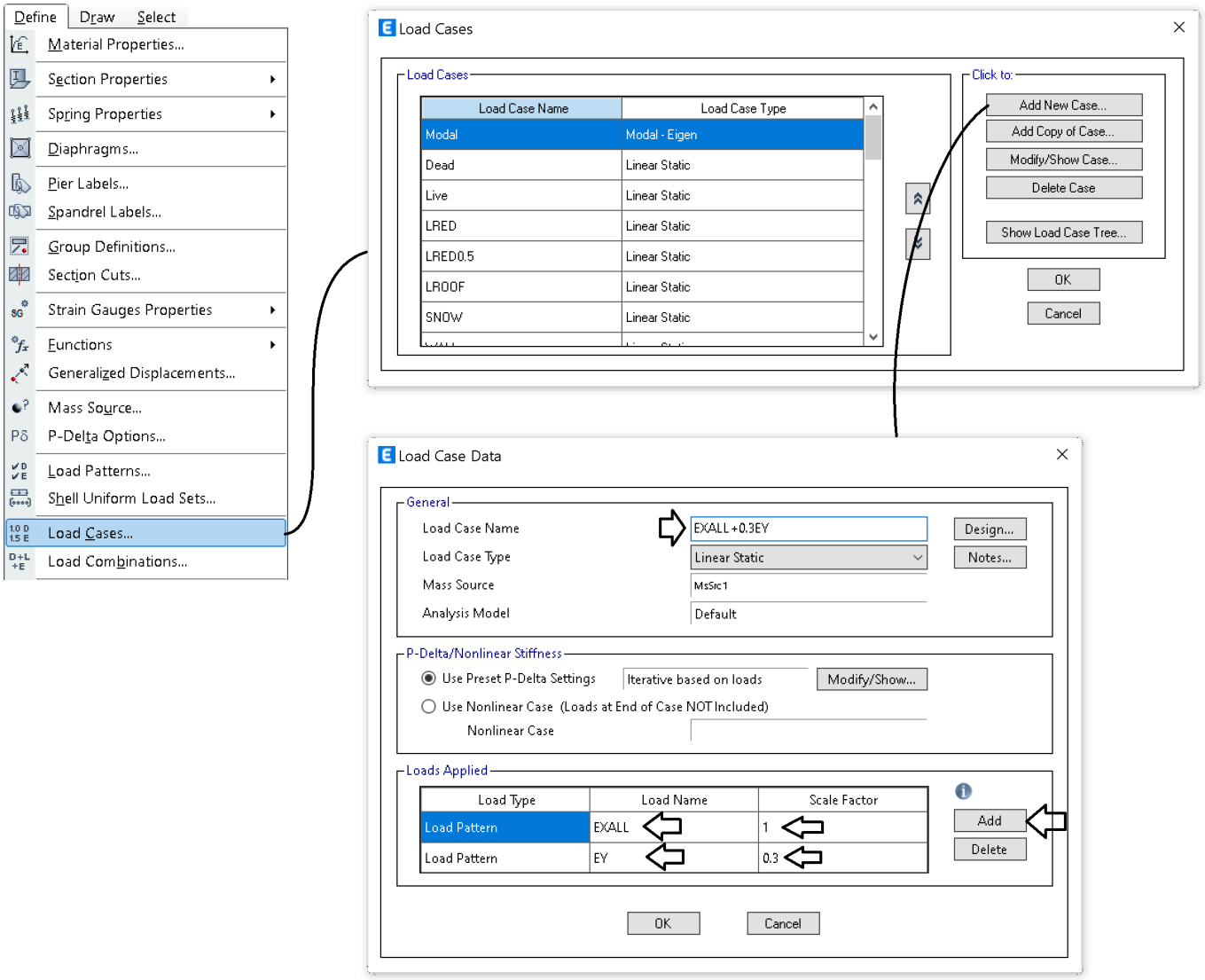
متن آیین نامه اشاره به "ظرفیت محوری" می کند. برخی از طراحان معتقدند در مورد ستونهای بتنی باید ظرفیت محوری فشاری معیار قرار گیرد. در این حالت کنترل فوق باید به صورت زیر انجام شود:

$$P_u = 102ton \nleq 0.2 \times 303 = 60\ ton$$





در شکل زیر نحوه تعریف زلزله ۳۰ درصد متعامد را نشان می دهد:



به همین ترتیب باید حالات بار زیر ایجاد شوند:

EXALL+EY30
EXALL-EY30
EYALL+EX30
EYALL-EX30

سوال: آیا نیازی به تعریف EXALL+EY30– و یا EXALL-EY30– نیست؟ چرا؟
پاسخ: خیر لازم نیست. زلزله ها در ترکیب بار به صورت مثبت و منفی ظاهر می شوند:

$$1.2D + L \pm (EXALL + EY30) + 0.2SNOW$$

سوال: چرا حالت بار EXALL+0.3EY+EV و بارهای مشابهی که شامل EV باشند تعریف نشده است؟

۲۲ زلزله قائم

در سازه های واقع در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد (A=0.35) بار قائم زلزله در دو حالت متفاوت باید منظور شود:

۱- اعمال نیروی زلزله قائم به "**کل سازه**" که برابر است با

$$0.6 \times A \times I \times (DEAD)$$

۲- اعمال نیروی زلزله قائم به **طره ها، تیرهای بالای ۱۵ متر و تیرهای با بار متمرکز قابل توجه** که برابر است با

$$0.6 \times A \times I \times (DEAD + LIVE)$$

در سازه های واقع در دیگر پهنه ها (A<0.35) تنها حالت ۲ منظور می شود.

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۳-۹-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف-کل سازه ساختمان‌هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند.

ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

پ-تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. درصورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ت- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۳-۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_{Vu}=0.6\ AIW_P \qquad (۳-۱۰)$$

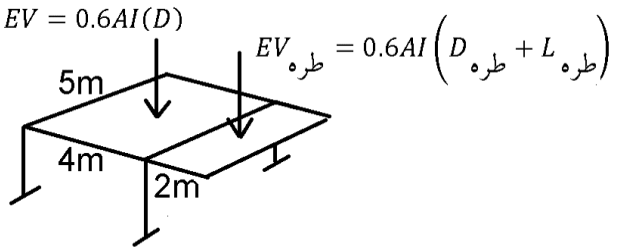
در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

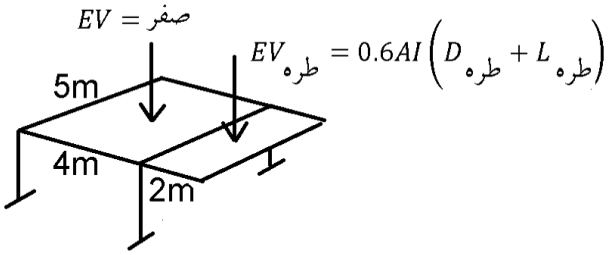
W_P: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود.

در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.



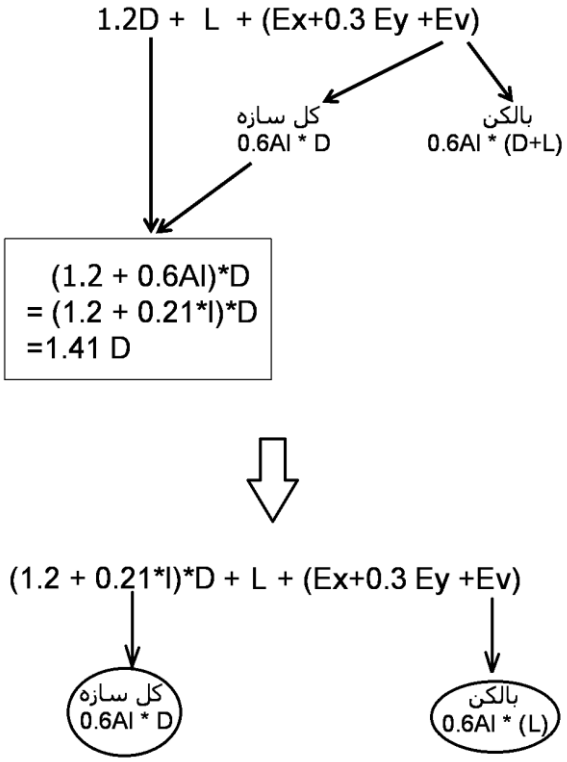
مناطق با خطر نسبی بسیار زیاد



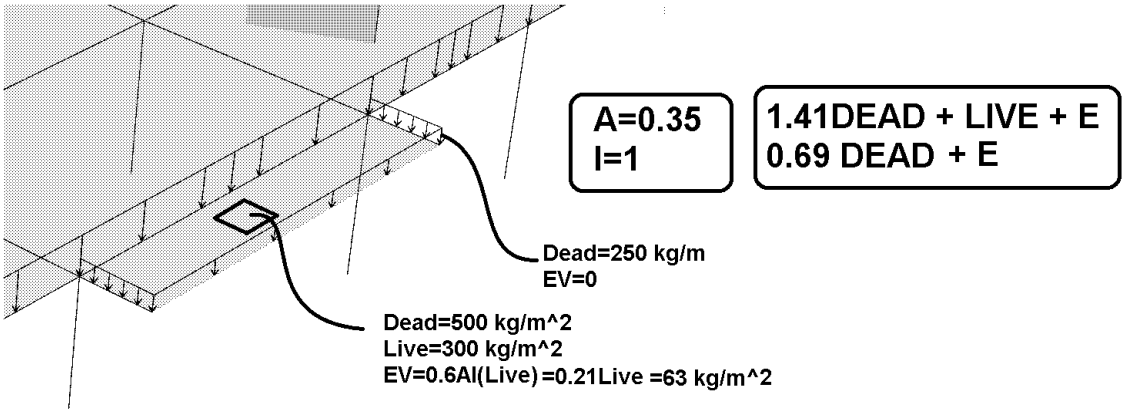
سایر مناطق

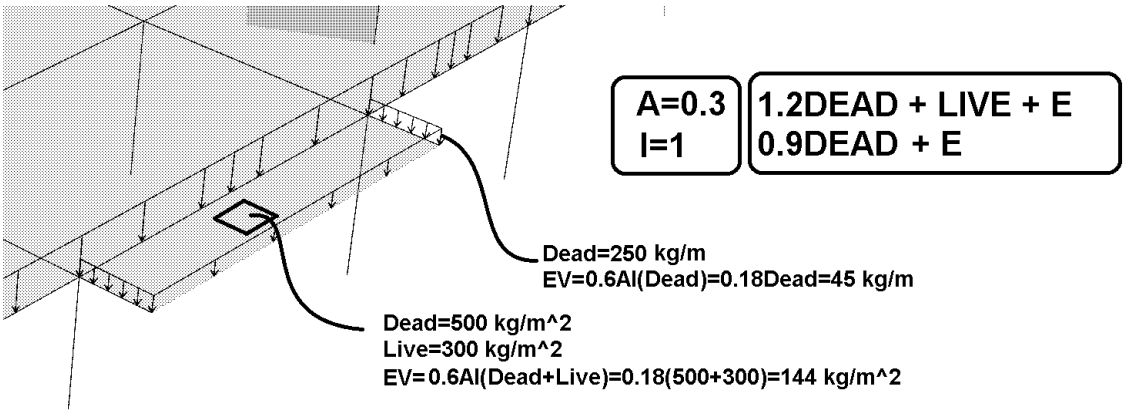
نحوه منظور کردن زلزله قائم برای کل سازه (مورد اول)

EV مانند بارهای مرده و زنده در راستای قائم می باشد. بنابراین به جای اعمال مستقیم بار EV به کل سازه می توان در ترکیب بارها ضریب بار مرده را افزایش داد. در شکل زیر نحوه منظور کردن زلزله قائم در کل سازه نمایش داده شده است.



مثال زیر مربوط به بارگذاری یک بالکن به صورت طره می باشد. در شکل اول که A=0.35 می باشد، قسمتی از زلزله قائم که مربوط به بار مرده می باشد، از طریق تغییر در ضریب بار مرده در ترکیب بار (1.41 و 0.69) منظور شده است. در این حالت تنها باید سهم بار زنده اعمال شود. ولی در شکل دوم که A=0.3 می باشد، در ترکیب بارها اثر زلزله قائم در ضریب بار مرده منظور نشده و بنابراین باید کل زلزله قائم (مرده و زنده) به صورت موضعی توسط کاربر و مطابق مثال اعمال شود.





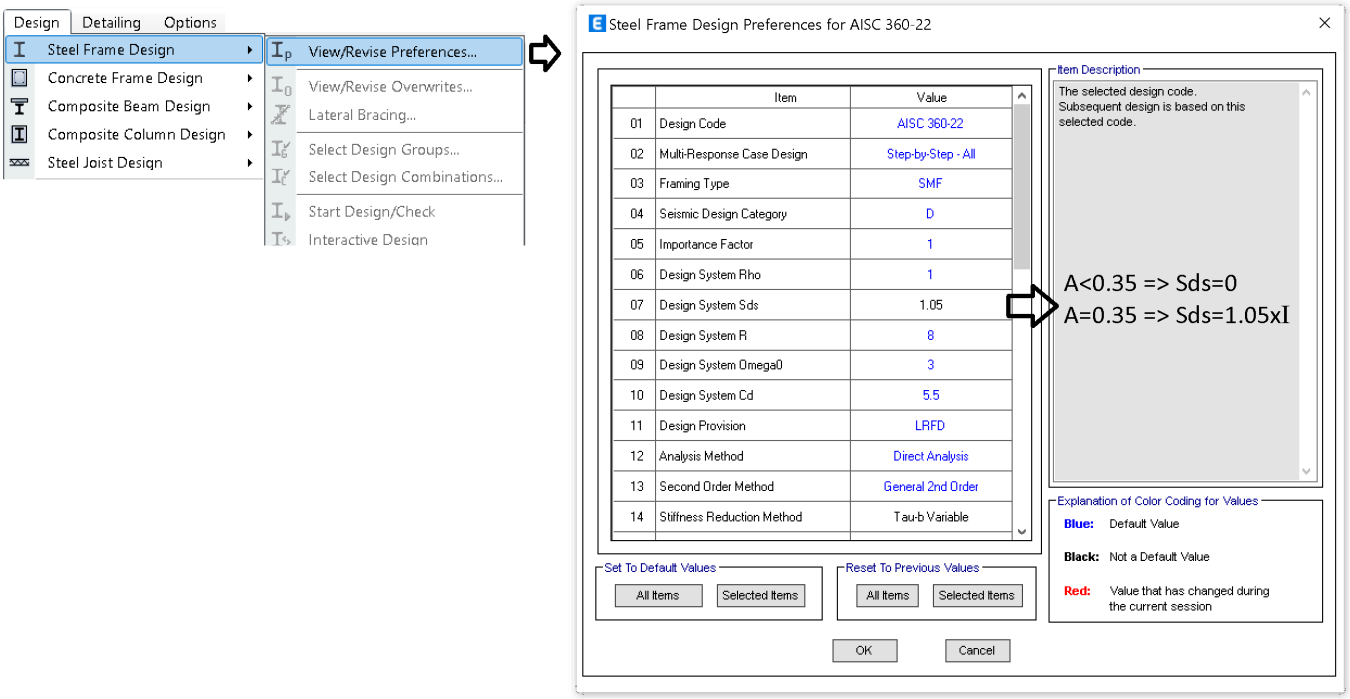
سوال: آیا در مناطق با A=0.35 تمامی ترکیب بارها به صورت دستی اصلاح شوند؟

پاسخ: خیر. با تغییر پارامتر Sds می توان ترکیب بارها را به صورت اتوماتیک اصلاح نمود:

A<0.35	A=0.35
1.2 D + L + E 0.9 D + E	1.41 D + L + E 0.69 D + E

$0.6AI = 0.2\ S_{DS}$ ⇨ $S_{DS} = 1.05*I$

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S$$
$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + 1.6H$$

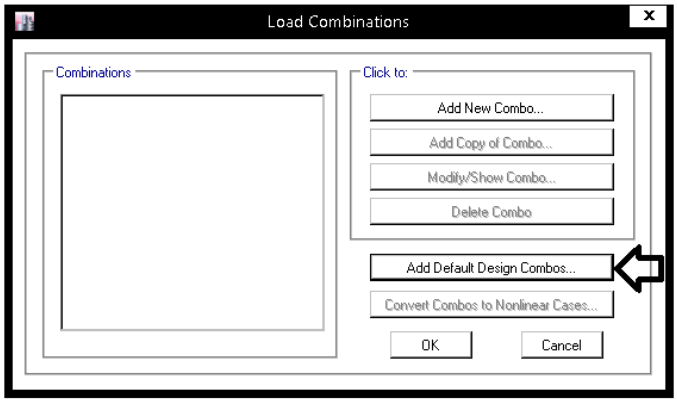


پس از تغییر پارامتر Sds مطابق شکل فوق، اگر ترکیب بارهای پیش فرض اضافه نمایید، ضریب بار مرده به جای 1.2D برابر 1.41D ایجاد می شود.

- نکته مهم:

هدف از تغییر ضریب Sds این است که هنگام ایجاد ترکیب بارهای پیش فرض برنامه ضرایب بار مرده اصلاح شوند.

برای این منظور پس از تغییر Sds باید ترکیب بارها را حذف نموده و مجددا add default کنید تا update شوند. ایتبس ترکیب بارها را به صورت اتوماتیک update نمی کند و با هر تغییری در پنجره فوق، باید مجددا ترکیب بارها را حذف و اضافه کنید تا اثرات تغییرات اعمال شود در غیر این صورت باید ترکیب بارهای قبلی را به صورت دستی و تک تک Modify کنید.



۲۳ ترکیب بارها

- در مبحث ششم ویرایش ۹۸ ترکیب بار یکسانی برای سازه های فولادی و بتنی (در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت) ارائه شده است.
- در مبحث نهم ویرایش پنجم و نیز مبحث ششم ویرایش ۹۸، ضریب بار زلزله در ترکیب بارهای بتن از 0.84 به 1 تغییر یافته است (به ترکیب بارهای ۵ و ۷ در شکل زیر توجه کنید).

۶-۲ ترکیب بارها

۶-۲-۳ ترکیب بارها در طراحی در برابر بارهای ثقلی و محیطی

۶-۲-۳-۲ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرائب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید بـه گونـه‌ای طراحـی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

۱) ۱/۴D

۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_r یا S یا R)

۳) ۱/۲ D+۱/۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰/۵(۱/۶W)]

۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L_r یا S یا R)

۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S

۶) ۰/۹ D+۱/۶W

۷) ۰/۹D+E

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

الـف) ضـرایب بـار مربـوط بـه L در ترکیـب بارهـای ۳، ۴ و ۵ را بـرای کـاربری‌هـایی کـه بـار L_o (طبق جدول ۶-۵-۱) آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینـگ‌هـا

ت) در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشارآب زیرزمینی یا مواد انباشـته، H، اثـر آن‌هـا را بایـد به صورت زیر منظور نمود:

ت-۱) اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر بارها باشد، اثر بـار H بایـد بـا ضـریب ۱/۶ در ترکیب بارها منظور شود،

ت-۲) اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H، اثـر آن باید با ضریب ۰/۹ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرف‌نظر گردد.

چ) در مواردی که اثر بارهای خودکرنشی وجود داشته باشد، علاوه بـر ترکیـب بارهـای ارائـه شـده، دو ترکیب بار زیر نیز باید در نظر گرفته شود:

۱) ۱/۲D+۰/۵L+۰/۵(L_r یا S)+۱/۲T

۲) ۱/۲D+۱/۶L+۱/۶(L_r یا S)+T

ح) در مواردی که بر طبق ضـوابط بنـد ۶-۱۱-۱۴ ایـن مبحـث، کنتـرل سـازه بـرای زلزلـه سـطح بهره‌برداری الزامی باشد، مقاومت سازه، اعضا و اجزای آن باید برای ترکیب بار زیـر نیـز بررسـی شود. در این حالت در محاسبه مقاومت طراحی اعضا، ضوابط بند فوق‌الـذکر و اسـتاندارد ۲۸۰۰ ایران باید رعایت گردد.

D+۰/۵ L+۰/۵ (L_r یا S) + E_{ser}

۲۳-۱ ترکیب بارهای بتن – مبحث ششم و نهم ویرایش ۹۹ و ACI-318-19

- در فایلهای آماده ایتبس ترکیب بارهای فوق به صورت کامل تعریف شده اند. https://hoseinzadeh.net/hoseinzadeh-etabs/

در فایلهای فوق ترکیب بارها به شرح زیر تعریف شده است که کاربر میتواند از هر مجموعه ای به دلخواه استفاده کند.
ترکیب بارهایی که پسوند DYN دارند، شامل زلزله های دینامیکی می باشند.



- در تعریف ترکیب بارها در فایلهای فوق از تعاریف زیر استفاده شده است:

Dead: بار مرده

S-DEAD: بار مرده کف سازی و تیغه بندی

اگر طبق مبحث شش ویرایش ۹۸ تیغه بندی از نوع بار مرده تعریف شود، میتوان آنرا همراه با بار S-DEAD تعریف کرد. در صورتی که طبق مبحث ششم ویرایش ۹۶ عمل شود، بار تیغه بندی را میتوان از نوع زنده تعریف کرد. در این صورت بار تیغه بندی باید از نوع PARTITION اعمال شود.

Live: بار زنده غیر قابل کاهش

Live-0.5 بار زنده با ضریب 0.5 در ترکیب بارها

اگر طبق مبحث شش ویرایش ۹۸ طراحی میکنید، اجازه استفاده همزمان از کاهش بار زنده (Reducion) و نیز ضریب 0.5 در ترکیب بارها (بار L-RED-0.5) را ندارید. برای مثال کاربری مسکونی با بار زنده $2\frac{kN}{m^2}$ طبق مبحث ویرایش ۹۸ یا باید از نوع L-RED تعریف شود و یا از نوع Live-0.5 (که حالت دوم به جهت موثر بودن ترجیح داده میشود).

L-RED بار زنده قاب کاهش

L-RED-0.5 بار زنده قابل کاهش با ضریب 0.5 در ترکیب بار

استفاده از این نوع بار **در مبحث ششم ویرایش ۹۸ تعریف این بار مجاز نیست**. به توضیحات ارائه شده در Live-0.5 مراجعه کنید.

PARTITION بار زنده تیغه بندی

در صورتی که طبق مبحث ششم ویرایش ۹۲ عمل شود، بار تیغه بندی را میتوان از نوع زنده تعریف کرد. در این صورت بار تیغه بندی باید از نوع PARTITION اعمال شود. در صورتی که طراح ویرایش ۹۸ را برای طراحی انتخاب کند، باید بار تیغه بندی را از نوع مرده (Dead و یا S-DEAD) تعریف کند. در این صورت نیازی به اعمال بار از نوع PARTITION نخواهد بود.

LROOF بار زنده بام

SNOW بار برف

TEMP بار حرارت

در سازه های با ابعاد بزرگ، لازم است طراح اثر بارگذاری حرارتی را کنترل کند. در این صورت باید بار حرارتی از نوع TEMP اعمال شود. در فایلهای آماده ترکیب بارهای شامل بار حرارتی TEMP در ترکیب بارها تعریف شده اند و نیازی به تعریف ترکیب بار نیست.

CONSTRUCTION بار حین ساخت

در صورتی که سقف سازه از نوع کامپوزیت (عرشه فولادی و یا سقف مختلط) باشد و طراح قصد طراحی تیرچه های سقف کامپوزیت را دارد، باید این بار برای اعمال بارهای حین ساخت به کف استفاده شود.

SOIL بار فشار خاک

در فایلهای آماده، این بار با ضریب 1.6 در ترکیب بارها وارد شده است. در صورتی که طراح احتمال میدهد، ضریب 0.9 ممکن است شرایط بحرانی نسبت به ضریب 1.6 ایجاد کند، باید ترکیب بارهای لازم را اضافه کند.

MASS جهت تنظیم جرم در طبقات

EXALL و EYALL نیروی زلزله استاتیکی با خروج از مرکزیت تصادفی

در این ترکیب بارها EXALL و EYALL هر کدام شامل سه زلزله متفاوت است. برای مثال: $\text{EXALL} = \begin{cases} \text{EX} \\ \text{EX}P \\ \text{EXN} \end{cases}$

EX و EY نیروی زلزله استاتیکی بدون خروج از مرکزیت تصادفی

EV: بار زلزله قائم

بارهای زیر تحت عنوان بارهای فرضی (Notional) تنها در ترکیب بارهای طراحی فولاد استفاده شده اند:

NDX, NDY, NSDX, NSDY, NLX, NLY, NL0.5X, NL0.5Y, NLREDX, NLREDY, NLRED0.5X, NLRED0.5Y, NSX, NSY, NLROOFX, NLROOFY, NPX, NPY

۲۴ طراحی سازه های بتنی

۲۴-۱ محدودیت های هندسی

- توجه کنید که در قابهای خمشی بتنی تیرهای کوتاه با نسبت دهانه آزاد به عمق موثر کمتر از ۴ ممنوع میباشد:

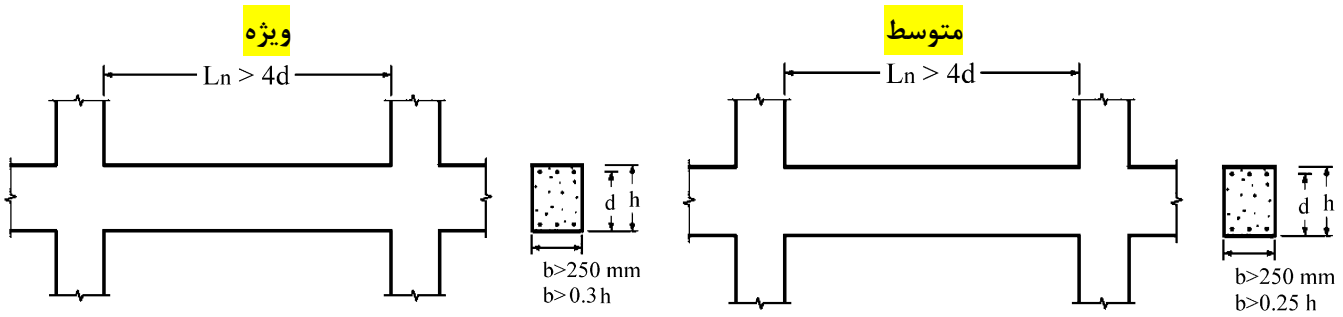
۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۵-۲-۱-۱ در این تیرها محدودیت‌های هندسی(الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیش‌تر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کم‌تر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی متر باشد.



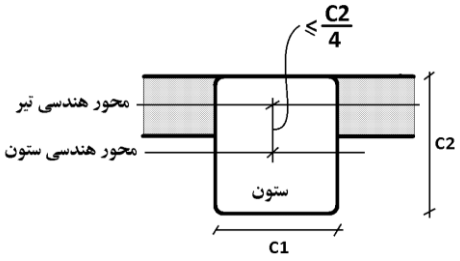
- محدودیت فوق تنها شامل تیرهای قابهای خمشی متوسط می شود. بنابراین رعایت آن در تیرهای طره و یا تیرهای فرعی لازم نیست. تیرهای کناری سازه عموما مطابق شکل زیر همباد لبه ستون اجرا شود. در این صورت محدودیت بند زیر از مبحث نهم باید رعایت شود:

مبحث نهم ویرایش ۹۹:

۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۵-۲-۱-۲ برون محوری هر تیر نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله‌ی محورهای هندسی دو عضو از یک دیگر، نباید بیش‌تر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.



در مورد ستونها گرچه در شکل پذیری متوسط آیین نامه اجازه میدهد که حداقل بعد ستون را 250mm معرفی می کند، ولی با توجه به ضوابط مربوط به کنترل برش چشمه اتصال و طول مهار قلابدار عموما ابعاد ستون را کمتر از 300 mm در نظر نمی گیرند.

۹-۲۰-۵ قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۵-۳-۱-۱ در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کم‌تر از سه دهم بعد دیگر آن، و نیز نباید کم‌تر از ۲۵۰ میلی متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضو نباید از $\frac{۱}{۲۵}$ کم‌تر باشد.

۹-۲۰-۶ قابهای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۶-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۳-۱ محدودیت‌های هندسی

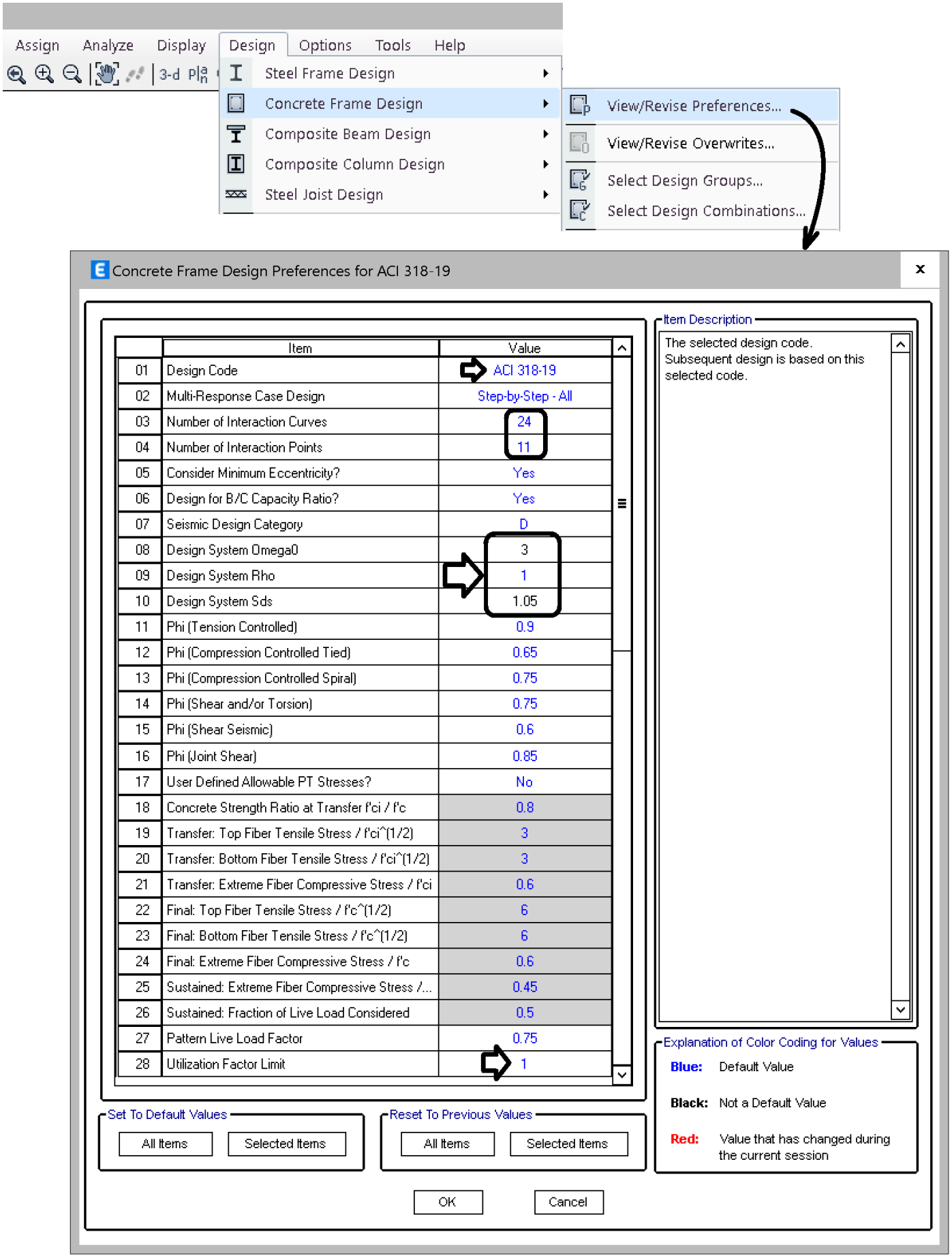
۹-۲۰-۶-۳-۱-۱ در ستونها محدودیتهای هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- کوچکترین بعد مقطع که در امتداد هر خط مستقیم گذرنده از مرکز هندسی مقطع تعیین میشود، نباید از ۳۰۰ میلی متر کمتر باشد.

ب- نسبت کوچکترین بعد مقطع به بعد عمود بر آن نباید از ۰/۴ کم‌تر باشد.

۲-۲۴ انتخاب آیین نامه بتن

مطابق شکل زیر، در قسمت Preferences تنظیمات آیین نامه ای، از جمله انتخاب آیین نامه طراحی انجام می شود.



توضیحات زیر مربوط به ضریب Pattern live-load میباشد:

The **pattern live-load factor** (Pllf) is intended to account for variability in the live-load arrangement on a structure. Since live-load pattern is not automated, Pllf approximates its design effect.

When nonzero Pllf is assigned to a frame object, positive design moments are calculated assuming a simply supported condition under live-load application. While this does affect design moments, analysis moments are not affected. Pllf enables users to specify the live-load percentage applied to a frame object for which no continuity is assumed. Negative moments are then redistributed in a manner similar to that of moment redistribution from yielding. As a result, positive midspan-moment values increase. Zero Pllf may be specified to avoid moment redistribution.

Pattern live-load factors may be assigned to individual elements using the Design > Steel Frame Design *or* Concrete Frame Design > View/Revise Preferences command

Example

The maximum positive midspan design moment induced by uniform dead- and live-load application would be calculated as follows:

$$M_{pos\ \mathrm{MAX}} = f1 \cdot M_{DL} + \frac{f2 \cdot Pllf \cdot (LL \cdot l^2)}{8}$$

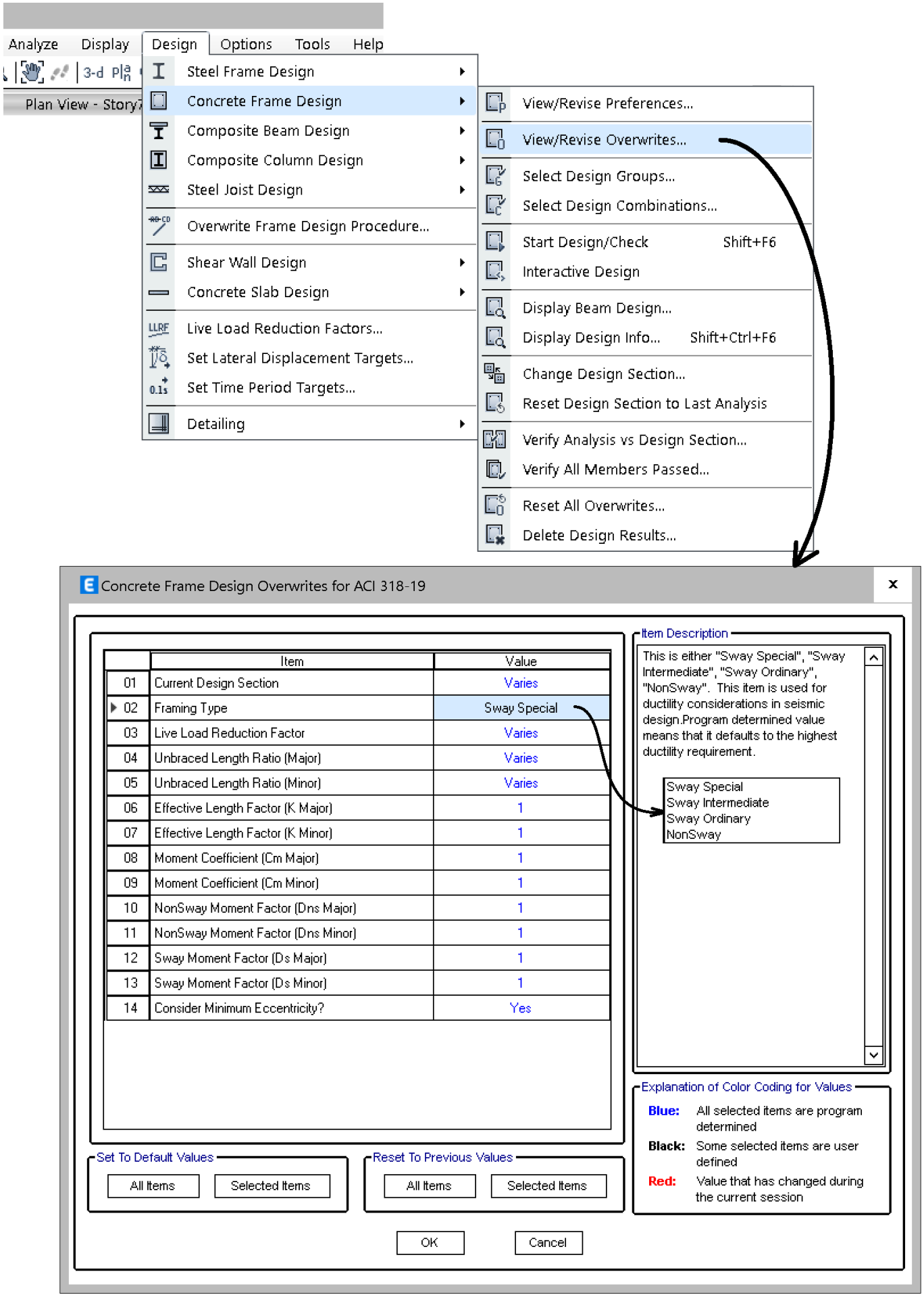
where:

- ***f1*** = code-based dead-load factor (1.2)
- ***f2*** = code-based live-load factor (1.6)
- ***Pllf*** = Pattern live-load factor (0.75) specified in SAP2000 or ETABS
- ***l*** = element length
- ***LL*** = distributed live load (force/length)
- M_{DL} = positive dead-load moment with actual boundary conditions due to dead load only
- $M_{pos\ \mathrm{MAX}}$ - maximum positive midspan design moment assuming a simply-supported condition with no continuity for live load

Given point loading, $M_{pos\ \mathrm{MAX}}$ would be calculated similarly as for uniform loading, in which a simply supported condition is assumed and the live-load factors specified are applied.

۳-۲۴ تعیین شکل پذیری سازه های بتنی

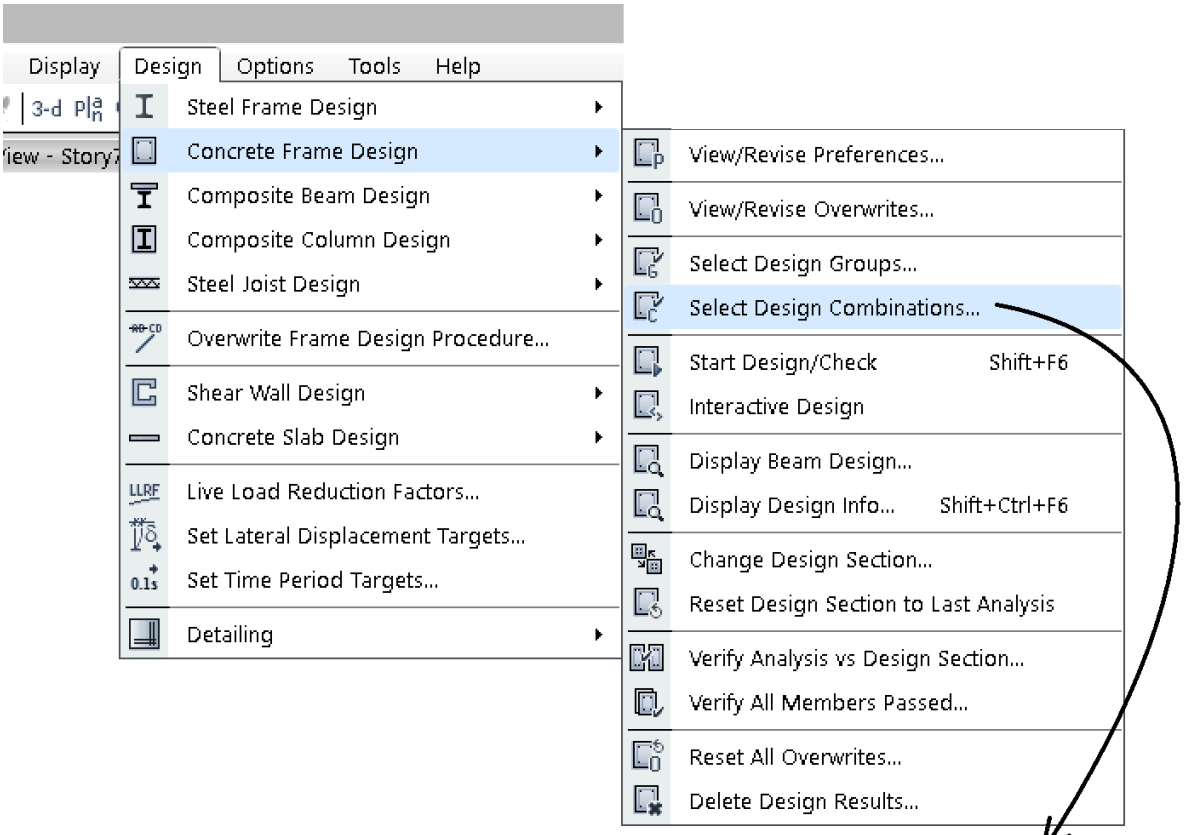
تمامی اعضای سازه را **انتخاب** کرده و سطح شکل پذیری آنرا تعیین نمایید. دقت شود که تا عضوی انتخاب نشود، Overwrite کار نمی کند:

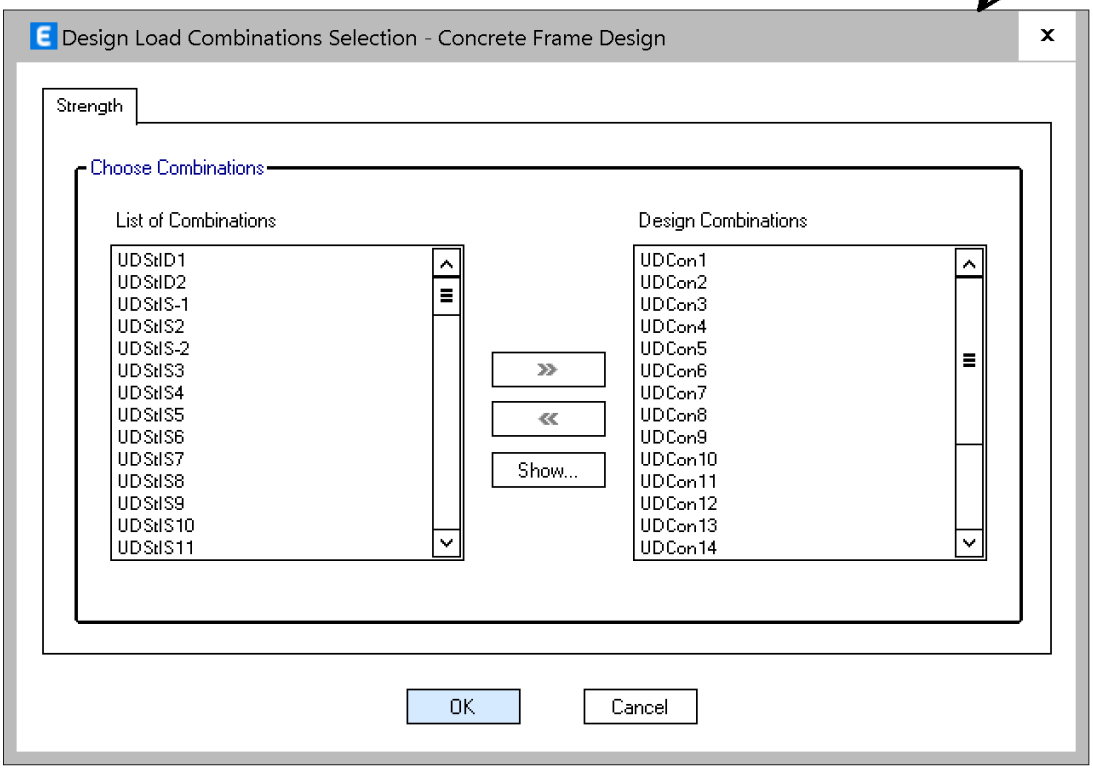


۴-۲۴ انتخاب ترکیب بارها

پس از تعریف ترکیب بارها در قسمت Define، باید مطابق شکل زیر کنترل کنیم که کدامیک از ترکیب بارهای تعریف شده در طراحی سازه توسط نرم افزار استفاده خواهد شد.

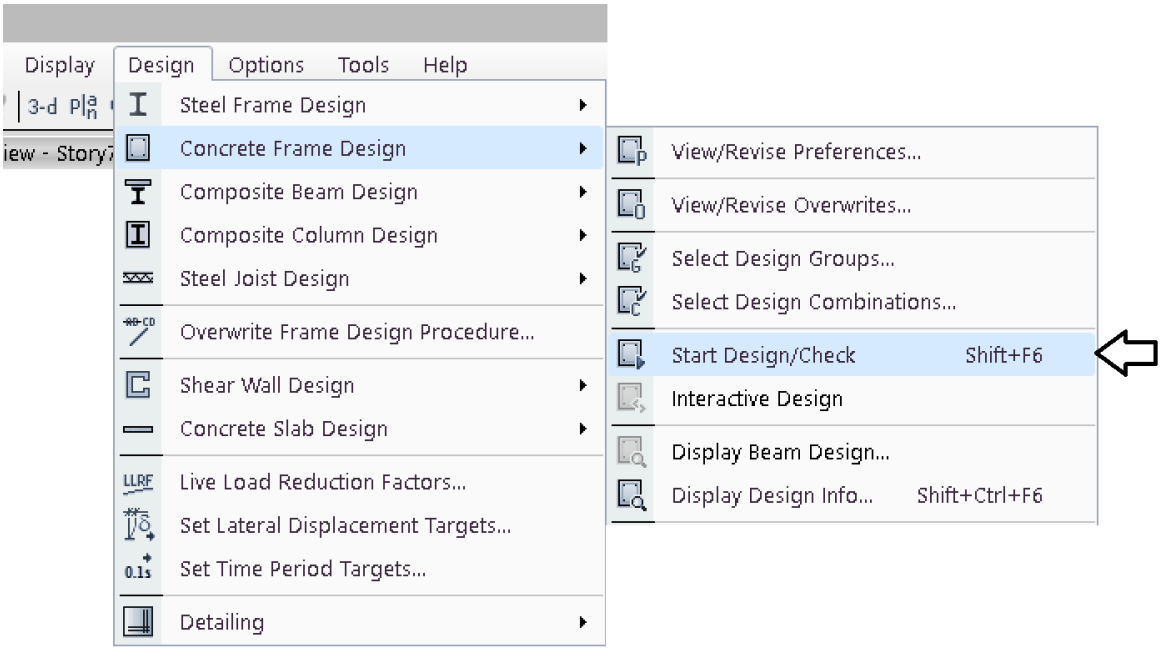
تنها بخشی از ترکیب بارها که در لیست زیر انتخاب شوند، در طراحی اعضای بتنی استفاده خواهد شد.



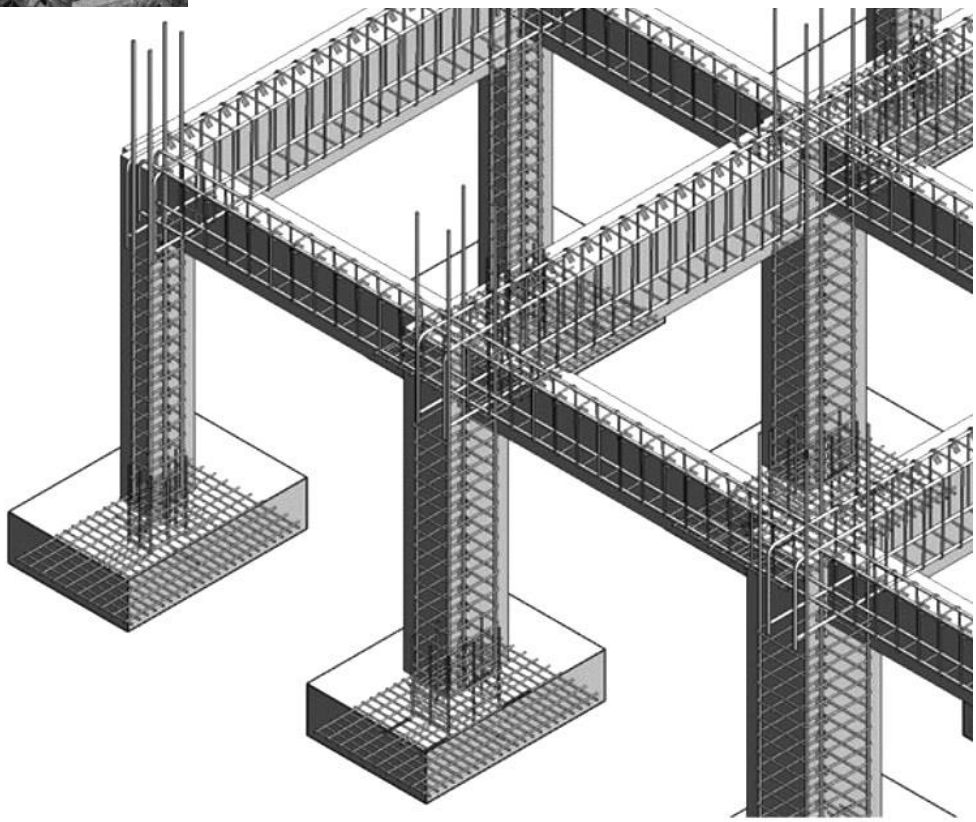


۵-۲۴ طراحی

پس از تنظیم Preferences و نیز تعیین سطح شکل پذیری از طریق Overwrites، با انتخاب گزینه زیر سازه طراحی و کنترل میشود:

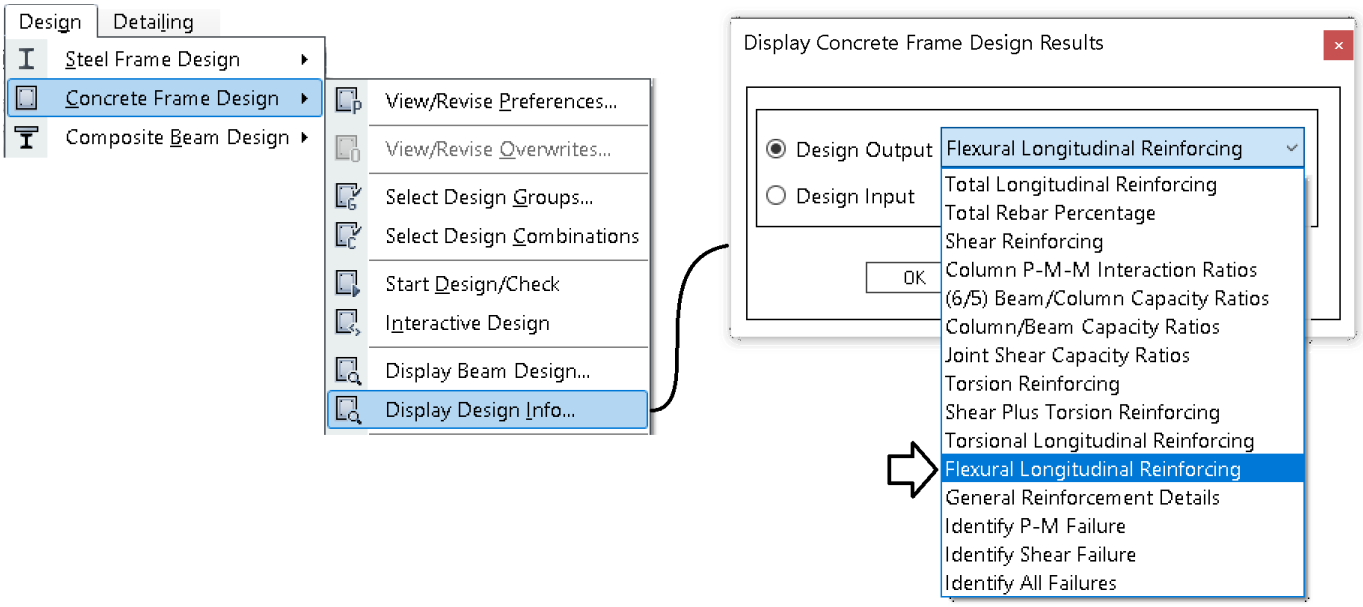


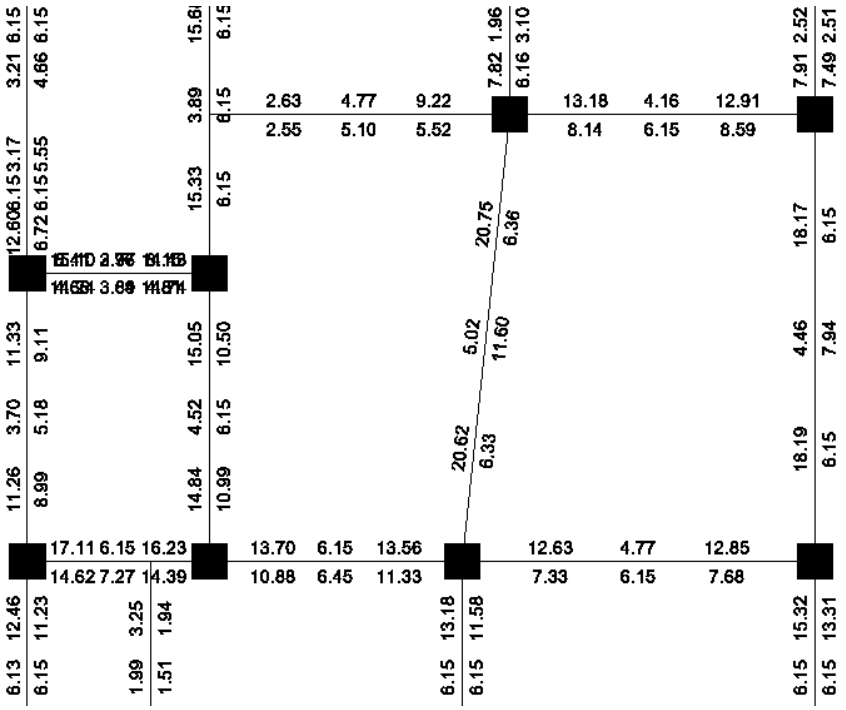




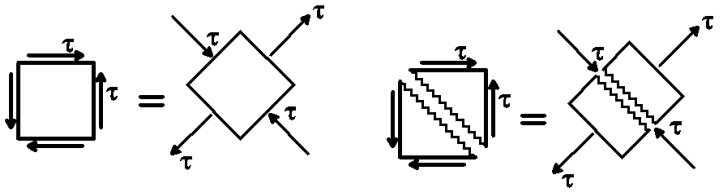
۱-۵-۲۴ نمایش آرماتورهای طولی تیرهای خمشی

از طریق شکل زیر می توان مساحت میلگردهای طولی "خمشی" اعضا را در سه ایستگاه (ابتدا، وسط و انتها) مشاهده کرد. اعداد فوقانی نشان دهنده میلگردهای فوقانی تیر و اعداد تحتانی نشان دهنده مساحت میلگردهای تحتانی تیر می باشد.

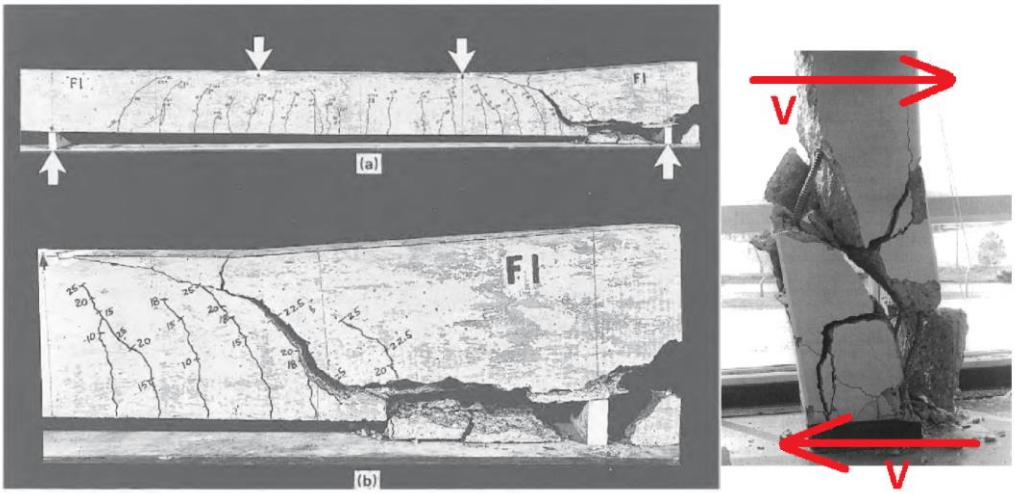




۲-۵-۲۴ نمایش آرماتورهای برشی



شکست برشی ستون در زلزله San Fernando 1971 (شکل سمت راست):



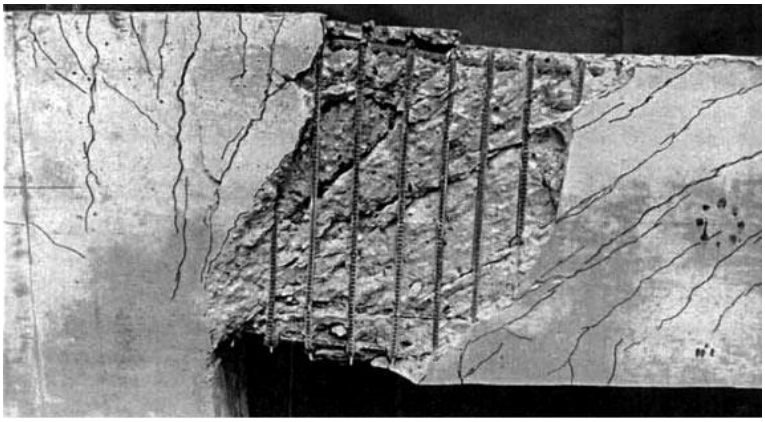
در مقطع مستطیلی تحت برش، تنش برشی حداکثر در وسط جان اتفاق می افتد و بنابراین ترک های برشی از وسط مقطع شروع می شوند. در مقطع مستطیلی تحت خمش، تنش خمشی حداکثر در پایین مقطع اتفاق می افتد و بنابراین ترک ها از پایین مقطع شروع می شوند. در شکل زیر سمت چپ تیر به سمت پایین در حال سقوط هست که برای مهار آن و جلوگیری از ریزش، شمع بندی و پایه موقت اضافه شده است.

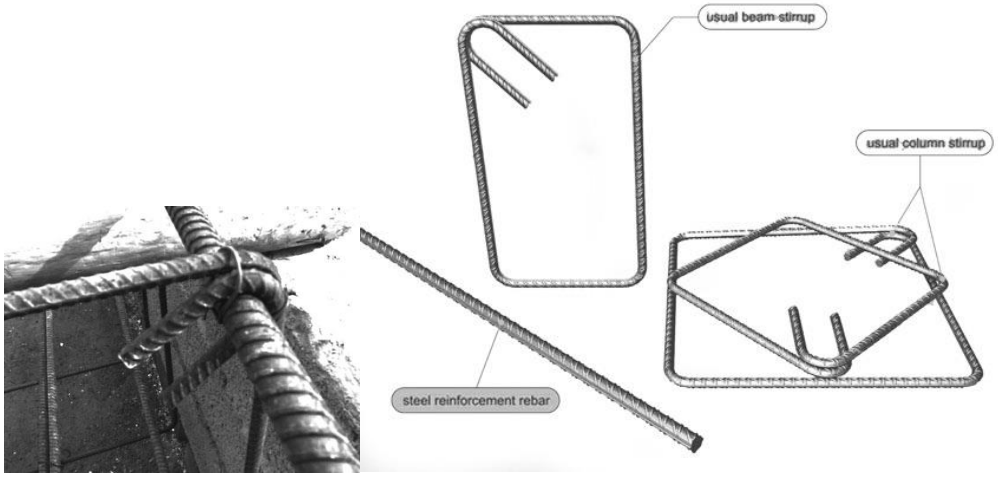


در شکل بالا (سمت راست) یک تیر تحت بار متمرکز در وسط قرار گرفته و دچار ترک شده است.

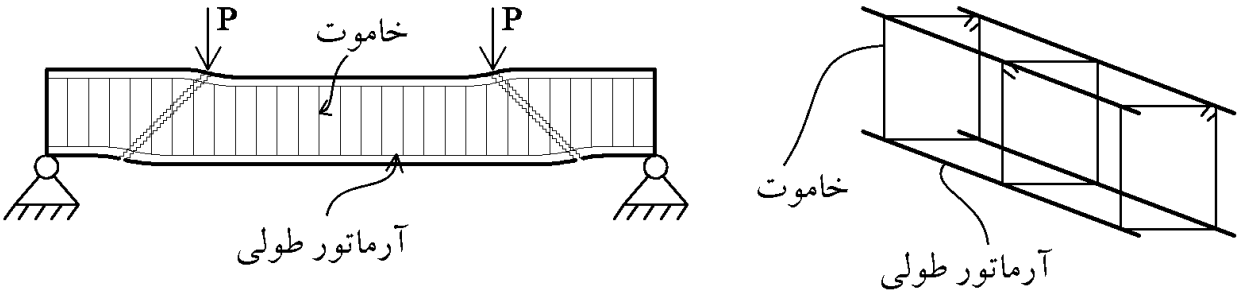
در شکل زیر ترکهای ۴۵ درجه برشی در تیر قابل مشاهده است.

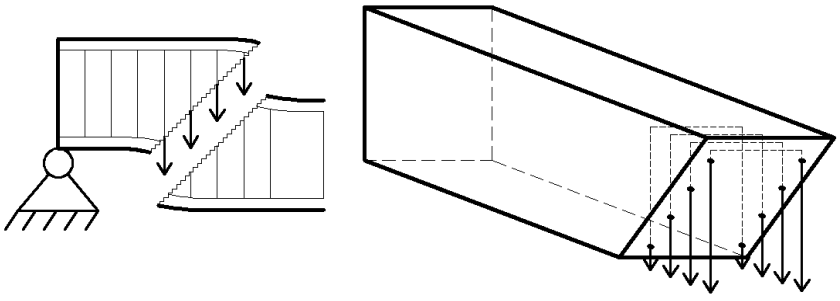






با توجه به اینکه راستای ترک برشی تقریبا ۴۵ درجه می باشد، مطابق شکل زیر خاموت ها میتوانند با تحمل کشش از حرکت برشی تیر ممانعت کنند.





پس از ترک خوردن بتن، آرماتورهای عرضی (خاموت ها) تحت "کشش" قرار گرفته و در تحمل برش به تیر کمک می کنند.
در شکل فوق چهار خاموت بسته (۸ ساق) در نگهداری بتن مشارکت دارند.

با انتخاب Shear Plus Torsion reinforcing می توان مقدار آرماتور عرضی لازم در اعضا را به صورت $\frac{A_V}{s} + 2\frac{A_t}{s}$ مشاهده نمود.
دقت شود که واحد $\frac{A_V}{s} + 2\frac{A_t}{s}$ از نوع طول میباشد بنابراین اعداد نشان داده شده در شکل زیر بر حسب $mm \rightarrow \frac{mm^2}{mm}$ میباشد.

- در صورت انتخاب Shear Reinforcing تنها آرماتورهای برشی $\frac{A_V}{s}$ نمایش داده میشود.

بدون سنجاق $\varphi 8@100mm \rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{2 \times 50}{100} = 1\ mm$

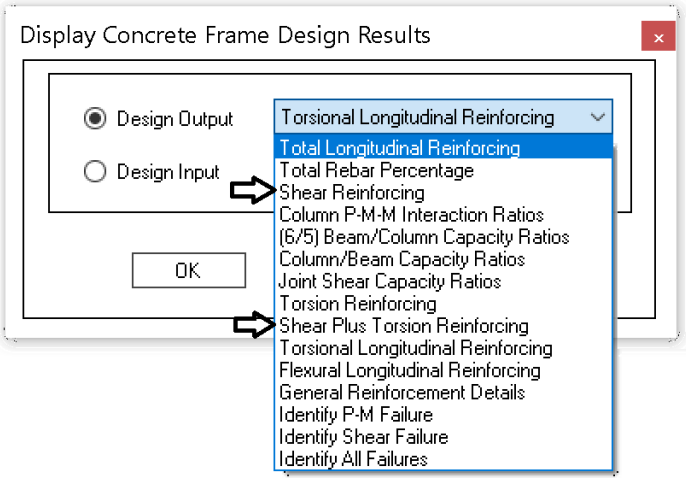
با سنجاق $\varphi 8@100mm \rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{3 \times 50}{100} = 1.5\ mm$

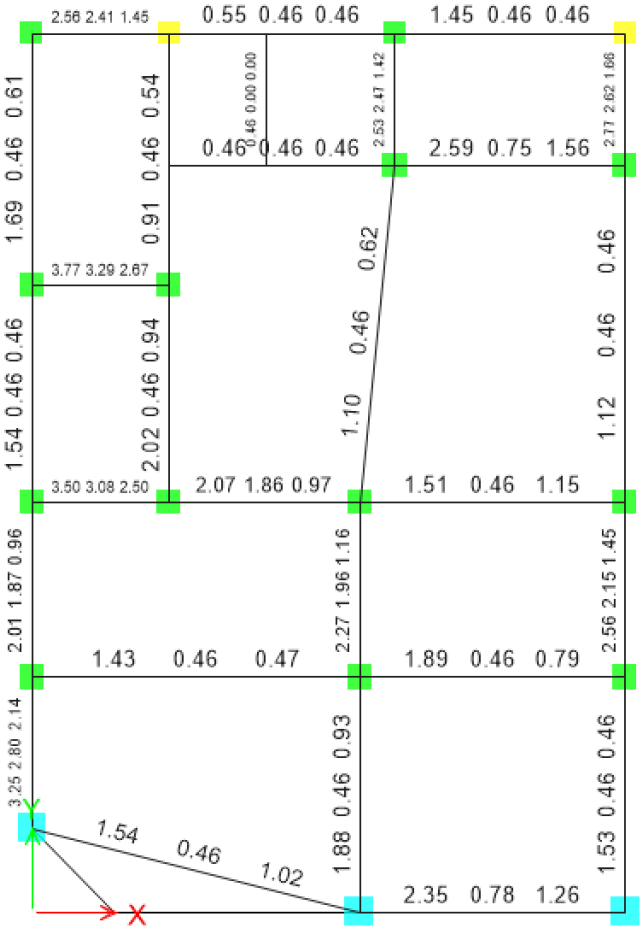
بدون سنجاق $\varphi 10@100mm \rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{2 \times 78.5}{100} = 1.57\ mm$

با سنجاق $\varphi 10@100mm \rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{3 \times 78.5}{100} = 2.35\ mm$

بدون سنجاق $\varphi 12@100mm \rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{2 \times 113}{100} = 2.26\ mm$

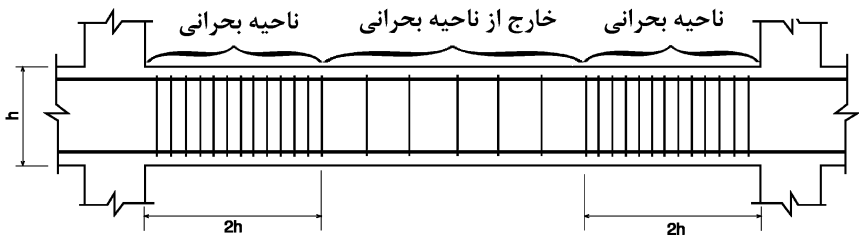
با سنجاق $\varphi 12@100mm \rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{3 \times 113}{100} = 3.39\ mm$





نرم افزار ETABS تنها مقدار $\frac{A_V}{s} + 2\frac{A_t}{s}$ را برای اعضا گزارش می کند. توجه شود که نرم افزار ضوابط مربوط به فواصل آرماتورهای عرضی (مربوط به شکل پذیری عضو) را کنترل و گزارش نمی کند. کاربر هنگام ترسیم نقشه های سازه باید علاوه بر کنترل مقدار $\frac{A_V}{s} + 2\frac{A_t}{s}$، فواصل آرماتورهای عرضی را بر اساس شکل زیر کنترل کند.

با توجه به امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیرهای قابهای خمشی، در جهت افزایش شکل پذیری باید فواصل آرماتورهای عرضی در دو انتهای تیر محدود شود. بدین منظور در آیین نامه **ناحیه بحرانی** تعریف شده است. این ناحیه مطابق شکل زیر در دو انتهای تیر و به طول 2h تعریف شده است.



۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۲-۳-۱ در تیرها در طول ناحیه‌های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می‌باشد، باید دورگیر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ به کار برده شود؛ مگر آن که طراحی برای برش و یا پیچش، نیاز به آرماتور بیش‌تری را ایجاب کند.

۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ دورگیرها و فواصل آن‌ها از یک دیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف - قطر دورگیرها کم‌تر از ۸ میلی متر نباشد.

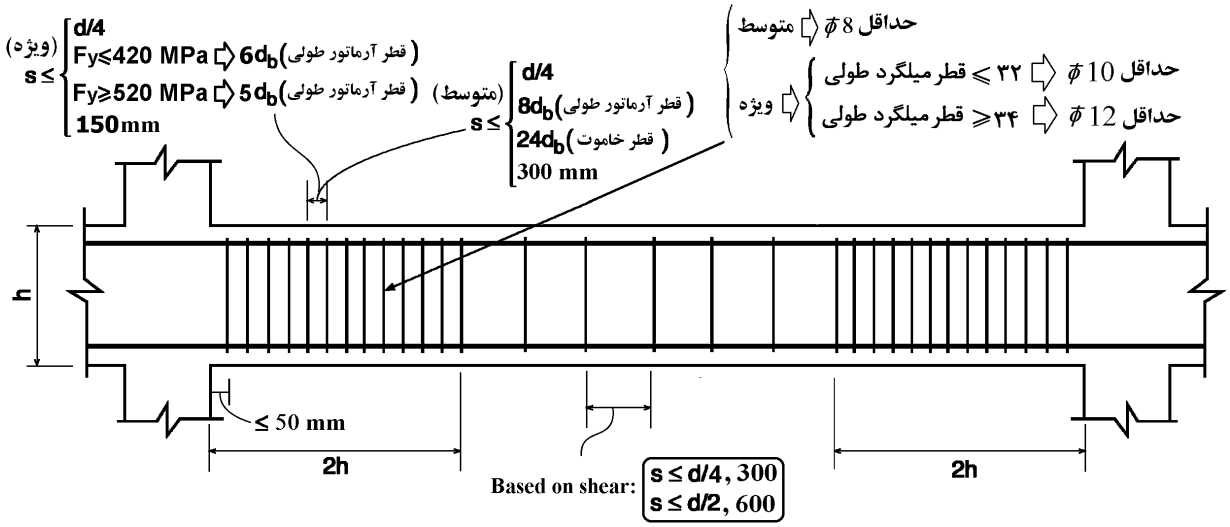
ب - فاصله‌ی دورگیرها از یک دیگر بیش‌تر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر دورگیر و ۳۰۰ میلی متر اختیار نشود.

پ - فاصله‌ی اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیش‌تر از ۵۰ میلی متر نباشد.

۹-۲۰-۵-۲-۳-۳ در سرتاسر طول تیرها، فاصله‌ی آرماتورهای عرضی از یک دیگر نباید بیش‌تر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

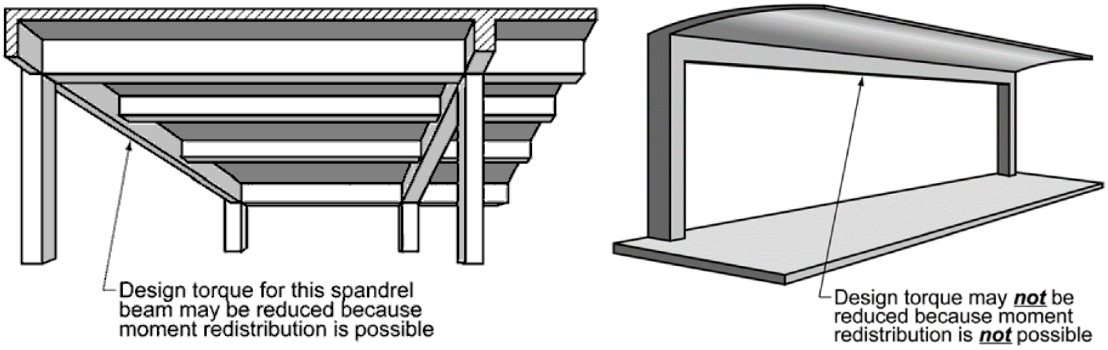
۹-۲۰-۵-۲-۳-۴ در تیرهایی که نیروی محوری فشاری ضریب‌دار در آن‌ها از $0.10A_g f'_c$ بیش‌تر است، مقدار آرماتورهای عرضی مورد نیاز که بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۲-۳-۳ محاسبه می‌گردد باید ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۲، و در صورت استفاده از دورپیچ ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۳ را نیز رعایت نماید.

در تیرهایی که نیروی محوری ناچیز است طبق ضوابط فوق فواصل آرماتورهای عرضی مطابق شکل زیر خواهد بود:



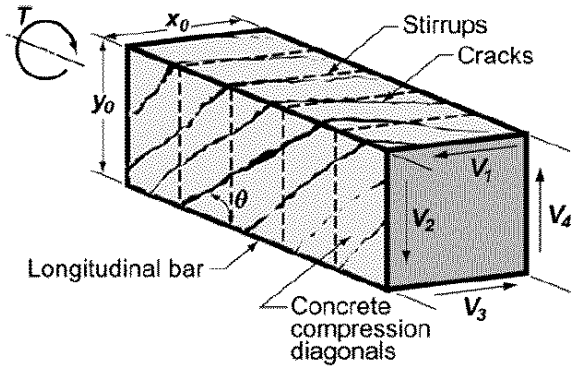
۳-۵-۲۴ نمایش آرماتورهای پیچشی

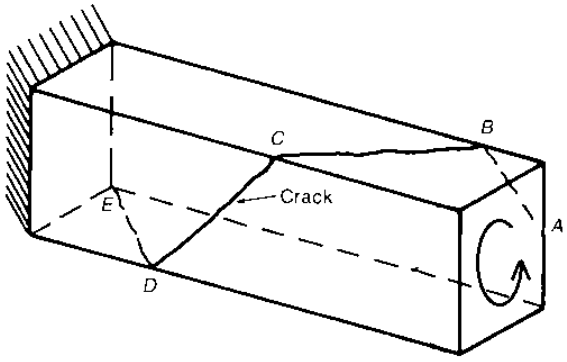
مطابق شکلهای سمت راست در صورت وجود طره به صورت دال بتنی، در تیر نگه دارنده دال لنگر پیچشی ایجاد می شود. همچنین مطابق شکل سمت چپ تیرهای فرعی بتنی می توانند در تیر اصلی ایجاد پیچش کنند.



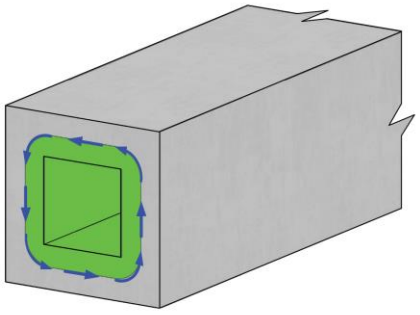


شکلهای زیر ترکهای ایجاد شده در بتن تحت اثر پیچش را نشان میدهد. ترکها به صورت مارپیچ در تیر ایجاد میشوند.

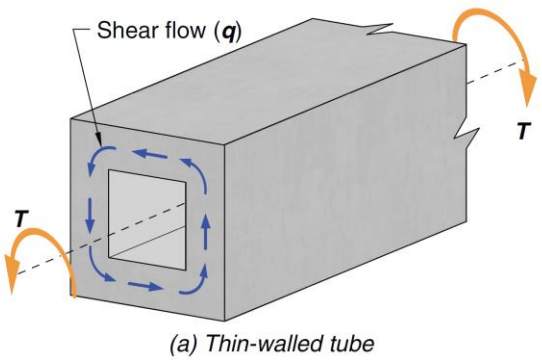




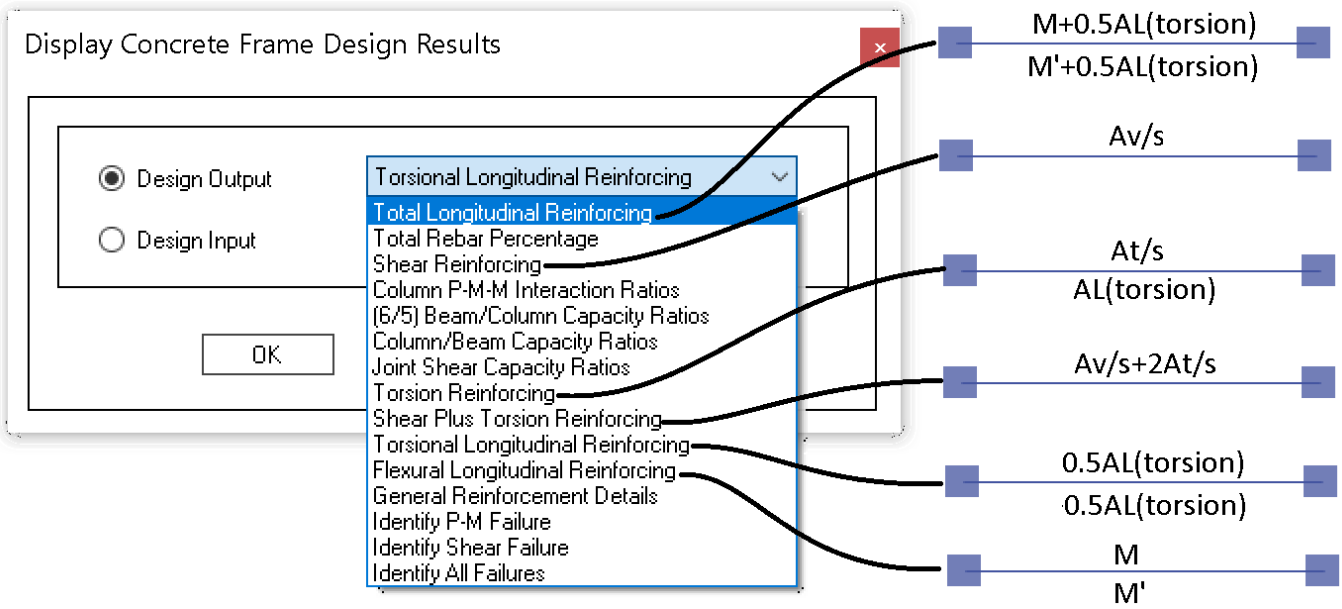
شکل زیر تنشهای برشی ناشی از پیش را نشان میدهد. عمده تنشها در نقاط نزدیک به جداره ایجاد میشود و حتی از مقاومت هسته مرکزی تیر می توان صرف نظر کرد. بنابراین مقاومت پیچشی یک تیر با مقطع توپر با مقاومت پیچشی یک تیر با سوراخ در هسته مرکزی تقریبا برابر خواهد بود. آیین نامه نیز از مقاومت قسمت مرکزی تیر صرف نظر می کند.



(b) Area enclosed by shear flow path



(a) Thin-walled tube



- در گزینه Total Longitudinal Reinforcing نرم افزار جمع میلگرد طولی خمشی و میلگرد طولی پیچشی را نشان میدهد. توجه شود که نرم افزار با فرض این نصف میلگرد طولی پیچشی در بالا و نصف آن در پایین قرار داده خواهد شد این مقدار را محاسبه میکند. در واقعیت اینطور نیست!

میلگرد طولی پیچشی به طور یکنواخت در محیط مقطع پخش می شود. بنابراین حدودا یک چهارم آرماتور طولی در هر کدام از چهار وجه مقطع قرار میگیرد. در نتیجه مقدار آرماتور تحت عنوان Total که توسط ایتبس عنوان میشود محافظه کارانه می باشد. کاربر می تواند به جای استفاده از مقدار Total Longitudinal Reinforcing در بالا و پایین مقطع مقدار زیر را قرار دهد:

$$\text{آرماتور طولی فوقانی تیر} = M + 0.25\ \text{AL(torsion)}$$

$$\text{آرماتور طولی تحتانی تیر} = M' + 0.25\ \text{AL(torsion)}$$

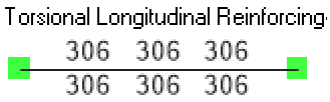
- توجه شود که حتی مقدار فوق نیز محافظه کارانه می باشد. چون از ترکیب بارهای مختلف محاسبه میشود. لازم نیست میلگرد خمشی از یک ترکیب بار و میلگرد طولی پیچشی از ترکیب بار دیگر باهم ترکیب شوند. مقدار M و M' که توسط ایتبس محاسبه و اعلام می شود از پوش ترکیب بارها بدست می آید (بحرانی ترین ترکیب بار برای خمش انتخاب میشود). حتی ممکن است میلگرد خمشی سمت چپ تیر از یک ترکیب بار و میلگرد خمشی سمت راست تیر از ترکیب بار دیگری (با جهت زلزله مخالف) بدست آید. مقدار میلگرد طولی *AL (torsion)* که گزارش می شود از یک ترکیب باری که بیشترین پیچش را دارد گزارش می شود. روش صحیح این است که برای تک تک ترکیب بارها مقدار $M + 0.25\ \text{AL(torsion)}$ محاسبه شود و سپس ترکیب باری که بیشترین مقدار $M + 0.25\ \text{AL(torsion)}$ را بدست می دهد انتخاب شود. ایتبس این کار را انجام میدهد ولی مشکل در اینجاست که به جای $M + 0.25\ \text{AL(torsion)}$ مقدار $M + 0.5\ \text{AL(torsion)}$ را اعلام میکند. به نظر میرسد با وجود محافظه کارانه بودن مقدار $M + 0.25\ \text{AL(torsion)}$، این مقدار مناسب تر از مقداری باشد که ایتبس محاسبه میکند.
- نتیجه: کاربر دو راهکار دارد:

۱- از مقداری که ایتبس تحت عنوان Total Longitudinal Reinforcing ارائه میکند و برابر $M + 0.5\ \text{AL(torsion)}$ می باشد استفاده کند.

۲- از حاصل جمع Flexural Longitudinal Reinforcing و یک چهارم میلگرد طولی پیچشی برای هر وجه استفاده کند. توجه کنید که، Torsional Longitudinal Reinforcing در شکل در حقیقت نصف میلگرد طولی پیچشی هست و اگر این مقدار نصف شود همان معادل یک چهارم میشود:

Flexural Longitudinal Reinforcing + 0.5(Torsional Longitudinal Reinforcing)

توجه شود که در این حالت به صورت تقریبی یک چهارم میلگرد طولی پیچشی باید در گونه تیرها قرار گیرد. برای مثال:



$$\text{مساحت میلگرد گونه} = \frac{AL(torsion)}{4} = \frac{306}{2} = 153\ mm^2 \rightarrow \varphi 14$$

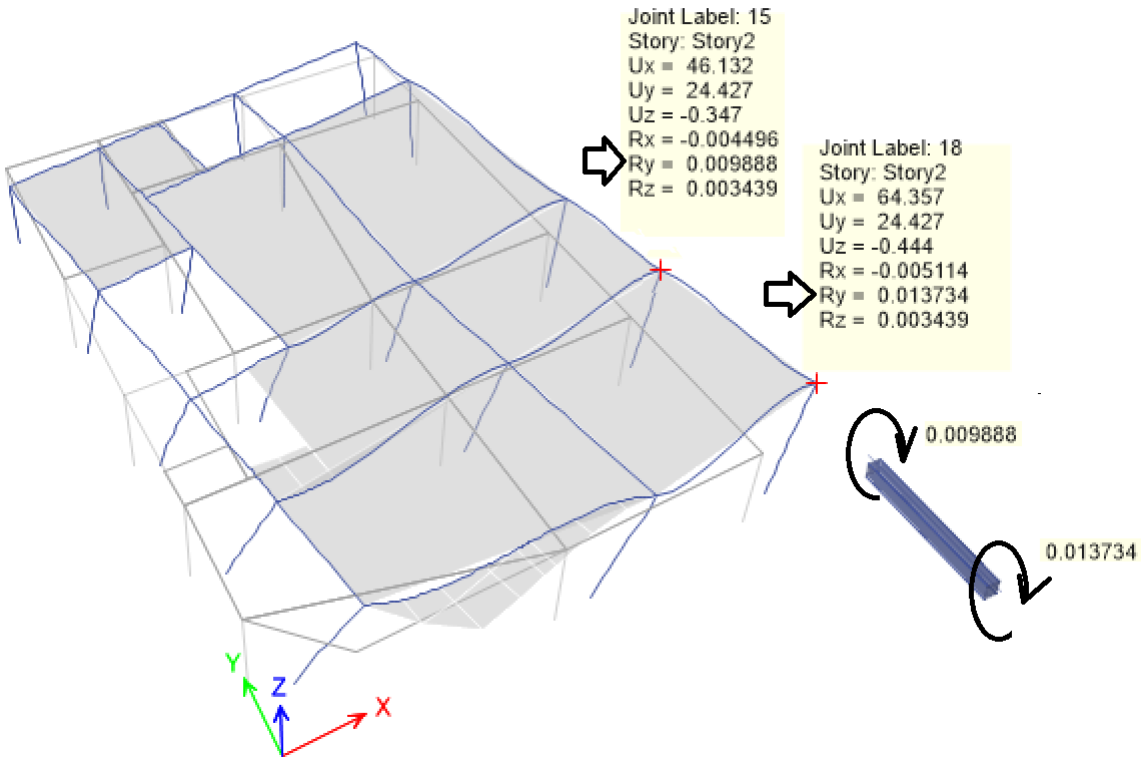
- تذکر (از طرف *مهندس آقازاده*، با سپاس از ایشان): طبق متن مبحث نهم میلگرد طولی پیچشی باید به صورت "یکنواخت" در محیط مقطع توزیع شود. بنابراین اگر مقطع مستطیلی باشد باید به نسبت طول اضلاع میلگردها توزیع شوند. بنابراین روش فوق یک روش تقریبی بوده و توصیه میشود توزیع مساحت به صورت دقیق انجام شود.
- توجه شود که فواصل میلگردهای طولی پیچشی که در محیط مقطع توزیع میشود نباید بیش از 300 mm در نظر گرفته شود. اگر ارتفاع تیر کوچکتر یا مساوی 40 cm باشد، عملا فاصله میگلردهای لایه بالا ولایه پایین کمتر از 30cm خواهد بود و در این تیرها نیازی به قرار دادن میلگرد گونه پیچشی نخواهد بود. در این تیرها در صورت وجود پیچش میتوان نصف میلگردهای پیچشی را در بالا و نصف دیگر را در پایین مقطع قرار داد.
- اگر ارتفاع تیر بیش از 70 cm باشد، برای تامین فاصله حداکثر ۳۰ سانتیمتر باید عملا بیش از یک ردیف میلگرد گونه قرار داده شود.

۲۴-۵-۳-۱ مشکل نرم افزار ورژن 2016 در محاسبه میلگردهای پیچشی

در صورت استفاده از ACI-318-14 در نرم افزار ETABS 2016 در مواردی که لنگر پیچشی کمتر از φTcr باشد، مساحت میلگردهای پیچشی صفر گزارش میشود. در حالیکه طبق آیین نامه تنها زمانی میتوان از پیچش صرف نظر نمود که $T_u \leq \varphi T_{th} = 0.25\varphi Tcr$ باشد. بنابراین توصیه میشود، میلگردهای پیچشی توسط نرم افزارهای ورژن بالاتر (2018 و یا 2019) کنترل شوند و یا به عنوان روش جایگزین از ACI-318-11 استفاده نمود.

- میلگردهای پیچشی در تیرهای بتنی که پیچش ثقلی ندارند!

در ورژنهای جدید ایتبس (بالاتر از ۱۶) مشاهده می شود که برخی از تیرها که تیر فرعی و یا دال به آنها متصل نیست، نیز آرماتور پیچشی دارند. منشا این پیچش نیروهای زلزله است. در صورتی که سازه نامنظم پیچشی باشد و یا به هر دلیلی دوران سر ستونهای دو انتهای تیر مساوی نباشد، در تیر مورد نظر پیچش ایجاد میشود. این دوران ها عمدتا ناشی از نامنظمی پیچشی در سازه بوده و تحت زلزله ایجاد میشوند.
توجه شود این نوع پیچش از نوع سازگاری بوده و میتواند کاهش یابد. بنابراین می توان با تنظیم مقدار ضریب J مقادیر این پیچش را به φTcr کاهش داد.



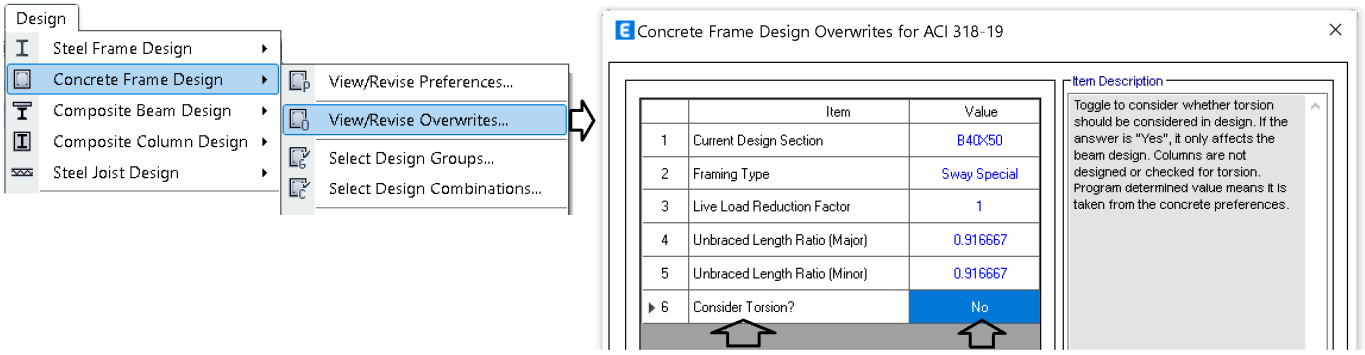
۲۴-۵-۳-۲ رویکرد ETABS 22 در مورد پیچش

در ایتبس ورژن 22، نرم افزار بررسی می کند که آیا ضریب کاهش سختی J برای تیری توسط کاربر تعریف شده است یا نه؟ اگر هر ضریبی غیر از یک برای J به تیری اعمال شده باشد (چه در قسمت Assign و چه در قسمت Define) ایتبس فرض میکند این تیر دارای پیچش سازگاری هست. در ورژن جدید برای تمامی این تیرها آرماتور پیچشی حداقل را (با فرض اینکه به این تیر حداقل $T_u = \varphi Tcr$ پیچش وارد شده است، آرماتور پیچشی محاسبه میکند **حتی اگر تیر مورد نظر پیچش نداشته باشد.** برای تیرهایی که ضریب سختی پیچشی آنها برابر J=1 وارد شده است، تنها اگر پیچش به آنها وارد شده باشد، محاسبات پیچش را انجام میدهد. بنابراین تیرها را به دو دسته تقسیم می کند:

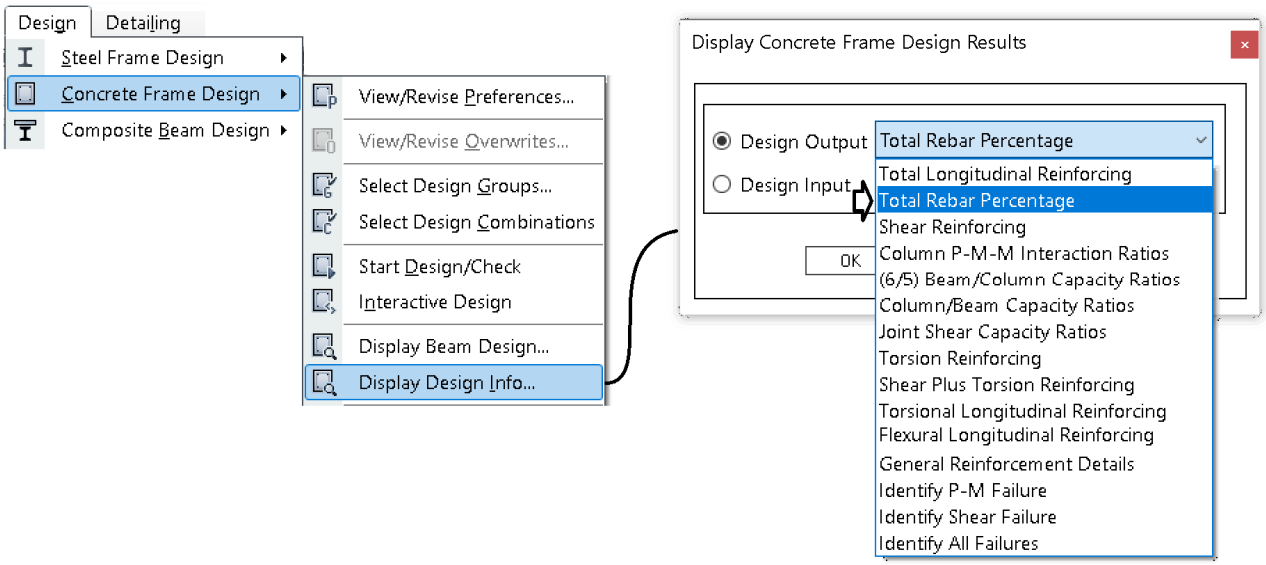
۱- تیرهایی که J=1 وارد شده است: ایتبس همانند ورژنهای قبلی عمل میکند.

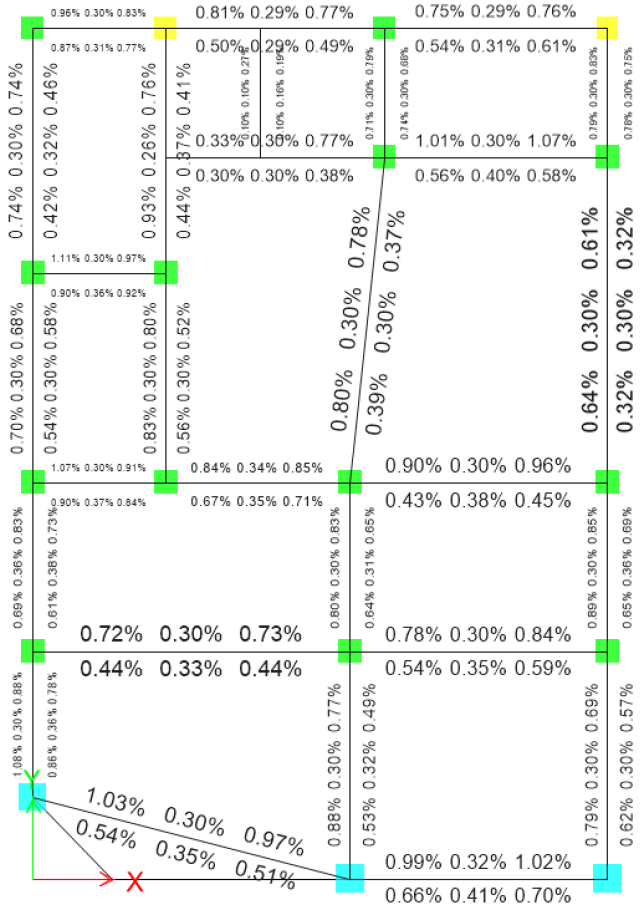
۲- تیرهای که J<1 وارد شده است: ایتبس ابتدا بررسی می کند که تیر مورد نظر پیچش دارد یا نه؟ اگر $T_u > \varphi Tcr$ باشد که بر اساس همان Tu خود تیر، همانند ورژنهای قبلیف آرماتور پیچشی برای آن محاسبه میکند. ولی اگر تیر پیچش نداشته باشد و یا $T_u < \varphi Tcr$ باشد، برای تیر با فرض اینکه $T_u = \varphi Tcr$ آرماتور پیچشی طراحی میکند.

- توجه: اگر به هر دلیلی کاربر نخواهد برای تیر آرماتور پیچشی محاسبه شود، می تواند تیر مورد نظر را انتخاب کرده و از طریق گزینه زیر طراحی پیچشی برای آن تیر را غیرفعال کند:

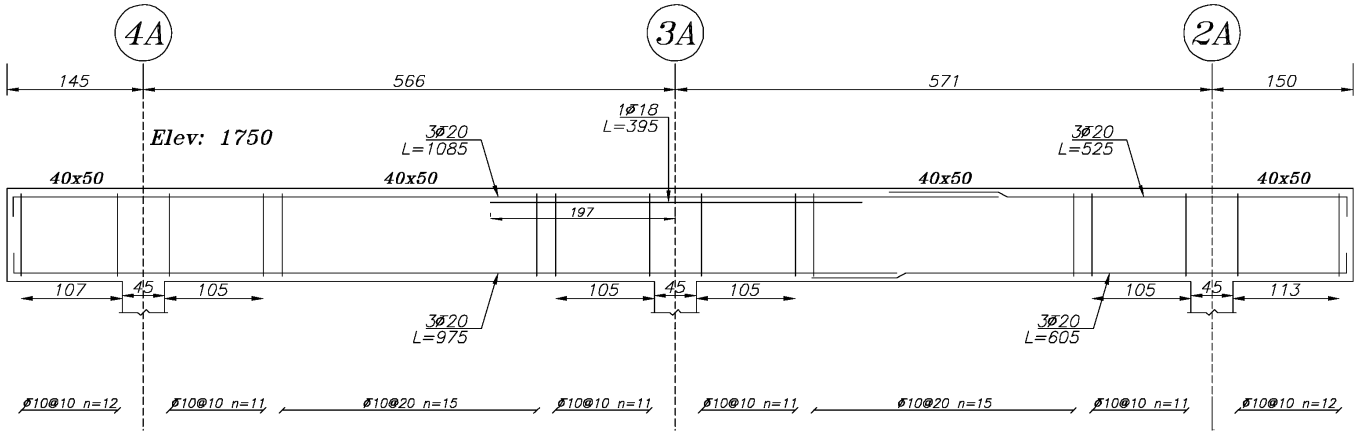


بررسی درصد میلگرد تیرها ($\rho = \frac{A_s}{bd}$):



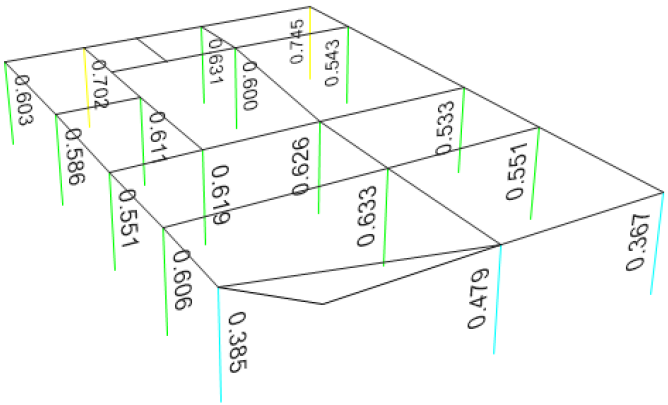


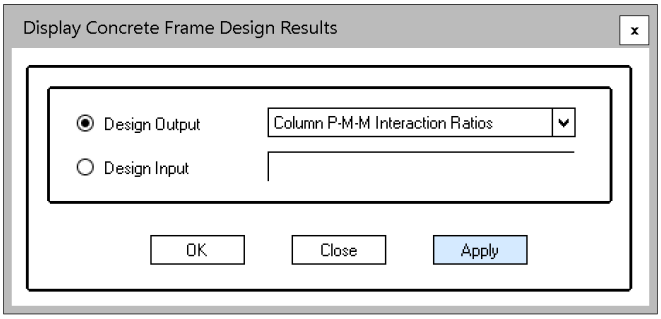
شکل زیر نمونه ای از نحوه ترسیم میلگردهای طولی و عرضی را نشان می دهد.



۴-۵-۲۴ نمایش نسبت تنش در ستونها

با استفاده از شکل زیر میتوان نسبت نیرو در ستونها را مشاهده کرد.

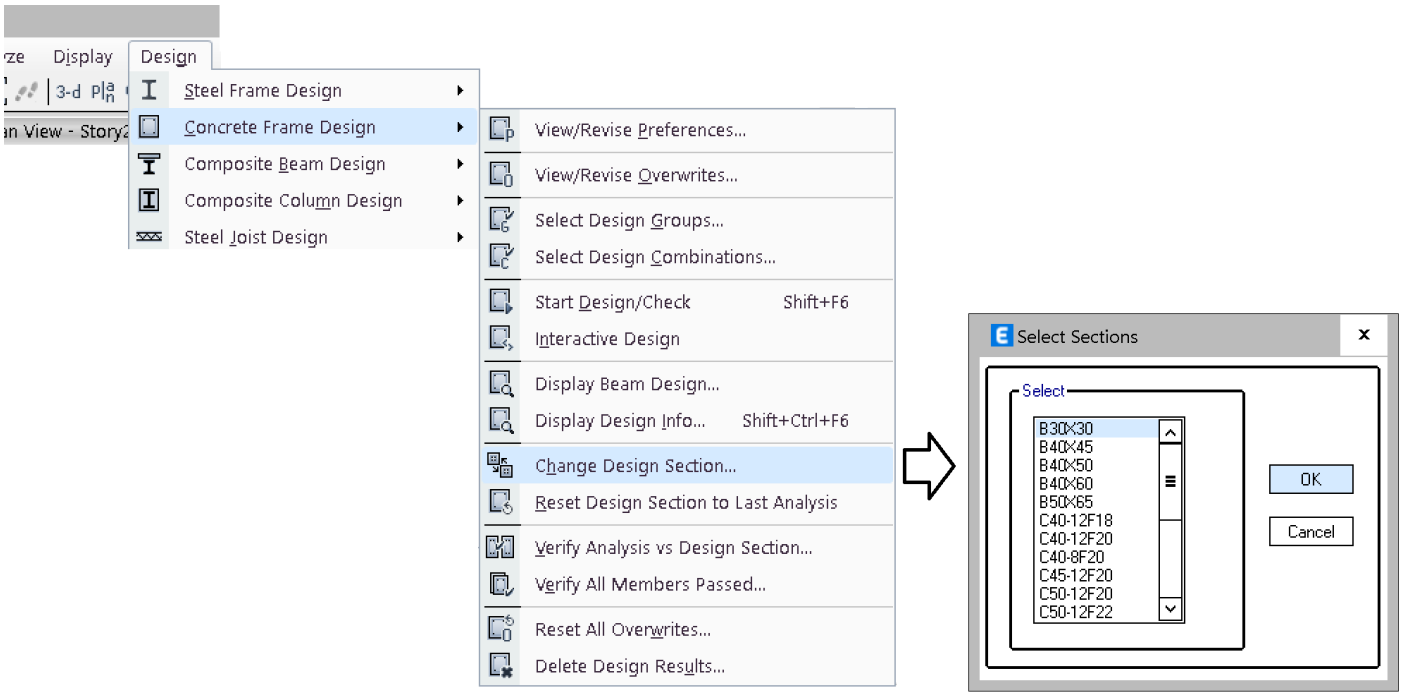




- نسبت تنش ستونها باید کمتر از یک باشد.

۵-۵-۲۴ تغییر مقطع طراحی اعضا

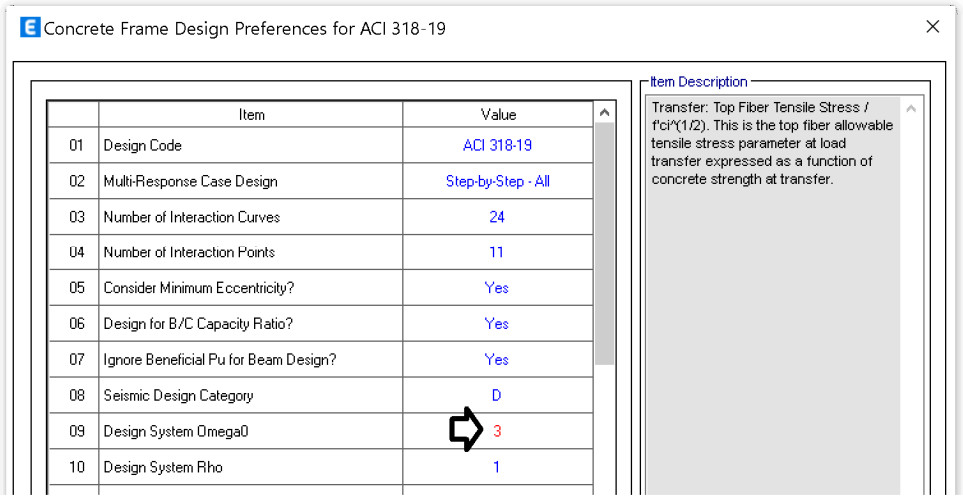
- پس از طراحی سازه (بدون شکستن قفل تحلیل) میتوان مطابق شکل زیر مقاطع تیر یا ستون را تغییر داد.
- توجه شود که اگر سایز مقاطع تغییر داده شود، لازم است مجددا تحلیل انجام شود تا نیروها بر اساس سختی های جدید مجدد محاسبه شوند.



۲۴-۶ زلزله تشدید یافته در سازه های بتنی (Ω_0)

ترکیب بار عادی	1.2D + L + E + 0.2S
ترکیب بار ویژه لرزه ای	1.2D + L + Ω_0E +0.2S

Ω_0 ضریب اضافه مقاومت نام دارد که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب خمشی برابر 3، و برای سیستم دوگانه برابر 2.5 می باشد.



۱-۶-۲۴ "برش تشدید یافته" در تیرها

در تیرها (چه متوسط و چه ویژه) ضریب Ω_0 تاثیری در روند طراحی ندارد و با تغییر این ضریب تغییری در نتایج طراحی تیرها مشاهده نخواهد شد. توجه شود که در تیرهای شکل پذیری متوسط در محاسبات مربوط به برش تیر از زلزله دو برابر 2E استفاده میشود(بند زیر را ببینید). ضریب ۲ مقداری ثابت بوده و با تغییر Ω_0 توسط کاربر تغییر نمی کند. ایتبس به صورت اتوماتیک بند زیر (و اثر زلزله ۲ برابر) را کنترل می کند و لازم نیست توسط کاربر کنترل شود.

۹-۲۰-۵-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۴-۱ مقاومت برشی تیر، ϕV_n، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کم‌تر در نظر گرفته شود:

الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در تیر در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و مولفه‌ی قائم زلزله و نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر با منظور نمودن انحنای خمشی دو جهته در بر تکیه گاه‌ها؛

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله‌ی E، مقدار 2E جای‌گزین شده باشد.

۲-۶-۲۴ "برش تشدید یافته" در ستونهای با شکل پذیری متوسط

مبحث نهم

۹-۲۰-۵-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۴ برش در ستون‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۴-۱ در ستون‌ها مقاومت برشی مقطع، ϕV_n، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) کم‌تر در نظر گرفته شود:

الف- نیروی برشی ایجاد شده در ستون در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و نیروی برشی متناظر با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی دو جهته، در هر امتداد. بار محوری ضریب‌دار باید از ترکیبی در بارگذاری ستون انتخاب شود که بیش‌ترین لنگر خمشی اسمی متناظر با آن حاصل گردد.

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری ضریب‌دار شامل زلزله که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله، E، مقدار $E\Omega_0$ جای‌گزین شده باشد.

مطابق بندهای زیر از مبحث ششم و نیز ASCE7 مقدار نیروی تشدید یافته لازم نیست از حداکثر نیرویی که ممکن است به عضو منتقل شود بیشتر در نظر گرفته شود. نرم افزار ایتبس برای ستونهای قابهای خمشی متوسط مقدار این نیروی حداکثر را محاسبه و کنترل می کند. در اکثر موارد برش ظرفیتی ستونها کمتر از برش مربوط به زلزله تشدید یافته بدست می آید.

مبحث ششم

۶-۱۱-۱۲-۳ ترکیب بارهای شامل اثرهای بارهای زلزله طرح و ضریب اضافه مقاومت

در مواردی که براساس دیگر مباحث مقررات ملّی ساختمان و آیین‌نامه‌های طراحی، استفاده از نیروی تشدیدیافته ناشی از زلزله طرح برای طراحی برخی از اعضای سازه ضروری است، نیروهای جانبی ناشی از اثرات مؤلفه‌های افقی زلزله طرح، E_h، باید در ضریب اضافه مقاومت، $\Omega_\circ$، ضرب شود، ولی نیازی به در نظر گرفتن ضریب اضافه مقاومت در نیروی قائم، E_v ، نمی‌باشد. بنابراین در این حالات بارهای ناشی زلزله طرح، E، در ترکیب بارهای شماره ۵ بخش ۶-۲-۳-۲ و شماره‌های ۷و ۸ بخش ۶-۲-۳-۳ برابر است با:

$$E = \Omega_\circ E_h + E_v \qquad (۶-۱۱-۳)$$

ضمناً در این حالات، E، در ترکیب بارهای شماره ۷ بخش ۶-۲-۳-۲ و شماره ۱۰بخش ۶-۲-۳-۳ برابر است با:

$$E = \Omega_\circ E_h - E_v \qquad (۶-۱۱-۴)$$

ضریب اضافه مقاومت برای انواع سیستم‌های سازه‌ای در استاندارد ۲۸۰۰ ارائه شده است. مقدار نیروی تشدیدیافته در هر عضو لازم نیست از نیروئی که براساس تحلیل ظرفیتی یا تحلیل غیرخطی با استفاده از مقادیر مورد انتظار مشخصات مصالح امکان ایجاد در عضو را دارد، بیشتر در نظر گرفته شود.

ASCE-7-2022

12.4.3.1 Horizontal Seismic Load Effect Including Overstrength The effect of horizontal seismic forces including overstrength, E_{mh}, shall be determined in accordance with Equation (12.4-7) as follows:

$$E_{mh} = \Omega_0 Q_E \qquad (12.4\text{-}7)$$

where Q_E is the effects of horizontal seismic forces from V, F_{px}, or F_p as specified in Sections 12.8.1, 12.10, or 13.3.1 (where required by Section 12.5.3 or 12.5.4, such effects shall result from application of horizontal forces simultaneously in two directions at right angles to each other); and Ω_0 is the overstrength factor.

E_{mh} need not be taken as larger than E_{cl}, where E_{cl} is the capacity-limited horizontal seismic load effect as defined in Section 11.3.

11.3 SYMBOLS

E_{cl} = Capacity-limited horizontal seismic load effect, equal to the maximum force that can develop in the element as determined by a rational, plastic mechanism analysis

ایتبس مقادیر برش محدود به ظرفیت را در ستونهای قابهای خمشی ویژه به صورت زیر محاسبه میکند:

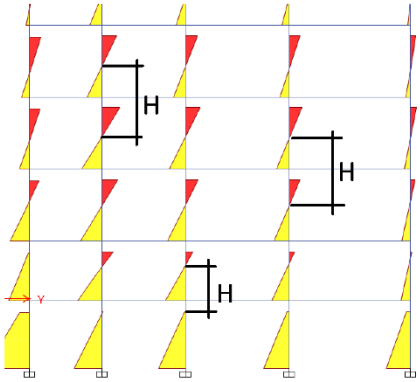
۱- ظرفیت خمشی اسمی دو انتهای ستون را محاسبه میکند و سپس برش متناظر آنرا محاسبه میکند (**مورد الف از مبحث نهم**)

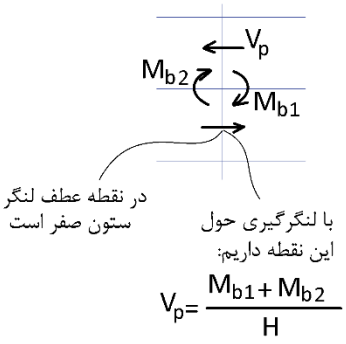
$$V_{p1} = \frac{M_{n-col-top} + M_{n-col-bot}}{H} + V_{gravity}$$

۲- برش مربوط به زلزله تشدید یافته را محاسبه می کند (**مورد ب از مبحث نهم**):

V_{u*} = برش در ستون تحت زلزله تشدید یافته

۳- علاوه بر دو مورد فوق که در متن مبحث نهم و ACI مطرح شده است، ایتبس حداکثر برش قابل انتقال به ستون را بر اساس ظرفیت خمشی تیرها محاسبه میکند. در حقیقت از ضوابط ASCE7 (و مبحث ششم) مبنی بر اینکه لازم نیست نیروی مقدار نیروی تشدید یافته در عضو بیش از نیروی حاصل تحلیل ظرفیتی در نظر گرفته شود استفاده می کند. در این تحلیل ظرفیتی ایتبس فرض میکند که فاصله نقاط عطف ستون در بالا و پایین اتصال تحت بار جانبی برابر ارتفاع طبقه است و برش محدود به ظرفیت ستون را از رابطه زیر محاسبه میکند:





$$V_{p2} = \frac{\sum M_b}{H} + V_{gravity}$$

۴- ستون را برای حداقل مقدار حاصل از سه برش فوق کنترل میکند: $V_u = Min(V_{p1}, V_{p2}, V_{u*})$

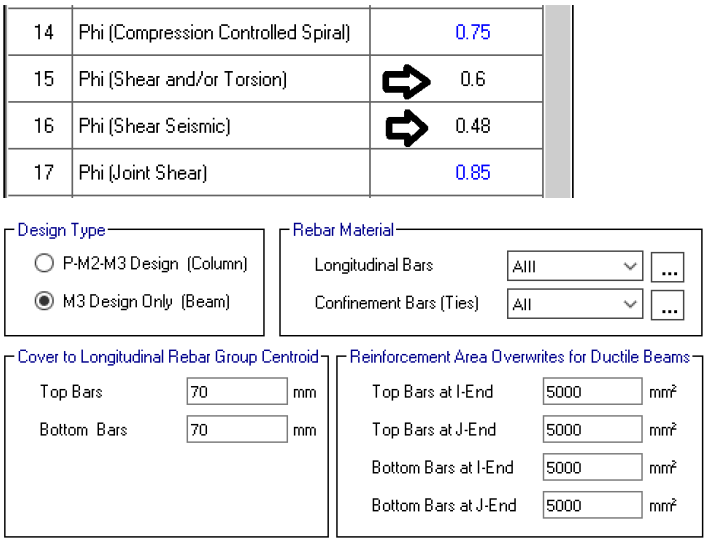
ایتبس V_{p2} بر اساس مفهوم حداکثر برش قابل به ستون (بندهای مبحث ششم و *ASCE7*) محاسبه می کند. ولی مراحل مربوط به محاسبه V_{p2} تقریب ها و خطاهایی به همراه دارد. از جمله اینکه:

۱- مقدار H را برابر ارتفاع طبقه در نظر میگیرد. در حالیکه فاصله نقاط عطف ستون مطابق شکل بالا دقیقا برابر ارتفاع طبقه نمی باشد.

۲- مطابق مبحث ششم، مقاومت خمشی تیرها (Mb) باید بر اساس لنگر محتمل تیر محاسبه شود. در حالیکه ایتبس از لنگر مقاومت اسمی تیر ها (Mn) استفاده میکند. البته توجه شود که رویکرد *ACI* در محاسبه برش ظرفیتی بر اساس لنگرهای دو انتهای ستون استفاده از لنگر اسمی دو انتهای ستون هست و نه لنگر محتمل و در مقابل ضرایب کاهش مقاومت نیز منظور میشوند. بنابراین از این منظر شاید روندی که ایتبس اتخاذ کرده است صحیح باشد.

۳- میلگرد قرار داده شده در تیر اندکی بیش از مقدار محاسباتی است. ایتبس Mn تیرها را بر اساس میلگرد محاسباتی محاسبه می کند. البته این ایراد در بقیه موارد محاسباتی که ایتبس انجام میدهد از جمله کنترل برش چشمه اتصال و یا تیر ضعیف-ستون قوی نیز مطرح است که با معرفی میلگرد اجرایی در تعریف مقطع تیر قابل برطرف کردن است.

مهمترین خطا از خطاهای فوق مربوط به محاسبه طول H (فاصله بین نقاط عطف) می باشد که گاهی میتواند در خلاف جهت اطمینان باشد، یکی از دو راهکار زیر پیشنهاد میشود:



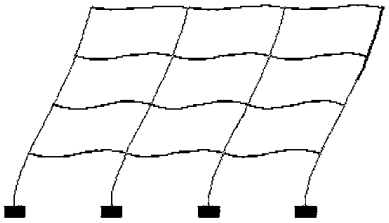
راهکار اول (تقریبی): برای جبران خطاهای ایتبس، قبل از استخراج آرماتور برشی ستونها، ضریب کاهش مقاومت برشی ستونها مقداری کاهش یابد. مقدار کاهش با قضاوت مهندسی و بسته به پروژه میتواند تعیین شود. برای مثال در شکل مقابل این ضرایب 25 درصد کاهش یافته اند. پس از استخراج و کنترل آرماتورهای برشی ستونها، این ضرایب مجددا به مقدار اولیه بازگردانده می شود.

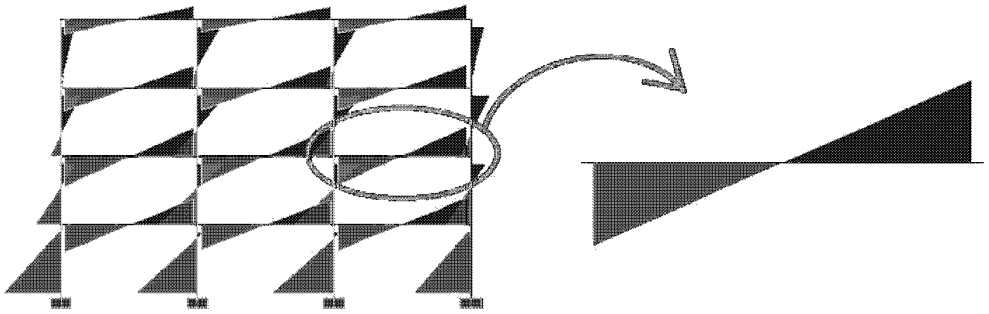
راهکار دوم (محافظه کارانه): برای حذف کنترل V_{p2} توسط ایتبس می توان مساحت میلگرد اجرایی در تیرها را عدد بزرگی وارد کرد تا این محاسبه حاکم بر محاسبات نشود. مسلما این تغییر باید در یک فایل جداگانه انجام شود تا تاثیری بر طراحی تیرها نداشته باشد. در این مورد می توانید به پرسشهای پاسخ داده شده در سامانه اطلاع رسانی کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی به آدرس www.iesc.bhrc.ac.ir مراجعه کنید.

۷-۲۴ تیر ضعیف ستون قوی (قاب خمشی ویژه)

چرا در زلزله مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای اعضا رخ می دهد؟

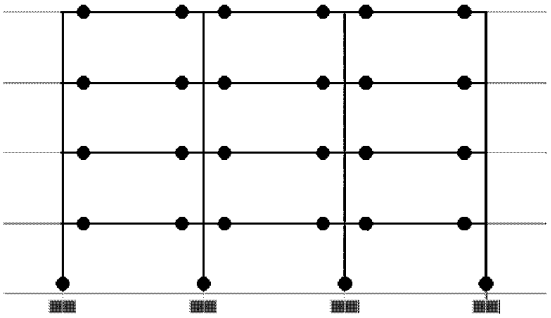
به شکلهای زیر توجه کنید. هنگام زلزله حداکثر **لنگر** در دو انتهای ستونها و تیرها ایجاد می شود.

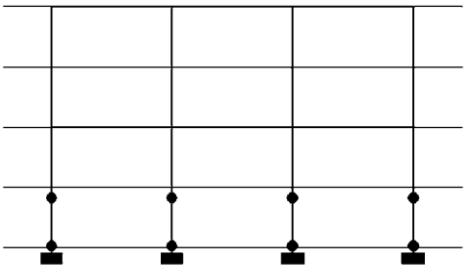


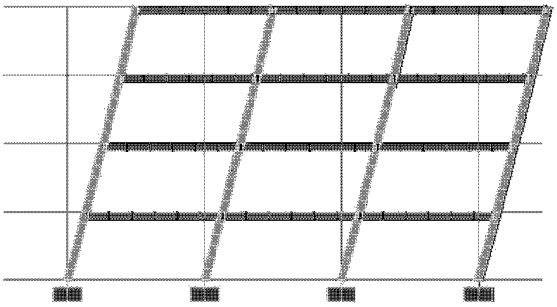


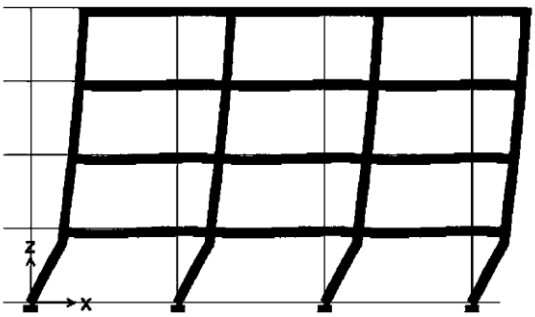
در کدامیک از قابهای زیر ستونها ضعیف تر از تیر می باشند؟

رفتار کدام سازه بهتر است و به چه دلیل؟



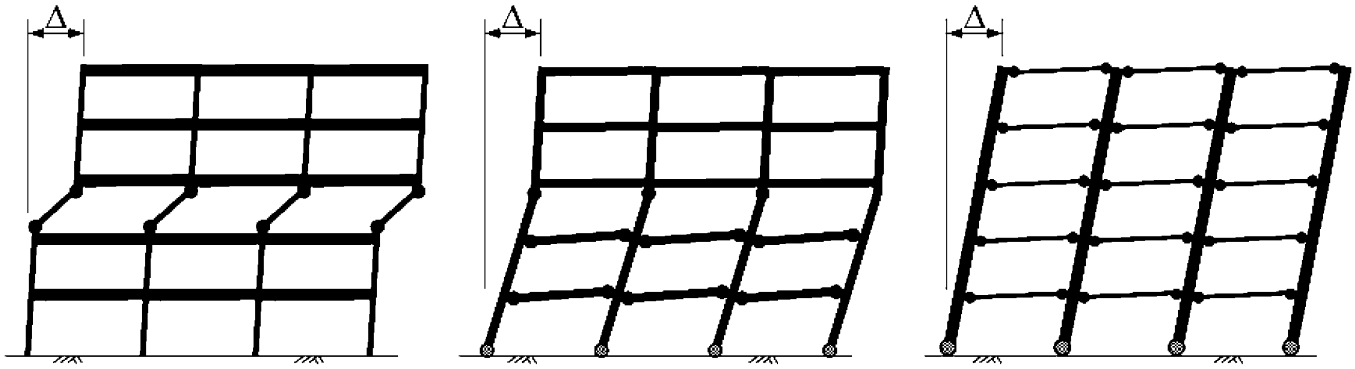






- در شکل سمت چپ ستونها ضعیف تر از تیر می باشند.
- در شکل سمت راست تیرها ضعیف تر از ستون می باشند.

- اگر ستونها ضعیف تر از تیرها باشند، دریفت (جابجایی جانبی سازه) در یک یا چند طبقه محدود متمرکز می شود (مطابق شکل سمت چپ در تصویر زیر).
- تمرکز "حرکت" و "دوران" در یک طبقه و نقطه خاص از سازه موجب ناپایداری و فروریزش سازه میشود.
- اگر همانند شکل (c) ستونها همانند یک ستون فقرات سخت و قوی در کل ارتفاع سازه عمل کنند، توزیع دریفت در ارتفاع یکنواخت تر بوده و تمرکز جابجایی نخواهیم داشت.
- همچنین باید توجه داشت که ستونهای یک طبقه میانی، علاوه بر وزن آن طبقه، وزن کل طبقات فوقانی را نیز تحمل میکنند در حالیکه تیرهای هر طبقه تنها وزن مربوط به همان طبقه را تحمل میکنند.
- تحقیقات نشان میدهد که اگر ستونها با حاشیه کمی قوی تر از تیرها باشند، به جای تشکیل و تمرکز خرابی در یک طبقه خاص، ممکن است مطابق شکل (b) در چندین طبقه توزیع خرابی داشته باشیم. حالت مربوط به شکل (c) زمانی امکان پذیر است که مقاومت خمشی ستونها چند برابر مقاومت خمشی تیرها باشد. تامین چنین حالتی شاید غیر اقتصادی باشد و به همین جهت باید انتظار داشت خرابی های محدود در ستونها ایجاد گردد و جزئیات میلگرد گذاری ستونها باید به نحوی باشد که تحت این خرابی ها ستونها شکست ترد نداشته باشند.



(a) Story mechanism (b) Intermediate mechanism (c) Beam mechanism

با توجه به دلایل فوق، آیین نامه عموما ضوابطی وضع میکنند که به موجب آنها ستونها قوی تر از تیرها طراحی شوند. در مبحث نهم مقررات ملی رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی تنها برای قابهای خمشی ویژه الزامی میباشد ولی برای قابهای خمشی با شکل پذیری متوسط الزامی نمی باشد.

شکل زیر (بر گرفته از کتاب Moehle) خرابی ستونهای ضعیف را در طبقه میانی یک سازه نشان میدهد. ستونهای این طبقه نسبت به تیرهای مجاور خود ضعیف تر بودند.



Weak-story failure in the Hyogo-ken Police Department Building, Kobe earthquake, 1995. Note complete collapse of third story, partial collapse of fourth story. (Photo by T. Kabeyasawa.)

مبحث نهم ویرایش ۹۹

بندهای زیر مربوط به ضوابط آیین نامه در رابطه با کنترل ضابطه تیر ضعیف -ستون قوی میباشد:

۹-۲۰-۶-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۹-۲۰-۶-۴-۱ ستون‌ها باید الزامات بندهای ۹-۲۰-۶-۴-۲ یا ۹-۲۰-۶-۴-۳ را تامین نمایند.

۹-۲۰-۶-۴-۲ به استثنای موارد ذکر شده در بندهای ۹-۲۰-۶-۴-۳ و ۹-۲۰-۶-۴-۴، لنگر های خمشی مقاوم ستون‌ها و تیرها در محل اتصال مشترک، باید در رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۰) صدق کنند:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \qquad (۹-۲۰-۱۰)$$

در این رابطه:

$\sum M_{nc}$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی اسمی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال که در بر اتصال محاسبه شده‌اند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری ضریبدار، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کم‌ترین مقدار لنگرها را به دست می‌دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_{nb}$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی اسمی تیرها در دو سمت اتصال که در بر اتصال محاسبه شده‌اند.

جمع لنگرها در رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۰) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۰) باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در هر دو جهت واقع در صفحه‌ی قائم قاب عمل کنند، برقرار باشد. در تیرهای T شکل در صورتی که دال در اثر لنگرهای وارد در بر گره تحت کشش قرار گیرد، در محاسبه‌ی M_{nb} باید آرماتورهای دال واقع در عرض موثر آن، مطابق بند ۹-۶-۳-۳، که مهار آن‌ها در حد تسلیم در مقطع بحرانی خمشی تامین شده باشد، نیز منظور گردند.

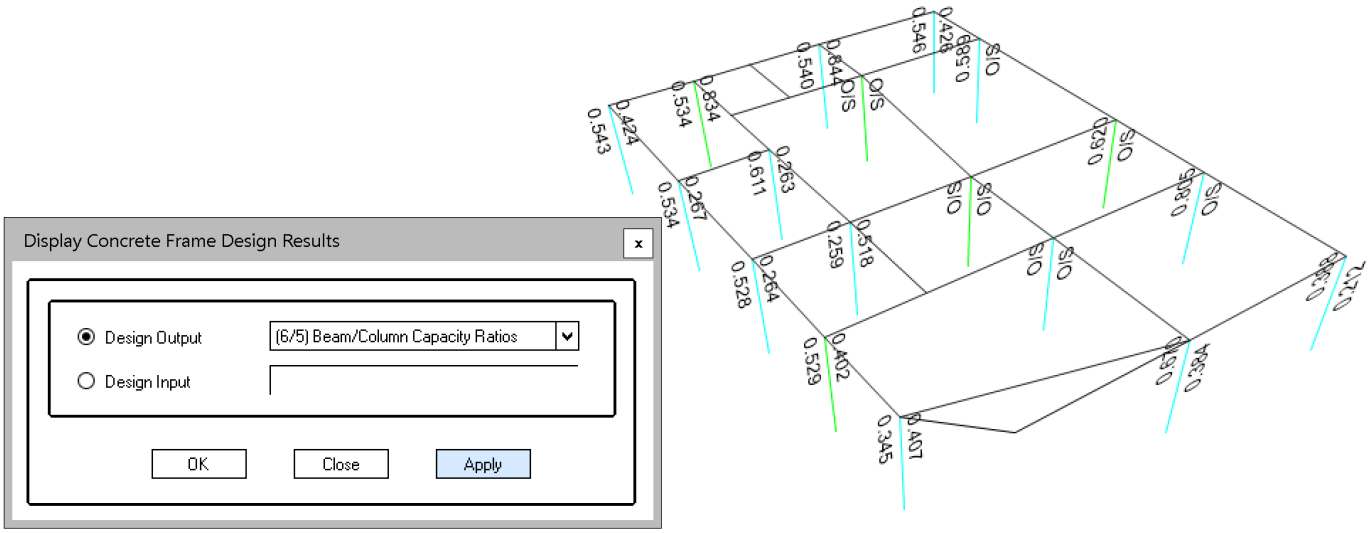
۹-۲۰-۶-۴-۳ چنان چه ستونی ضابطه‌ی بند ۹-۲۰-۶-۴-۲ را تامین نکند، باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی ناشی از زلزله صرف نظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰ را تأمین نماید.

۹-۲۰-۶-۴-۴ چنان چه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیش‌تر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۰) را تامین نکند؛ ولی در سیستم باربر لرزه‌ای سهیم باشد.

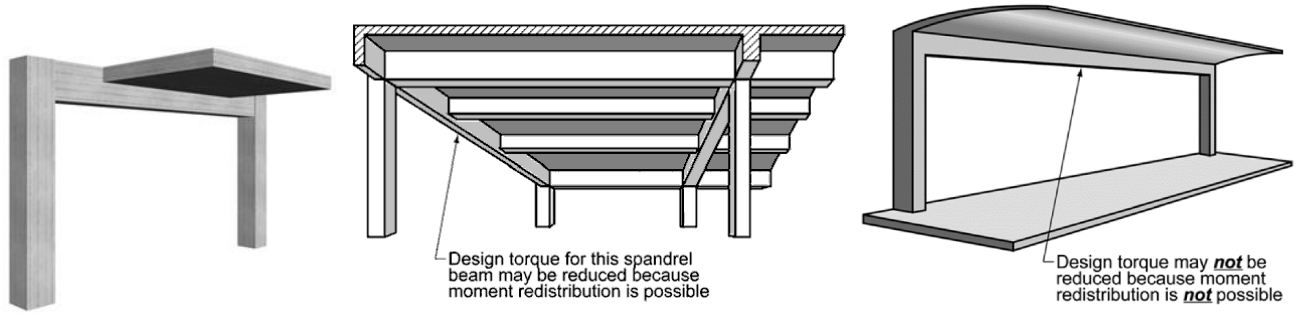
۹-۲۰-۶-۴-۵ در صورتی که تنش‌های محوری ایجاد شده از ترکیب‌های بارهای ضریب‌داری که شامل اثرات E هستند از $0.10A_g f'_c$ کم‌تر باشند، می‌توان در ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه، و نیز در ستون‌هایی که در بالای اتصال امتداد نمی‌یابند در قاب‌های چند طبقه، رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۰) را رعایت ننمود. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه‌ی بند ۹-۲۰-۶-۴-۶ را تامین کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه‌ی بند ۹-۲۰-۶-۴-۳ نمی‌شوند.

۹-۲۰-۶-۴-۶ درستون‌هایی که مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۴-۴ و ۹-۲۰-۶-۴-۵ عضوی از سیستم باربر لرزه‌ای محسوب می‌شوند، باید میلگرد گذاری عرضی ویژه در تمام طول آن‌ها رعایت شود.

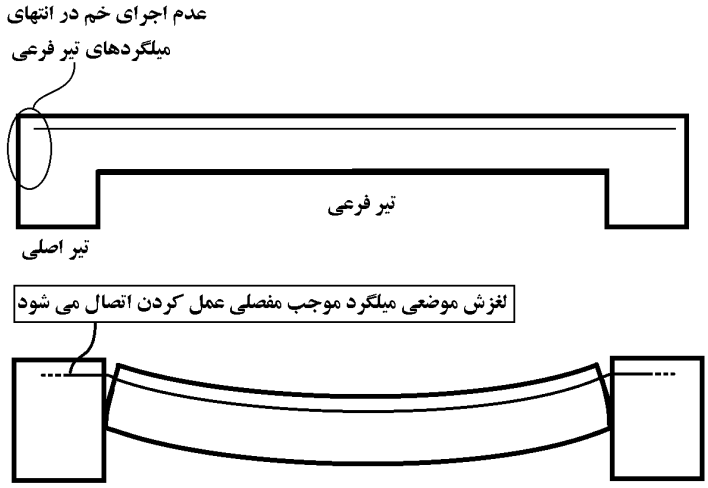
- نرم افزار تنها برای ستونهای ویژه ضابطه تیر ضعیف را کنترل و گزارش میکند. بنابراین جهت نمایش مقادیر در شکل زیر باید ستونها از نوع special تعریف شده باشند.
- مطابق شکل زیر در کنار ستونهایی که ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی را رعایت نکرده اند، عبارت O/S نمایش داده شده است.



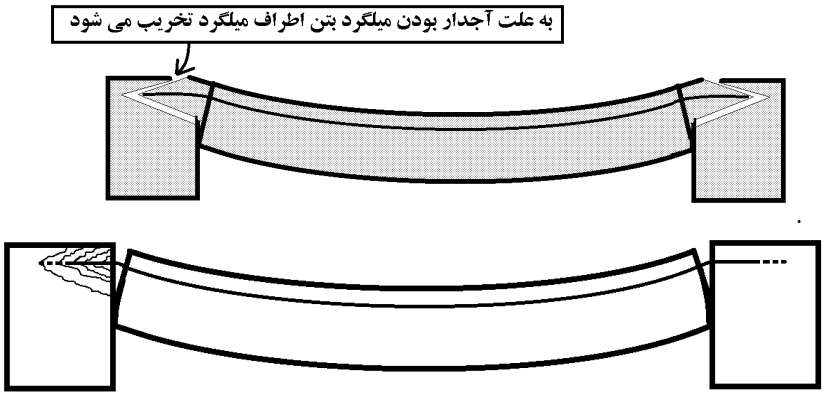
۸-۲۴ اتصال مفصلی در سازه بتنی



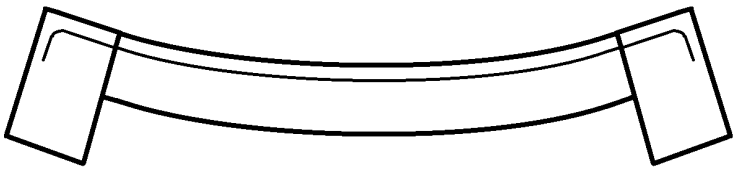
- تیرهای فرعی متصل به تیرهای اصلی موجب ایجاد لنگر پیچشی در تیر اصلی می شود.
- برخی طراحان تیرهای فرعی بتنی را به صورت دوسر مفصل مدل می کنند و در عوض در نقشه های اجرایی آرماتورهای خمشی تیر فرعی را بدون قلاب انتهایی رسم می کنند:



- در صورت عدم تامین طول مهاری برای میلگردها، در صورتی که قطر میلگرد کم باشد، لغزش موضعی بین میلگرد و بتن ممکن است ایجاد شود. این لغزش همراه با ریزترک هایی در محل اتصال خواهد بود. این لغزش میتواند تا حدی از گیرداری اتصال بکاهد ولی نمی تواند موجب ایجاد مفصل کامل شود. از طرفی در صورتی که قطر میلگرد بالا باشد، عدم تامین مهار برای میلگرد میتواند موجب تخریب بتن شود و به همین جهت دیتایل فوق توصیه نمیشود.

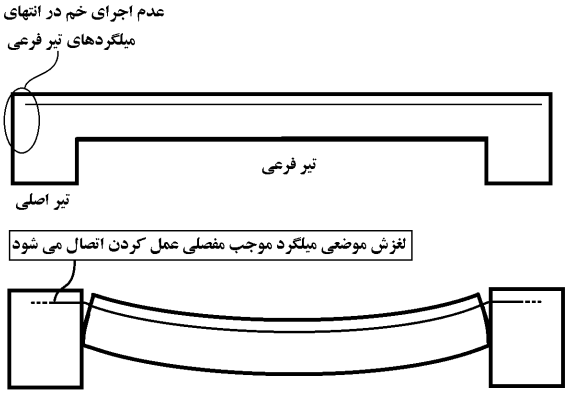


- علت دوسرمفصل کردن تیرهای فرعی توسط برخی طراحان: در صوتی که تیر فرعی به صورت گیردار مدل شود، به علت ایجاد پیچش زیاد در تیر فرعی میزان آرماتور پیچشی لازم در تیر اصلی بالا رفته و پاسخ های غیر منطقی از نرم افزار مشاهده می شود.
- در عمل تیر اصلی به علت ایجاد ترکهای پیچشی دوران کرده و بنابراین لنگر وارد شده بر آن کاهش می یابد:



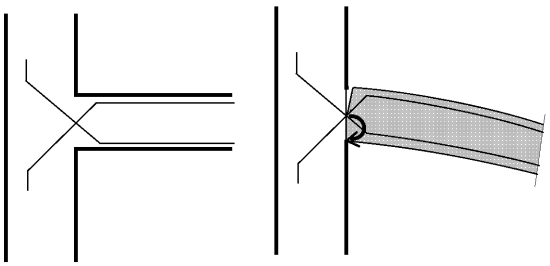
برای اجرای اتصال مفصلی تیر بتنی (بتن ریزی درجا) روشهایی توسط مهندسین پیشنهاد شده است که مهمترین آنها عبارت است از:

۵- عدم اجرای خم در انتهای میلگرد منفی تیر.



۶- کاهش مساحت میلگردهای منفی، به طوریکه به تسلیم برسند و نتوانند لنگر منتقل کنند.

۷- اجرای میلگردهای تیر به صورت ضربدری. این ایده از کتاب دکتر فرزاد نعیم اخذ شده (در کتاب ایشان هدف ایجاد مفصل پلاستیک به فاصله ای مشخص از بر ستون بودن است). این اتصال نمی تواند مفصلی فرض شود چون در نیمه پایین لنگر منتقل می کند.



در حالت اول فرض بر این است که با توجه به عدم تامین طول مهار، لغزش در میلگرد اتفاق می افتد و پس از لغزش میلگرد، تیر فرعی می تواند نسبت به تیر اصلی دوران کند.

در حالت دوم فرض بر این است که به علت کاهش مساحت میلگرد، در میلگردها تسلیم رخ می دهد و به نوعی مفصل پلاستیک در بر اتصال تشکیل می شود.

حالت سوم نمی تواند اتصال مفصلی فرض شود (طبق شکل فوق لنگر به تیر منتقل خواهد شد).

در مواردی که سایز میلگرد در تیر فرعی نسبتا پایین باشد (مانند تیرچه های سقف تیرچه بلوک) به علت پایین بودن نیرو ها و نیز سایز میلگرد، حجم ترک های ناشی از لغزش میلگرد و یا اثار خرابی ناشی از تسلیم میلگردها کم بوده و به تیر اصلی آسیب قابل توجهی وارد نمی شود و بنابراین به علت ناچیز بودن این تخریب ها در این موارد خاص می توان فرض کرد تیرهایی در حد تیرچه بلوک مفصلی هستند (با فرض عدم اجرای خم و یا کاهش مساحت میلگرد)

پیچش زیاد در تیرهایی که تیر فرعی را تحمل می کنند و (در نرم افزار سرخ می شوند!) مهندسین را به این فکر انداخته که به هر طریقی شده اتصال مفصلی طرح دهند. به این ترتیب حتی در مواردی دیده شده است که تیرهای فرعی با ابعاد بزرگ و بار زیاد بدون قلاب و با میلگرد کم طرح می دهند. در این حالت لغزش و یا تسلیم میلگردهای با قطر بالا می تواند در تیر اصلی و یا فرعی آسیب قابل توجه ایجاد کند و پیشنهاد می شود در تیرهای فرعی با ابعاد و بار زیاد از روشهای فوق استفاده نشود و به جای طراحی تیر فرعی به صورت دوسر مفصل، سختی پیچشی تیر اصلی را تنظیم کنند.

۲۴-۸-۱ راه کار پیشنهادی

طبق بندهای زیر از مبحث نهم و نیز ACI می توان در مواردی که پیچش وارد بر تیر از نوع نامعین و قابل کاهش باشد، می توان سختی پیچشی تیر اصلی را کاهش داد:

۹-۱۱-۳-۶ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز توزیع نیروهای داخلی در عضوی از یک سازه‌ی نامعین وجود داشته باشد (پیچش همسازی)، اجازه داده می‌شود حداکثر لنگر پیچشی نهایی بر اساس بند ۹-۸-۶-۱-۴ به ϕT_{cr} کاهش داده شود. در این حالت لازم است اثرات لنگرها و برش‌های تعدیل یافته‌ی عضو در سایر اعضای مجاور، با استفاده از رابطه‌ی تعادل، محاسبه شده و در طراحی به کار گرفته شوند. لنگر پیچشی ترک خوردگی، T_{cr}، بر اساس بند ۹-۸-۶-۲-۲ محاسبه می‌شود.

۹-۸-۶-۱-۴ اگر $T_u \geq \phi T_{cr}$ بوده و مقدار T_u برای تامین تعادل لازم باشد (پیچش تعادلی)، عضو باید برای مقاومت در مقابل پیچش T_u طراحی شود؛ به طوری که T_{cr} پیچش ترک خوردگی است که بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۹) تعیین می‌شود. در مقابل در سازه‌های نامعین استاتیکی که $T_u \geq \phi T_{cr}$ است و کاهش مقدار T_u می‌تواند به باز توزیع نیروهای داخلی پس از وقوع ترک خوردگی‌های پیچشی منجر شود (پیچش همسازی)، اجازه داده می‌شود مقدار T_u تا حد ϕT_{cr} کاهش یابد.

ETABS-2016:

3.5.3.1 Determine Factored Torsion

In the design of torsion reinforcement of any beam, the factored torsions for each design load combination at a particular design station are obtained by factoring the corresponding torsion for different load cases with the corresponding design load combination factors (ACI 9.4.4.2).

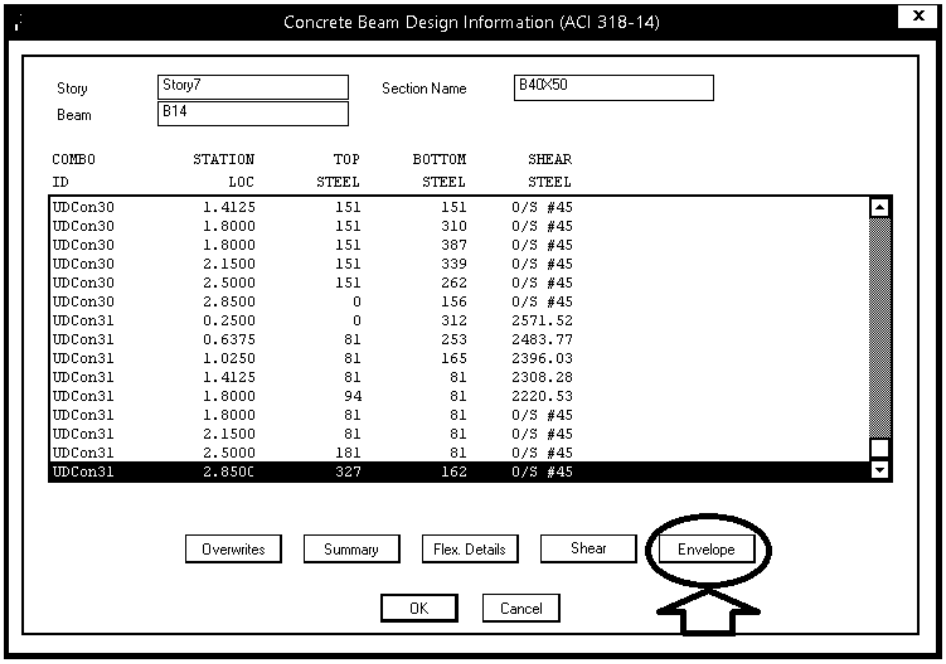
In a statistically indeterminate structure where redistribution of the torsional moment in a member can occur due to redistribution of internal forces upon cracking, the design T_u is permitted to be reduced in accordance with code (ACI 22.7.3.3). However, the program does not try to redistribute the internal forces and to reduce T_u. If redistribution is desired, the user should *release* the torsional DOF in the structural model.

۹-۲۴ محاسبه ضریب پیچشی J در تیرهای تحت پیچش همسازی

مراحل محاسبه ضریب پیچشی تیرها طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان:

۱- ابتدا ضریب سختی پیچشی (J) را برابر یک وارد نمایید.

پس از طراحی اولیه، بر روی تیر مورد نظر (تیری که تحت پیچش است) right click کرده و Envelope را انتخاب کنید:



۲- در انتهای گزارش مقدار Tu را که بر تیر وارد می شود، بخوانید:

ETABS 2015 15.2.2 License #*1NLRPASDXS5K5JH

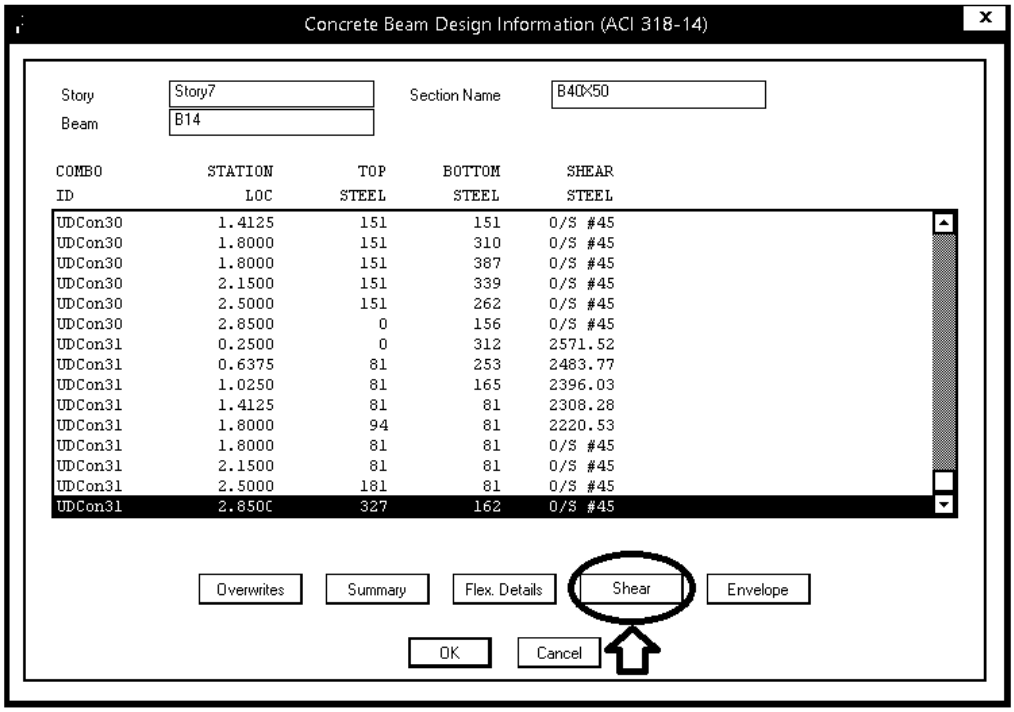
Shear Rebar A_t /s mm²/m	Longitudinal Rebar A_l mm²
1826.56	1979

Design Torsion Force

Design T_u tonf-m	Station Loc mm	Design T_u tonf-m	Station Loc mm
9.1115	2850	9.1115	2850
UDCon20		UDCon20	

O/S #45 Shear stress due to shear force and torsion together exceeds maximum allowed

۳- مطابق شکل زیر Shear را انتخاب نمایید:



۴- در انتهای گزارش مقدار φT_{cr} مربوط به مقاومت ترک خوردگی مقطع تیر را بخوانید:

Shear Rebar Design

Stress v kgf/mm²	Conc.Capacity v_c kgf/mm²	Uppr.Limit v_{max} kgf/mm²	Conc.Capacity Φv_c kgf/mm²	Uppr.Limit Φv_{max} kgf/mm²	RebarArea A_v/s mm²/m	Shear ΦV_c tonf	Shear ΦV_s tonf	Shear ΦV_n tonf
0.15	0.08	0.33	0.06	0.25	0	0	0	0

Torsion Capacity

Torsion T_u tonf-m	Threshold ΦT_{th} tonf-m	Critical ΦT_{cr} tonf-m	Conc.Area A_{cp} mm²	Conc.Area A_{oh} mm²	Conc.Area A_o mm²	Perimeter P_{cp} mm	Perimeter P_h mm
5.1862	0.6913	2.7654	200000	127893.2	108709.2	1800	1444.4

O/S #45 Shear stress due to shear force and torsion together exceeds maximum allowed

۵- در صورتی که $T_u < \varphi T_{cr}$ باشد، نیازی به کاهش ضریب J نمی باشد.

در صورتی که $T_u > \varphi T_{cr}$ باشد، لازم است ضریب J کاهش یابد:

> **۹-۱۱-۳-۶** در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز توزیع نیروهای داخلی در عضوی از یک سازه‌ی نامعین وجود داشته باشد (پیچش همسازی)، اجازه داده می‌شود حداکثر لنگر پیچشی نهایی بر اساس بند ۹-۸-۶-۱-۴ به ϕT_{cr} کاهش داده شود. در این حالت لازم است اثرات لنگرها و برش‌های تعدیل یافته‌ی عضو در سایر اعضای مجاور، با استفاده از رابطه‌ی تعادل، محاسبه شده و در طراحی به کار گرفته شوند. لنگر پیچشی ترک خوردگی، T_{cr}، بر اساس بند ۹-۸-۶-۲-۲ محاسبه می‌شود.

در این سازه فوق:

$$T_u = 9.11 > 2.765$$

بنابراین باید ضریب سختی J در تیر مورد نظر کاهش یابد و مراحل ۱ تا ۵ تکرار شود تا با سعی و خطا مقدار T_u تقریبا برابر با φT_{cr} شود.

تلگرام:

باعرض سلام و خسته نباشید. میخواستم بدونم خود شما در ساختمانهای بتنی تیر نیم طبقه راه پله رو چطور مدل میکنید. چون بعضی ها اونو بصورت دوسر مفصل در نظر میگیرن و بعضی ها هم میگن دال راه پله هم باید در نظر گرفته بشه و خیلی ها هم بصورت تیر معمولی دوسرگیردار مدل میکنن. تو این حالت هم ستون کوتاه تشکیل میشه و برش ستونها خیلی زیاد میشه. بهترین و عملیترین راه حل چیه؟ خیلی ممنون.

پاسخ: با سلام، برای اجرای راه پله در سازه بتنی روشهای مختلفی داریم:

۱- اجرای دیوار کوتاه بتنی در زیر دال پله به طوریکه بار پله از طریق دیوار کوتاه به تیر زیرین منتقل شود. در این حالت باید دقت کرد که دیوار بتنی به ستون متصل نباشد و بین آنها فاصله قرار داد تا در زلزله مانع حرکت ستون نشود.

۲- آویز گرفتن از تیر بالای پله

۳-اجرای ورق نصبی فولادی در میانه ستونهای دو طرف راه پله و اجرای راه پله به صورت فولادی (تیرهای فولادی پله به ورقهای فولادی نصب شده در ستون جوش می شوند.

۴- اجرای تیر بتنی میان ستونها

در حالت چهارم برخی از مهندسین آن را در نرم افزار مفصلی مدل می کنند و در نقشه ها نیز دتایلهایی برای مفصلی عمل کردن آن ارائه می دهند. از جمله عبور ضرب دری میلگردهای طولی در دو انتهای تیر میان طبقه و یا عدم استفاده از قلاب در انتهای میلگردهای تیر.

از نظر بنده اینگونه دتایلها توجیهی ندارند و هیچگاه موجب نمی شوند که اتصال مفصلی عمل کند. اتصال تیر میان طبقه باید گیردار مدل شود (چون در عمل گیردار است).

در رابطه با اثرات منفی گیردار منظور کردن آن می توان گفت موجب ایجاد لنگر میانی در ستونها می شود که این اثرات (لنگر و برش اضافی) توسط نرم افزار منظور می شود و جای نگرانی نیست. دقت شود که علت تشکیل ستون کوتاه ربطی به نوع اتصال تیر میان طبقه ندارد. اتصال تیر میان طبقه چه مفصلی باشد و چه صلب باشد، ستون کوتاه تشکیل خواهد شد. ستون کوتاه به علت اتصال رمپ راه پله به میانه ستون ایجاد می شود.

۲۴-۱۰ آرماتور جلدی

- مطابق بند زیر در تیرهایی که ارتفاع آنها بیش از 900 mm باشد، باید آرماتور جلدی (گونه) قرار داده شود.
- در متن آیین نامه ضوابطی جهت تعیین قطر و مساحت میلگرد جلدی در این تیرها بیان نشده است و تنها پیشنهاد شده قطر میلگرد جلدی بین ۱۰ الی ۱۶ میلیمتر باشد.
- فاصله این میلگردها از هم (در ارتفاع تیر) بر اساس روابط زیر تعیین میشود. برای بتن C25 و میلگرد S400 این فاصله حدود s=270 mm بدست می آید.
- جهت کنترل عرض ترک در تیرها، فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای خمشی (کششی) نیز نباید از مقدار s در بند زیر فراتر رود.

مبحث نهم ویرایش ۹۹

۹-۱۱-۶-۱-۴ در تیرهای با ارتفاع زیاد که در آن‌ها h از ۹۰۰ میلی متر بیشتر است، آرماتورهای جلدی (گونه) باید به طور یک‌نواخت در دو وجه تیر در فاصله‌ی $h/2$ از وجه کششی توزیع شوند. فاصله‌ی آرماتورهای جلدی نباید از مقدار s بر اساس ضابطه‌های بخش ۹-۱۹-۳ این مبحث بیش-تر باشد؛ که در آن c_c فاصله‌ی پوشش خالص آرماتورهای جلدی از وجه کناری است. اثر آرماتورهای جلدی بر مقاومت را می‌توان با تحلیل همسازی کرنش اعمال نمود. آرماتورهای با قطر ۱۰ تا ۱۶ میلی متر، و یا شبکه‌ی میلگرد جوش شده با سطح مقطع حداقل برابر با ۲۱۰ میلی متر مربع در یک متر ارتفاع، به عنوان فولاد جلدی مناسب هستند.

۹-۱۹-۳ توزیع آرماتور خمشی و کنترل عرض ترک

۹-۱۹-۳-۱ در تیرها و دال‌های یک طرفه برای کنترل عرض ترک‌ها و میزان گستردگی آن‌ها در ناحیه‌ی تحت کشش بتن، کافی است فاصله‌ی میلگردهای خمشی آجدار، s، از حدودی که در زیر تعیین شده‌اند تجاوز نکند.

$$s=380\left(\frac{280}{f_s}\right)-2.5c_c \qquad (۹-۱۹-۴)$$

$$s=300\left(\frac{280}{f_s}\right) \qquad (۹-۱۹-۵)$$

در این روابط، f_s میزان تنش در آرماتور کششی زیر اثر بارهای بهره برداری بر حسب مگاپاسکال، و c_c کم‌ترین فاصله‌ی سطح میلگردهای کششی آجدار از وجه کششی عضو بر حسب میلی متر است.

۹-۱۹-۳-۲ در محاسبه‌ی تنش کششی f_s در آرماتورها، به جای محاسبه‌ی دقیق بر مبنای روابط سازگاری کرنش‌ها در ارتفاع مقطع، می‌توان آن را برابر با $\frac{2}{3}f_y$ به حساب آورد.

۲۴-۱۱ طول مهار و طول وصله

طول گیرایی آرماتور آجدار در کشش

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \geqslant ۳۰۰ \text{ میلی متر}$$

- ψ_t: top: ۱/۳ ، bot: ۱/۰
- ψ_e: ۱/۵ ، ۱/۲ ، No Epoxy: ۱/۰
- ψ_s: $d_b \geqslant \phi$ 20 : ۱/۰ ، $d_b < \phi$ 20 : ۰/۸
- ψ_g: $f_y \leqslant$ 400 : ۱/۰ ، $f_y \geqslant$ 500 : ۱/۱۵
- c_b کوچک‌ترین فاصله‌ی مرکز میلگرد یا سیمی که مهار می‌شود تا نزدیک‌ترین رویه‌ی بتن، و یا نصف فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها و یا سیم‌هایی که مهار می‌شوند، است.
- $(c_b+K_{tr})/d_b$ نسبت که نشان‌گر اثرات محصور شدگی است، نباید بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.
- شاخص آرماتور عرضی $K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn}$
- n تعداد میلگردها یا سیم‌هایی است که دارای مهار یا وصله‌ی پوششی در طول صفحه‌ی شکاف خوردگی می‌باشند.
- A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله‌ی s

شکل پذیری ویژه

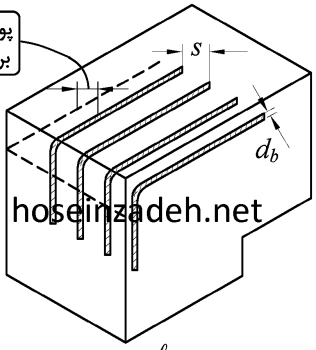
حداکثر 300 mm بتن در زیر میلگرد ریخته شده باشد: $l_d \geqslant 2.5\ l_{dh} = 2.5\left(f_y d_b/(5.4\lambda\sqrt{f'_c})\right)$

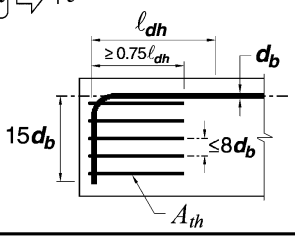
بیش‌تر از 300 mm بتن در زیر میلگرد ریخته شده باشد: $l_d \geqslant 3.25\ l_{dh} = 3.25\left(f_y d_b/(5.4\lambda\sqrt{f'_c})\right)$

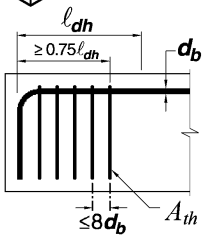
طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

$$\ell_{dh} = \text{Max}\left(150, 8d_b, \left(\frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b^{1.5}\right)$$

- A_{hs} مساحت کل میلگردهای مهار شده با قلاب بوده
- ψ_r: Epoxy- coated 1.2 ، Uncoated 1.0
  - $s \geq 6d_b$ or $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ ⇨ $\psi_r = 1.0$
  - $s < 6d_b$ and $A_{th} < 0.4A_{hs}$ ⇨ $\psi_r = 1.6$
- ψ_o: مهار شده در هسته‌ی ستون با پوشش جانبی عمود بر صفحه قلاب بیش از 65mm یا پوشش جانبی عمود بر صفحه قلاب بیش از $6d_b$ ⇨ $\psi_o = 1.0$ ؛ برای سایر موارد ⇨ $\psi_o = 1.25$
- پوشش جانبی عمود بر صفحه قلاب
- ψ_c: $f'_c < 42$ MPa ⇨ $\psi_c = f'_c/105 + 0.6$ ؛ $f'_c \geq 42$ MPa ⇨ $\psi_c = 1.0$







ناحیه اتصال تیر به ستون
شکل پذیری متوسط و ویژه ⇨ $l_{dh} \geqslant f_y d_b/(5.4\lambda\sqrt{f'_c})$

طول گیرایی میلگرد آجدار در فشار

$$l_{dc} = \text{Max}\begin{cases} \frac{\psi_r}{\lambda}\frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \\ 0.043 f_y \psi_r d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

- ۰/۷۵ تنگ سیمی به قطر بیش از 12 mm و فواصل کم‌تر از 100 mm
- ۰/۷۵ دورپیچ، تنگ دایروی پیوسته با قطر بیش از 6 mm
- ۰/۷۵ دورگیر با فواصل کم‌تر از 100 mm
- ۱/۰ سایر حالات

وصله پوششی میلگرد آجدار در کشش

- A وصله نوع ⇨ $l_{st} = 1.0 l_d$
- B وصله نوع ⇨ $l_{st} = 1.3 l_d$

الف- مقدار آرماتور موجود در طول وصله، حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز باشد
و
ب- حداکثر نصف آرماتور موجود در طول وصله‌ی پوششی، وصله شده باشد.

وصله پوششی میلگرد آجدار در فشار

- fy≤420 MPa ⇨ $l_{sc} = 0.071 f_y d_b \geqslant$ ۳۰۰ میلی متر
- fy>420 MPa ⇨ $l_{sc} = (0.13 f_y - 24) d_b \geqslant$ ۳۰۰ میلی متر

وصله پوششی میلگردهای با قطرهای متفاوت = Max { طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگ‌تر ؛ طول وصله میلگرد با قطر کوچک‌تر }

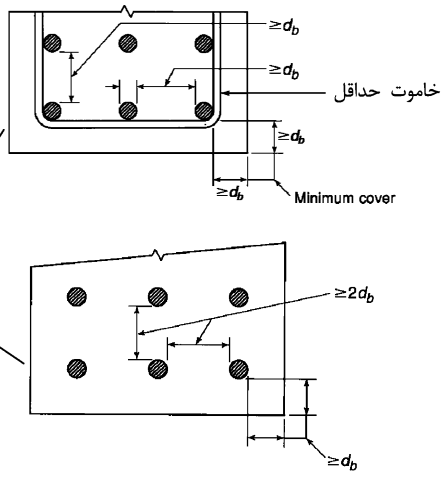
طول مهار – مبحث نهم ویرایش ۹۹ – روش تقریبی

۹-۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۳-۲-۳ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از جدول ۹-۲۱-۴ تعیین نمود.

جدول ۹-۲۱-۴ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

فاصله‌ی آزاد و پوشش	قطر میلگرد یا سیم	
	کوچک‌تر از ۲۰ میلی متر	بزرگ‌تر یا مساوی ۲۰ میلی متر
فاصله‌ی آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل برابر با قطر میلگرد بوده؛ و خاموت یا تنگ حداقل آیین نامه‌ای در طول گیرایی تامین شده‌اند؛ یا فاصله‌ی آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل دو برابر قطر میلگرد بوده؛ و پوشش روی میلگرد حداقل برابر با قطر میلگرد است.	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{2.1\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b$	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.7\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b$
سایر موارد	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.4\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b$	$\frac{\psi_t\psi_e\psi_g}{1.1\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b$



۹-۲۱-۴-۲ وصله‌ی پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۴-۲-۱ طول وصله‌ی پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، l_{st} در حالت کلی باید برابر با $1.3l_d$ باشد (وصله‌ی نوع B). تنها در صورت تامین دو شرط زیر، می‌توان طول وصله‌ی پوششی را به $1.0l_d$ کاهش داد (وصله‌ی نوع A).

الف- مقدار آرماتور موجود در طول وصله، حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب- حداکثر نصف آرماتور موجود در طول وصله‌ی پوششی، وصله شده باشد.

- در تیرها و ستونهای با میلگرد گذاری متعارف معمولا شرایط زیر برقرار است:

میلگرد طولی S400، بتن C25، بتن از نوع "بتن سبک" نمی باشد و در نتیجه $\lambda = 1$، پوشش اپوکسی نداریم و در نتیجه $\psi_e = 1$، آرماتور عرضی حداقل در عضو قرار داده شده است و فاصله آزاد میلگردها حداقل d_b میباشد.

با شرایط فوق و با روش تقریبی طول مهار برابر خواهد بود با:

طول مهار کششی تقریبی $C25\ \ S400$ $\lambda = 1$ $\psi_e = 1$

$$l_d = \begin{cases} \text{تیر} \begin{cases} \text{میلگرد فوقانی} \begin{cases} \varphi < 20 \rightarrow l_d = \frac{F_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f'_c}}d_b = \frac{400\times1.3\times1\times1}{2.1\sqrt{25}}d_b = 49.5d_b \\ \varphi \geq 20 \rightarrow l_d = \frac{F_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f'_c}}d_b = \frac{400\times1.3\times1\times1}{1.7\sqrt{25}}d_b = 61.2d_b \end{cases} \\ \text{میلگرد تحتانی} \begin{cases} \varphi < 20 \rightarrow l_d = \frac{F_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f'_c}}d_b = \frac{400\times1\times1\times1}{2.1\sqrt{25}}d_b = 38.1d_b \\ \varphi \geq 20 \rightarrow l_d = \frac{F_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f'_c}}d_b = \frac{400\times1\times1\times1}{1.7\sqrt{25}}d_b = 47.1d_b \end{cases} \end{cases} \\ \text{ستون} \begin{cases} \varphi < 20 \rightarrow l_d = \frac{F_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f'_c}}d_b = \frac{400\times1\times1\times1}{2.1\sqrt{25}}d_b = 38.1d_b \\ \varphi \geq 20 \rightarrow l_d = \frac{F_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f'_c}}d_b = \frac{400\times1\times1\times1}{1.7\sqrt{25}}d_b = 47.1d_b \end{cases} \end{cases}$$

با شرایط فوق و با روش تقریبی طول وصله برابر خواهد بود با:

طول وصله کششی تقریبی
$C25\ \ S400$
$\lambda = 1$
$\psi_e = 1$

$$1.3l_d = \begin{cases} \text{تیر} \begin{cases} \text{میلگرد فوقانی} \begin{cases} \varphi < 20 & \rightarrow 64.4d_b \\ \varphi \geq 20 & \rightarrow 79.5d_b \end{cases} \\ \text{میلگرد تحتانی} \begin{cases} \varphi < 20 & \rightarrow 49.5d_b \\ \varphi \geq 20 & \rightarrow 61.2d_b \end{cases} \end{cases} \\ \text{ستون} \begin{cases} \varphi < 20 & \rightarrow 49.5d_b \\ \varphi \geq 20 & \rightarrow 61.2d_b \end{cases} \end{cases}$$

طول وصله در شرایط خاصی میتواند به جای $1.3l_d$ برابر l_d در نظر گرفته شود که در جهت اطمینان فرض شده است این شرایط برقرار نیست.

مبحث نهم ویرایش ۹۹ – روش تقریبی

مقادیر جدول زیر با فرض C25 و S400 محاسبه شده اند

طول وصله			
قطر	آرماتور تحتانی تیر	آرماتور فوقانی تیر	آرماتور ستون و دیوار
mm	cm	cm	cm
ϕ8	40	55	40
ϕ10	50	65	50
ϕ12	60	80	60
ϕ14	70	95	70
ϕ16	80	105	80
ϕ18	90	120	90
ϕ20	125	160	125
ϕ22	135	175	135
ϕ25	155	200	155
ϕ28	175	225	175
ϕ32	200	255	200

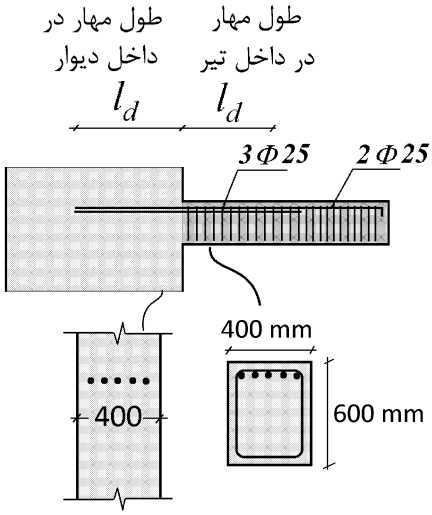
طول مهار			
قطر	آرماتور تحتانی تیر	آرماتور فوقانی تیر	آرماتور ستون و دیوار
mm	cm	cm	cm
ϕ8	35	40	35
ϕ10	40	50	40
ϕ12	50	60	50
ϕ14	55	70	55
ϕ16	65	80	65
ϕ18	70	90	70
ϕ20	95	125	95
ϕ22	105	135	105
ϕ25	120	155	120
ϕ28	135	175	135
ϕ32	155	200	155

- برای رده های دیگر بتن میتوان مقادیر جدول فوق را در نسبت $\frac{\sqrt{25}}{\sqrt{f'_c}}$ ضرب نمود. برای مثال برای بتن C20 مقادیر جدول فوق باید در مقدار $\frac{\sqrt{25}}{\sqrt{20}} = 1.12$ ضریب شوند.

مثال

طول مهاری لازم برای میلگردهای شکل زیر را در "داخل دیوار" و نیز "داخل تیر" تعیین کنید. در داخل دیوار آرماتورهای طولی **فاقد آرماتور عرضی** می باشند و در **داخل تیر از $\Phi 10@100mm$ استفاده شده است**. آرماتورهای طولی در مقطع بحرانی در بر دیوار $5 \times \Phi 25$ میباشد که با فواصل مساوی از هم قرار گرفته اند و رده آنها S400 میباشد. بتن از رده C25 میباشد.

ضخامت دیوار هم عرض تیر و برابر t=b=400 mm فرض شود.



محاسبه فاصله بین میلگردها:

پوشش بتن تا مرکز میلگردهای طولی:

$$40 + 10 + \frac{25}{2} = \mathbf{62.5}\ mm$$

فاصله خالص بین میلگردهای طولی:

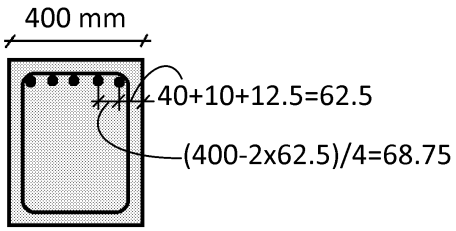
$$\frac{(400 - 2 \times 50 - 5 \times 25)}{4} = \mathbf{43.75}\ mm$$

محاسبه طول مهار **در داخل تیر (با رابطه ساده شده)**

در داخل تیر، میلگردهای طولی تیر دارای خاموت (به حد کافی) می باشند و از طرفی فاصله خالص میلگردها بیشتر از قطر میلگردهای طولی است (43.75>25) بنابراین مقدار تقریبی طول مهار میلگردها برابر است با:

$$\left.\begin{array}{c} 43.75 > 25 \\ \frac{A_v}{s} = 1.57mm > \left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} \\ Bar\ size = 25mm \geq 20mm \end{array}\right\} l_d = \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.7\lambda} \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b = \frac{1.3 \times 1 \times 1}{1.7 \times 1} \times \frac{400}{\sqrt{25}} d_b = 61.17 \times 25 = 1529\ mm$$

محاسبه طول مهار **در داخل تیر (با رابطه دقیق)**



$$\left.\begin{array}{l} c = Min\left(62.5, \frac{68.75}{2}\right) = 34.375\ mm \\ K_{tr} = \frac{40A_v}{sn} = \frac{40 \times 2(\pi \times 5^2)}{100 \times 3} = 20.93 \end{array}\right\} \left(\frac{c + ktr}{d_b}\right) = 2.21 < 2.5$$

$$l_d = \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{\lambda\left(\frac{c+ktr}{d_b}\right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f_c'}}\right) \times d_b = \frac{1.3 \times 1 \times 1 \times 1}{1 \times 2.21} \times \frac{0.9 \times 400}{\sqrt{25}} d_b = 42 \times d = 1058\ mm$$

محاسبه طول مهار **در داخل دیوار (با رابطه ساده شده)**

در داخل دیوار، میلگردهای طولی تیر فاقد خاموت می باشند و از طرفی فاصله خالص میلگردها کمتر از دو برابر قطر میلگردهای طولی است ($43.75 < 2 \times 25$) بنابراین مقدار تقریبی طول مهار میلگردها برابر است با:

$$l_d = \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.1\lambda} \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}\right) d_b = \left(\frac{1.3 \times 1 \times 1}{1.1 \times 1}\right) \frac{400}{\sqrt{25}} \times 25 = 94.5 \times 25 = 2363\ mm$$

محاسبه طول مهار **در داخل دیوار (با رابطه دقیق)**

$$\left.\begin{array}{l} c = Min\left(62.5, \frac{43.75 + 25}{2}\right) = 34.375\ mm \\ Ktr = \frac{40A_v}{sn} = 0 \text{ (در داخل دیوار خاموت نداریم)} \end{array}\right\} \rightarrow \left(\frac{c + ktr}{d}\right) = \frac{34.375}{25} = 1.375 < 2.5$$

$$l_d = \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{\lambda\left(\frac{c+ktr}{d_b}\right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f_c'}}\right) \times d_b = \frac{1.3 \times 1 \times 1 \times 1}{1(1.375)} \times \frac{0.9 \times 400}{\sqrt{25}} \times d_b = 68 \times d_b = 1700\ mm$$

۱۲-۲۴ مهار میلگرد داخل ستون

مطابق بند زیر میلگردهای انتهایی تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه که در داخل ستون قلاب میشود، **باید در داخل هسته محصور ستون مهار شود.**

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۹-۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته‌ی ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی آن‌ها برای کشش مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵، و برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

۹-۲۰-۶-۵-۵ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۰-۶-۵-۵-۱ طول گیرایی میلگردها ، l_{dh}، که به قلاب استاندارد ختم شده‌اند، باید با استفاده از رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۱) محاسبه شود؛ ولی نباید کم‌تر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی متر اختیار گردد.

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\lambda\sqrt{f'_c}\right) \qquad (۹-۲۰-۱۱)$$

۹-۲۰-۶-۵-۵-۲ قلاب میلگرد تیرها باید در هسته‌ی محصور شده‌ی ستون‌ها و یا در اجزای لبه‌ی دیوارها مهار شده، و خم آن‌ها به طرف داخل ناحیه‌ی اتصال باشد.

در ACI-318-19 نیز همین ضابطه مطرح شده است.

18.4—Intermediate moment frames

18.4.4.3 Longitudinal reinforcement terminated in a joint shall extend to the far face of the joint core and shall be developed in tension in accordance with 18.8.5 and in compression in accordance with 25.4.9.

18.8.5 *Development length of bars in tension*

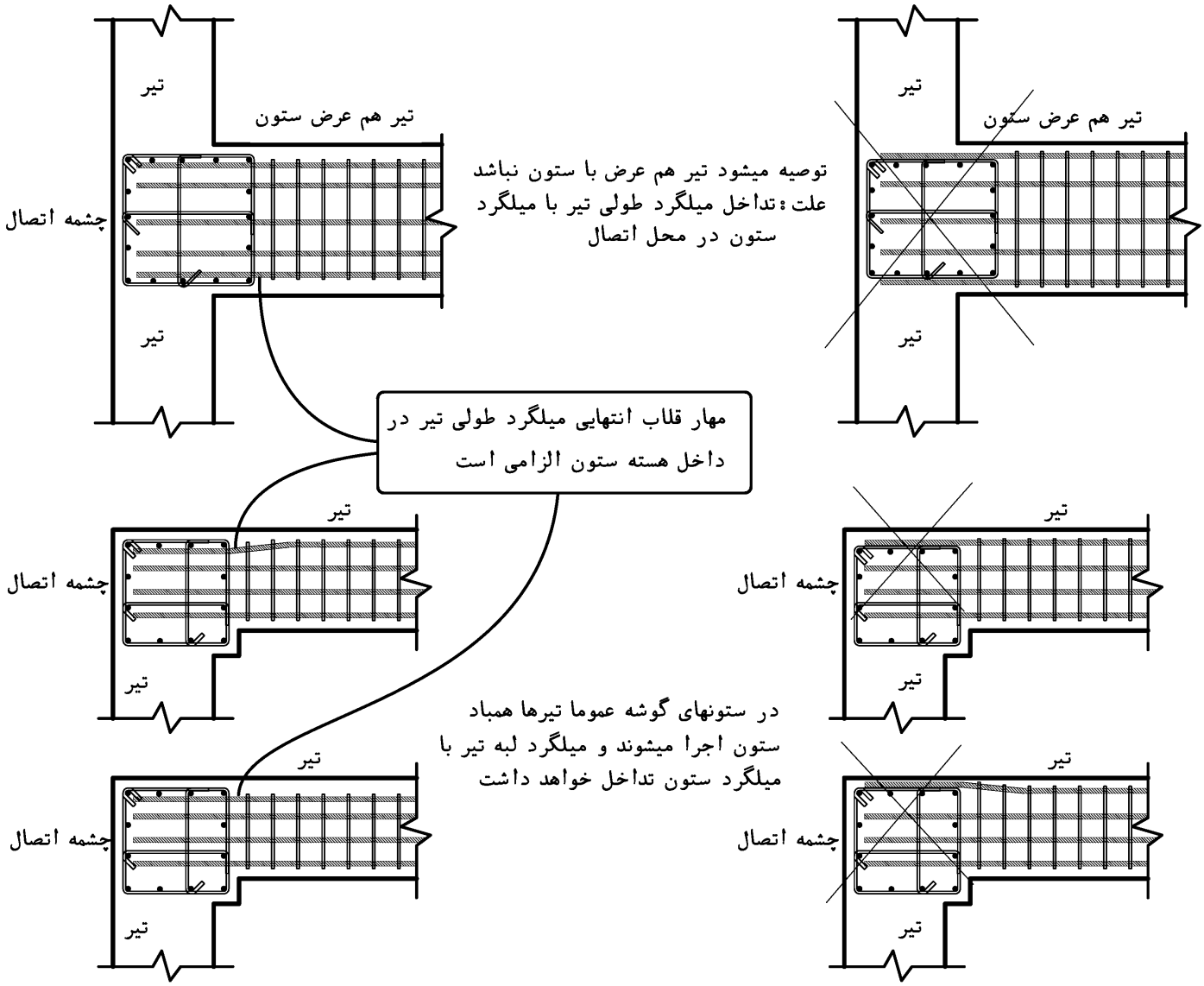
18.8.5.1 For bar sizes No. 10 through No. 36 terminating in a standard hook, ℓ_{dh} shall be calculated by Eq. (18.8.5.1), but ℓ_{dh} shall be at least the greater of $8d_b$ and 150 mm for normalweight concrete and at least the greater of $10d_b$ and 190 mm for lightweight concrete.

$$\ell_{dh} = f_y d_b / (5.4\lambda\sqrt{f'_c}) \qquad (18.8.5.1)$$

The value of λ shall be 0.75 for concrete containing lightweight aggregate and 1.0 otherwise.

The hook shall be located within the confined core of a column or of a boundary element, with the hook bent into the joint.

توجه: الزام فوق تنها شامل میلگرد هایی میشود که در ناحیه اتصال تیر به ستون قطع میشود و میلگرد قطع شده به صورت قلابدار باشد.



- با توجه به بند آیین نامه در صفحه قبلی در مورد تیرهایی که عرض آنها بیشتر از عرض ستون میباشد، با مشکل مواجه خواهیم شد. عملا برای تامین ضابطه فوق عرض ستونهای کناری سازه (که میلگرد تیر خاتمه میابد و قلاب میشود) نباید کمتر از عرض تیری باشد که به ستون منتهی میشود. در این حالت طراح میتواند از ستونهای کتابی جهت تامین این بند استفاده کند به طوریکه تمامی میلگردهای طولی تیر بتوانند داخل هسته ستون قلاب شوند.
- توجه شود که در ACI-318 (2014) این ضابطه برای قابهای خمشی متوسط الزامی نبود و این ضابطه جدیدا در ACI-318 (2019) (و به طبع آن به مبحث نهم ویرایش ۹۹) اضافه شده است.
- این ضابطه (الزام به مهار میلگرد قلابدار تیر در داخل هسته ستون) در مراجع قدیمی مانند ACI-352 (2010) نیز الزامی نبود.

- هنگام تنظیم و ترسیم میلگردهای طولی تیر بهتر است تداخل میلگردها در محل تقاطع تیرها با ستونها با دقت بیشتری بررسی شود.
- میلگرد ستونها در محیط بیرونی مقطع ستون قرار دارند و در نتیجه مسیر عبور میلگردهای طولی تیر در داخل اتصال محدود خواهد شد.
- اگر در طراحی از ابعاد تیر و ستون بزرگ با میلگرد کمتر (به جای تیر و ستون کوچک با تراکم میلگرد بیشتر) استفاده شود، ابعاد چشمه اتصال بزرگ خواهد بود. در این حالت علاوه بر اینکه در کنترل ضابطه برش چشمه اتصال مشکل کمتری خواهیم داشت، تراکم میلگردها نیز در چشمه اتصال کاهش خواهد یافت و قرار گیری و عبور میلگردها از چشمه اتصال با مشکل کمتری مواجه خواهد بود.
- زمانی که تیرها هم عرض ستون باشند، و یا در تیرهای کناری ساختمان که لبه تیر همباد ستون اجرا می شود، میلگرد کناری تیر با میلگردهای قائم ستونها تداخل خواهند داشت.

به عنوان راه حل اول می توان مطابق شکل سمت چپ، میلگرد تیر را با شیب ملایم به داخل هسته ستون هدایت کرد. اگرچه ایجاد خم (ملایم) در میلگرد طولی تیر در نزدیکی اتصال منع آیین نامه ای ندارد ولی باید توجه داشت علاوه بر مشکل شدن اجرا، یک خروج از محوریت در نیروی کششی میلگرد طولی تیر ایجاد خواهد شد که می تواند بر رفتار لرزه ای اتصال تاثیر منفی داشته باشد. همچنین در این حالت ممکن است در گوشه خاموت های تیر، آرماتور طولی به خوبی جای نگیرد. بنابراین خاموتهای نزدیک به اتصال در تیر باید تنگ تر بسته شوند تا میلگردهای طولی را در بر گیرند. همچنین بهتر است در اجرای خم این خاموتها توجه شود. طول خم 135 درجه خاموت باید به حدی باشد که بتواند میلگردهای طولی تیر را به خوبی در برگیرد.

به عنوان راه حل دوم می توان مطابق شکل سمت راست، در گوشه خاموتها از میلگردهای طولی اضافی با طول محدود استفاده کرد. سایز این میلگردها باید کوچک باشد تا موجب افزایش مقاومت تیر نسبت به ستون نشود.





- یک راه حل موثر و مطلوب این است که عرض تیر حداقل ۵ سانتیمتر از هر طرف کمتر از عرض ستون باشد تا میلگرد تیر با میلگرد طولی ستون تداخل نداشته باشد.

۱۳-۲۴ عبور میلگردهای طولی تیر از خارج از هسته ستون

در رابطه با عبور میلگردهای طولی تیر ها از خارج از هسته ستون برای **قابهای خمشی ویژه** الزاماتی قید شده است. در مورد قاب خمشی متوسط چنین الزاماتی بیان نشده است ولی توصیه میشود در هر حال رعایت شود.

۹-۲۰-۶-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های ویژه

۹-۲۰-۶-۵-۳-۳ در تیرهایی که آرماتور طولی آن‌ها از داخل هسته‌ی محصور شده‌ی ستون عبور نمی‌کنند، در صورتی که آرماتورها توسط تیر دیگری محصور نشده باشند، باید در سراسر طول آرماتورهای طولی که در خارج از هسته‌ی ستون قرار دارند، از آرماتورهای عرضی که از ستون عبور کنند با فاصله‌ای مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۲، و نیز با رعایت بندهای ۹-۲۰-۶-۲-۳-۳ و ۹-۲۰-۶-۲-۳-۶، استفاده شود.

۹-۲۰-۶-۲-۳-۲ دورگیرها در تیر و فاصله‌ی آن‌ها از یک دیگر، باید دارای شرایط (الف) تا (پ) زیر باشند:

الف- قطر دورگیرها مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲-۲ باشد.

ب- فاصله‌ی دورگیرها از یک دیگر نباید بیش‌تر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۶ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر، و ۵ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال (به جز میلگرد طولی جلدی) و ۱۵۰ میلی متر اختیار شود.

پ- فاصله‌ی اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیش‌تر از ۵۰ میلی متر نباشد.

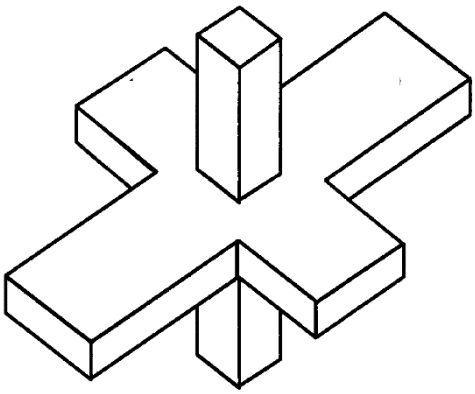
۹-۲۰-۶-۲-۳-۳ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، میلگردهای طولی اصلی در مجاورت رویه‌های کششی و فشاری عضو باید دارای تکیه‌گاه عرضی مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲-۴ باشند. فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردهای خمشی که دارای تکیه گاه جانبی هستند، نباید بیش از ۳۵۰ میلی متر باشد. برای آرماتورهای جلدی که بر اساس ضوابط بند ۹-۱۱-۶-۱-۳ ضروری هستند، نیازی به تکیه گاه عرضی نیست.

۹-۲۰-۶-۲-۳-۶ دورگیر در تیرها را می‌توان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب لرزه‌ای باشد، و میلگرد دیگر به شکل سنجاقی که با میلگرد اول یک دورگیر تشکیل دهد. خم ۹۰ درجه‌ی سنجاقی‌های متوالی که یک میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید به طور یک در میان در دو سمت تیر قرار داده شود. چنان چه میلگردهای طولی که توسط سنجاقی نگه‌داری شده‌اند، در داخل یک دال که تنها در یک سمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه‌ی سنجاقی‌ها را می‌توان در آن سمت دال قرار داد.

- به توضیحات صفحه بعد مراجعه کنید.

مطابق شکل زیر در مواردی که تیرها عریض تر از ستون هستند، بخشی از میلگردهای تیر به ناچار از خارج از هسته ستون عبور خواهد کرد. در این موارد باید به نکات زیر توجه شود:

۱- اگر اتصال مطابق شکل زیر توسط "تیرهای عرضی" عمود بر راستای تیر اصلی محصور شده باشد، در این صورت نیاز به آرماتور خاصی در محل اتصال نخواهد بود.



۲- **در صورتی که در راستای عرضی تیر نداشته باشیم** (مثلا دال داشته باشیم) مطابق شکل زیر بخشی از میلگردهای طولی تیر که در خارج از هسته ستون قرار میگیرند باید توسط آرماتورهای عرضی مهار شوند.

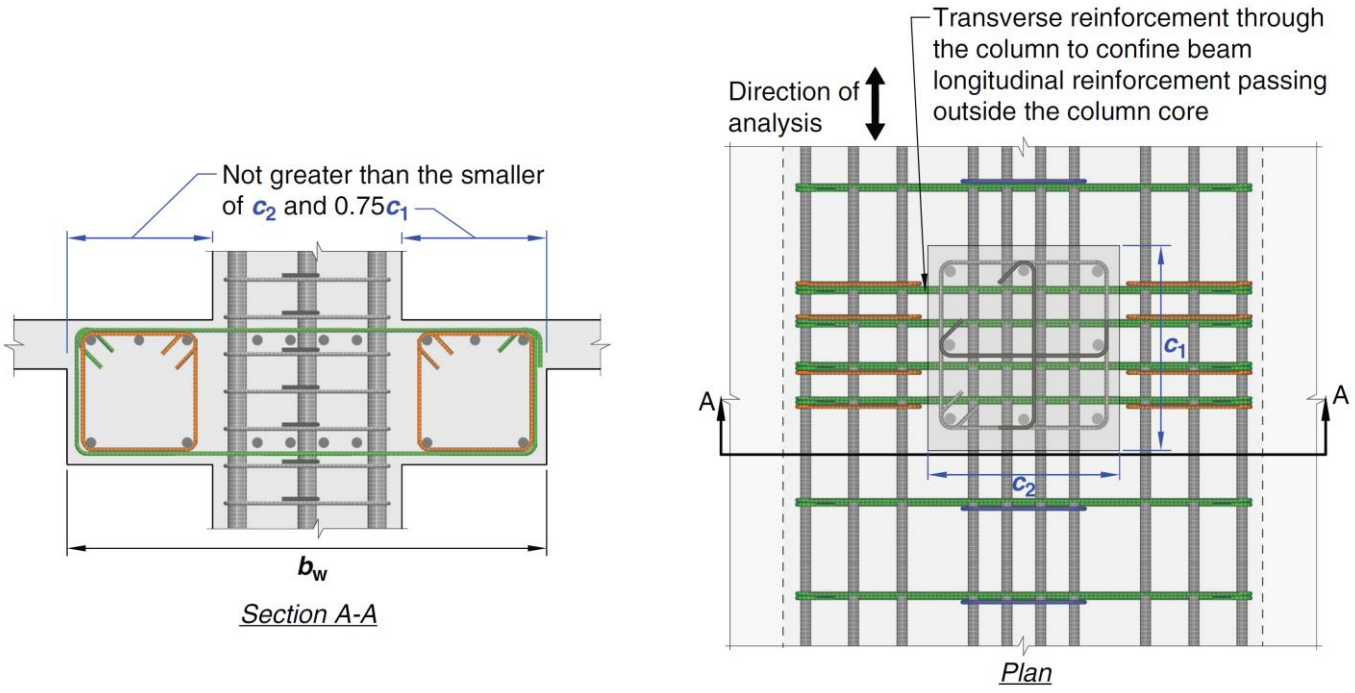
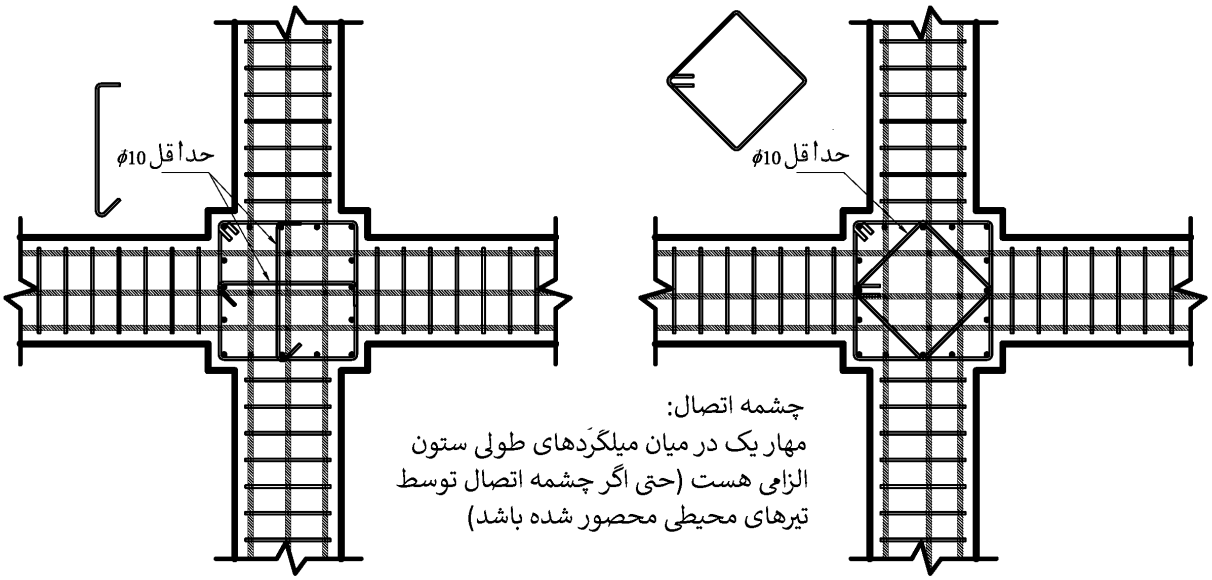


***Fig. R18.6.2**—Maximum effective width of wide beam and required transverse reinforcement.*

۱۴-۲۴ مهار یک در میان میلگردهای طولی ستون در چشمه اتصال



۹-۱۶-۳ جزئیات میلگرد گذاری ناحیه‌ی اتصال

۹-۱۶-۳-۱ میلگرد عرضی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون

۹-۱۶-۳-۱-۱ در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون باید بندهای ۹-۱۶-۳-۱-۲ تا ۹-۱۶-۳-۱-۴ رعایت شوند ؛ مگر آن که شرایط زیر محقق شود:

الف- ناحیه‌ی اتصال از همه طرف با تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸ محصور شده باشد.

ب- ناحیه‌ی اتصال بخشی از سیستم باربر جانبی لرزه‌ای نباشد.

پ- ناحیه‌ی اتصال جزئی از یک سیستم باربر جانبی لرزه‌ای با شکل‌پذیری کم باشد.

۹-۱۶-۳-۱-۲ در میلگردهای عرضی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون، باید از تنگ‌ها طبق بند ۹-۲۱-۶-۲، دورپیچ‌ها طبق بند ۹-۲۱-۶-۳ یا دورگیرها طبق بند ۹-۲۱-۶-۴ استفاده نمود.

۹-۲۱-۶-۲ تنگ‌ها

۹-۲۱-۶-۲-۲ قطر تنگ‌ها باید حداقل برابر مقادیر زیر باشد:

الف- قطر ۱۰ میلی متر برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ میلی متر.

ب- قطر ۱۲ میلی متر برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ میلی متر و بزرگ‌تر و یا گروه میلگردهای طولی.

۹-۲۱-۶-۲-۴ تنگ‌های مستطیلی باید شرایط زیر را تامین کنند.

الف- هر میلگرد طولی واقع در گوشه‌ی مقطع، و سایر میلگردهای طولی به صورت یک در میان، باید توسط خم با زاویه‌ی کم‌تر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود.

ب- میلگرد طولی بدون مهار جانبی نباید فاصله‌ی آزاد بیش از ۱۵۰ میلی متر از میلگرد طولی مهار شده داشته باشد.

پ- مهار تنگ‌ها در مقاطع مستطیلی، با قلاب استاندارد که میلگرد طولی را در بر گرفته، انجام می‌شود.

ت- استفاده از مجموعه‌ی میلگردهای سَر دار به عنوان تنگ مجاز نیست.

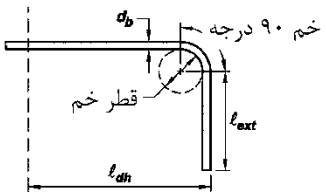
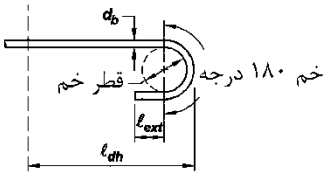
انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۱۵-۲۴ طول مهار قلاب دار

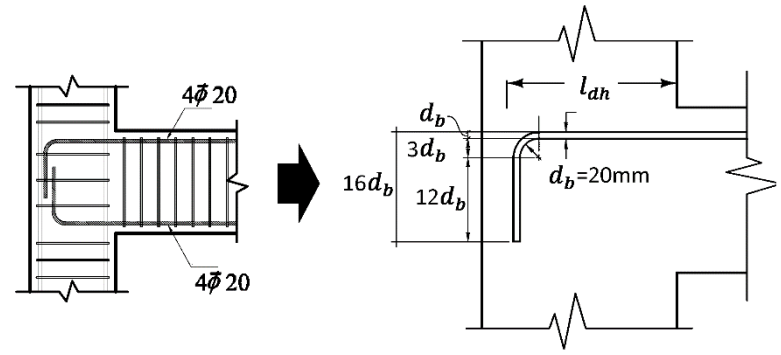
جزئیات خم انتهای میلگردهای اصلی به صورت زیر محاسبه میشود.

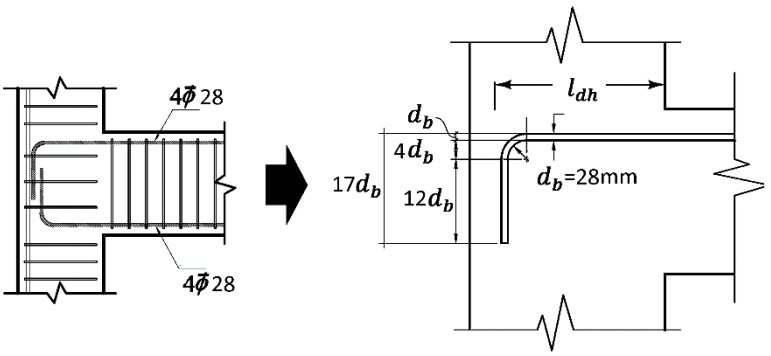
۹-۲۱-۲-۱-۱ قلاب‌های استاندارد برای مهار میلگردهای طولی آجدار در کشش باید مطابق الزامات جدول ۹-۲۱-۱ در نظر گرفته شوند.

جدول ۹-۲۱-۱ قلاب استاندارد برای مهار میلگردهای طولی آجدار در کشش

نوع قلاب	قطر میلگرد (mm)	حداقل قطر داخلی خم (mm)	طول مستقیم پس از خم l_{ext}	شکل
قلاب ۹۰ درجه	۱۰ تا ۲۵	$6d_b$	$12d_b$	
	۲۸ تا ۳۴	$8d_b$		
	۳۶ تا ۵۵	$10d_b$		
قلاب ۱۸۰ درجه	۱۰ تا ۲۵	$6d_b$	$4d_b$ و ۶۵ میلی متر، هر کدام بزرگ‌تر است	
	۲۸ تا ۳۴	$8d_b$		
	۳۶ تا ۵۵	$10d_b$		

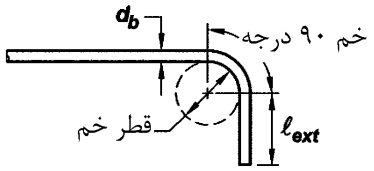
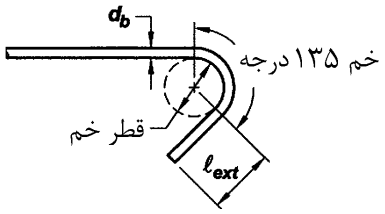
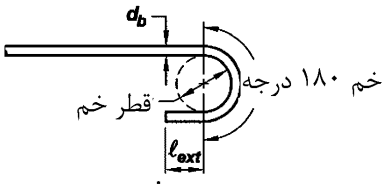
در شکلهای زیر میلگرد $\varphi 20$ و $\varphi 28$ توسط قلاب مهار شده اند. به تفاوت در جزئیات خم توجه کنید:

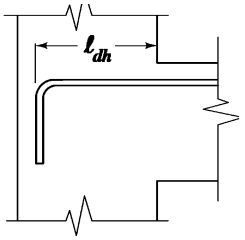




توجه شود که جزئیات خم مربوط به آرماتورهای عرضی (خاموت ها و تنگها) با میلگردهای اصلی تفاوت دارد:

جدول ۹-۲۱-۲ قلاب استاندارد برای مهار میلگردهای عرضی

نوع قلاب	قطر میلگرد (mm)	حداقل قطر داخلی خم (mm)	طول مستقیم پس از خم l_{ext}	شکل
قلاب ۹۰ درجه	۱۰ تا ۱۶	$4d_b$	$6d_b$ و ۷۵ میلی متر، هر کدام بزرگ‌تر است	
	۱۸ تا ۲۵	$6d_b$	$12d_b$	
قلاب ۱۳۵ درجه	۱۰ تا ۱۶	$4d_b$	$6d_b$ و ۷۵ میلی متر، هر کدام بزرگ‌تر است	
	۱۸ تا ۲۵	$6d_b$		
قلاب ۱۸۰ درجه	۱۰ تا ۱۶	$4d_b$	$4d_b$ و ۶۵ میلی متر، هر کدام بزرگ‌تر است	
	۱۸ تا ۲۵	$6d_b$		



۹-۲۱-۳-۳ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

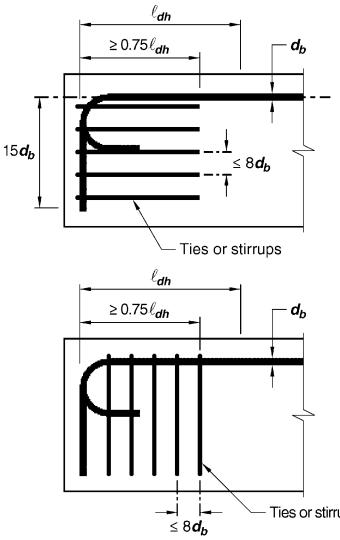
$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} \qquad (۹-۲۱-۳)$$

جدول ۹-۲۱-۵ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار با قلاب استاندارد در کشش

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی(گالوانیزه)	۱/۰
ψ_r ضریب آرماتور محصورکننده	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی متر با $A_{th} \geq 0.40A_{hs}$؛ و یا با فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۶
ψ_o ضریب محل مهار	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی متر و مهار شده در هسته‌ی ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از ۶۵ میلی متر و یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۲۵
ψ_c ضریب مقاومت بتن	برای بتن با مقاومت کم‌تر از ۴۲ مگاپاسکال	$f_c'/105 + 0.6$
	برای بتن با مقاومت بزرگ‌تر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	۱/۰

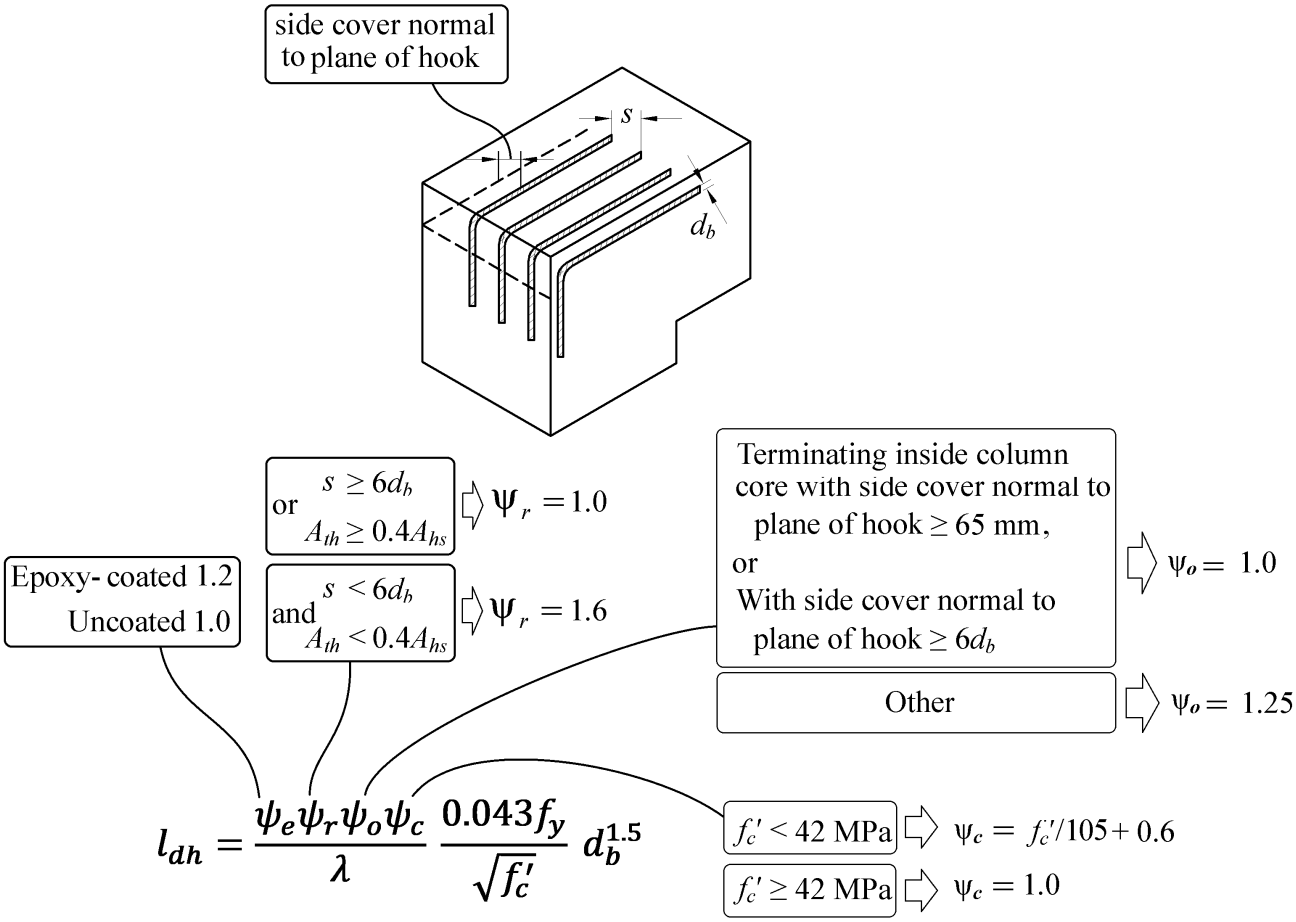
A_{hs} مساحت کل میلگردهای مهار شده با قلاب بوده، و A_{th} در ۹-۲۱-۳-۳-۳ تعریف شده است.

۹-۲۱-۳-۳-۳ مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی میلگرد مهار شده با قلاب، A_{th}، که حداقل طولی معادل $0.75l_{dh}$ از انتهای خم را در امتداد l_{dh} محصور کرده‌اند، شامل موارد زیر است:



الف- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول l_{dh} با فاصله‌ی مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد بوده و در طول پانزده برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهار شده واقع باشند.

ب- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول l_{dh} با فاصله‌های مساوی در امتداد طول مستقیم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد باشد.



- روابط مربوط به محاسبه طول مهار میلگرد کششی با قلاب تغییر کرده است. از جمله ضریب جدید Ψ_r معرفی شده است که تاثیر قابل توجهی بر نتایج خواهد داشت. این ضریب در برخی موارد برابر ۱ و در برخی موارد دیگر برابر *1.6* بدست می آید. در جدول زیر بسته به اینکه مقدار ضریب Ψ_r برابر *1* بدست آید یا *1.6*، مقادیر مختلف طول مهار نمایش داده شده است.

۲۴-۱۵-۱ طول مهار میلگرد کششی قلابدار- لرزه ای

مطابق بند زیر علاوه بر طول مهار قلاب دار تحت کشش، میلگردهای تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه باید برای طول مهار کشی قلابدار لرزه ای نیز پاسخگو باشند. بنابراین علاوه بر رابطه ارائه شده در صفحات قبل، رابطه بند زیر نیز باید کنترل گردد.

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۹-۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته‌ی ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی آن‌ها برای کشش مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵، و برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

۹-۲۰-۶-۵-۵ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۰-۶-۵-۵-۱ طول گیرایی میلگردها ، l_{dh}، که به قلاب استاندارد ختم شده‌اند، باید با استفاده از رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۱) محاسبه شود؛ ولی نباید کم‌تر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی متر اختیار گردد.

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\lambda\sqrt{f_c'}\right) \qquad (۹-۲۰-۱۱)$$

۹-۲۰-۶-۵-۵-۲ قلاب میلگرد تیرها باید در هسته‌ی محصور شده‌ی ستون‌ها و یا در اجزای لبه‌ی دیوارها مهار شده، و خم آن‌ها به طرف داخل ناحیه‌ی اتصال باشد.

توجه: در پیش نویس ACI-318-25 الزام به تامین طول مهاری فشاری برای میلگردهای طولی در قابهای خمشی متوسط و ویژه حذف شده است. البته توجه شود که متن زیر تنها مربوط به پیش نویس آیین نامه بتن آمریکا بوده و ضوابط طراحی در ایران بر مبنای مبحث نهم میباشد.

18.4.4.3 Longitudinal reinforcement terminated in a joint shall extend to the far face of the joint core and shall be developed in tension in accordance with 18.8.5 ~~and in compression in accordance with 25.4.9~~.

18.8.2.2 Longitudinal reinforcement terminated in a joint shall extend to the far face of the joint core and shall be developed in tension in accordance with 18.8.5 ~~and in compression in accordance with 25.4.9~~.

R18.8.2.2 The design provisions for hooked bars **in special moment frames** are based mainly on research and experience for joints with standard 90-degree hooks. Therefore, standard 90-degree hooks generally are preferred to standard 180-degree hooks unless unusual considerations dictate use of 180-degree hooks. **Prior to the 2025 edition of the Code, it was required to check compression development length of longitudinal reinforcement. Assessment of experimental data indicates this check is unnecessary to achieve satisfactory joint behavior (Uzumeri and Seckin, 1974; Kang et al., 2009).** ~~For bars in compression, the development length corresponds to the straight portion of a hooked or headed bar measured from the critical section to the onset of the bend for hooked bars and from the critical section to the head for headed bars.~~

۲-۱۵-۲۴ طول مهار فشاری

مطابق بند زیر علاوه بر طول مهار قلاب دار تحت کشش، میلگردهای تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه باید برای طول مهار در فشار نیز پاسخگو باشند.

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۹-۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته‌ی ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی آن‌ها برای کشش مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵، و برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

۹-۲۱-۳-۸ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار

۹-۲۱-۳-۸-۱ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار، l_{dc} نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کم‌تر در نظر گرفته شود:

الف- $l_{dc} = \max\{\frac{\psi_r}{\lambda}\frac{0.24f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b, 0.043f_y\psi_r d_b\}$

ب- ۲۰۰ میلی متر.

در این روابط ضریب محصور شدگی ψ_r، برای محصور شدگی توسط دورپیچ، تنگ دایروی پیوسته با قطر بیش از ۶ میلی متر و گام کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر، تنگ سیمی به قطر بیش از ۱۲ میلی متر و فواصل کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر و دورگیر طبق ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۴ با فواصل کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر، برابر با ۰/۷۵؛ و برای سایر حالات برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

مثال:

بتن C20

فولاد S400

میلگرد طولی تیر $\varphi 20$

در چشمه اتصال از دورگیر با فواصل 100mm استفاده نشده است

حداقل بعد ستون در قاب خمشی متوسط **جهت تامین طول مهار فشاری میلگرد تیر**؟

$$\text{حداقل بعد ستون} = l_{dc} + 50mm = Max\begin{pmatrix}1\times 0.24\times\frac{400}{\sqrt{20}}\\ 1\times 0.043\times 400\end{pmatrix}\times 20 + 50 = 21.46\times 20 + 50 = 479\,mm$$

با توجه به بندهای صفحات قبل، طول مهار میلگرد قلابدار میلگرد تیر در داخل ستونهای قابهای خمشی متوسط و ویژه به شرح زیر قابل محاسبه است:

$$\text{طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قابهای خمشی متوسط و ویژه} = Max\begin{cases}\left(\frac{\Psi_e\Psi_r\Psi_0\Psi_c}{\lambda}\frac{0.043\times f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b^{1.5}\right)\\ Max\left(\left(\frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}}d_b\right), 8d_b\right)\\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda}\frac{0.24f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b\right), (0.043f_y\Psi_r d_b), 200mm\right)\end{cases}$$

۲۴-۱۵-۳ نکات مهم مهار با قلاب

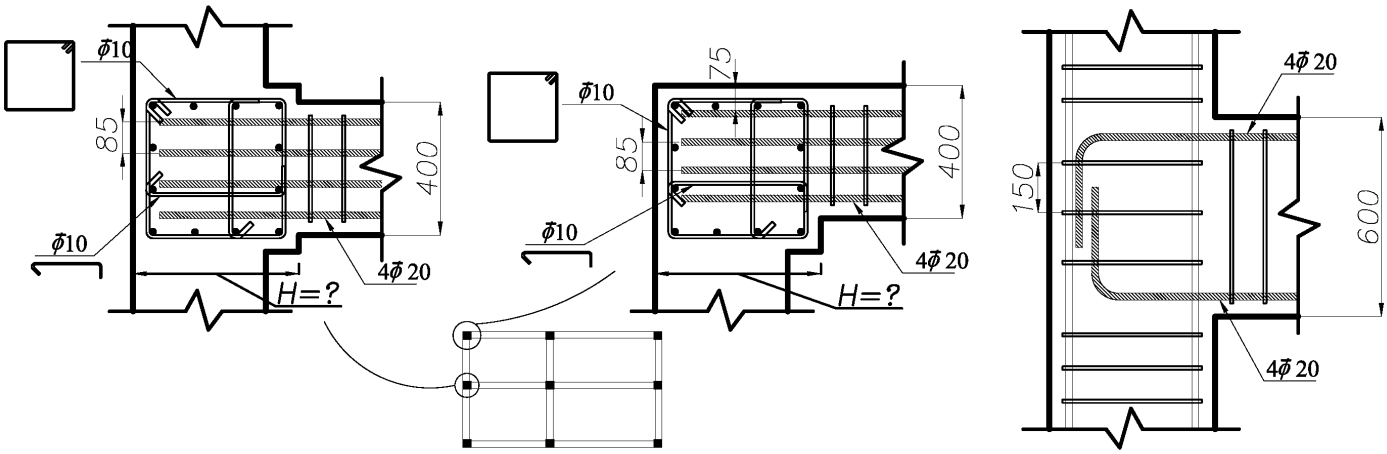
- طول مهار با قلاب حاصل از رابطه صفحه ۲۴۷ تغییر قابل توجهی نسبت به ویرایش قبلی در ACI-318-14 دارد، به طوریکه طول مهار افزایش قابل توجهی دارد که منجر به افزایش ابعاد ستونها جهت تامین طول مهار میشود.
- در **پیش نویس ACI-318-25** ضوابط محاسبه طول مهار قلاب دار (که درصفحه ۲۴۷ آمده است) کلا تغییر کرده است و مجددا مشابه ضوابط ACI-318-14 شده است. در این پیش نویس طول مهار قلاب دار **به مقدار قابل توجهی نسبت به ACI-318-19 کاهش می یابد**. البته توجه شود که این تغییر مربوط به پیش نویس آیین نامه بتن آمریکا بوده و ضوابط طراحی در ایران بر مبنای مبحث نهم میباشد.
- **در پیش نویس ACI-318-25** الزام به تامین طول مهاری فشاری (صفحه ۲۵۲) برای میلگردهای طولی در قابهای خمشی متوسط و ویژه حذف شده است. البته توجه شود که این حذف مربوط به پیش نویس آیین نامه بتن آمریکا بوده و ضوابط طراحی در ایران بر مبنای مبحث نهم میباشد.
- در رابطه با نحوه محاسبه Ath اختلاف نظر هست که آیا Ath تنها شامل دورگیر پیرامونی می باشد یا شامل سنجاقی ها نیز میشود. گرچه آزمایشات انجام گرفته (که مبنای روابط آیین نامه می باشد) مربوط به حالتی هست که سنجاقی نداریم؛ ولی از نظر شخصی بنده با توجه به اینکه در متن آیین اشاره به "کل خاموتها" شده و از طرفی الزام محصوریت برای بتن ذکر نشده است، میتوان نتیجه گرفته سنجاقی ها نیز در محاسبات منظور خواهند شد.

> A_{hs} مساحت کل میلگردهای مهار شده با قلاب بوده، و A_{th} در ۹-۲۱-۳-۳-۳ تعریف شده است.
>
> **۹-۲۱-۳-۳-۳** مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی میلگرد مهار شده با قلاب، A_{th}، که حداقل طولی معادل $0.75l_{dh}$ از انتهای خم را در امتداد l_{dh} محصور کرده‌اند، شامل موارد زیر است:
>
> **الف**- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول l_{dh} با فاصله‌ی مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد بوده و در طول پانزده برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهار شده واقع باشند.
>
> **ب**- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول l_{dh} با فاصله‌های مساوی در امتداد طول مستقیم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد باشد.

- رابطه ldh که در صفحه قبل مطرح شد مربوط به فصل ۲۱ و مربوط به کل اتصالات است (چه لرزه ای چه غیر لرزه ای). از طرفی در اتصالات تیر به ستون قابهای خمشی متوسط و ویژه رابطه لرزه ای جداگانه ای برای ldh ارائه شده است (صفحه ۲۵۱ را ببینید). قائدتا رابطه لرزه ای در صفحه ۲۵۱ باید سخت گیرانه تر از رابطه عمومی در صفحه قبل باشد. ولی به نظر می رسد محافظه کاری بیش از حد توسط نویسندگان آیین نامه موجب شده این موضوع برعکس شود. برخی از طراحان مطرح میکنند که در قابهای خمشی متوسط و ویژه رعایت ضابطه صفحه ۲۵۱ به تنهایی کفایت می کند و نیازی به کنترل رابطه صفحه قبل در این اتصالات نیست. با توجه به حذف رابطه صفحه قبل در پیش نویس ACI-318-25 شاید بتوان این نظر را قبول کرد.

در مثالهایی که در ادامه امده است، ضوابط جدید پیش نویس ACI-318-25 منظور نشده است و حل مسائل بر اساس مبحث نهم و ACI-318-19 می باشد.

مثال۱: بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



۱- محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

- پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد: $side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$
- کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب Ψ_r:

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب Ψ_r موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$150 \le 8 \times 20 = 160mm \qquad OK$$

- در طول قلاب ۲ تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای ۳ ساق $\varphi 10$ میباشد و بنابراین:

$$\left.\begin{array}{l} A_{th} = 2(3\varphi 10) = 2(3\pi \times 5^2) = 471\ mm^2 \\ A_{hs} = 4\varphi 20 = 4 \times 314 = 1256\ mm^2 \rightarrow\ 0.4A_{hs} = 502\ mm^2 \end{array}\right\} \begin{array}{l} A_{th} \ngeq 0.4A_{hs} \\ s = 85\ mm \ngeq 6d_b = 120\ mm \end{array} \Big\} \rightarrow \Psi_r = 1.6$$

$$\boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1.6 \times 1 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} 20^{1.5} = 440\ mm}$$

۲- محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$\text{لرزه ای} \quad \boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{20}} 20 = 331\ mm}$$

۳- محاسبه طول مهار فشاری:

$$\boldsymbol{l_{dc} = Max\left(\begin{array}{l} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \end{array}\right) d_b = Max\left(\begin{array}{l} 1 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \\ 1 \times 0.043 \times 400 \end{array}\right) \times 20 = 21.46 \times 20 = 429\ mm}$$

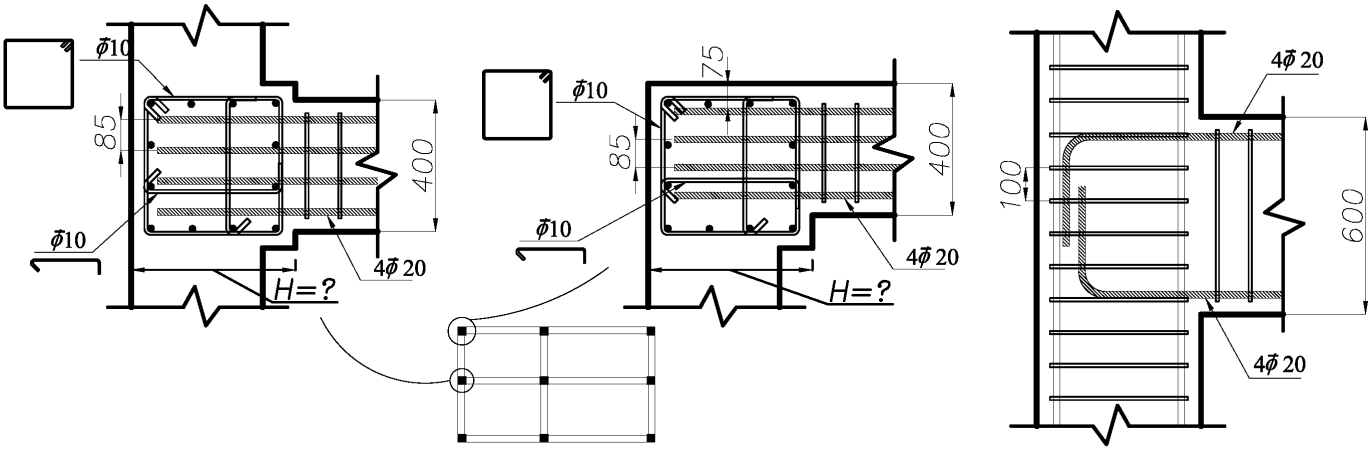
طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قابهای خمشی متوسط و ویژه

$$= Max\left\{\begin{array}{c} \left(\frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{\lambda} \frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}\right) = 440\ mm \\ Max\left(\left(\frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b\right), 8d_b\right) = 331\ mm \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b\right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200mm\right) = 429\ mm \end{array}\right\} = 440\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل *50 mm* باشد، بعد ستون حداقل باید *440+50=490 mm* باشد. **به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر *500 mm* انتخاب شود.**

مثال۲:

بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



۱- محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

- با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:

$$side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$$

- کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب Ψ_r:

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب Ψ_r موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$100 \leq 8 \times 20 = 160mm \qquad OK$$

- در طول قلاب ۳ تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای ۳ ساق $\varphi 10$ میباشد و بنابراین:

$$\left.\begin{array}{l} A_{th} = 3(3\varphi 10) = 3(3\pi \times 5^2) = 706\ mm^2 \\ A_{hs} = 4\varphi 20 = 4 \times 314 = 1256\ mm^2 \rightarrow\ 0.4A_{hs} = 502\ mm^2 \end{array}\right\} \left.\begin{array}{l} A_{th} \geq 0.4A_{hs} \\ s = 85\ mm \not\geq 6d_b = 120\ mm \end{array}\right\} \rightarrow \Psi_r = 1$$

$$\boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} 20^{1.5} = 275\ mm}$$

۲- محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$\text{لرزه ای} \quad \boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{20}} 20 = 331\ mm}$$

۳- محاسبه طول مهار فشاری:

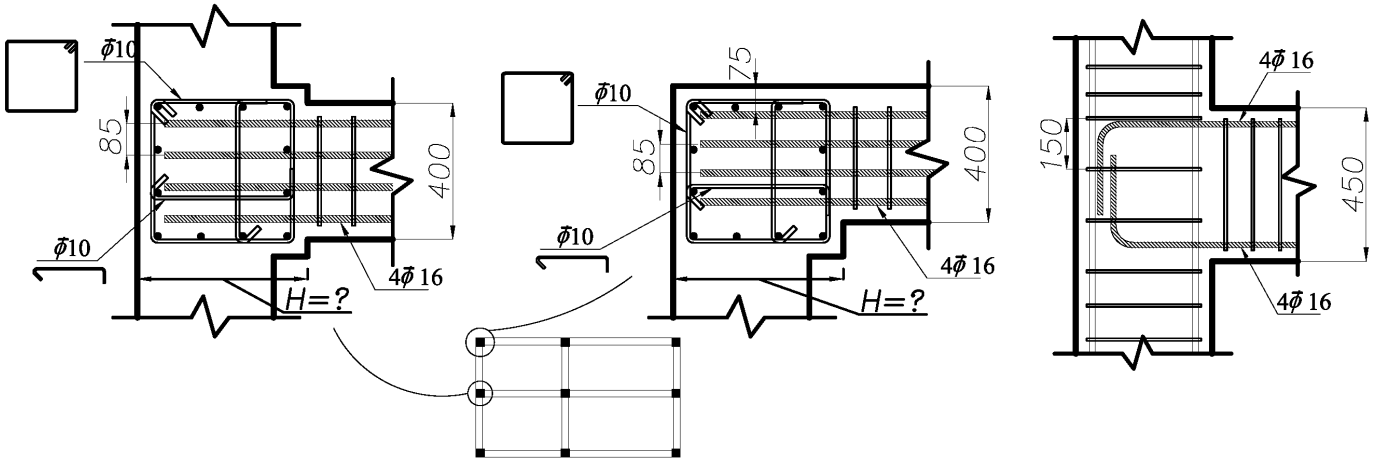
$$\boldsymbol{l_{dc} = Max\begin{pmatrix} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \end{pmatrix} d_b = Ma = \begin{pmatrix} 0.75 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \\ 0.75 \times 0.043 \times 400 \end{pmatrix} \times 20 = 16.1 \times 20 = 322\ mm}$$

طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قابهای خمشی متوسط و ویژه

$$= Max\left\{\begin{array}{c} \left(\frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{\lambda} \frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}\right) = 275\ mm \\ Max\left(\left(\frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b\right), 8d_b\right) = 331\ mm \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b\right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200mm\right) = 322\ mm \end{array}\right\} = 331\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل *50 mm* باشد، بعد ستون حداقل باید *331+50=381 mm* باشد. **به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر *400 mm* انتخاب شود.**

مثال۳: بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



۱- محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

- با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:

$$side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$$

- کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب Ψ_r:

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب Ψ_r موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$150 \leq 8 \times 16 = 128\ mm \qquad N.G$$

فواصل میلگردهای عرضی بیش از ۸ برابر قطر میلگرد تیر میباشد و بنابراین تنها در صورتی که فاصله مرکز تا مرکز میلگردها در داخل اتصال بیش از 6db باشد، ضریب Ψ_r برابر یک خواهد بود. در غیر این صورت ضریب Ψ_r برابر 1.6 خواهد بود.

$$s = 85\ mm \not\geq 6d_b = 96\ mm\} \rightarrow \Psi_r = 1.6$$

$$\boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1.6 \times 1 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} 16^{1.5} = 314.7\ mm}$$

۲- محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$\text{لرزه ای} \quad \boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{20}} 16 = 265\ mm}$$

۳- محاسبه طول مهار فشاری:

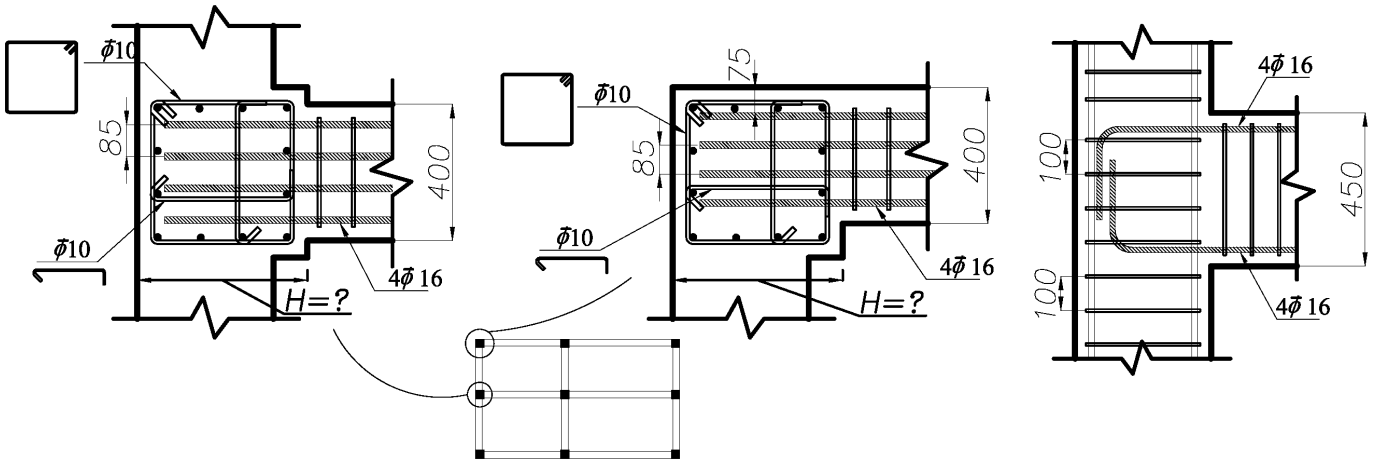
$$\boldsymbol{l_{dc} = Max\begin{pmatrix} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \end{pmatrix} d_b = Max\begin{pmatrix} 1 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \\ 1 \times 0.043 \times 400 \end{pmatrix} \times 16 = 21.46 \times 16 = 343.5\ mm}$$

طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قاب خمشی متوسط و ویژه

$$= Max\left\{\begin{array}{c} \left(\frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{\lambda} \frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}\right) = 314.7\ mm \\ Max\left(\left(\frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b\right), 8d_b\right) = 265\ mm \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b\right), \left(0.043 f_y \Psi_r d_b\right), 200\right) = 343.5\ mm \end{array}\right\} = 343.5mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل *50 mm* باشد، بعد ستون حداقل باید *343.5+50=393.5 mm* باشد. **به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر *400 mm* انتخاب شود.**

مثال۴: بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



۱- محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

- با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:

$$side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$$

- کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب Ψ_r:

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب Ψ_r موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$100 \le 8 \times 16 = 128mm \qquad OK$$

- در طول قلاب ۳ تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای ۳ ساق $\varphi 10$ میباشد و بنابراین:

$$\left.\begin{array}{l} A_{th} = 3(3\varphi 10) = 3(3\pi \times 5^2) = 706\ mm^2 \\ A_{hs} = 4\varphi 16 = 4 \times 201 = 804\ mm^2 \rightarrow\ 0.4A_{hs} = 320\ mm^2 \end{array}\right\} \left.\begin{array}{l} A_{th} \ge 0.4A_{hs} \\ s = 85\ mm \not\ge 6d_b = 96\ mm \end{array}\right\} \rightarrow \Psi_r = 1$$

$$\boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} 16^{1.5} = 196.7\ mm}$$

۲- محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$\text{لرزه ای} \quad \boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{20}} 16 = 265\ mm}$$

۳- محاسبه طول مهار فشاری:

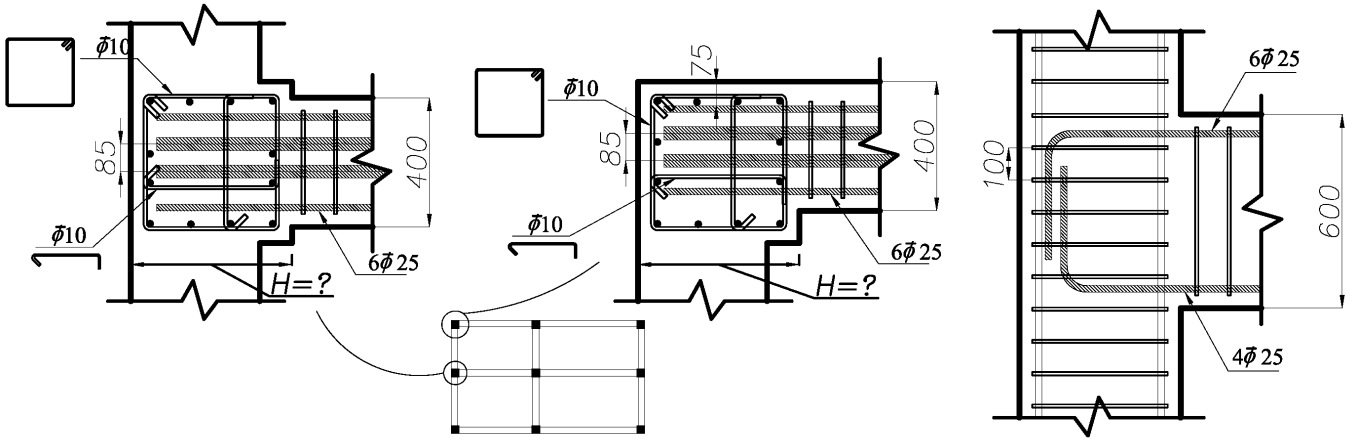
$$\boldsymbol{l_{dc} = Max\begin{pmatrix} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \end{pmatrix} d_b = Max\begin{pmatrix} 0.75 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \\ 0.75 \times 0.043 \times 400 \end{pmatrix} \times 16 = 16.1 \times 16 = 257.5\ mm}$$

طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قاب خمشی متوسط و ویژه

$$= Max\left\{\begin{array}{c} \left(\frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{\lambda} \frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}\right) = 196.7\ mm \\ Max\left(\left(\frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b\right), 8d_b\right) = 265\ mm \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b\right), \left(0.043 f_y \Psi_r d_b\right), 200\right) = 257.5\ mm \end{array}\right\} = 265\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل *50 mm* باشد، بعد ستون حداقل باید *265+50=315 mm* باشد. **به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر *350 mm* انتخاب شود.**

مثال۵: بتن از نوع C25 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



محاسبه قطر معادل:

$$2\varphi 25 = 2 \times 491 = 982\ mm^2 \quad = \quad \frac{\pi d^2}{4} \quad \rightarrow \quad d = 35.3\ mm$$

۱- محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

- پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد: $side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$
- کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب Ψ_r:

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب Ψ_r موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$100 \ \leq 8 \times 25 = 200mm \qquad OK$$

- در طول قلاب ۴ تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای ۳ ساق $\varphi 10$ میباشد و بنابراین:

$$\left.\begin{array}{l} A_{th} = 4(3\varphi 10) = 4(3\pi \times 5^2) = 942\ mm^2 \\ A_{hs} = 6\varphi 25 = 6 \times 491 = 2946\ mm^2 \rightarrow\ 0.4A_{hs} = 1178\ mm^2 \end{array}\right\} \begin{array}{l} A_{th} \ngeq 0.4A_{hs} \\ s = 85\ mm \ngeq 6d_b = 6 \times 35.3 = 211.8\ mm \end{array} \Bigg\} \rightarrow \Psi_r = 1.6$$

$$\boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1.6 \times 1 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{25}} 25^{1.5} = 583\ mm}$$

۲- محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$\text{لرزه ای} \quad \boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{25}} 25 = 370\ mm}$$

۳- محاسبه طول مهار فشاری:

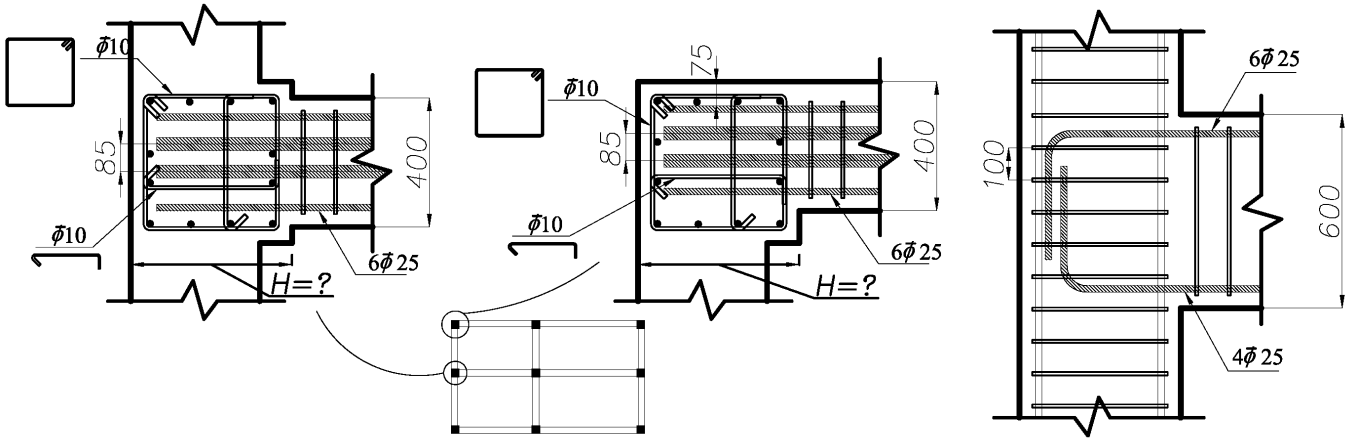
$$\boldsymbol{l_{dc} = Max\begin{pmatrix} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \end{pmatrix} d_b = Max\begin{pmatrix} 0.75 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{25}} \\ 0.75 \times 0.043 \times 400 \end{pmatrix} \times 25 = 14.4 \times 25 = 360\ mm}$$

طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قابهای خمشی متوسط و ویژه

$$= Max\left\{\begin{array}{c} \left(\frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{\lambda} \frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}\right) = 583\ mm \\ Max\left(\left(\frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b\right), 8d_b\right) = 370\ mm \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b\right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200mm\right) = 360\ mm \end{array}\right\} = 583\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل $50\ mm$ باشد، بعد ستون حداقل باید $583+50=633\ mm$ باشد. **به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر $650\ mm$ انتخاب شود.**

مثال۶: بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



محاسبه قطر معادل:

$$2\varphi 25 = 2 \times 491 = 982\ mm^2 \quad = \quad \frac{\pi d^2}{4} \quad \rightarrow \quad d = 35.3\ mm$$

۱- محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

- پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد: $side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$
- کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب Ψ_r:

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب Ψ_r موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$100 \ \leq 8 \times 25 = 200mm \qquad OK$$

- در طول قلاب ۴ تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای ۳ ساق $\varphi 10$ میباشد و بنابراین:

$$\left.\begin{array}{l} A_{th} = 4(3\varphi 10) = 4(3\pi \times 5^2) = 942\ mm^2 \\ A_{hs} = 6\varphi 25 = 6 \times 491 = 2946\ mm^2 \rightarrow 0.4A_{hs} = 1178\ mm^2 \\ s = 85\ mm \not\geq 6d_b = 6 \times 35.3 = 211.8\ mm \end{array}\right\} \begin{array}{l} A_{th} \not\geq 0.4A_{hs} \\ \end{array} \Bigg\} \rightarrow \Psi_r = 1.6$$

$$\boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1.6 \times 1 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} 25^{1.5} = 615\ mm}$$

۲- محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$\text{لرزه ای} \quad \boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{20}} 25 = 414\ mm}$$

۳- محاسبه طول مهار فشاری:

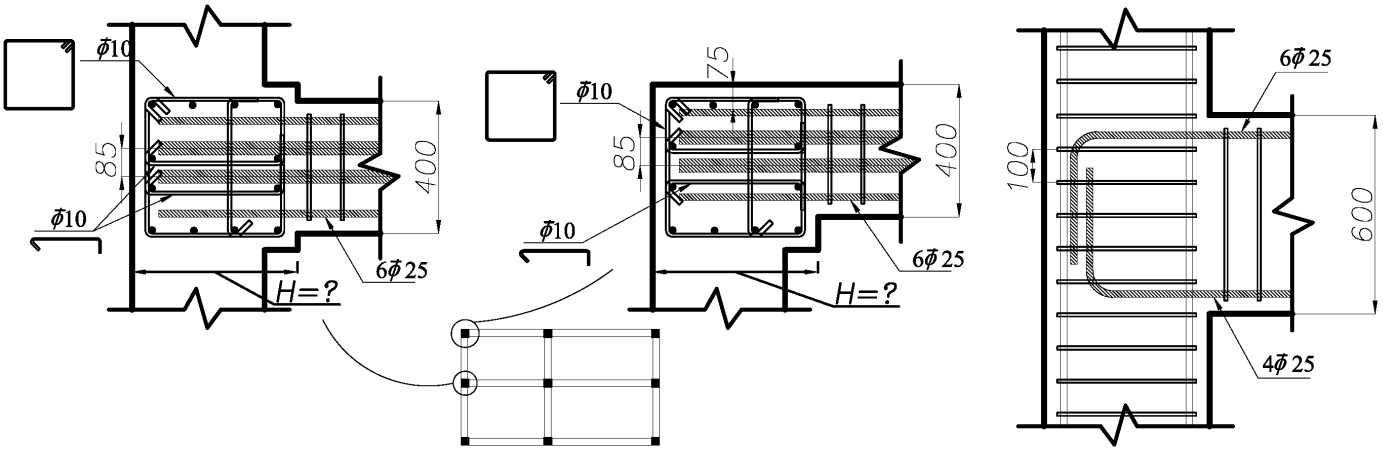
$$\boldsymbol{l_{dc} = Max\begin{pmatrix} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \end{pmatrix} d_b = Max\begin{pmatrix} 0.75 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \\ 0.75 \times 0.043 \times 400 \end{pmatrix} \times 25 = 16.1 \times 25 = 402.5\ mm}$$

طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قاب خمشی متوسط و ویژه

$$= Max\left\{\begin{array}{c} \left(\frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{\lambda} \frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}\right) = 615\ mm \\ Max\left(\left(\frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b\right), 8d_b\right) = 414\ mm \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b\right), \left(0.043 f_y \Psi_r d_b\right), 200\right) = 402.5\ mm \end{array}\right\} = 615\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل 50 mm باشد، بعد ستون حداقل باید 615+50=665 mm باشد. **به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر 700 mm انتخاب شود.**

مثال۷: بتن از نوع C25 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



محاسبه قطر معادل:

$$2\varphi 25 = 2 \times 491 = 982\ mm^2 \quad = \quad \frac{\pi d^2}{4} \quad \rightarrow \quad d = 35.3\ mm$$

۱- محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

- پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد: $side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$
- کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب Ψ_r:

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب Ψ_r موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$100 \leq 8 \times 25 = 200mm \qquad OK$$

- در طول قلاب ۴ تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای ۴ ساق $\varphi 10$ میباشد و بنابراین:

$$\left.\begin{array}{l} A_{th} = 4(4\varphi 10) = 4(4\pi \times 5^2) = 1256\ mm^2 \\ A_{hs} = 6\varphi 25 = 6 \times 491 = 2946\ mm^2 \rightarrow\ 0.4A_{hs} = 1178\ mm^2 \end{array}\right\} A_{th} > 0.4A_{hs} \\ s = 85\ mm \not\geq 6d_b = 6 \times 35.3 = 211.8\ mm \Big\} \rightarrow \Psi_r = 1$$

$$\boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{25}} 25^{1.5} = 364\ mm}$$

۲- محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$\text{لرزه ای} \quad \boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{25}} 25 = 370\ mm}$$

۳- محاسبه طول مهار فشاری:

$$\boldsymbol{l_{dc} = Max\begin{pmatrix} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \end{pmatrix} d_b = Max\begin{pmatrix} 0.75 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \\ 0.75 \times 0.043 \times 400 \end{pmatrix} \times 25 = 14.4 \times 25 = 360\ mm}$$

طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قاب خمشی متوسط و ویژه

$$= Max\left\{\begin{array}{c} \left(\frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{\lambda} \frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}\right) = 364\ mm \\ Max\left(\left(\frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b\right), 8d_b\right) = 370mm \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b\right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200\right) = 360\ mm \end{array}\right\} = 370\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل $50\ mm$ باشد، بعد ستون حداقل باید $370+50=420\ mm$ باشد. **به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر $450\ mm$ انتخاب شود.**

در شکل زیر یک جدول ساده شده جهت کنترل طول مهار قلاب دار ارائه کردم. توضیحات لازم را میتوانید از طریق مشاهده یک ویدیویی که برای این منظور تهیه کرده ام ملاحظه نمایید:

https://t.me/hoseinzadehasl/1581

مثال۱: اگر قطر میلگرد طولی تیر $\varphi 20$ باشد، با فرض بتن $C20$ و میلگرد $S400$ و در صورتی که در چشمه اتصال از دورگیرهای با فاصله $10\ cm$ استفاده نشده باشد، حداقل بعد ستون چقدر خواهد بود؟

پاسخ: حداقل بعد ستون کناری متصل به این تیر باید حداقل $50\ cm$ باشد.

مثال۲: اگر قطر میلگرد طولی تیر $\varphi 20$ باشد، با فرض بتن $C20$ و میلگرد $S400$ و در صورتی که در چشمه اتصال از دورگیرهای با فاصله $10\ cm$ استفاده شده باشد، حداقل بعد ستون چقدر خواهد بود؟

پاسخ: بسته به اینکه ضریب Ψ_r برابر 1 بدست آید یا 1.6 حداقل بعد ستون کناری متصل به این تیر باید حداقل $40\ cm$ و یا $50\ cm$ باشد.

مثال۳: اگر قطر میلگرد طولی تیر $\varphi 25$ باشد، با فرض بتن $C20$ و میلگرد $S400$ حداقل بعد ستون چقدر خواهد بود؟

پاسخ: بسته به شرایط حداقل بعد ستون کناری متصل به این تیر $50\ cm$ الی $70\ cm$ می باشد.

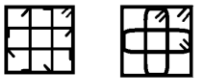
حداقل بعد ستونهای کناری S400-C20

میلگرد طولی تیر	در چشمه اتصال دورگیر با فواصل حداکثر 10 cm داریم		در چشمه اتصال دورگیر با فواصل حداکثر 10 cm نداریم	
	$(\psi r=1)$	$(\psi r=1.6)$	$(\psi r=1)$	$(\psi r=1.6)$
ϕ8	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
ϕ10	25 cm	25 cm	30 cm	30 cm
ϕ12	25 cm	30 cm	35 cm	35 cm
ϕ14	30 cm	35 cm	40 cm	35 cm
ϕ16	35 cm	40 cm	40 cm	40 cm
ϕ18	35 cm	45 cm	45 cm	45 cm
ϕ20	40 cm	50 cm	50 cm	50 cm
ϕ22	45 cm	60 cm	55 cm	60 cm
ϕ25	50 cm	70 cm	60 cm	70 cm
ϕ28	55 cm	80 cm	70 cm	80 cm
ϕ32	65 cm	95 cm	75 cm	95 cm

حداقل بعد ستونهای کناری S400-C25

میلگرد طولی تیر	در چشمه اتصال دورگیر با فواصل حداکثر 10 cm داریم		در چشمه اتصال دورگیر با فواصل حداکثر 10 cm نداریم	
	$(\psi r=1)$	$(\psi r=1.6)$	$(\psi r=1)$	$(\psi r=1.6)$
ϕ8	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
ϕ10	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
ϕ12	25 cm	25 cm	30 cm	30 cm
ϕ14	30 cm	30 cm	35 cm	35 cm
ϕ16	30 cm	35 cm	40 cm	40 cm
ϕ18	35 cm	45 cm	40 cm	45 cm
ϕ20	35 cm	50 cm	45 cm	50 cm
ϕ22	40 cm	55 cm	50 cm	55 cm
ϕ25	45 cm	65 cm	55 cm	65 cm
ϕ28	50 cm	75 cm	60 cm	75 cm
ϕ32	60 cm	90 cm	70 cm	90 cm

- توجه: در صورتی که تعداد میلگردهای طولی تیر (کل میلگردها شامل سراسری و تقویتی) اندک باشد به طوریکه فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای طولی تیر حداقل ۶ برابر قطر میلگرد طولی باشد، ضریب $\Psi_r = 1$ خواهد بود و نیازی به استفاده از جدول زیر نخواهد بود. برای مثال اگر در یک تیر بتنی با عرض $b=400mm$ میلگرد طولی تیر $3\varphi 20$ باشد، فاصله مرکز تا مرکز میلگردها حدودا $14\ cm$ خواهد بود که بیش از $6d_b = 12cm$ میباشد و در این حالت $\Psi_r = 1$ خواهد بود.

حداکثر مساحت میلگرد طولی تیر زمانی که Ψ_r=1		تنگ ناحیه اتصال	
ϕ18 ϕ20 ϕ22	ϕ25 ϕ28		
18 cm^2	24 cm^2	ϕ10@100	
20 cm^2	27 cm^2	ϕ10@100	
24 cm^2	31 cm^2	ϕ10@100	
25 cm^2	34 cm^2	ϕ12@100	
29 cm^2	38 cm^2	ϕ12@100	
34 cm^2	45 cm^2	ϕ12@100	

۱۶-۲۴ طول مهار میلگرد سردار

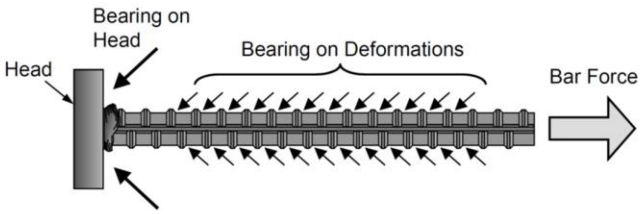
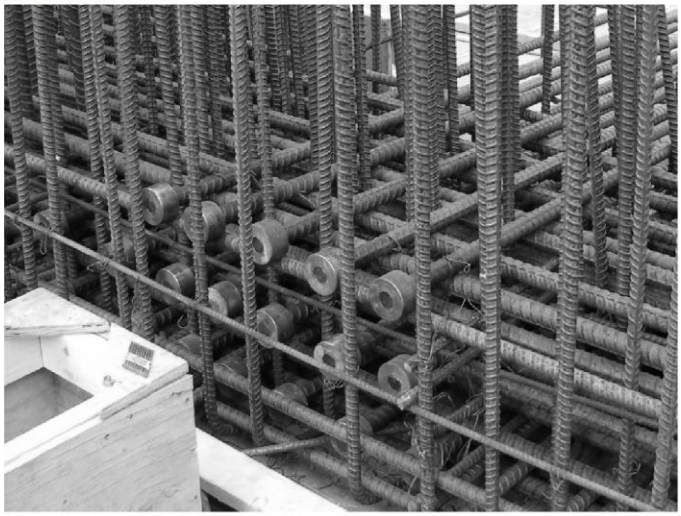


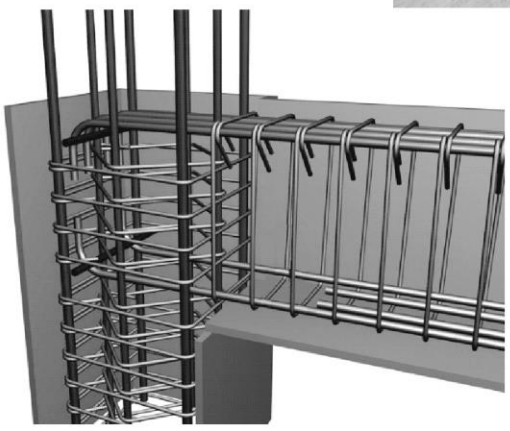
Figure 3-1: Anchorage of a headed bar





Figure 3 – Methods of head attachment to the end of a reinforcing bar.





مهار میلگرد کششی توسط میلگرد **قلابدار**



مهار میلگرد کششی توسط میلگرد **سردار**

- علاوه بر رابطه عمومی ارائه شده در صفحه قبل، در اتصالات تیر به ستون قابهای خمشی متوسط و ویژه باید ضوابط زیر نیز تامین گردد:

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۹-۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته‌ی ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی آن‌ها برای کشش مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵، و برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

۹-۲۰-۶-۵-۵-۵ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۰-۶-۵-۵-۵ در میلگردهای آجدار سَر دار که ضوابط بند ۹-۴-۱۰ را تامین می‌کنند، طول مهاری در کشش باید مطابق بند ۹-۲۱-۳-۴ و با منظور کردن $1.25f_y$ به جای f_y محاسبه گردد؛ ولی فاصله‌ی آزاد بین آن‌ها نباید کم‌تر از $3d_b$ در نظر گرفته شود.

۹-۲۱-۳-۴ طول گیرایی میلگرد آجدار سَر دار در کشش

$$l_{dt} = \frac{\psi_e \psi_c \psi_p \psi_o}{\lambda} \frac{0.032 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \qquad (۹-۲۱-۴)$$

$$l_{dt} = \frac{\psi_e \psi_c \psi_p \psi_o}{\lambda} \frac{0.032\,(1.25\,f_y)}{\sqrt{f'_c}}\, d_b^{1.5}$$

$$l_{dt} = \frac{\psi_e \psi_c \psi_p \psi_o}{\lambda} \frac{0.04\ f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}$$

۹-۲۱-۳-۸ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار

۹-۲۱-۳-۸-۱ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار، l_{dc} نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کم‌تر در نظر گرفته شود:

الف- $l_{dc} = \max\{\frac{\psi_r}{\lambda}\frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b, 0.043 f_y \psi_r d_b\}$

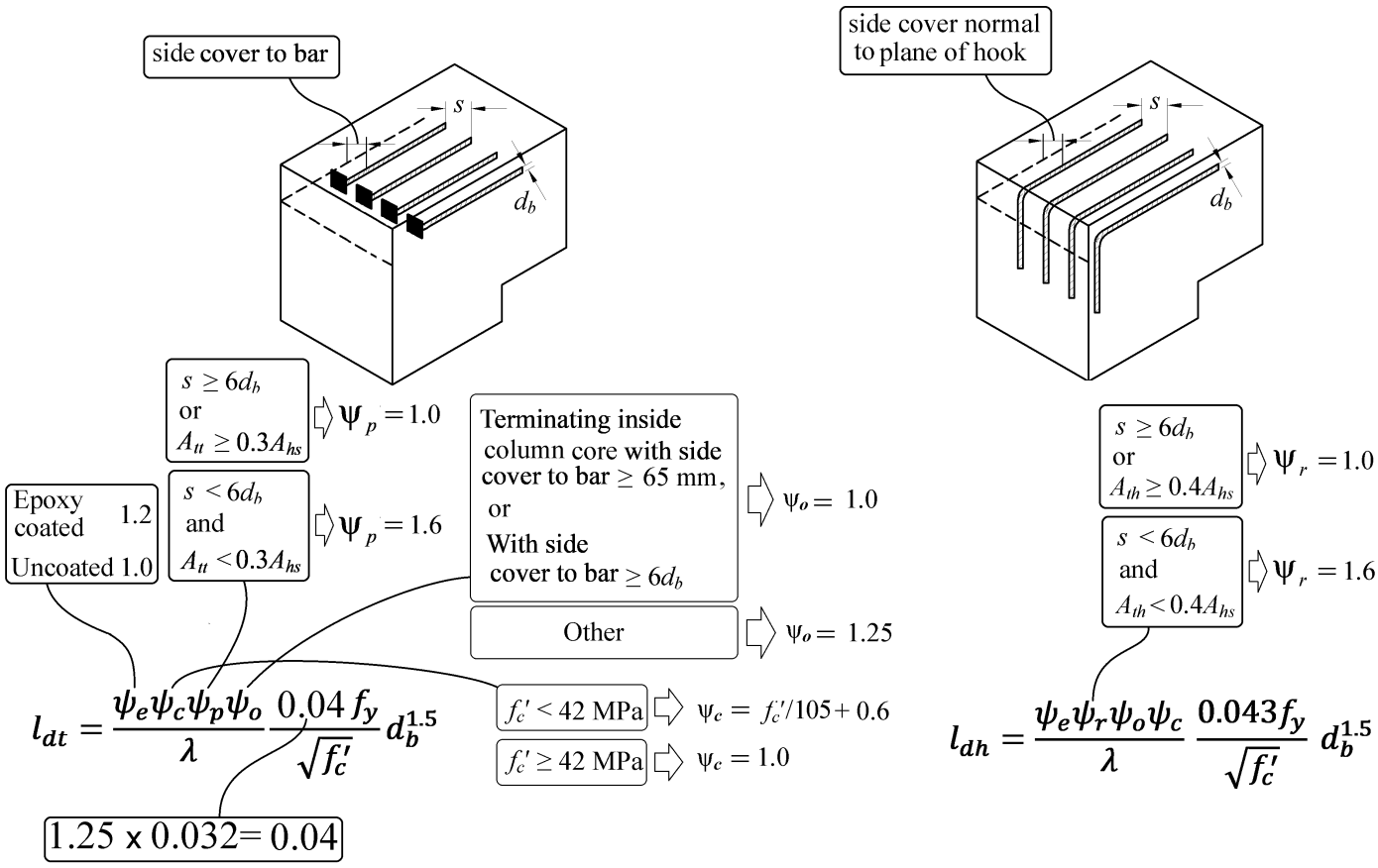
ب- ۲۰۰ میلی متر.

در این روابط ضریب محصور شدگی ψ_r، برای محصور شدگی توسط دورپیچ، تنگ دایروی پیوسته با قطر بیش از ۶ میلی متر و گام کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر، تنگ سیمی به قطر بیش از ۱۲ میلی متر و فواصل کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر و دورگیر طبق ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۴ با فواصل کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر، برابر با ۰/۷۵؛ و برای سایر حالات برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

با توجه به ضوابط فوق، طول مهار میلگرد سردار به شرح زیر قابل محاسبه است:

$$\text{طول مهار میگرد سردار در اتصال تیر به ستون قابهای خمشی متوسط و ویژه} = Max\left\{\begin{array}{l}\left(\frac{\Psi_e \Psi_c \Psi_p \Psi_0}{\lambda}\frac{0.032 \times 1.25 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}, 8d_b\right) \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda}\frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b\right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200\ mm\right)\end{array}\right.$$

جهت مقایسه مقدار فوق با طول مهار قلابدار روابط طول مهار قلابدار در زیر تکرار شده است:



طول مهار میگرد سردار در اتصال تیر به ستون قابهای خمشی متوسط و ویژه

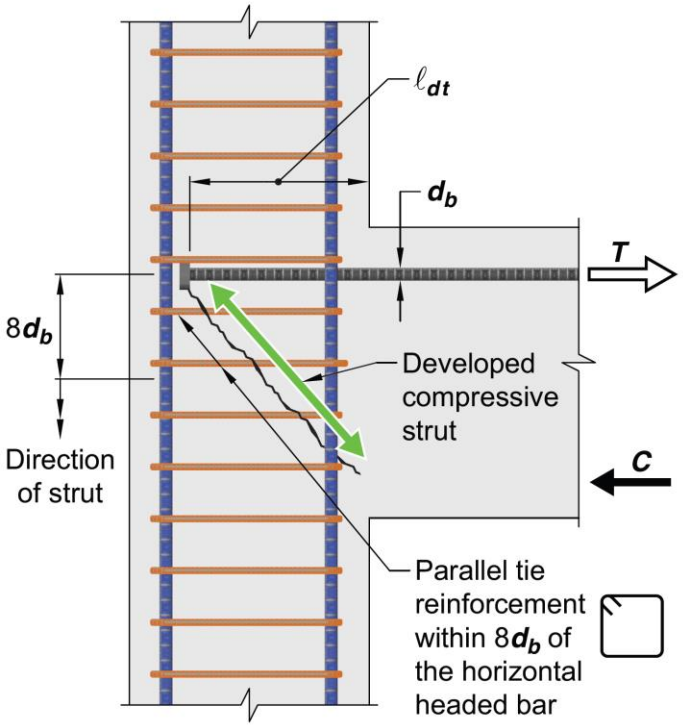
$$= Max \begin{cases} \left(\frac{\Psi_e\Psi_c\Psi_p\Psi_0}{\lambda} \frac{0.032 \times 1.25 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5}, 8d_b\right) \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b\right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200\ mm\right) \end{cases}$$

طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قاب خمشی متوسط و ویژه

$$= Max \begin{cases} \left(\frac{\Psi_e\Psi_r\Psi_0\Psi_c}{\lambda} \frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5}\right) \\ Max\left(\left(\frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f_c'}} d_b\right), 8d_b\right) \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b\right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200mm\right) \end{cases}$$

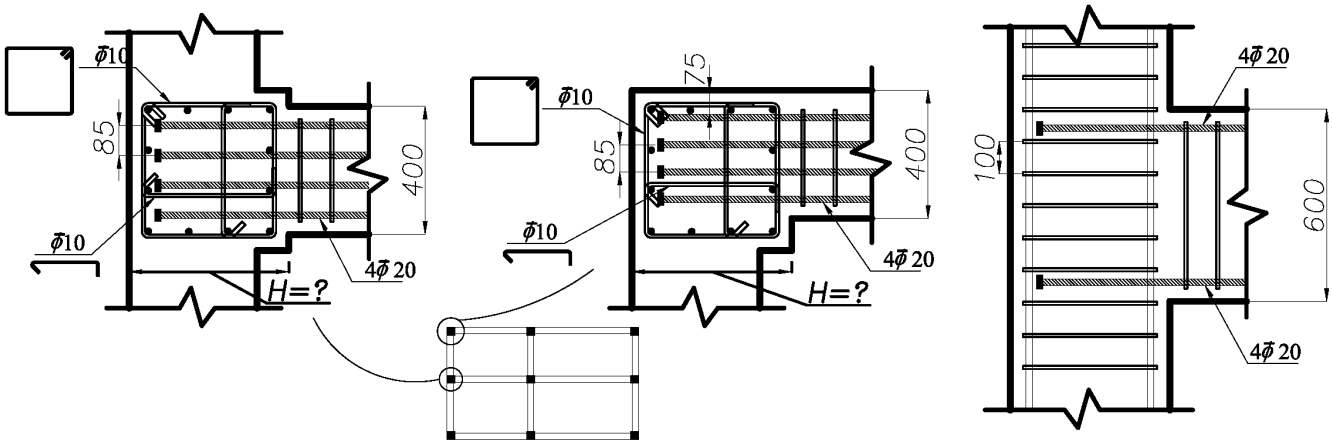
- **توجه: طول مهار میلگرد سردار مطابق شکل زیر تا ابتدای سر انتهایی آن میباشد و بنابراین جهت تعیین بعد ستون باید علاوه بر پوشش بتن، ضخامت سر انتهایی نیز به مقدار محاسبه شده اضافه گردد.**

COMMENTARY



(a) Horizontal headed bars

تکرار مثال۲ (مربوط به طول مهار میلگرد قلابدار) با فرض استفاده از میلگرد سردار.
بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



۱- محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

- با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:

$$side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$$

- کنترل فاصله بین میلگردهای طولی (در میلگرد سردار فاصله مرکز تا مرکز میلگردها نباید کمتر از 3db باشد:

$$\text{فاصله مرکز به مرکز میلگردها} = 85\ mm > 3 \times 20 = 60\ mm \quad OK$$

- در طول 8db تنها ۱ تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای ۳ ساق $\varphi 10$ میباشد و بنابراین:

$$\left.\begin{array}{l} A_{th} = 1(3\varphi 10) = 1(3\pi \times 5^2) = 235\ mm^2 \\ A_{hs} = 4\varphi 20 = 4 \times 314 = 1256\ mm^2 \rightarrow\ 0.3A_{hs} = 377\ mm^2 \end{array}\right\} \begin{array}{l} A_{th} \ngeq 0.3A_{hs} \\ s = 85\ mm \ngeq 6d_b = 120\ mm \end{array} \Bigg\} \rightarrow \Psi_p = 1.6$$

$$\boldsymbol{l_{dh} = \frac{0.032 \times 1.25 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_p \Psi_0}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{0.032 \times 1.25 \times 400 \times 1 \left(\frac{20}{105} + 0.6\right) 1.6 \times 1}{1 \times \sqrt{20}} 20^{1.5} = 405\ mm}$$

۲- محاسبه طول مهار فشاری:

$$\boldsymbol{l_{dc} = Max \begin{pmatrix} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \end{pmatrix} d_b = Ma = \begin{pmatrix} 0.75 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \\ 0.75 \times 0.043 \times 400 \end{pmatrix} \times 20 = 16.1 \times 20 = 322\ mm}$$

طول مهار میگرد سردار در اتصال تیر به ستون قاب خمشی متوسط و ویژه

$$= Max \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{\Psi_e \Psi_c \Psi_p \Psi_0}{\lambda} \frac{0.032 \times 1.25 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}, 8d_b \right) = 405\ mm \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200 \right) = 322mm \end{array} \right\} = 405\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهایی به علاوه ضخامت سر انتهایی حداقل *70 mm* باشد، بعد ستون حداقل باید *405+70=475 mm* باشد. **به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر *500 mm* انتخاب شود.**

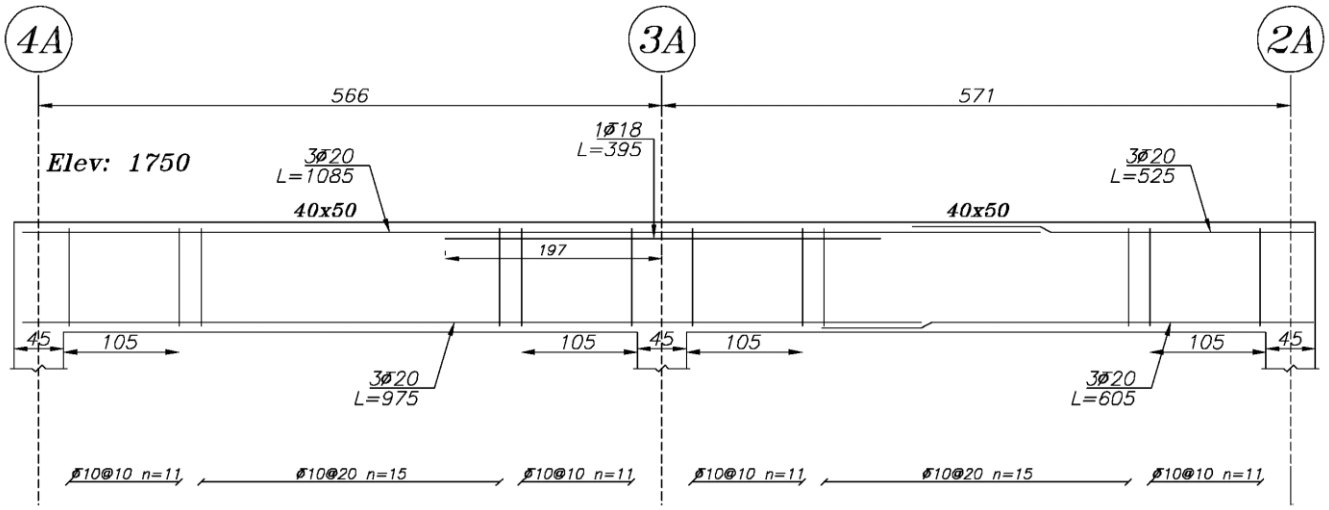
۱۷-۲۴ ضوابط قطع میلگرد

در تیرهای بتنی با توجه به اینکه لنگر در طول تیر تغییر میکند، لازم نیست میلگردهای خمشی استفاده شده در تمام نقاط تیر یکسان باشد. یعنی در قسمتهایی از تیر که لنگر زیاد است (برای مثال عموما در دو انتهای تیرهای قاب خمشی لنگر منفی مقدار بیشتری دارد) میلگرد بیشتری قرار داده شود و در قسمتهایی که لنگر کمتر است مساحت میلگردها کاهش یابد.

بدین منظور معمولا چند میلگرد به صورت سراسری در کل تیر قرار داده میشود و سپس در قسمتهایی که لنگر زیاد است، میلگرد تقویتی قرار داده میشود. برای نمونه در شکل زیر میلگرد سراسری $3\varphi 20$ میباشد و در آکس 3A میلگرد تقویتی $1\varphi 18$ به میلگردهای تقویتی اضافه شده است.

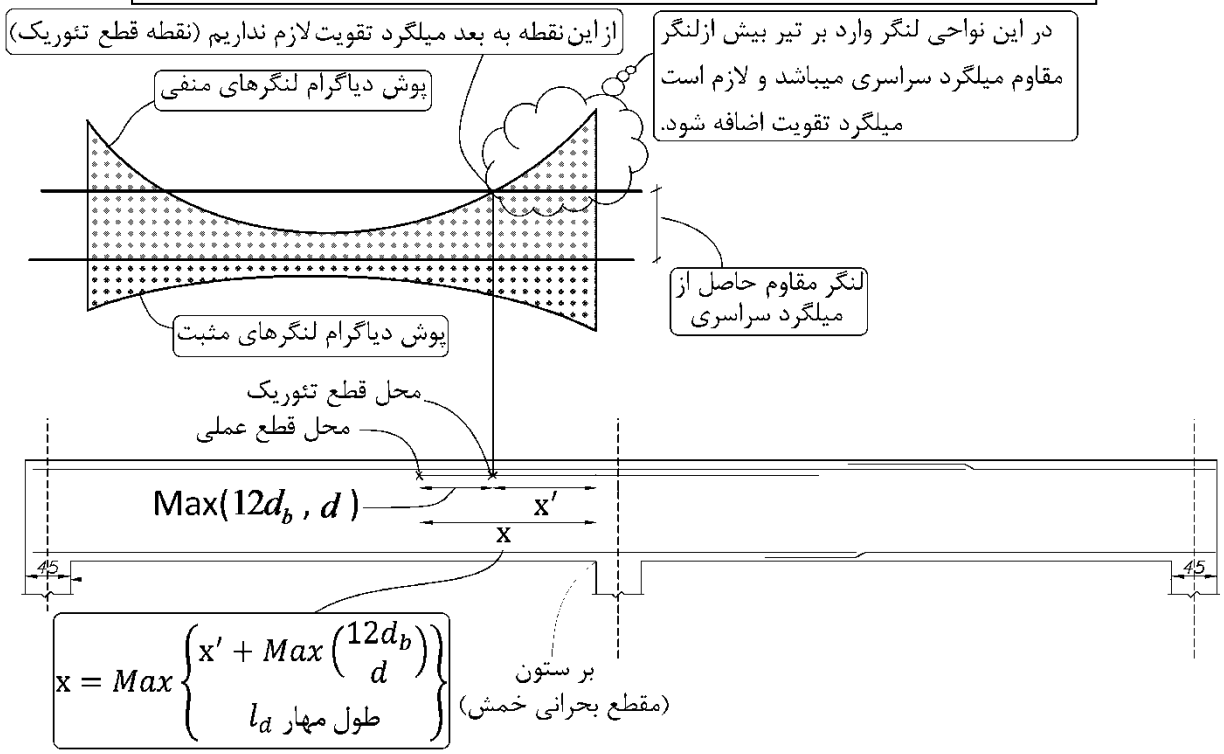
توجه شود که در پروژه های متعارف بتنی، به صورت تقریبی میتوان میلگرد تقویتی فوقانی تیر را در فاصله یک سوم دهانه تیر قطع نمود.

سوال: محل قطع میلگرد تقویتی (197 cm در شکل زیر) چگونه محاسبه میشود؟

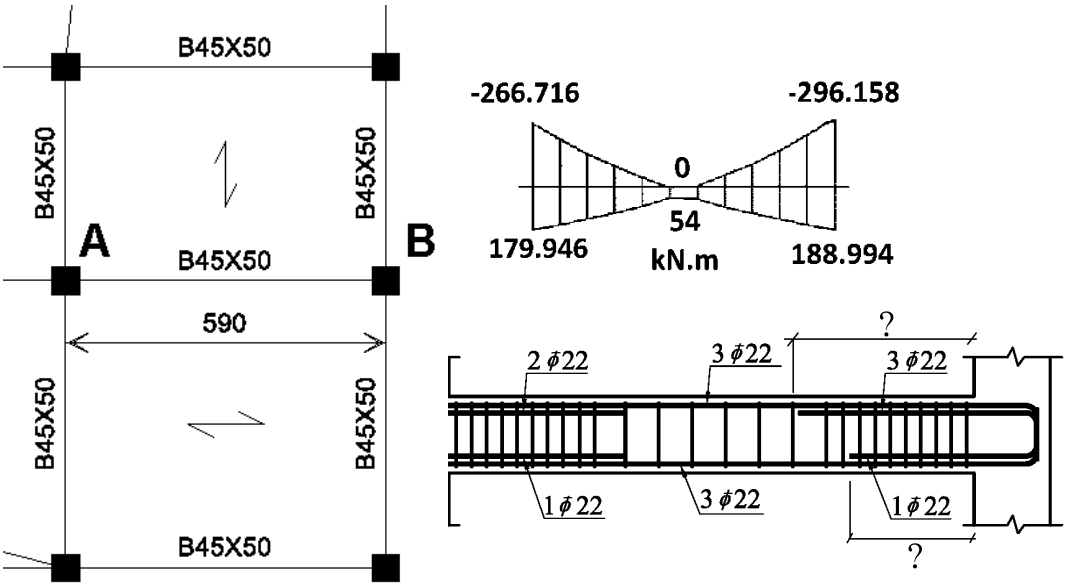


۹-۱۱-۶-۲-۳ میلگردها باید از مقطعی که دیگر برای تحمل خمش مورد نیاز نیستند، به اندازه‌ی مقدار بزرگتر d و $12d_b$ امتداد یابند. رعایت این ضابطه در انتهای دهانه‌های با تکیه‌گاه ساده و یا انتهای آزاد طره‌ای لازم نیست.

۹-۱۱-۶-۲-۴ میلگردهای کششی ادامه داده شده باید حداقل طول گیرایی l_d را پس از نقطه‌ای که دیگر به میلگردهای قطع یا خم شده برای تحمل خمش نیازی نیست، تامین کنند.



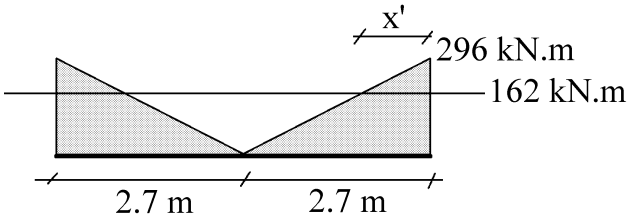
مثال: در تیر AB در شکل زیر محل قطع میلگردهای فوقانی در سمت راست تیر را شخص نمایید. شکل سمت راست پوش دیاگرام لنگر تیر را نشان می دهد. بعد ستونها 500 mm فرض شود. عمق موثر تیر 440 mm می باشد. همچنین فرض کنید طول مهار میلگردهای فوقانی برابر $l_d = 1350\ mm$ و میلگرد تحتانی برابر $l_d = 1050\ mm$ باشد.



محاسبه مقاومت خمشی میلگردهای سراسری (به صورت تقریبی و با صرف نظر کردن از میلگردهای فشاری):

$$\varphi M_n = \varphi A_s \times f_y \times Z = 0.9 \times \left(3 \times \pi \times \frac{22^2}{4}\right) \times (400) \times (0.9 \times 440) = 162\ kN.m$$

- نمودار لنگر خطی نیست ولی جهت سادگی محاسبات و با تقریب دیاگرام لنگر منفی در تیر مطابق شکل زیر خطی فرض میشود:

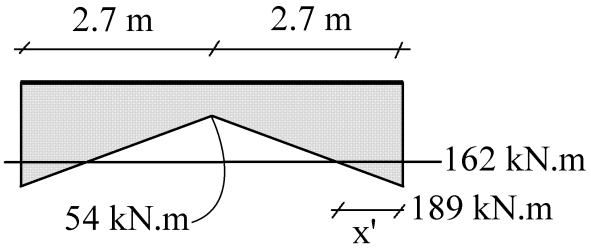


$$x' = \frac{296 - 162}{296} \times 2.7^m = 1.22\ m$$

محل قطع میلگرد میلگرد تقویت فوقانی از بر ستون برابر است با:

$$\text{محل قطع میلگرد فوقانی} = Max\begin{Bmatrix} x' + Max\begin{Bmatrix} 12d_b \\ d \end{Bmatrix} \\ l_d \end{Bmatrix} = Max\begin{Bmatrix} 1220 + Max\begin{Bmatrix} 12 \times 22 \\ 440 \end{Bmatrix} \\ 1350 \end{Bmatrix} = 1660\ mm$$

- نمودار لنگر خطی نیست ولی جهت سادگی محاسبات و با تقریب دیاگرام لنگر منفی در تیر مطابق شکل زیر خطی فرض میشود:

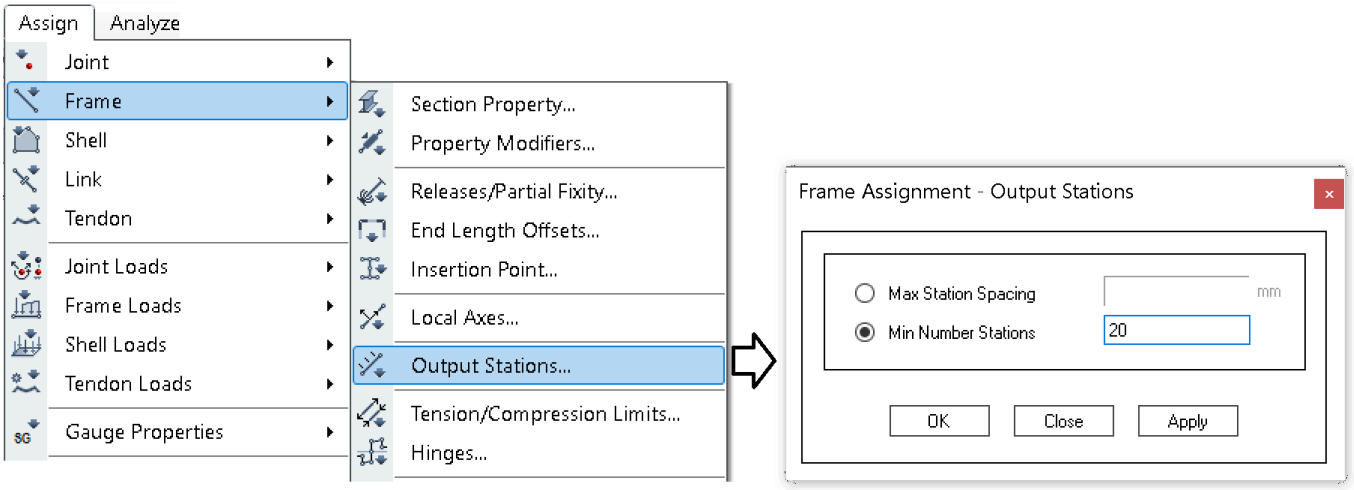


189-54=**135** kN.m

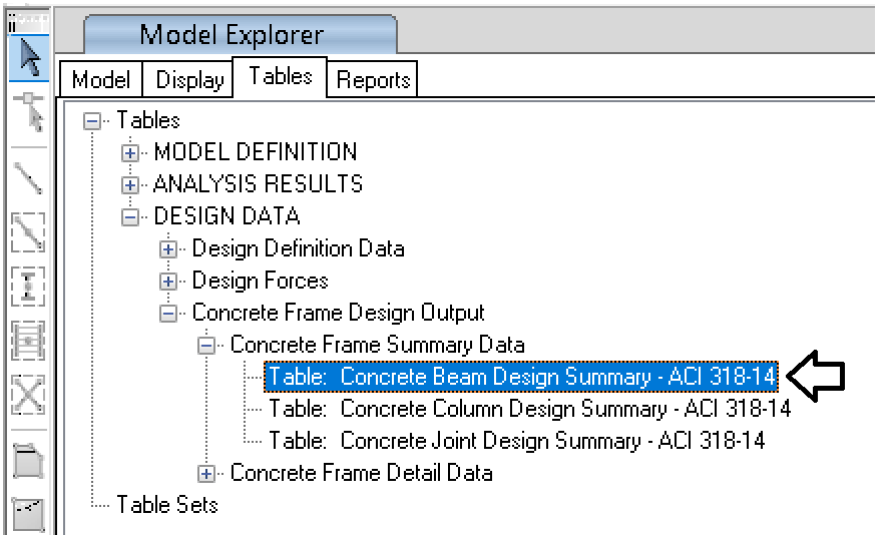
$$\left.\begin{matrix} 189 - 54 = 135 \\ 162 - 54 = 108 \end{matrix}\right\} x' = \frac{135 - 108}{135} \times 2.7^m = 0.54\ m$$

$$\text{محل قطع میلگرد تحتانی} = Max\begin{Bmatrix} x' + Max\begin{Bmatrix} 12d_b \\ d \end{Bmatrix} \\ l_d \end{Bmatrix} = Max\begin{Bmatrix} 540 + Max\begin{Bmatrix} 12 \times 22 \\ 440 \end{Bmatrix} \\ 1050 \end{Bmatrix} = 1050\ mm$$

در نرم افزار ایتبس می توان تغییرات مساحت لازم برای میلگردها را در طول تیر استخراج کرد. قبل از استخراج نتایج باید تیر مورد نظر انتخاب کرده و مطابق شکل زیر تعداد ایستگاه هایی که ایتبس خروجی میدهد را افزایش دهیم.



پس از تحلیل و طراحی سازه تیر مورد نظر را انتخاب کرده و از طریق شکل زیر جدول خلاصه نتایج خروجی تیر را بدست آورید.



جدول زیر مساحت میلگردهای طولی را در یک تیر بتنی نشان میدهد. مساحت میلگرد طولی فوقانی در ابتدای تیر برابر $1765\ mm^2$ و در انتهای تیر برابر $1833\ mm^2$ می باشد. اگر میلگرد سراسری فوقانی تیر $3\varphi 20 = 3 \times 314 = 942\ mm^2$ در نظر گرفته شود، میلگردهای تقویتی باید مطابق شکل زیر قرار داده شوند.

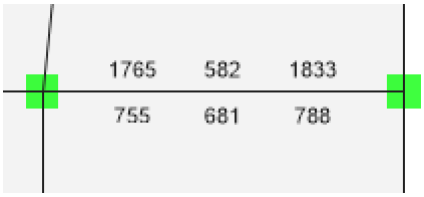
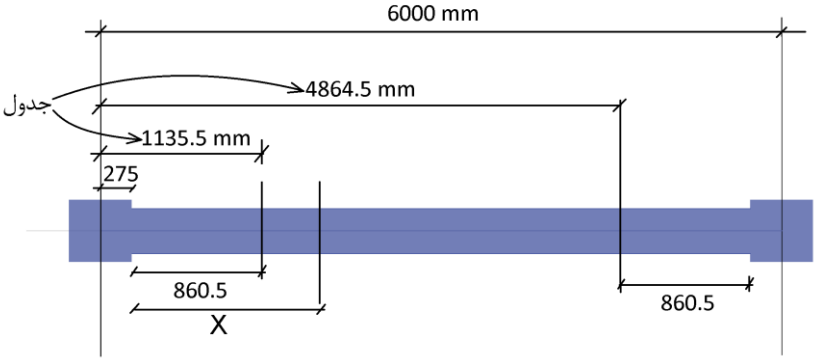


TABLE: Concrete Beam Design Summary - ACI 318-19

Story	DesignSect	Station	AsTopCombo	AsMinTop	AsTop	AsBotCombo	AsMinBot	AsBot	VCombo
		mm		mm²	mm²		mm²	mm²	
Story3	B40X50	275	UDCon7	593	1765	UDCon14	593	755	UDCon9
Story3	B40X50	561.8	UDCon7	593	1404	UDCon14	593	732	UDCon9
Story3	B40X50	848.7	UDCon7	593	1077	UDCon14	593	702	UDCon9
Story3	B40X50	1135.5	UDCon7	593	786	UDCon14	593	661	UDCon9
Story3	B40X50	1422.4	UDCon17	593	593	UDCon6	593	643	UDCon20
Story3	B40X50	1709.2	UDCon15	529	529	UDCon6	593	647	UDCon20
Story3	B40X50	1996.1	UDCon6	448	448	UDCon6	593	627	UDCon19
Story3	B40X50	2282.9	UDCon6	448	448	UDCon8	593	593	UDCon17
Story3	B40X50	2569.7	UDCon6	448	448	UDCon8	593	593	UDCon17
Story3	B40X50	2856.6	UDCon6	448	448	UDCon3	593	593	UDCon17
Story3	B40X50	3143.4	UDCon6	448	448	UDCon9	593	593	UDCon17
Story3	B40X50	3430.3	UDCon6	448	448	UDCon9	593	593	UDCon17
Story3	B40X50	3717.1	UDCon6	448	448	UDCon7	593	620	UDCon17
Story3	B40X50	4003.9	UDCon6	448	448	UDCon7	593	662	UDCon18
Story3	B40X50	4290.8	UDCon14	582	582	UDCon7	593	681	UDCon21
Story3	B40X50	4577.6	UDCon14	593	602	UDCon7	593	675	UDCon21
Story3	B40X50	4864.5	UDCon6	593	835	UDCon15	593	698	UDCon8
Story3	B40X50	5151.3	UDCon6	593	1128	UDCon15	593	739	UDCon8
Story3	B40X50	5438.2	UDCon6	593	1459	UDCon15	593	769	UDCon8
Story3	B40X50	5725	UDCon6	593	1833	UDCon15	593	788	UDCon8



با توجه جدول در قسمت میانی تیر در فاصله 1135.5 mm تا 4864.5mm مساحت میلگرد لازم کمتر از $942\ mm^2$ بوده و نیاز به آرماتور تقویتی نیست. مطابق شکل زیر فاصله 1135.5 mm از آکس ستون می باشد و بنابراین از بر ستون محل قطع تئوریک میلگردهای تقویتی برابر 860.5 mm خواهد بود. توجه شود که محل قطع عملی (X در شکل زیر) بیش از مقدار تئوریک خواهد بود. همچنین طول مهار میلگرد از بر ستون نیز باید منظور شود. عمق موثر برابر d=440 mm می باشد و قطر میلگردهای تقویتی نیز 20 mm است. بنابراین داریم:

$$\text{محل قطع میلگرد فوقانی} = X = Max\begin{cases} 860.5 + Max\begin{Bmatrix} 12d_b \\ d \end{Bmatrix} \\ \text{طول مهار}\ \ l_d \end{cases} = Max\begin{cases} 860.5 + Max\begin{Bmatrix} 12 \times 20 \\ 440 \end{Bmatrix} \\ 1250 \end{cases} = 1300.5\ mm$$

۱۸-۲۴ محل وصله در قابهای خمشی لرزه بر

۹-۲۰-۵-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۲-۲ محل وصله‌ی آرماتورهای طولی ستون باید در خارج از ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون باشد.

۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۶-۲-۲-۴ استفاده از وصله‌ی پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله، آرماتور عرضی از نوع دورگیر یا دورپیچ موجود باشد. فاصله‌ی سفره‌های آرماتور عرضی در بر گیرنده‌ی وصله از یک دیگر، نباید از کوچک‌ترین مقادیر یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و ۱۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

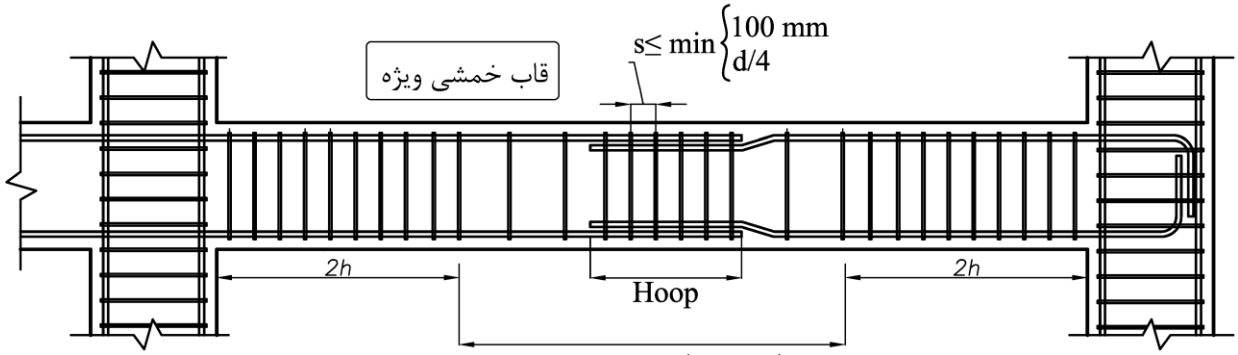
۹-۲۰-۶-۲-۲-۵ استفاده از وصله‌ی پوششی در محل‌های زیر مجاز نیست:

الف- در اتصالات تیرها به ستون‌ها؛

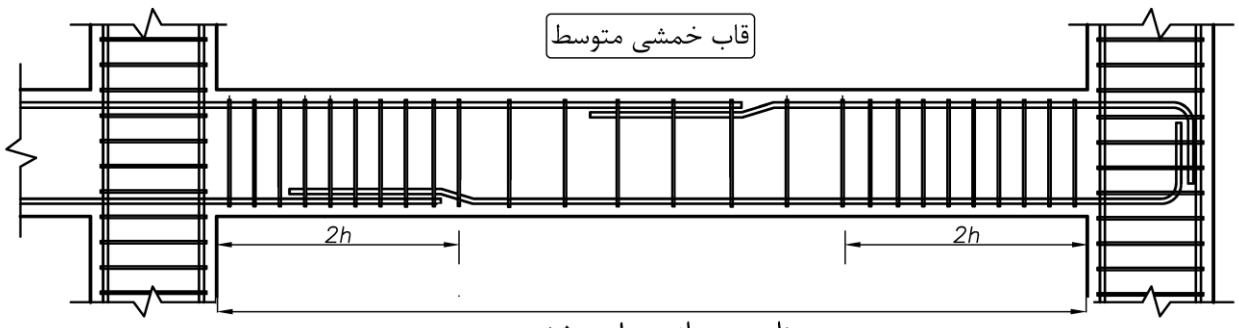
ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع تیر از بر تکیه‌گاه؛

پ- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع تیر از مقاطع بحرانی که در آن‌ها، در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک، امکان وقوع تسلیم آرماتور وجود دارد.

- در قابهای خمشی ویژه مطابق شکل زیر محل وصله باید خارج از ناحیه بحرانی باشد (البته لازم نیست محل وصله فوقانی و تحتانی در یک نقطه باشد و در هر نقطه ای از طول ناحیه مجاز نشان داده شده در شکل زیر میتواند وصله پوششی قرار گیرد).



ناحیه مجاز وصله پوششی



ناحیه مجاز وصله پوششی

۹-۲۰-۶-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۳-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۶-۳-۲-۳ در طول آزاد ستون، آرماتورهای طولی ستون باید به گونه‌ای انتخاب شوند که $1.25l_d \le l_u/2$ باشد. در این رابطه l_d طول گیرایی آرماتورهای طولی و l_u طول آزاد ستون می‌باشد.

۹-۲۰-۶-۳-۲-۴ استفاده از وصله‌ی پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه‌ی میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کشش در نظر گرفته شود. در طول این وصله‌ها باید آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ و ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ به کار برده شوند.

مطابق بند فوق در صورتی که برای مثال ارتفاع طبقه 3.4m باشد و ارتفاع تیرها برابر 0.6m باشد، با توجه به اینکه طول آزاد ستون برابر $l_u = 2.8m$ خواهد بود، طول وصله میلگردهای ستون نباید بیش از مقدار زیر باشد:

$$1.25l_d \le \frac{l_u}{2} = 1.4m \quad \rightarrow l_d \le \frac{l_u}{2.5} = 1.12\ m$$

توجه شود که رابطه فوق حتی اگر وصله پوششی نداشته باشیم نیز باید در ستونهای ویژه رعایت شود.

مقدار l_d به قطر میلگرد بستگی دارد و به دو روش تقریبی و دقیق قابل محاسبه است. با توجه به اینکه مقدار تقریبی طول مهار عموما عدد بزرگی نسبت به مقدار دقیق آن بدست می دهد، در صورت استفاده از مقدار تقریبی برای طول مهار ممکن است رابطه فوق تامین نشود. در ستونهای ویژه که عموما برای سازه ای با ابعاد بزرگ استفاده میشود، استفاده از میلگرد $\varphi 32$ در بسیاری از موارد اجتناب ناپذیر است. اگر قطر میلگرد 32mm باشد داریم:

$$\text{تقریبی } l_d = 1550mm \quad \nleq \quad \frac{l_u}{2.5} = 1.12\ m$$

همانطور که مشاهده می شود تفاوت قابل توجهی با مقدار مجاز هست.

در این موارد باید مقدار l_d از رابطه دقیق محاسبه شود. در صورت استفاده از مقدار کافی آرماتور عرضی و نیز فاصله مناسب بین میلگردها، مقدار $\left(\frac{C_b+K_{tr}}{d_b}\right)$ می تواند حداکثر برابر 2.5 در نظر گرفته شود و در این حالت با فرض میلگرد *S400* و بتن *C25*، طول مهار دقیق می تواند حداکثر به مقدار زیر کاهش یابد:

$$\text{حداقل مقدار طول مهار} \quad l_d = \frac{1}{\left(\frac{C_b+K_{tr}}{d_b}\right)}\frac{0.9f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b = \frac{1}{2.5}\times\frac{0.9\times 400}{5}\times 32 = 922\ mm < \frac{l_u}{2.5} = 1.12\ m\ \ OK$$

- توجه: در بند بعدی شکل فوق نیز اشاره شده است که در ستونهای قابهای خمشی ویژه محل وصله پوششی باید در نیمه میانی ستون باشد. برای مثال اگر ارتفاع خالص (آزاد) ستون ۳ متر باشد، تنها در 1.5m میانی ستون میتوان وصله قرار داد. در نتیجه در 0.75m ابتدای ستون و نیز 0.75m در انتهای ستون نباید وصله پوششی قرار گیرد.

۲۴-۱۹ برش چشمه اتصال

۹-۱۶-۲ کلیات

۹-۱۶-۲-۶ ادامه (توسعه) یک ستون در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی را ایجاد می‌نماید که شرایط زیر برآورده گردند:

الف- ستون در بالای ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق ستون (h) در امتداد برش مورد بررسی ادامه داشته باشد.

ب- میلگردهای طولی و عرضی ستون در پایین ناحیه‌ی اتصال تا انتهای ستون در بالا ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۷ ادامه (توسعه) یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی را ایجاد می‌نماید که شرایط زیر برآورده گردند:

الف- تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) ادامه داشته باشد.

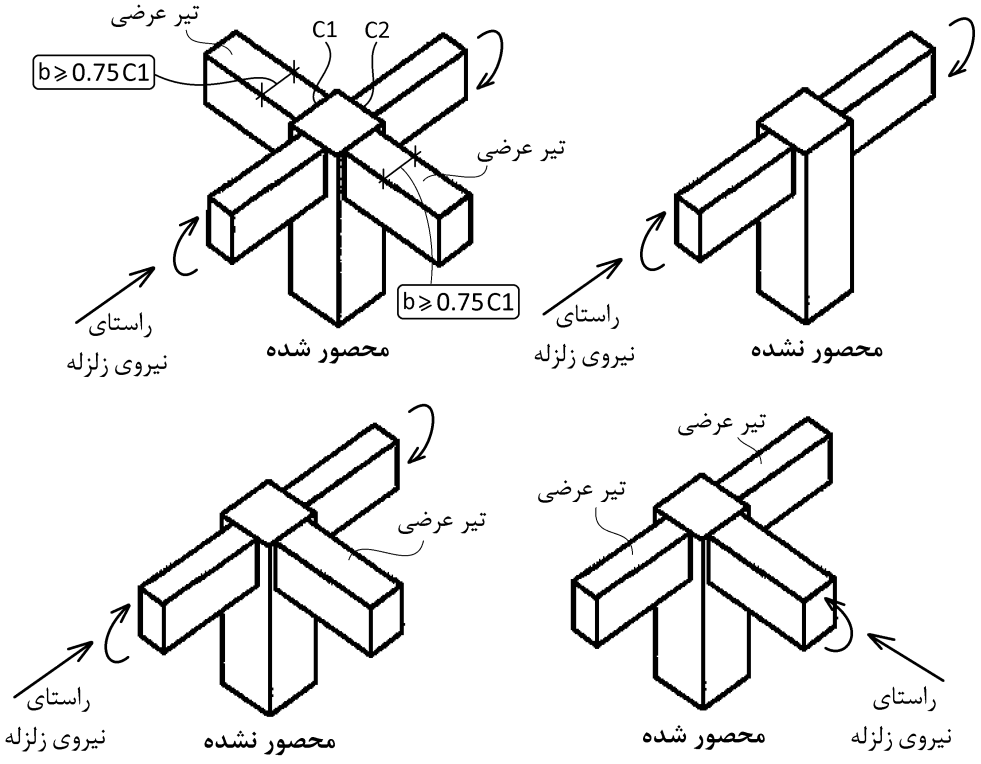
ب- میلگردهای طولی و عرضی تیر در سمت مقابل ناحیه اتصال تیر به ستون تا انتهای تیر ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۸ در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی وقتی دارای شرایط محصور شدگی است که در آن دو تیر عرضی مطابق بندهای (الف) و (ب) و (پ) در زیر قرار داده شود:

الف- عرض هر یک از تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب- تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته باشند.

پ- تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق بند ۹-۱۱-۵-۱ باشند؛ و حداقل دارای خاموت‌هایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیش‌تر مطابق بندهای ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۵-۳ باشند.

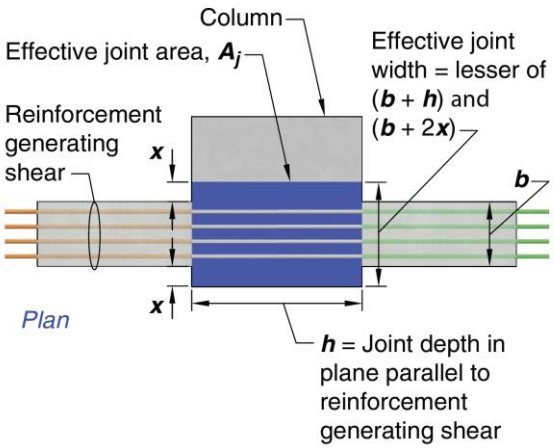


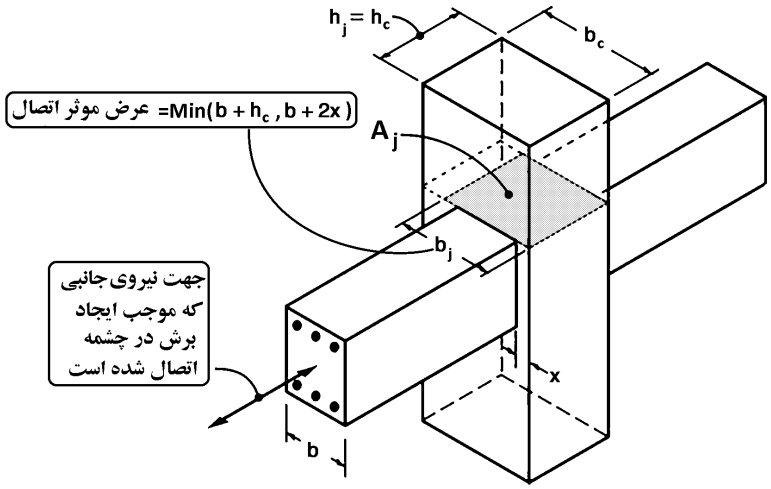
۹-۲۰-۶-۵-۴-۴ سطح مقطع موثر ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون، A_j ، برابر با حاصل ضرب عمق در عرض موثر ناحیه‌ی اتصال است. عمق ناحیه‌ی اتصال برابر با ارتفاع کل مقطع ستون، h است.

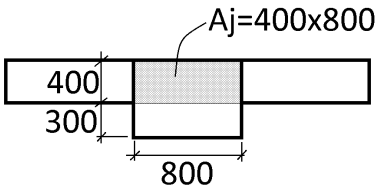
عرض موثر ناحیه‌ی اتصال، به جز در مواردی که عرض تیر از عرض ستون متصل به آن کم‌تر است، برابر با عرض کل مقطع ستون بوده و نباید از کم‌ترین دو مقدار زیر بیش‌تر در نظر گرفته شود:

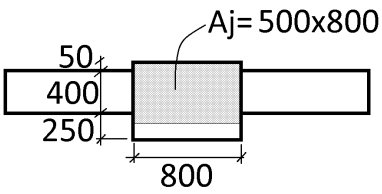
الف- عرض تیر به علاوه‌ی عمق ناحیه‌ی اتصال

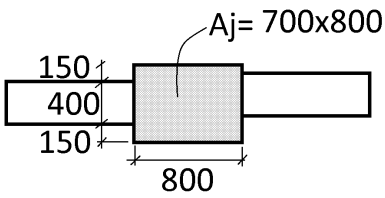
ب- دو برابر کوچک‌ترین فاصله‌ی محور طولی تیر تا وجوه موازی ستون با محور تیر

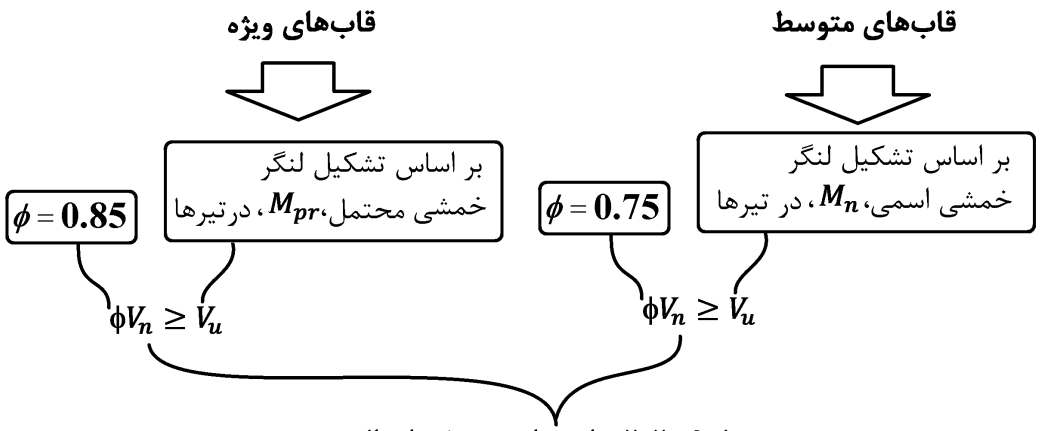












جدول ۹-۲۰-۲ مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	محصور شدگی با تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸	V_n (N)
پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۶	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$0.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

در جدول فوق، λ برای انواع بتن‌های ساخته شده با دانه‌های سبک برابر ۰/۷۵ و برای بتن با وزن معمولی برابر ۱/۰ می‌باشد. A_j باید بر اساس بند ۹-۱۶-۴-۲-۴ محاسبه شود.

۹-۲۰-۶-۵-۴-۴ سطح مقطع موثر ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون، A_j ، برابر با حاصل ضرب عمق در عرض موثر ناحیه‌ی اتصال است. عمق ناحیه‌ی اتصال برابر با ارتفاع کل مقطع ستون، h است. عرض موثر ناحیه‌ی اتصال، به جز در مواردی که عرض تیر از عرض ستون متصل به آن کم‌تر است، برابر با عرض کل مقطع ستون بوده و نباید از کم‌ترین دو مقدار زیر بیش‌تر در نظر گرفته شود:

الف- عرض تیر به علاوه‌ی عمق ناحیه‌ی اتصال

ب- دو برابر کوچک‌ترین فاصله‌ی محور طولی تیر تا وجوه موازی ستون با محور تیر

ضوابط فوق از ACI-318-2019 اضافه شده اند. ورژنهای فعلی نرم افزار ETABS هنوز ACI سال ۲۰۱۹ را به لیست آیین نامه طراحی اضافه نکرده اند. بنابراین کنترل آن تنها به صورت دستی امکان پذیر است.

- توجه: حتی در آخرین ورژن ایتبس (22.1.01) که این کتاب نگارش شده است، ایتبس ضوابط مهار و روابط محاسبه برش چشمه اتصال را (حتی اگر آیین نامه ACI-318-19 انتخاب شود) را صحیح حساب نمی کند و کماکان بر اساس ACI-318-14 محاسبه می کند.

قاب‌های متوسط

بر اساس تشکیل لنگر خمشی اسمی، M_n، در تیرها

$\phi V_n \geq V_u$

$\phi = 0.75$

قاب‌های ویژه

بر اساس تشکیل لنگر خمشی محتمل، M_{pr}، درتیرها

$\phi V_n \geq V_u$

$\phi = 0.85$

دو تیر عرضی مطابق بندهای زیر قرار داده شود:

الف- عرض هر یک از تیرهاحداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب- تیرها حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته باشند.

پ- تیرها حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق بند ۹-۱۱-۵-۱ باشند؛ و حداقل دارای خاموت‌هایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیش‌تر مطابق بندهای ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۵-۳ باشند.

الف- تیر بعد از اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) ادامه داشته باشد.

و

ب- میلگردهای طولی و عرضی تیر در سمت مقابل ناحیه اتصال تیر به ستون تا انتهای تیر ادامه یابند.

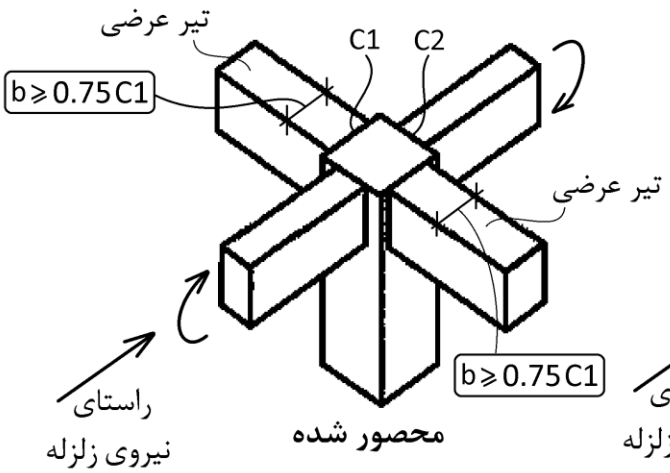
الف- ستون در بالای اتصال به میزان یک عمق ستون (h) در امتداد برش ادامه داشته باشد.

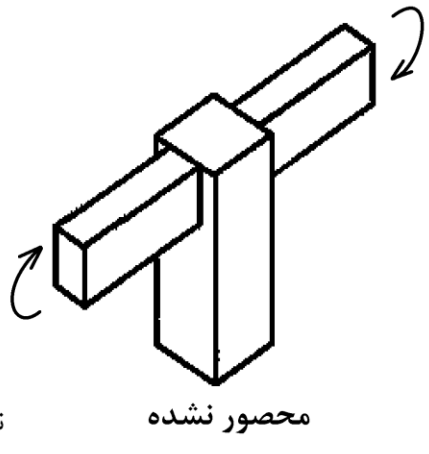
و

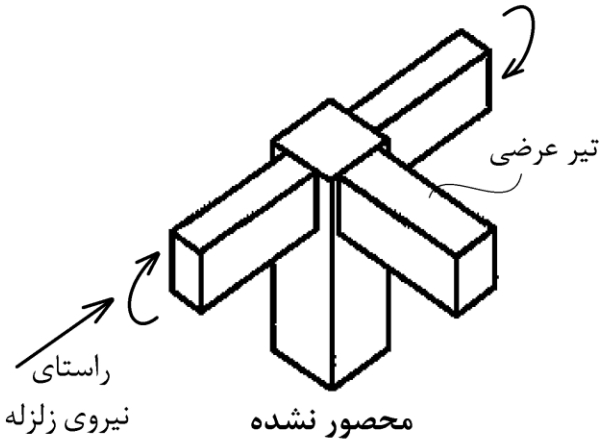
ب- میلگردهای طولی و عرضی ستون در پایین اتصال تا انتهای ستون در بالا ادامه یابند.

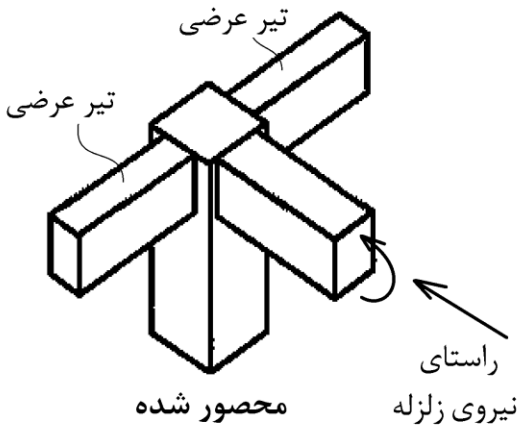
ستون

- پیوسته ⇦ **در امتدادی که V_u حساب شده**
  - تیر پیوسته ⇦ **محصور شدگی با تیرهای عرضی**
    - محصور شده $\phi V_n = \phi 1.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
    - محصور نشده $\phi V_n = \phi 1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
  - تیر نا پیوسته ⇦ **محصور شدگی با تیرهای عرضی**
    - محصور شده $\phi V_n = \phi 1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
    - محصور نشده $\phi V_n = \phi 1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
- نا پیوسته ⇦ **در امتدادی که V_u حساب شده**
  - تیر پیوسته ⇦ **محصور شدگی با تیرهای عرضی**
    - محصور شده $\phi V_n = \phi 1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
    - محصور نشده $\phi V_n = \phi 1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
  - تیر نا پیوسته ⇦ **محصور شدگی با تیرهای عرضی**
    - محصور شده $\phi V_n = \phi 1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
    - محصور نشده $\phi V_n = \phi 0.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$









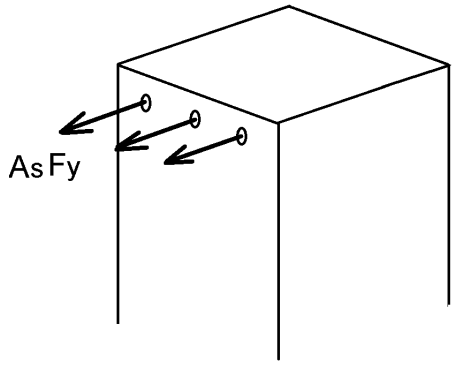
مقایسه روابط مربوط به کنترل برش چشمه اتصال در قاب خمشی متوسط و ویژه

با فرض اینکه تنش در میلگرد کششی تیر F_y باشد

0.75

$V_u \le \varphi V_n$

متوسط

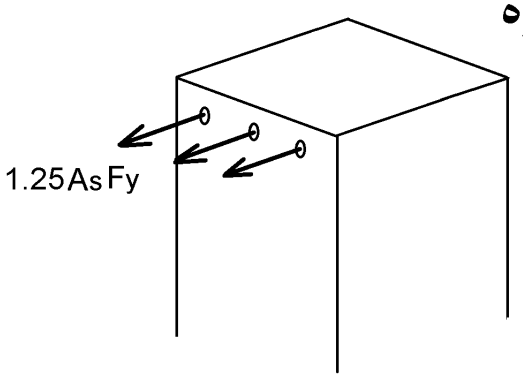


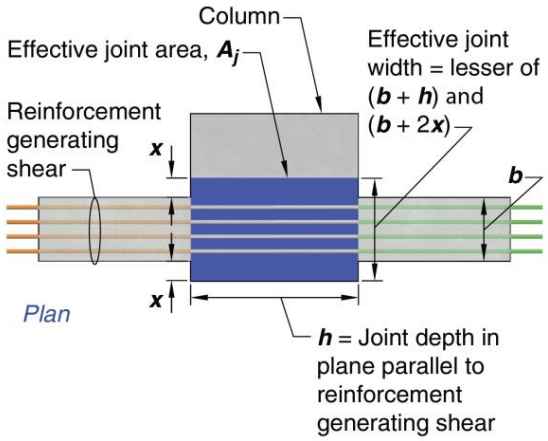
با فرض اینکه تنش در میلگرد کششی تیر $1.25F_y$ باشد

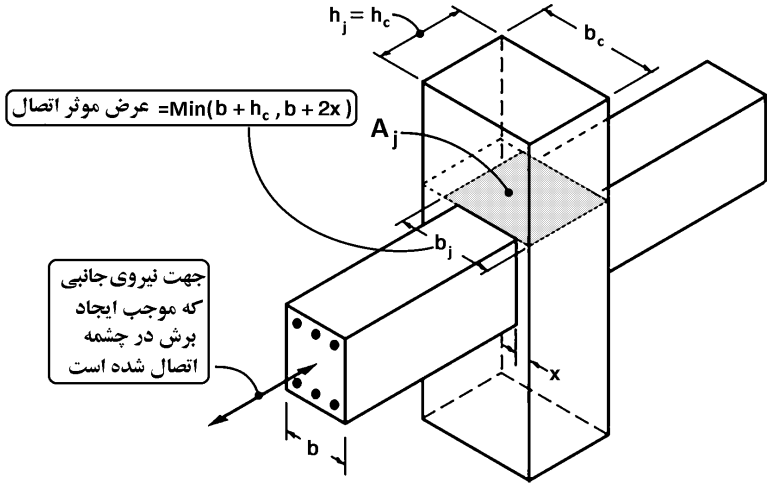
0.85

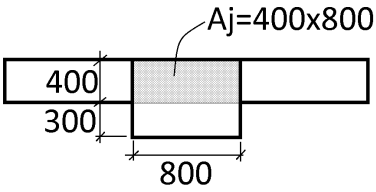
$V_u \le \varphi V_n$

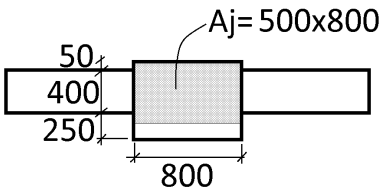
ویژه

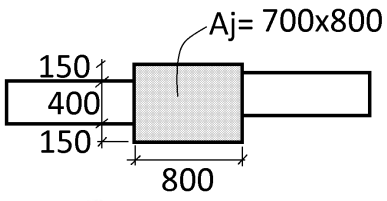


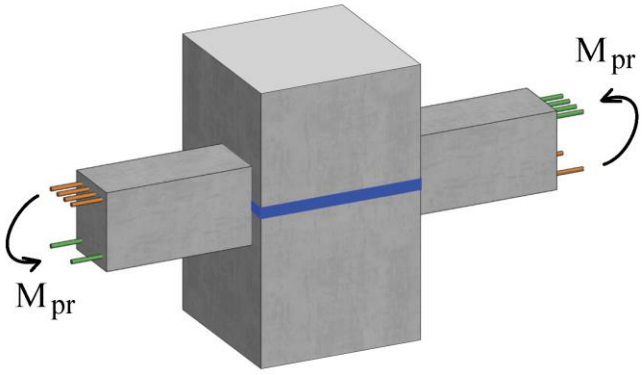


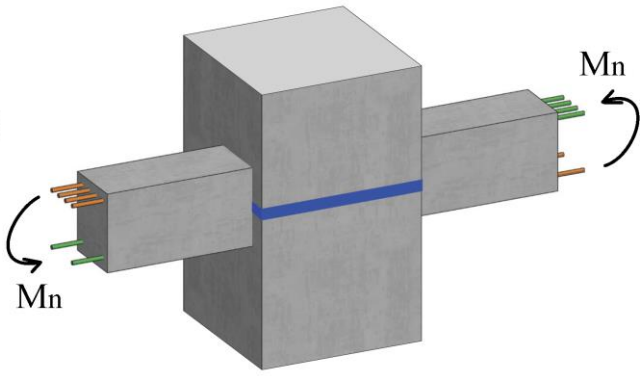












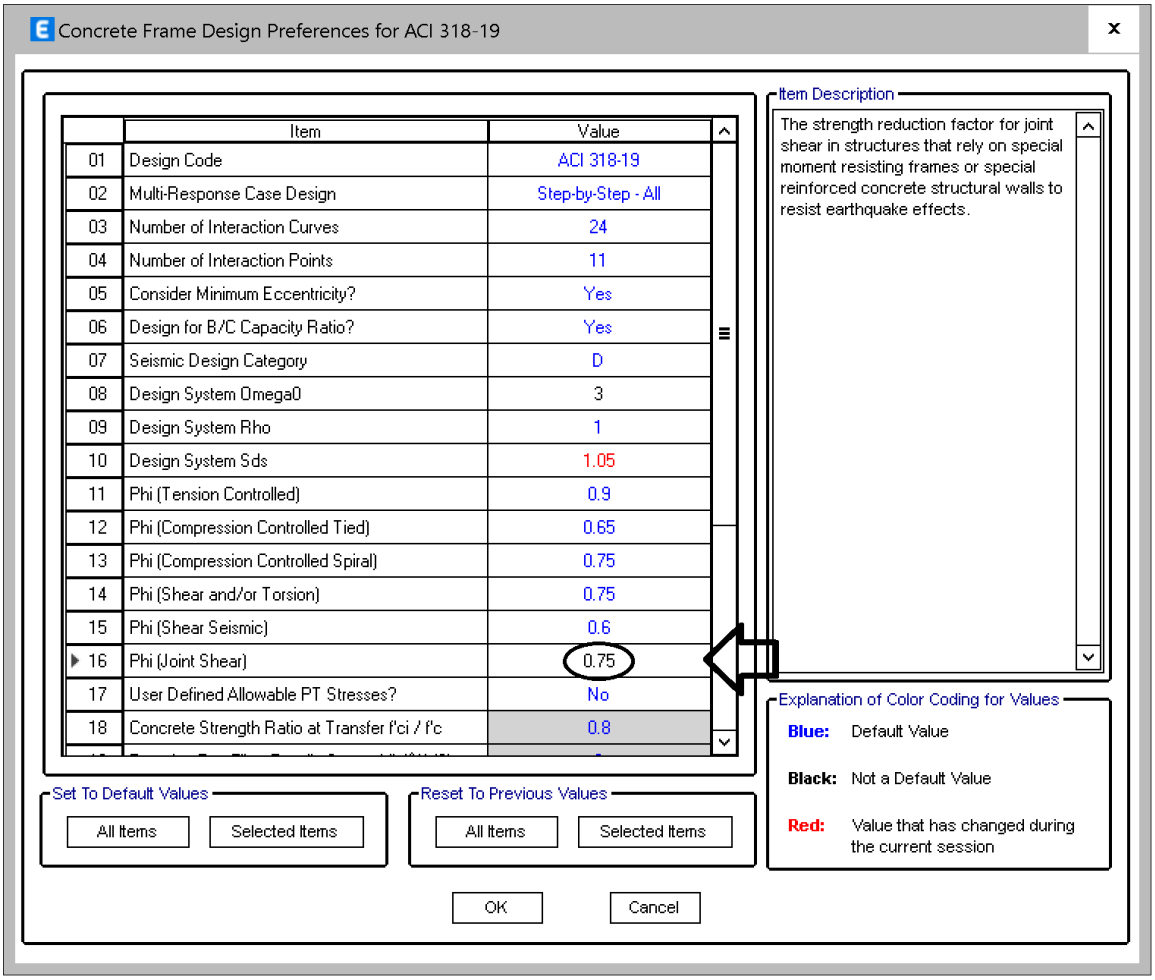
در ورژن های فعلی ایتبس (آخرین ورژنی که این کتاب بروز شده است ورژن 22.1.0 می باشد)، متاسفانه حتی با انتخاب آیین نامه ACI-18-319 ایتبس برش چشمه اتصال را بر مبنای ضوابط ACI-318-14 کنترل می کند و امکان کنترل چشمه اتصال بر اساس روابط ارائه شده برای Vn امکان پذیر نیست. بنابراین توصیه میشود تا زمانی که ایتبس بروزتر ارائه نشده از گامهای زیر جهت کنترل برش چشمه اتصال در قابهای خمشی متوسط استفاده شود.

گامهای پیشنهادی جهت کنترل برش چشمه اتصال در قاب خمشی متوسط:

a- تمامی **ستونها** انتخاب و روش طراحی آنها از Sway Intermediate به Sway Special تغییر داده شود.

b- **تیرها** باید در حالت Sway Intermediate باقی بمانند تا نیروی وارد بر چشمه اتصال با فرض Fy محاسبه شود (البته اگر سیستم قاب خمشی ویژه باشد، باید تیرها در حالت Special قرار گیرند).

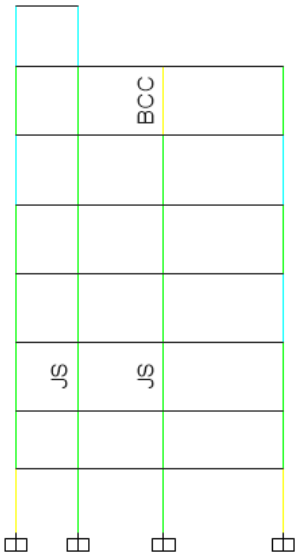
c- مطابق شکل زیر ضریب کاهش مقاومت مربوط به کنترل چشمه اتصال از 0.85 به 0.75 تغییر داده شود تا کنترل چشمه ها مطابق با ضرایب مربوط به شکل پذیری متوسط انجام شود (در صورتی که قاب ویژه باشد، نیازی به این تغییر نخواهد بود).

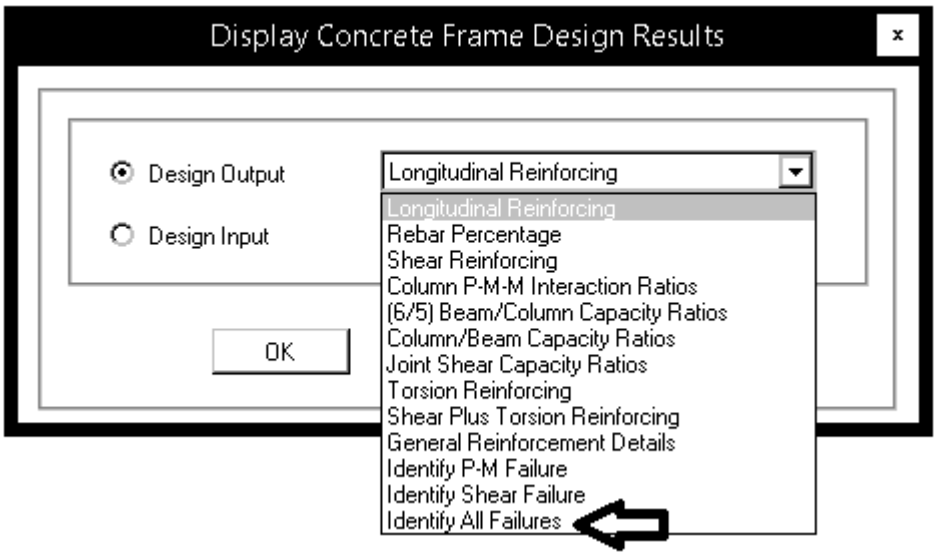


توجه: در ورژن 22.1.0 گامهای a و b لازم نیست انجام شود (تمامی تیرها و ستونها در حالت sway intermediate باقی می مانند) ولی کماکان باید گام c (کاهش ضریب فی به 0.75 باید انجام شود).

d- مدل را تحلیل و طراحی کنید.

e- از طریق منوی زیر میتوانید ستونهایی که مشکل برش چشمه اتصال (Joint shear) دارند را بیابید:



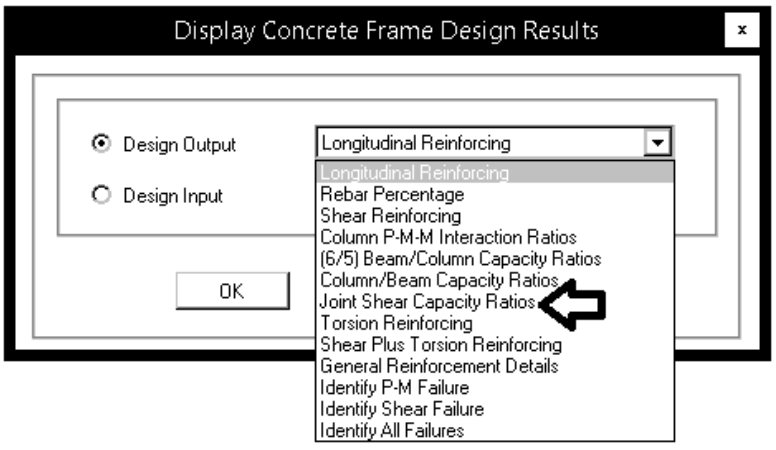


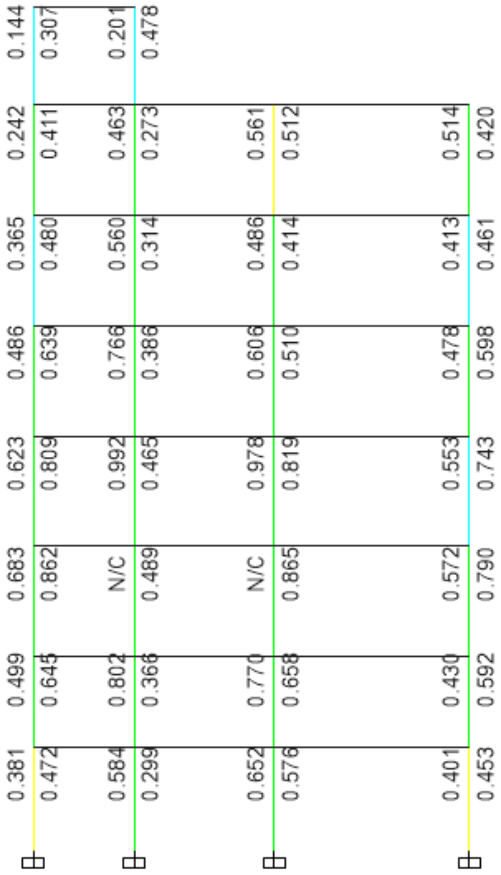
ستونهایی که پیغام JS (Joint Shear) دارند، مشکل برش چشمه اتصال دارند.

پیغام BCC (Beam Column Capacity) مربوط به کنترل ضابطه تیرضعیف-ستون قوی میباشد که کنترل آن در قاب خمشی با شکل پذیری متوسط لازم نیست و بنابراین به آن توجه نکنید.

ممکن است برخی از تیرها در این فایل پیغام OS داشته باشند (سرخ شوند!) با توجه به اینکه سازه متوسط می باشد، به این پیغام ها نیز توجه نکنید.

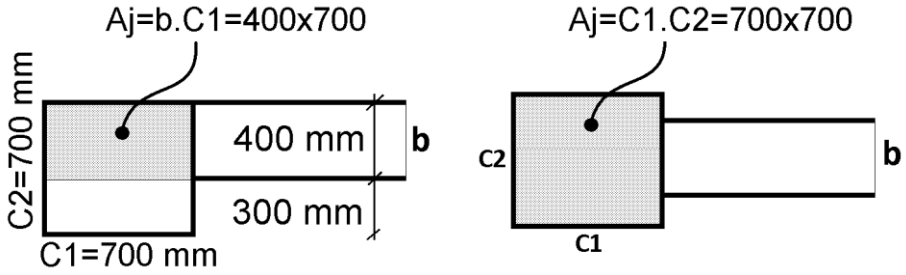
به جای استفاده از ایتم Identify All Failures میتوان مطابق شکل زیر از ایتم Joint Shear Capacity Ratios استفاده کرد. در این صورت باید کنترل شود که تمام مقادیر کمتر از یک باشند.





توجه: در لبه های سازه معمولا تیرها در آکس اجرا نمی شوند. بلکه در لبه سازه و همباد ستونها اجرا می شوند. در حالیکه در نرم افزار طراحان آنها را در آکس مدل می کنند.

نرم افزار نیز مساحت Aj را با فرض اینکه تیر در آکس قرار دارد محاسبه می کند:



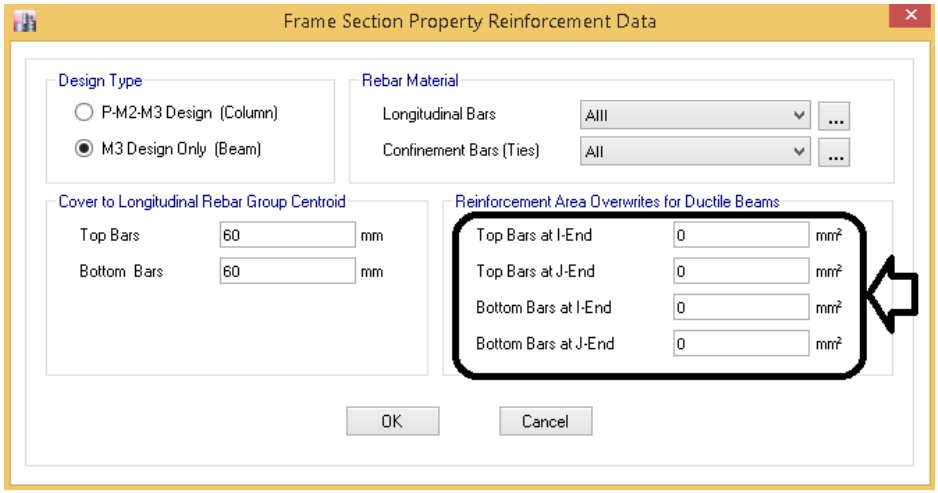
مساحت صحیح برشی در گره اتصال — مساحت برش اتصال که نرم افزار منظور میکند

برای اصلاح مورد فوق دو راه کار میتواند استفاده شود:

الف) تمامی تیرها (حتی تیرهای پیرامونی سازه) در آکس ترسیم شده و در نقشه ها تاکید شود که تیرها باید در آکس اجرا شوند (مطابق شکل سمت راست). در این حالت برای اجرای دیوار پیرامونی سازه روی تیر، میتوان از یک دال بتنی کوتاه در لبه تیر استفاده کرد

ب) نسبت برش در تک تک گرهها کنترل شود. برای مثال در شکل فوق، با توجه به اینکه ایتبس مقاومت چشمه را بر اساس شکل سمت راست محاسبه میکند، نسبت برش اتصال باید کمتر از $\frac{400}{700} = 0.57$ باشد (ratio<0.57)

توجه: نیروی وارد بر گره اتصال در ETABS بر مبنای نیروی آرماتور طولی محاسباتی انجام می شود. در حالیکه در عمل آرماتور طولی قرار داده شده در تیرها بیش از مقدار محاسباتی است و برش وارد بر گره اتصال در عمل بیشتر است. بنابراین خروجی نرم افزار در مورد کنترل برش گره اتصال در خلاف جهت اطمینان است. می توان از طریق زیر مقدار آرماتور طولی که در عمل اجرا خواهد شد را در تیرها وارد کرد تا محاسبات صحیح انجام شود:



- با توجه به اینکه بازنویسی میلگرد تک تک تیرها در سازه زمان بر می باشد، طراح میتواند تقریب ها و روش های ساده شده ای را برای اعمال مورد فوق استفاده کند.
- برای اعمال و تعریف مساحت میلگرد برای همه تیرها مطابق شکل بالا، مهندس باقری یک پلاگین کاربردی برای ایتبس نوشته اند که میتوانید از کانال تلگرام ایشان دانلود نمایید. با سپاس از ایشان.

https://t.me/bagheristructure/17

۲۰-۲۴ روشهای رفع مشکل برش چشمه اتصال

a- کاهش مساحت میلگردهای خمشی تیرها: نیروی برشی وارد بر چشمه اتصال تابعی از مساحت میلگرد های خمشی تیر متصل به ستون میباشد. اگر به هر طریقی بتوان مساحت میلگرد تیر متصل به ستون را کاهش داد، برش وارد بر اتصال نیز کاهش میابد. از جمله راهکارها میتوان به "تغییر جهت تیرچه ها"، "افزایش ارتفاع تمامی تیرهای طبقه"، "استفاده از تیر فرعی جهت تغییر مسیر انتقال نیرو از یک تیر بحرانی به تیر مجاور" و ... نام برد. گزینه افزایش ارتفاع تمامی تیرها، علاوه بر اینکه از نظر معماری پیشنهاد مناسبی نمیباشد، از نقطه نظر ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی نیز پیشنهاد خوبی محسوب نمیشود.

b- افزایش عرض تیر در ستونهای میانی و کناری: در ستونهای میانی و کناری در صورتی که عرض تیر حداقل 0.75 عرض ستون باشد، مقاومت برشی چشمه اتصال افزایش میابد. بنابراین در صورتی که عرض تیرها کمتر از 0.75 بعد ستون هست، با افزایش عرض تیر میتوان مقاومت را افزایش داد. برای مثال اگر ابعاد ستون 600mm میباشد، عرض تیرهای متصل به ستون باید حداقل 450mm باشد.

c- افزایش ابعاد ستون: مقاومت برشی چشمه اتصال تابعی از مساحت مقطع ستون (مساحت موثر برشی) میباشد. بنابراین افزایش ابعاد ستون میتواند منجر به افزایش مقاومت چشمه اتصال شود.

۲۱-۲۴ حداقل قطر تنگ در ستونها

مطابق بند زیر، حداقل قطر آرماتورهای عرضی در ستونهای قابهای خمشی متوسط (و البته ویژه) حداقل ۱۰ میلیمتر میباشد و استفاده از آرماتور عرضی با قطر ۸ میلیمتر برای ستونها مجاز نمی باشد.

۹-۲۰-۵-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۳-۲-۲ محل وصله آرماتورهای طولی ستون باید در خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون باشد.

۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل ۱۰ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲ و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می شوند فاصله آنها، s_0 ، باید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شود:

۲۲-۲۴ شکل قلاب آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۲-۳-۱ در تیرها در طول ناحیه های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می باشند، باید دورگیر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش ویا پیچش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند.

۹-۲۰-۵-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۲۰-۵-۳-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۳-۳-۱ آرماتورهای عرضی در ستون ها باید یا بصورت دورپیچ، مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲ و یا بصورت دورگیر هائی مطابق ضوابط بند های ۹-۲۰-۵-۳-۳-۲ الی ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳، در نظر گرفته شوند مگر آنکه طراحی برای برش ویا پیچش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. درضمن رعایت ضابطه بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۵ برای کلیه ستون هایی که برای تحمل بارهای اعضای سخت نا پیوسته بکار برده می شوند، الزامی است.

۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۳ آرماتورهای عرضی

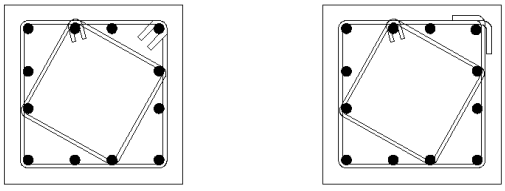
۹-۲۰-۵-۲-۳-۱ در تیرها در طول ناحیه های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می باشند، باید دورگیر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش ویا پیچش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند.

۹-۲۰-۵-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۲۰-۵-۳-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۳-۳-۱ آرماتورهای عرضی در ستون ها باید یا بصورت دورپیچ، مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲ و یا بصورت دورگیر هائی مطابق ضوابط بند های ۹-۲۰-۵-۳-۳-۲ الی ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳، در نظر گرفته شوند مگر آنکه طراحی برای برش ویا پیچش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. درضمن رعایت ضابطه بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۵ برای کلیه ستون هایی که برای تحمل بارهای اعضای سخت نا پیوسته بکار برده می شوند، الزامی است.

- با توجه به بند فوق استفاده از شکل سمت راست در ستونها قابهای خمشی متوسط و ویژه ممنوع میباشد.



۲۴-۲۳ حداقل قطر تنگ در تیرها

طبق بند زیر حداقل قطر لازم برای آرماتور عرضی در تیرهای قابهای خمشی متوسط طبق بند زیر $\varphi 8$ میباشد:

۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ دورگیرها و فواصل آن‌ها از یک دیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف - قطر دورگیرها کم‌تر از ۸ میلی متر نباشد.

ب - فاصله‌ی دورگیرها از یک دیگر بیش‌تر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر دورگیر و ۳۰۰ میلی متر اختیار نشود.

پ - فاصله‌ی اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیش‌تر از ۵۰ میلی متر نباشد.

از طرفی مطابق بند زیر تنها در صورتی که در تیرهای عرضی اتصال از $\varphi 10$ استفاده شده باشد، میتوان آن تیرها را محصور کننده در نظر گرفت. نرم افزار ایتبس به صورت پیش فرض تمامی تیرهایی که عرض آنها حداقل سه چهارم عرض ستون باشد را محصور کننده فرض میکند. بنابراین طراح یا باید میلگرد عرضی تیرها را $\varphi 10$ در نظر بگیرد و یا اینکه اگر برای تیرها از آرماتور عرضی $\varphi 8$ استفاده کند، باید محاسبات مربوط به کنترل چشمه اتصال را دستی و با فرض اینکه اتصال فاقد تیر عرضی محصور کننده میباشد محاسبه و کنترل کند.

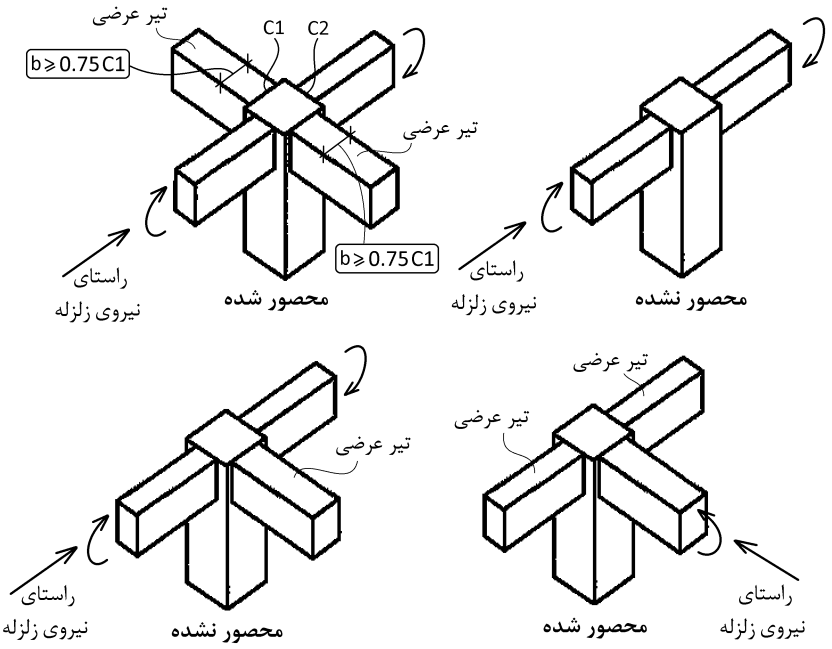
۹-۱۶ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون و دال به ستون

۹-۱۶-۲-۸ در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی وقتی دارای شرایط محصور شدگی است که در آن دو تیر عرضی مطابق بندهای (الف) و (ب) و (پ) در زیر قرار داده شود:

الف- عرض هر یک از تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب- تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته باشند.

پ- تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق بند ۹-۱۱-۵-۱ باشند؛ و حداقل دارای خاموت‌هایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیش‌تر مطابق بندهای ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۵-۳ باشند.



۲۴-۲۴ فاصله ساقها در عرض مقطع تیرها

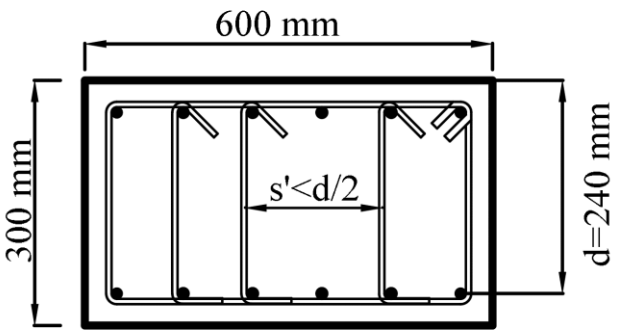
طبق مبحث نهم ویرایش پنجم در تیرهایی که برش بالایی دارند فاصله عرضی ساقها حداکثر d/2 و در تیرهایی که برش پایینی دارند برابر d باید در نظر گرفته شود.

۹-۱۱-۶ جزئیات آرماتور گذاری

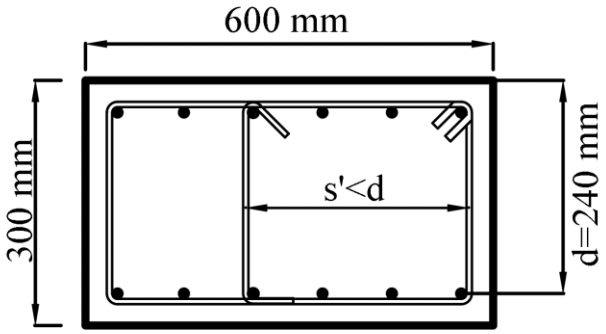
۹-۱۱-۶-۵ آرماتورهای عرضی برشی، پیچشی و تکیه گاه جانبی آرماتور فشاری

۹-۱۱-۶-۵-۳ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، حداکثر فاصله‌ی افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار d و ۶۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد. اگر $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

- در تیرهای کتابی (ارتفاع کم و عرض زیاد) باید توجه داشت که احتمالا نیاز به سنجاق های میانی در مقطع خواهیم داشت. برای مثال در تیر شکل زیر اگر برش تیر بالا باشد ($V_s > 0.33\sqrt{f_c}b_w d$) باید فواصل سنجاق های عرضی مطابق شکل سمت چپ حداکثر d/2=120 mm باشد. اگر برش تیر پایین باشد، مطابق شکل سمت راست تنها به یک سنجاق نیاز خواهد بود.



$V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$

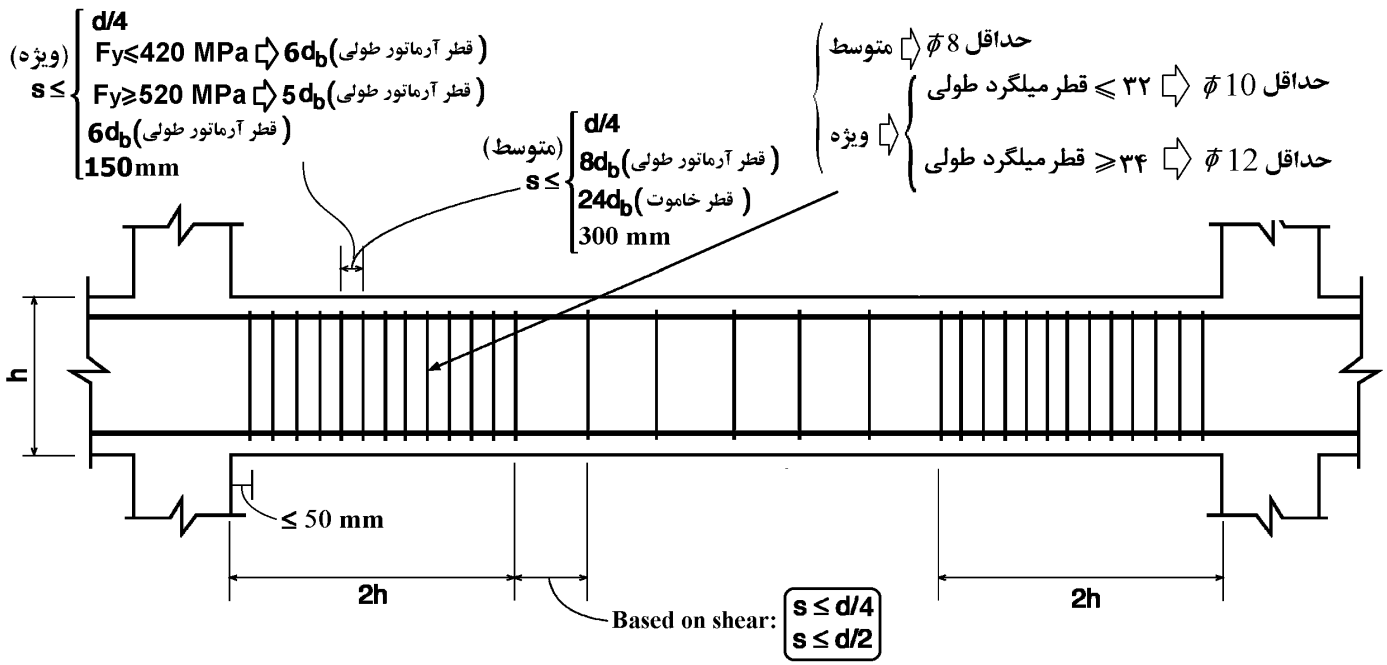


$V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$

- توجه شود که در تیرهایی با ارتفاع کم (مانند شکل فوق) در صورتی که تیر جزئی از قاب خمشی (متوسط یا ویژه) باشد، فاصله میلگردهای عرضی در طول تیر در دو انتهای تیر (ناحیه بحرانی تیر) حداکثر d/4 باید باشد که برای شکل فوق برابر $s < \frac{d}{4} = 60\ mm$ خواهد. بود. همچنین در نقاطی از تیر که برش تیر بالا باشد ($V_s > 0.33\sqrt{f_c}b_w d$) نیز این فاصله باید حفظ شود.
- توجه شود که اگر برش تیر بالا باشد (($V_s > 0.33\sqrt{f_c}b_w d$) فاصله عرضی $s' < \frac{d}{2}$ و فاصله طولی $s < \frac{d}{4}$ باید رعایت شود. در تیرهای با عمق کم (مانند تیر شکل بالا) قرار دادن این حجم از آرماتور عرضی با تراکم بالا به لحاظ اجرایی شاید مشکل ساز باشد و بنابراین توصیه میشود تا حد امکان از این نوع تیرها (حداقل در مواردی که برش آنها بالا هست) اجتناب شود.

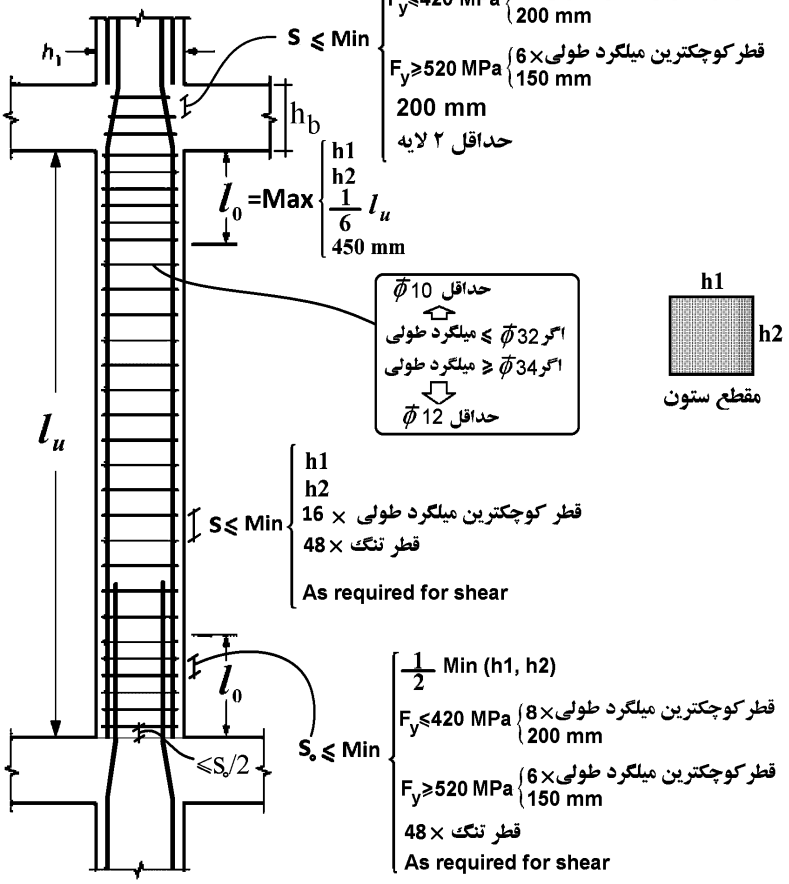
۲۵-۲۴ فواصل تنگ ها در تیرهای قاب خمشی متوسط و ویژه

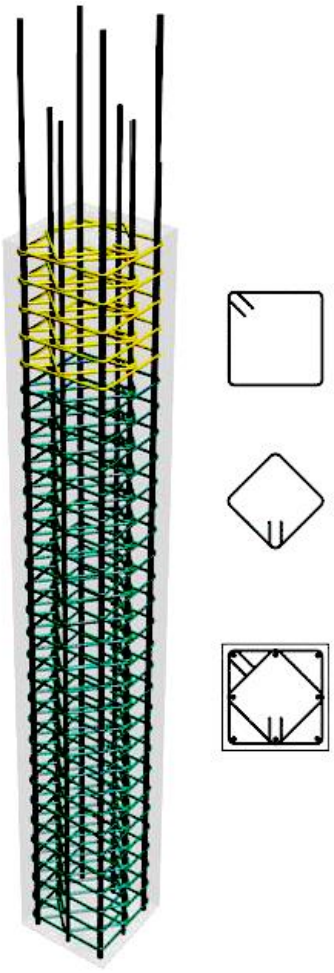
خلاصه روابط آیین نامه در رابطه با محدودیت فواصل میلگرد ها در تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه را در شکل زیر میتوانید مشاهده نمایید:



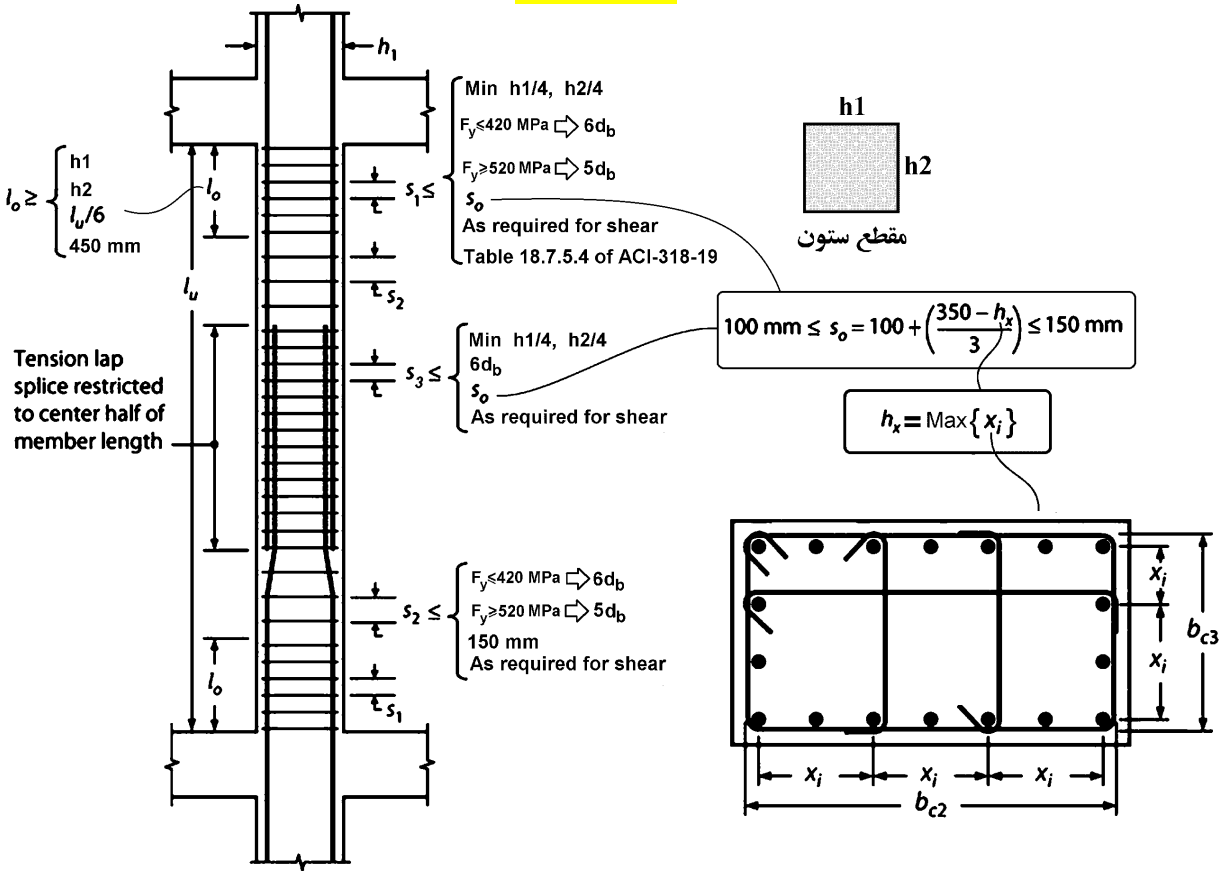
۲۶-۲۴ فواصل تنگ ها در ستونهای قاب خمشی متوسط و ویژه

قاب خمشی متوسط





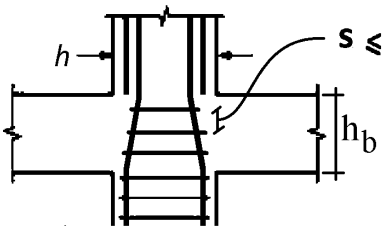
قاب خمشی ویژه



۲۴-۲۷ فواصل تنگ ها در چشمه اتصال قابهای خمشی متوسط

در تعیین فواصل تنگها باید موارد زیر منظور شوند:

۱- محدودیت فواصل تنگها طبق بند زیر رعایت شود:



$$S \le \text{Min}\begin{cases}\frac{1}{2}h \\ F_y \le 420\ MPa \begin{cases}8\times \text{قطر کوچکترین میلگرد طولی} \\ 200\ mm\end{cases} \\ F_y \ge 520\ MPa \begin{cases}6\times \text{قطر کوچکترین میلگرد طولی} \\ 150\ mm\end{cases} \\ 200\ mm \\ \text{حداقل ۲ لایه}\end{cases}$$

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۹-۲۰-۵-۴-۴ فاصله‌ی آرماتورهای عرضی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون از یک دیگر، s، در ارتفاع عمیق‌ترین تیر متصل به گره، نباید از کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده مطابق بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ (الف) تا (پ) بیش‌تر باشد.

۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل ۱۰ میلی متر بوده، و فواصل آن‌ها از یک دیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲، و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می‌شوند فاصله‌ی آن‌ها، s_0، باید برابر کم‌ترین از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شوند:

الف- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی ستون، ولی نه بیش‌تر از ۲۰۰ میلی متر؛

ب- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال و بیش‌تر، ۶ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی، ولی نه بیش‌تر از ۱۵۰ میلی متر؛

پ- نصف کوچک‌ترین بعد مقطع ستون.

۲- کنترل طول مهار قلابدار: در مواردی که ابعاد ستون کوچک میباشد، برای مهار میلگردهای قلابدار در داخل ستون باید از آرماتورهای عرضی متراکم در چشمه اتصال استفاده کرد. در صورتی که تراکم میلگرد عرضی در چشمه اتصال کم باشد، ممکن است ضریب Ψ_r برابر 1.6 بدست آید. در این حالت باید حداقل ابعاد ستون مطابق جدول زیر کنترل شود:

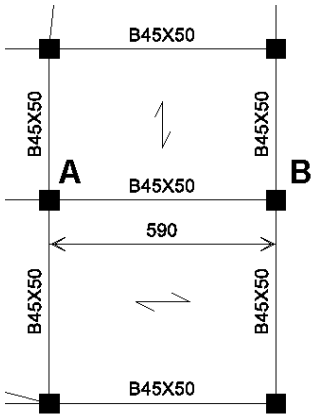
حداقل بعد ستونهای کناری S400-C20

میلگرد طولی تیر	در چشمه اتصال دورگیر با فواصل حداکثر 10 cm داریم		در چشمه اتصال دورگیر با فواصل حداکثر 10 cm نداریم	
	($\psi r=1$)	($\psi r=1.6$)	($\psi r=1$)	($\psi r=1.6$)
ϕ8	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
ϕ10	25 cm	25 cm	30 cm	30 cm
ϕ12	25 cm	30 cm	35 cm	35 cm
ϕ14	30 cm	35 cm	40 cm	40 cm
ϕ16	35 cm	40 cm	40 cm	40 cm
ϕ18	35 cm	45 cm	45 cm	45 cm
ϕ20	40 cm	55 cm	50 cm	55 cm
ϕ22	45 cm	60 cm	55 cm	60 cm
ϕ25	50 cm	75 cm	60 cm	75 cm
ϕ28	55 cm	85 cm	70 cm	85 cm
ϕ32	65 cm	100 cm	75 cm	100 cm

حداقل بعد ستونهای کناری S400-C25

میلگرد طولی تیر	در چشمه اتصال دورگیر با فواصل حداکثر 10 cm داریم		در چشمه اتصال دورگیر با فواصل حداکثر 10 cm نداریم	
	($\psi r=1$)	($\psi r=1.6$)	($\psi r=1$)	($\psi r=1.6$)
ϕ8	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
ϕ	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm
ϕ12	25 cm	25 cm	30 cm	30 cm
ϕ14	30 cm	30 cm	35 cm	35 cm
ϕ16	30 cm	35 cm	40 cm	40 cm
ϕ18	35 cm	45 cm	40 cm	45 cm
ϕ20	35 cm	50 cm	45 cm	50 cm
ϕ22	40 cm	55 cm	50 cm	55 cm
ϕ25	45 cm	65 cm	55 cm	65 cm
ϕ28	50 cm	75 cm	60 cm	75 cm
ϕ32	60 cm	90 cm	70 cm	90 cm

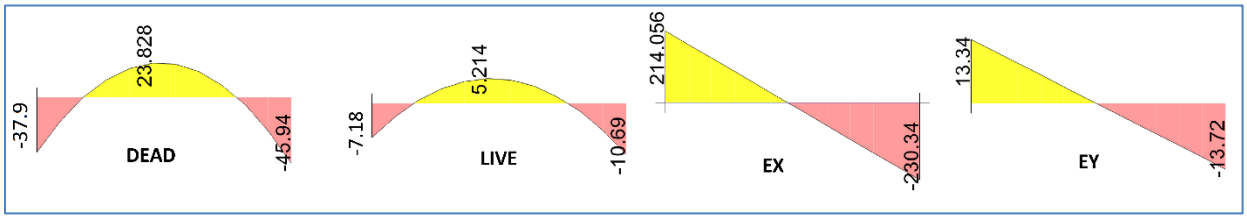
- جهت توضیحات بیشتر در رابطه با محاسبات جدول فوق به بند ۲۴-۱۱ مراجعه کنید.



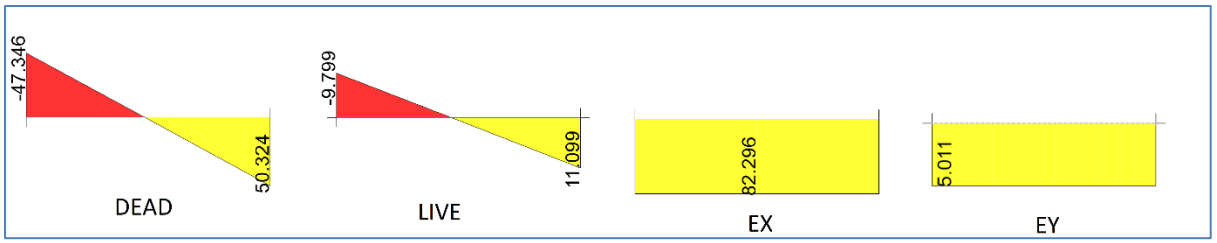
۲۸-۲٤ مثال جامع طراحی تیر

ابعاد تیر AB برابر 500 x 450 می باشد. ابعاد ستونهای انتهایی تیر برابر 500x500 mm می باشد. برای طرح آرماتورهای طولی از Φ22 استفاده نمایید. دیاگرام لنگرهای خمشی تحت اثر بارهای مرده، زنده و زلزله بر حسب kN.m در شکل زیر داده شده است. بار مرده وارد بر تیر برابر $q_D = 18.087 \frac{kN}{m}$ و بار زنده وارد بر تیر برابر $q_L = 3.87 \frac{kN}{m}$ می باشد.

دیاگرام لنگرهای خمشی تحت اثر بارهای مرده، زنده و زلزله (حاصل از تحلیل سازه) بر حسب kN.m در شکل زیر ترسیم شده است.

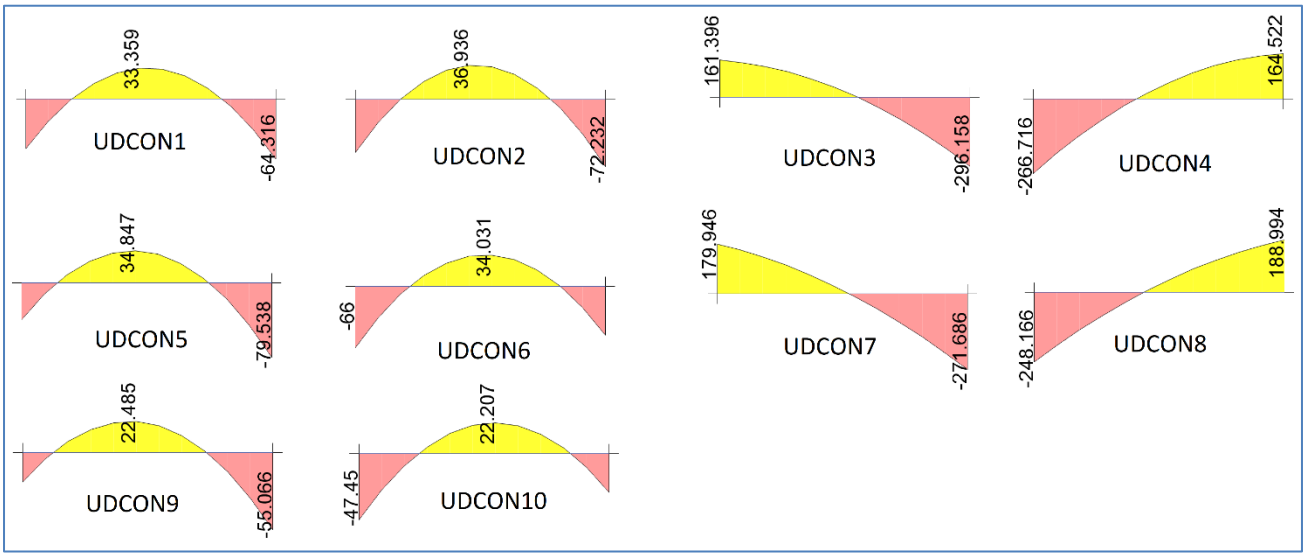


دیاگرام برش در تیر AB (kN):

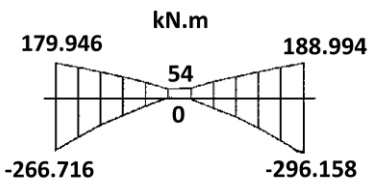


دیاگرام لنگر تحت اثر ترکیب بارها (در ترکیب بارها از زلزله قائم صرف نظر شده است).

COMB1=1.4D COMB2=1.2D+1.6L COMB3=1.2D+L+EX COMB4=1.2D+L-EX
COMB5=1.2D+L+EY COMB6=1.2D+L-EY COMB7=0.9D+EX COMB8=0.9D-EX
COMB9=0.9D+EY COMB10=0.9D-EY



دیاگرام پوش مربوط به کل ترکیب بارها به صورت زیر می باشد. دیاگرام پوش در حقیقت نشان دهنده حداکثر مقادیر لنگر حاصل از تمامی ترکیب بارها (نمودارهای فوق) میباشد.



۲۴-۲۸-۱-۱ لنگر حداکثر وارد بر تیر (شکل پذیری متوسط)

قبل از تعیین میلگردهای خمشی تیر باید لنگر وارد بر تیر در انتها و وسط تیر مشخص شود.
مقادیر لنگرهای انتهایی باید ضوابط حداقل تیرهای متوسط را ارضا نمایند:

۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۲-۲-۲ در هر طرف تیر در بَر تکیه‌گاه، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کم‌تر باشد. هم‌چنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول تیر، نباید از یک پنجم حداکثر مقاومت خمشی تیر در مقطع بر تکیه گاه در دو انتهای تیر کم‌تر باشد.

$$\varphi M_{n,r}^{+} \geq \frac{\varphi M_{n,r}^{-}}{3}$$

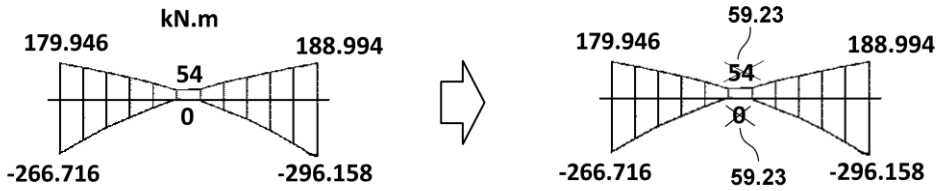
$$\varphi M_{n,l}^{+} \geq \frac{\varphi M_{n,l}^{-}}{3}$$

$$\varphi M_{n}^{+} \geq \text{Max}\left(\frac{\varphi M_{n,r}^{-}}{5}, \frac{\varphi M_{n,l}^{-}}{5}\right)$$

$$\varphi M_{n}^{-} \geq \text{Max}\left(\frac{\varphi M_{n,r}^{-}}{5}, \frac{\varphi M_{n,l}^{-}}{5}\right)$$

$$\frac{M_{end}^{-}}{5} = \frac{296.158}{5} = 59.23\ kN.m \qquad \frac{M_{end}^{-}}{3} = \frac{296.158}{3} = 98.72\ kN.m \qquad \frac{M_{end}^{-}}{3} = \frac{266.716}{3} = 88.9\ kN.m$$

- لنگرهای انتهایی مثبت تیر (179.946 و 188.994) از مقدار حداقل لازم (98.72 و 88.9) بیشتر هستند و در نتیجه نیازی به اصلاح آنها نیست. ولی لنگر در وسط تیر (54 و 0) کمتر از حداقل لازم (59.23) میباشد و لازم است اصلاح شود:



میلگرد خمشی لازم برای تیر بر اساس لنگرهای وارد بر تیر (شکل فوق) محاسبه میشود. در ادامه جهت سادگی بازوی خمش برابر Z=0.9d فرض شده است. همچنین از وجود میلگرد فشاری در محاسبه مقاومت خمشی صرف نظر شده است. عمق موثر مقطع با فرض اینکه پوشش خالص برابر 40mm باشد و با فرض قطر خاموت برابر 10mm و قطر میلگرد طولی برابر 22mm برابر خواهد بود با d=500-40-10-11=439mm

- محاسبه میلگرد لازم در وجه فوقانی تیر
- $\{M_u = 266.716\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \rightarrow \boldsymbol{A_s^{top-Left} = 1875\ mm^2}$
  $\{M_u = 296.158\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \rightarrow \boldsymbol{A_s^{top-Right} = 2082\ mm^2}$
  $\{M_u = 59.23\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \rightarrow \boldsymbol{A_s^{top-mid} = 416\ mm^2}$
- محاسبه میلگرد لازم در وجه تحتانی تیر
  $\{M_u = 179.946\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \rightarrow \boldsymbol{A_s^{bot-Left} = 1265\ mm^2}$
  $\{M_u = 188.994\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \rightarrow \boldsymbol{A_s^{bot-Right} = 1329\ mm^2}$
  $\{M_u = 59.23\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \rightarrow \boldsymbol{A_s^{bot-mid} = 416\ mm^2}$

۲۴-۲۸-۱-۲ آرماتور حداقل خمشی (شکل پذیری متوسط)

۹-۱۱ تیرها

۹-۱۱-۵-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی

۹-۱۱-۵-۱-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی، $A_{s,min}$، باید در تمامی مقاطع عضو خمشی که نیاز به میلگرد کششی باشد، تأمین گردد.

۹-۱۱-۵-۱-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کم‌تر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۱-۳ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

$$0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w d \qquad \text{(۹-۱۱-۱-الف)}$$

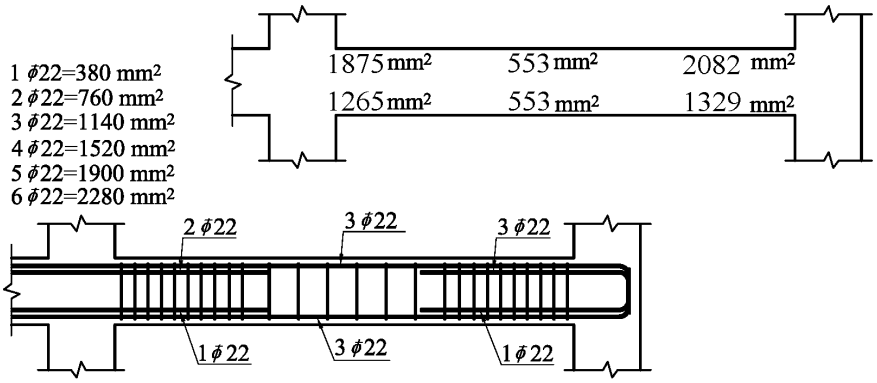
$$\frac{1.4}{f_y}b_w d \qquad \text{(۹-۱۱-۱-ب)}$$

۹-۱۱-۵-۱-۳ اگر سطح مقطع آرماتورهای طولی تأمین شده در وجه کششی، حداقل به اندازه‌ی یک سوم بیش‌تر از مقدار مورد نیاز بر اساس محاسبه باشد، نیازی به کنترل ضوابط بندهای ۹-۱۱-۵-۱-۱ و ۹-۱۱-۵-۱-۲ نمی‌باشد.

$$\rho_{min} = \text{Max}\left(\frac{1.4}{400}, \frac{\sqrt{25}}{4\times 400}\right) = 0.0035 \rightarrow \text{A}_{\text{smin}} = 0.0035bd = 0.0035 \times 450 \times 439 = \mathbf{691}\ mm^2$$

- میلگرد میانی تیر در بالا و پایین برابر $\mathbf{416\ mm^2}$ بدست آمده است. در حالیکه آرماتور حداقل برابر $\text{A}_{\text{smin}} = \mathbf{691}\ mm^2$ می باشد. به جای رعایت حداقل فوق میتوان از 1.33 برابر میلگرد محاسباتی استفاده کرد:

$$\boldsymbol{A_s^{bot-Middle}} = \boldsymbol{A_s^{top-Middle}} = Min\begin{pmatrix}691\\1.33\times 416 = 553\end{pmatrix} = \mathbf{553}\ mm^2$$

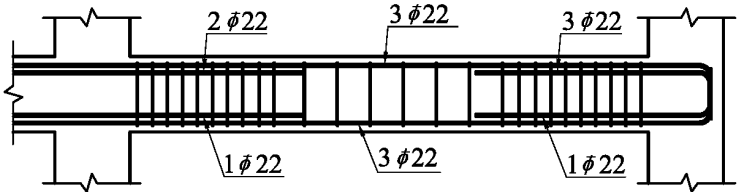


- در شکل فوق میلگردهای سراسری $3\varphi 22$ انتخاب شده است. توجه شود که میلگرد های سراسری تیر را میتوانستیم $2\varphi 22$ انتخاب کنیم. منتهی در فصل مربوط به طول مهار خواهیم دید که مساحت میلگرد میانی بهتر است بیش از مقدار لازم محاسباتی باشد تا محل قطع میلگردهای تقویتی متعارف بدست آید.

۲۴-۲۸-۱-۳ تعیین برش طراحی در انتهای تیر (شکل پذیری متوسط)

$$\text{شکل پذیری متوسط } V_u = Min\begin{cases}\dfrac{M_{nl}+M_{nr}}{L_n}+\dfrac{w_u L_n}{2} \\ 1.2V_D + V_L + 0.2V_S + V_{EV} \pm 2(V_E)\end{cases} \le \varphi(V_c + V_s)$$

برش وارد بر تیر تابع لنگرهای اسمی دو انتهای تیر (M_n) میباشد. لنگرهای اسمی نیز بر اساس میلگرد خمشی تیر (میلگرد قرار داده شده) محاسبه میشود. بنابراین ابتدا باید لنگرهای خمشی اسمی مثبت و منفی انتهای تیر محاسبه شود.



مقادیر لنگرهای مقاوم دو انتها (با صرف نظر کردن از میلگردهای فشاری) و با فرض اینکه بازوی خمش تقریبا برابر Z=0.9d باشد، به شرح زیر بدست می آید:

$$M^{+}_{n-Left} = M^{+}_{n-Right} = A_s F_y Z = \mathbf{1520} \times 400(0.9 \times 439) = \mathbf{240\ kN.m}$$
$$M^{-}_{n-Left} = A_s F_y Z = \mathbf{1900} \times 400(0.9 \times 439) = \mathbf{300\ kN.m}$$
$$M^{-}_{n-Right} = A_s F_y Z = \mathbf{2280} \times 400(0.9 \times 439) = \mathbf{360\ kN.m}$$

- محاسبات فوق بر اساس میلگرد **قرار داده شده** در مقطع محاسبه شده (نه بر اساس میلگرد **محاسبه شده**). برای مثال میلگرد قرار داده شده در سمت چپ بالای مقطع $5\varphi 22 = \mathbf{1900}\ mm^2$ میباشد.
- صرف نظر کردن از میلگرد فشاری در محاسبه مقاومت خمشی اسمی مقطع تیر در محاسبات فوق در خلاف جهت اطمینان میباشد و بهتر است این اثر دیده شود. منتهی در این تیر میلگرد فشاری تاثیر ناچیزی دارد (در حد یک درصد) و بنابراین نتایج قابل قبول است.

پس از محاسبه لنگرهای خمشی اسمی، لازم است بار گسترده وارد بر تیر (w_u) محاسبه شود.

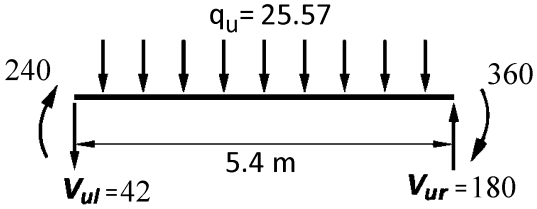
با توجه به بار مرده و زنده ($q_D = 18.087\frac{kN}{m}$ و $q_L = 3.87\frac{kN}{m}$) داریم:

$$w_u = 1.2D + L = 1.2 \times 18.087 + 3.87 = 25.57\frac{kN}{m}$$

$$\text{شکل پذیری متوسط } V_u = Min\begin{cases} V_{capacity} = \dfrac{M_{nl}+M_{nr}}{L_n}+\dfrac{w_u L_n}{2} \\ 1.2V_D + V_L + 0.2V_S + V_{EV} \pm 2(V_E)\end{cases} \le \varphi(V_c + V_s)$$

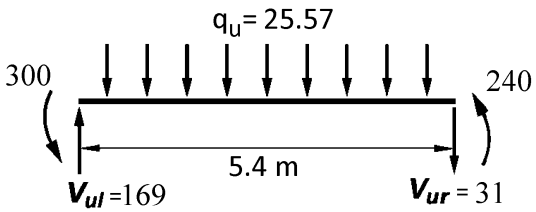
اگر جهت لنگرهای ناشی از زلزله ساعت گرد باشند:

$$V_{R-capacity} = \frac{360+240}{5.4m} + \frac{25.5744 \times (5.4m)}{2} = \mathbf{180\ kN}$$
$$V_{L-capacity} = \frac{360+240}{5.4} - \frac{25.5744 \times (5.4m)}{2} = \mathbf{42\ kN}$$

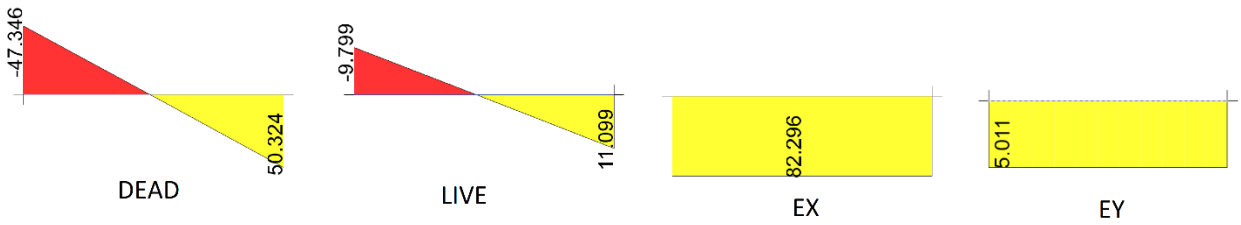


اگر جهت لنگرهای ناشی از زلزله پاد ساعت گرد باشند:

$$V_{R-capacity} = \frac{300+240}{5.4} - \frac{25.5744 \times (5.4)}{2} = \mathbf{31\ kN}$$
$$V_{L-capacity} = \frac{300+240}{5.4} + \frac{25.5744 \times (5.4)}{2} = \mathbf{169\ kN}$$



با توجه به بار مرده و زنده (q_D=18.087 kN/m q_L=3.87 kN/m)، مقدار برش با زلزله ۲ برابر به صورت زیر محاسبه می شود:

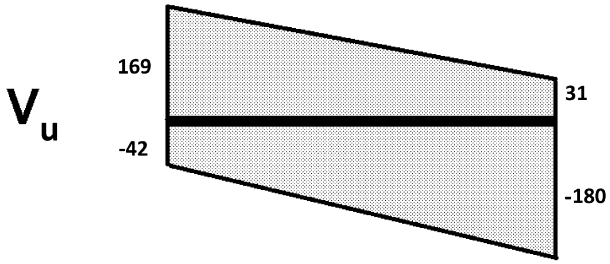


$$V_{L-with\ 2E} = 1.2V_D + V_L - (2V_E) = -231\ kN$$
$$V_{R-with\ 2E} = 1.2V_D + V_L + (2V_E) = 236\ kN$$

$$V_{u-Left} = Min\begin{Bmatrix} V_{L-capacity} \\ V_{L-with\ 2E} \end{Bmatrix} = Min\begin{Bmatrix} \dfrac{M_{nl}+M_{nr}}{L_n} + \dfrac{w_u L_n}{2} \\ 1.2V_D + V_L + 0.2V_S + V_{EV} \pm 2(V_E) \end{Bmatrix} = Min\begin{Bmatrix} 169\ kN \\ 231\ kN \end{Bmatrix} = \mathbf{169}\ kN$$

$$V_{u-Right} = Min\begin{Bmatrix} V_{L-capacity} \\ V_{L-with\ 2E} \end{Bmatrix} = Min\begin{Bmatrix} \dfrac{M_{nl}+M_{nr}}{L_n} + \dfrac{w_u L_n}{2} \\ 1.2V_D + V_L + 0.2V_S + V_{EV} \pm 2(V_E) \end{Bmatrix} = Min\begin{Bmatrix} 180\ kN \\ 236\ kN \end{Bmatrix} = \mathbf{180}\ kN$$

با توجه به اینکه مقادیر برش در دو انتهای تیر تفاوت کمی با هم دارند، طراحی خاموت ها را می توان در هر دو انتها بر اساس برش **180 kN** انجام داد.



۲۴-۲۸-۱-۴ مقایسه برش طراحی با برش حداکثر (شکل پذیری متوسط)

برش طراحی که در بند قبلی محاسبه گردید ($V_u = 180$) نباید بیش از حداکثر مجاز آیین نامه (φV_{n-max}) باشد.

۹-۸-۴ مقاومت برشی یک طرفه

۹-۸-۴-۱ کلیات

۹-۸-۴-۱-۳ ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شوند که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_u \le \phi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c'}\, b_w d\right) \qquad \textbf{(۹-۸-۹)}$$

$$\varphi V_{n-max} = \varphi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c} b_w d\right) = 0.75\left(0.83\sqrt{f_c'} b_w d\right) = 0.75(0.83 \times 5 \times 450 \times 439) = 615\ kN$$
$$V_u = \mathbf{180\ kN} \le \varphi V_{n-max} = \mathbf{615\ kN} \quad \textbf{OK}$$

- توجه: اگر برش وارد بر تیر (180 kN) بیش از حداکثر مجاز آیین نامه (615 kN) باشد، باید ابعاد تیر افزایش یابد و کل محاسبات (و نیز تحلیل سازه) مجدد انجام شود و سپس تیر بر اساس نیروها و هندسه جدید مجددا کنترل شود.

۲۴-۲۸-۱-۵ محاسبه آرماتور عرضی لازم در انتهای تیر(شکل پذیری متوسط)

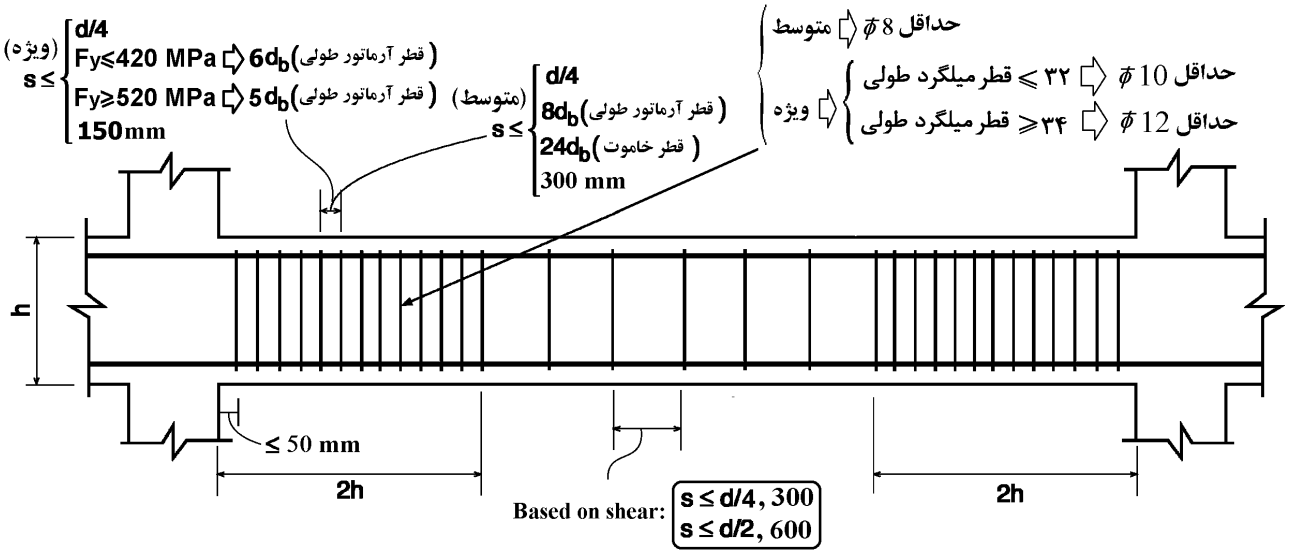
$$V_u = \varphi(V_c + V_s)$$

$$180 \times 1000 = 0.75\left(0.17\sqrt{25} \times 450 \times 439\right) + 0.75\left(\frac{A_v}{s} \times 439 \times 300\right) \rightarrow \left(\frac{A_v}{s}\right)_{\text{محاسباتی}} = \mathbf{0.54}\frac{mm^2}{mm}$$

- کنترل آرماتور حداقل برشی:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = Max\left(\frac{0.35b}{F_y}, \frac{0.062\sqrt{25}b}{F_y}\right) = \frac{0.35 \times 450}{300} = 0.525\frac{mm^2}{mm}$$

۲۴-۲۸-۱-۶ کنترل محدودیت فواصل آرماتورهای عرضی (شکل پذیری متوسط)



در ناحیه بحرانی تیرهای قابهای خمشی متوسط فواصل آرماتورهای عرضی نباید کمتر از مقدار زیر انتخاب شود:

$$s_{max} = Min\left[\frac{439}{4}, 8 \times 22, 24 \times 10, 300\right] = 110\ mm$$

- توجه: از نظر مقاومت برشی، در صورتی که $V_s \leq 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \leq Min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right)$ باید کنترل شود و در صورتی که $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \leq Min\left(\frac{d}{4}, 300mm\right)$ باید کنترل شود. ولی در ناحیه بحرانی تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه لازم نیست کنترل های فوق انجام شود. علت: مطابق رابطه مربوط به ناحیه بحرانی رعایت محدودیت d/4 در هر حال الزامی و تعیین کننده خواهد بود.

با توجه به محدودیت های فوق اگر فواصل خاموت ها را برابر 100mm انتخاب کنیم، مساحت لازم برای خاموت ها برابر خواهد بود با:

$$\frac{A_v}{s} = \mathbf{0.54} \quad \rightarrow \quad A_v = 0.54 \times 100 = 54\ mm^2$$

با فرض یک حلقه بسته خاموت (شامل دو ساق قائم)، قطر محاسباتی برای خاموت برابر $2\pi\frac{d^2}{4} = 54 \rightarrow d = 5.86mm$ خواهد بود.
حداقل قطر خاموت در تیرهای قابهای خمشی متوسط 8mm میباشد. می توان در دو انتهای تیر از $\Phi 8\ @100mm$ استفاده نمود. این خاموت ها باید تا فاصله دو برابر ارتفاع تیر در دو انتها قرار گیرند.

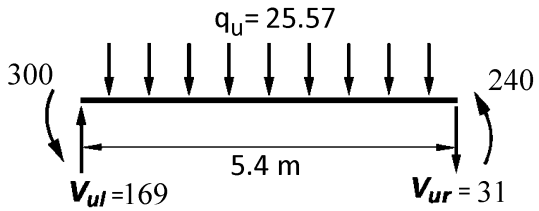
- توجه: در ابتدای محاسبات قطر خاموت ها 10mm فرض شده بود و بنابراین عمق موثر تیر برابر d=500-10-11=439mm فرض شده است. در صورت استفاده از خاموت با قطر 8mm عمق موثر برابر d=500-8-11=441mm خواهد بود و بنابراین تمام محاسبات باید تکرار شوند. با توجه به تغییر جزئی در مقدار d در حل این مسئله از تغییرات مربوط به d صرف نظر میشود. همچنین محدودیت فواصل بین خاموت ها نیز باید مجددا با فرض 8mm تکرار شود که حاکم نخواهد بود.

۲۴-۲۸-۱-۷ محاسبه آرماتور عرضی لازم در خارج از ناحیه بحرانی(شکل پذیری متوسط)

در خارج از ناحیه 2h در دو انتها، مقدار خاموت لازم بر اساس حداکثر برش تیر تعیین می شود.

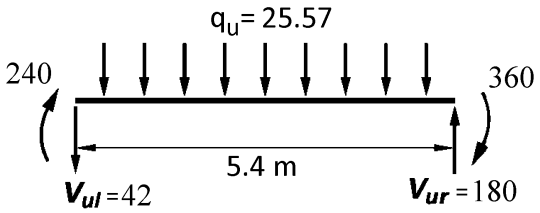
با فاصله گرفتن از انتهای تیر، برش نیز کاهش میابد. برش در فاصله 2h=1000mm=1m از انتهای سمت چپ تیر برابر است با:

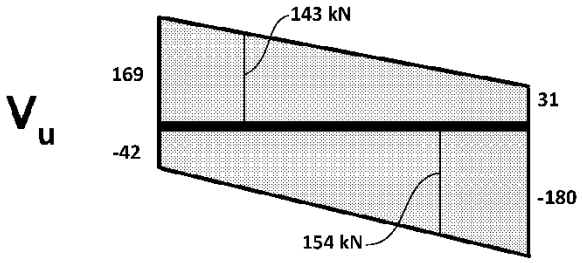
$$V_u = V_{ul} - q_u \times 2h = 169 - 25.5744 \times 2 \times 0.5 = \mathbf{143}\ kN$$



برش در فاصله 2h=1000mm=1m از انتهای سمت راست تیر برابر است با:

$$V_u = V_{ur} - q_u \times 2h = 180 - 25.5744 \times 2 \times 0.5 = \mathbf{154}\ kN$$





$$V_u = \varphi(V_c + V_s)$$

$$\mathbf{154} \times 1000 = 0.75\left(0.17\sqrt{25} \times 450 \times 439\right) + 0.75\left(\frac{A_v}{s} \times 439 \times 300\right) \rightarrow \mathbf{\frac{A_v}{s} = 0.298}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = Max\left(\frac{0.35b}{F_y}, \frac{0.062\sqrt{25}b}{F_y}\right) = \frac{0.35 \times 450}{300} = \mathbf{0.525}$$

آرماتور عرضی محاسباتی (0.298 mm) کمتر از حداقل آیین نامه ای می باشد و بنابراین مقدار حداقل باید استفاده شود:

$$\left(\frac{2 \times 3.14 \times 4^2}{s}\right) = \mathbf{0.525} \rightarrow s_{\text{محاسبه}} = \mathbf{191\ mm}$$

در خارج از ناحیه بحرانی در صورتی که $V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \le Min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right)$ باید کنترل شود و در صورتی که $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \le Min\left(\frac{d}{4}, 300mm\right)$ باید کنترل شود:

$$V_u = \varphi(V_c + V_s) \rightarrow \left(V_s = \frac{V_u}{\varphi} - V_c = \frac{154}{0.75} - 169 = 36.33\ kN\right) < \left(0.33\sqrt{f_c'}b_w d = 327\ kN\right)$$

$$s \le Min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right) = \frac{439}{2} = \mathbf{220mm}$$

با توجه به اینکه مقدار حداکثر محاسباتی s=191mm میباشد:

$$\rightarrow\ Use\ \ \Phi 8\ @190mm$$

- **توجه: مقادیر برش محاسبه شده (چه در ناحیه بحرانی و چه در خارج از ناحیه بحرانی) نباید کمتر از برش حاصل از ترکیب بار متعارف تیر باشد.**

۲۴-۲۸-۱-۸ تعیین میلگردهای خمشی تیر (شکل پذیری ویژه)

- توجه: با توجه به اینکه ضریب رفتار قابهای خمشی ویژه با متوسط تفاوت دارد، نیروی زلزله وارد بر سازه، در صورت استفاده از قاب خمشی ویژه کاهش خواهد یافت. در این حالت دیاگرام های لنگر و برش وارد بر تیر نیز تغییر خواهند کرد.
- در این مثال برای عدم تکرار دیاگرام ها و محاسبات، فرض میشود که دیاگرام لنگر و برش وارد بر تیر همان مقادیر قبلی باشند.

قبل از تعیین میلگردهای خمشی تیر باید لنگر وارد بر تیر در انتها و وسط تیر مشخص شود.
مقادیر لنگرهای انتهایی باید ضوابط حداقل تیرهای ویژه را ارضا نمایند:

۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۶-۲-۲-۲ در بر تکیه‌گاه های تیر، مقاومت خمشی مثبت مقطع در هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان مقطع باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۲-۳ مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نباید کم‌تر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی در مقاطع بَر تکیه گاهی در دو انتهای عضو باشد.

$$\varphi M_{n,r}^{+} \geq \frac{\varphi M_{n,r}^{-}}{2}$$

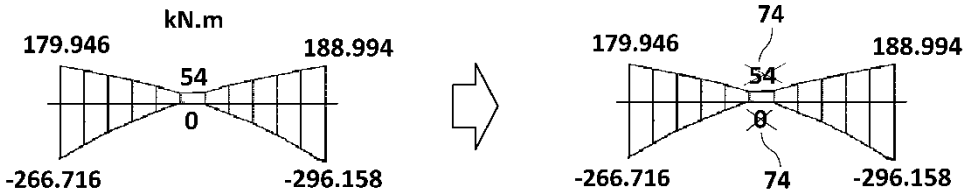
$$\varphi M_{n,l}^{+} \geq \frac{\varphi M_{n,l}^{-}}{2}$$

$$\varphi M_{n}^{+} \geq \text{Max}\left(\frac{\varphi M_{n,r}^{-}}{4}, \frac{\varphi M_{n,l}^{-}}{4}\right)$$

$$\varphi M_{n}^{-} \geq \text{Max}\left(\frac{\varphi M_{n,r}^{-}}{4}, \frac{\varphi M_{n,l}^{-}}{4}\right)$$

$$\frac{M_{end}^{-}}{4} = \frac{296.158}{4} = 74\ kN.m \qquad \frac{M_{end}^{-}}{2} = \frac{296.158}{2} = 148\ kN.m \qquad \frac{M_{end}^{-}}{2} = \frac{266.716}{2} = 133\ kN.m$$

- لنگرهای انتهایی مثبت تیر (179.946 و 188.994) از مقدار حداقل لازم (133 و 148) بیشتر هستند و در نتیجه نیازی به اصلاح آنها نیست. ولی لنگر در وسط تیر (54 و 0) کمتر از حداقل لازم (74) میباشد و لازم است اصلاح شود:



میلگرد خمشی لازم برای تیر بر اساس لنگرهای وارد بر تیر (شکل فوق) محاسبه میشود. در ادامه جهت سادگی بازوی خمش برابر Z=0.9d فرض شده است. همچنین از وجود میلگرد فشاری در محاسبه مقاومت خمشی صرف نظر شده است. عمق موثر مقطع با فرض اینکه پوشش خالص برابر 40mm باشد و با فرض قطر خاموت برابر 10mm و قطر میلگرد طولی برابر 22mm برابر خواهد بود با d=500-40-10-11=439mm

- محاسبه میلگرد لازم در وجه فوقانی تیر

$$\{M_u = 266.716\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \rightarrow \boldsymbol{A_s^{top-Left} = 1875\ mm^2}$$

$$\{M_u = 296.158\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \rightarrow \boldsymbol{A_s^{top-Right} = 2082\ mm^2}$$

$$\{M_u = 74\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \rightarrow \boldsymbol{A_s^{top-mid} = 520\ mm^2}$$

- محاسبه میلگرد لازم در وجه تحتانی تیر

$$\{M_u = 179.946\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \rightarrow \boldsymbol{A_s^{bot-Left} = 1265\ mm^2}$$

$$\{M_u = 188.994\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \rightarrow \boldsymbol{A_s^{bot-Right} = 1329\ mm^2}$$

$$\{M_u = 74\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \rightarrow \boldsymbol{A_s^{bot-mid} = 520\ mm^2}$$

۹-۱-۲۸-۲۴ آرماتور حداقل خمشی (شکل پذیری ویژه)

۹-۱۱ تیرها

۹-۱۱-۵-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی

۹-۱۱-۵-۱-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی، $A_{s,min}$، باید در تمامی مقاطع عضو خمشی که نیاز به میلگرد کششی باشد، تأمین گردد.

۹-۱۱-۵-۱-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کم‌تر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۱-۳ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

(۹-۱۱-۱-الف)

$$0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w d$$

(۹-۱۱-۱-ب)

$$\frac{1.4}{f_y}b_w d$$

۹-۱۱-۵-۱-۳ اگر سطح مقطع آرماتورهای طولی تأمین شده در وجه کششی، حداقل به اندازه‌ی یک سوم بیش‌تر از مقدار مورد نیاز بر اساس محاسبه باشد، نیازی به کنترل ضوابط بندهای ۹-۱۱-۵-۱-۱ و ۹-۱۱-۵-۱-۲ نمی‌باشد.

۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۲ آرماتورهای طولی

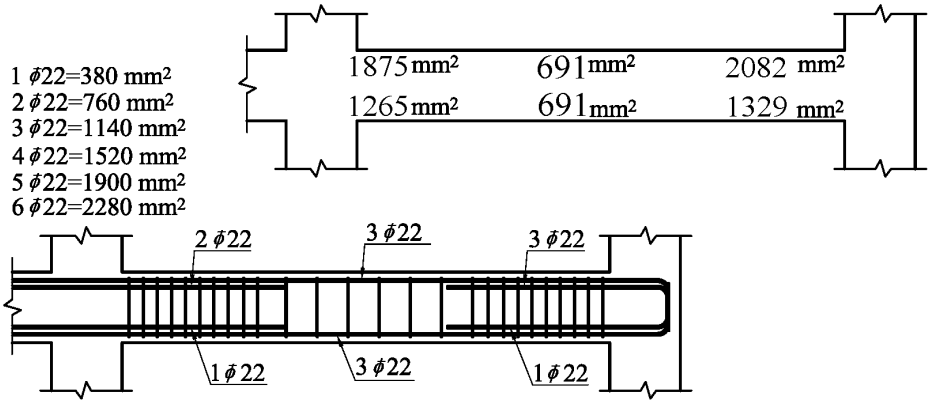
۹-۲۰-۶-۲-۲-۱ در تمامی مقاطع تیر نسبت سطح مقطع آرماتور به مقطع موثر بتن، هم در پایین و هم در بالا، نباید کم‌تر از مقادیر مقرر شده در بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ بوده، و نسبت آرماتور کششی برای فولادهای با حد تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر نباید بیش‌تر از ۰/۰۲۵، و برای فولادهای با حد تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال بیش‌تر از ۰/۰۲۰ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلی متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول پیش بینی شوند.

- با توجه به بند ۹-۲۰-۶-۲-۲-۱ در تیرهای قابهای خمشی ویژه باید رابطه بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ کنترل شود و استفاده از 1.33 برابر میلگرد محاسباتی به جای حداقل مجاز نیست:

محاسبه آرماتور **حداقل** خمشی:

$$\rho_{min} = \text{Max}\left(\frac{1.4}{400}, \frac{\sqrt{25}}{4\times 400}\right) = 0.0035 \rightarrow \text{A}_{\text{smin}} = 0.0035bd = 0.0035 \times 450 \times 439 = \mathbf{691}\ mm^2$$

- میلگرد میانی تیر در بالا و پایین برابر $\mathbf{520}\ \boldsymbol{mm^2}$ بدست آمده است. در حالیکه آرماتور حداقل برابر $\text{A}_{\text{smin}} = \mathbf{691}\ mm^2$ می باشد. بنابراین میلگرد وسط تیر (هم بالا و هم پایین) باید حداقل **691** میلیمتر مربع باشد.

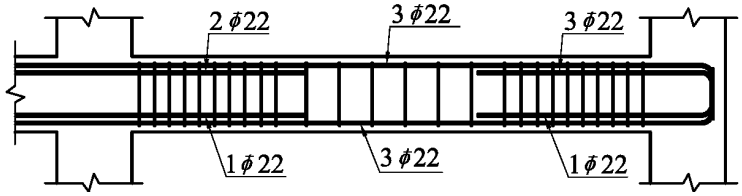


- در شکل فوق میلگردهای سراسری $3\varphi22$ انتخاب شده است. توجه شود که میلگرد های سراسری تیر را میتوانستیم $2\varphi22$ انتخاب کنیم. منتهی در فصل مربوط به طول مهار خواهیم دید که مساحت میلگرد میانی بهتر است بیش از مقدار لازم محاسباتی باشد تا محل قطع میلگردهای تقویتی متعارف بدست آید.

۱۰-۱-۲۸-۲۴ محاسبه برش نهایی تیر در دو انتها (شکل پذیری ویژه)

$$\text{شکل پذیری ویژه } V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{w_u L_n}{2} \le \varphi(V_c + V_s)$$

برش وارد بر تیر تابع لنگرهای محتمل دو انتهای تیر میباشد. لنگرهای محتمل نیز بر اساس میلگرد خمشی تیر (میلگرد قرار داده شده) محاسبه میشود. بنابراین ابتدا باید لنگرهای خمشی محتمل مثبت و منفی انتهای تیر محاسبه شود.



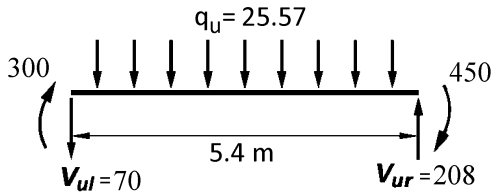
مقادیر لنگرهای مقاوم محتمل دو انتها (با صرف نظر کردن از میلگردهای فشاری) و با فرض اینکه بازوی خمش تقریبا برابر Z=0.9d باشد، به صورت زیر می باشد:

$$M^{+}_{pr-Left} = M^{+}_{n-Right} = A_s(1.25F_y)Z = \mathbf{1520} \times 500(0.9 \times 439) = \mathbf{300\ kN.m}$$
$$M^{-}_{pr-Left} = A_s(1.25F_y)Z = \mathbf{1900} \times 500(0.9 \times 439) = \mathbf{375\ kN.m}$$
$$M^{-}_{pr-Right} = A_s(1.25F_y)Z = \mathbf{2280} \times 500(0.9 \times 439) = \mathbf{450\ kN.m}$$

- صرف نظر کردن از میلگرد فشاری در محاسبه مقاومت خمشی محتمل مقطع تیر در محاسبات فوق در خلاف جهت اطمینان میباشد و بهتر است این اثر دیده شود. منتهی در این تیر میلگرد فشاری تاثیر ناچیزی دارد (در حد یک درصد) و بنابراین نتایج قابل قبول است.
- محاسبات فوق بر اساس میلگرد **قرار داده شده** در مقطع محاسبه شده (نه بر اساس میلگرد **محاسبه شده**).

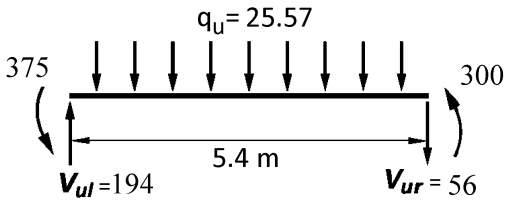
اگر جهت لنگرهای ناشی از زلزله ساعت گرد باشند:

$$V_{R-capacity} = \frac{450+300}{5.4m} + \frac{25.5744 \times (5.4m)}{2} = \mathbf{208\ kN}$$
$$V_{L-capacity} = \frac{450+300}{5.4} - \frac{25.5744 \times (5.4m)}{2} = \mathbf{70\ kN}$$



اگر جهت لنگرهای ناشی از زلزله پاد ساعت گرد باشند:

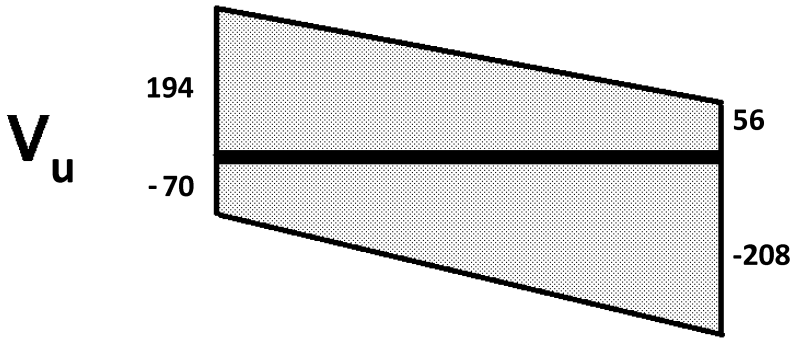
$$V_{R-capacity} = \frac{375+300}{5.4} - \frac{25.5744 \times (5.4)}{2} = \mathbf{56\ kN}$$
$$V_{L-capacity} = \frac{375+300}{5.4} + \frac{25.5744 \times (5.4)}{2} = \mathbf{194\ kN}$$



شکل پذیری ویژه $V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{w_u L_n}{2} \leq \varphi(V_c + V_s)$

$$V_{u-Left} = \mathbf{Max(70, 194)} = \mathbf{194}\ kN$$
$$V_{u-Right} = \mathbf{Max(208, 56)} = \mathbf{208}\ kN$$

با توجه به اینکه مقادیر برش در دو انتهای تیر تفاوت کمی با هم دارند، طراحی خاموت ها را می توان در هر دو انتها بر اساس برش **208 kN** انجام داد.



۲۴-۲۸-۱-۱۱ محاسبه φV_c در دو انتها (شکل پذیری ویژه)

در تیرهای قابهای خمشی ویژه در صورتی که برش لرزه ای بیش از برش ثقلی باشد، مقدار φV_c باید برابر صفر منظور شود:

> **۹-۲۰-۶-۲-۴-۲ در مواردی که هر دو شرط (الف) و (ب) زیر برقرار باشند، طراحی آرماتورهای عرضی در مناطق بحرانی بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۱، باید با فرض V_c برابر با صفر انجام شود:**
>
> **الف- بخش لرزه‌ای برش محاسبه شده بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۱، بزرگ‌تر یا مساوی نصف مقاومت برشی حداکثر در مناطق بحرانی باشد.**
>
> **ب- بار محوری فشاری ضریب‌دار، P_u، که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f'_c$ کم‌تر باشد.**

در قسمت **الف** بند فوق، منظور از بخش لرزه ای برش، قسمتی از برش میباشد که در اثر لنگرهای محتمل (لنگرهای ناشی از انحنای مضاعف تحت بار جانبی زلزله) ایجاد میشود. مقاومت برشی تیر نیز بر اساس کل برش وارد بر تیر محاسبه میشود:

$$\left.\begin{array}{l}\text{بخش لرزه ای برش} = \dfrac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n} \\ \text{مقاومت برشی حداکثر} = \varphi V_n = \dfrac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n}+\dfrac{w_u L_n}{2}\end{array}\right\} \quad \dfrac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n} \overset{?}{\geq} \frac{1}{2}\left(\dfrac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n}+\dfrac{w_u L_n}{2}\right)$$

با ساده کردن عبارت فوق داریم:

$$\dfrac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n} < \dfrac{w_u L_n}{2} \quad \rightarrow \quad V_c \text{ در محاسبات صفر منظور نخواهد شد}$$

$$\dfrac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n} \geq \dfrac{w_u L_n}{2} \quad \rightarrow \quad V_c = 0$$

در مثال حاضر داریم:

$$\frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n} = \frac{450+300}{5.4} = 138\ kN \quad \geq \frac{w_u L_n}{2} = \frac{25.5744 \times (5.4)}{2} = 69 \quad \rightarrow \quad V_c = 0$$

۲۴-۲۸-۱-۱۲ کنترل برش حداکثر (شکل پذیری ویژه)

۹-۸-۴ مقاومت برشی یک طرفه

۹-۸-۴-۱ کلیات

۹-۸-۴-۱-۳ ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شوند که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_u \leq \phi\left(V_c + 0.66\sqrt{f'_c}\, b_w d\right) \qquad \textbf{(۹-۸-۹)}$$

ابتدا کنترل میشود که برش وارد بر تیر بیش از حداکثر مجاز برش نباشد:

$$\varphi V_{n-max} = \varphi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c} b_w d\right) = 0.75\left(0 + 0.66\sqrt{f'_c} b_w d\right) = 0.75(0.66 \times 5 \times 450 \times 439) = 489\ kN$$

$$V_u = 208\ kN \leq \varphi V_{n-max} = 489\ kN \quad OK$$

- توجه: اگر برش وارد بر تیر (180 kN) بیش از حداکثر مجاز آیین نامه (489 kN) باشد، باید ابعاد تیر افزایش یابد و کل محاسبات (و نیز تحلیل سازه) مجدد انجام شود و سپس تیر بر اساس نیروها و هندسه جدید مجددا کنترل شود.

۲۴-۲۸-۱-۱۳ محاسبه آرماتور عرضی لازم در انتهای تیر(شکل پذیری ویژه)

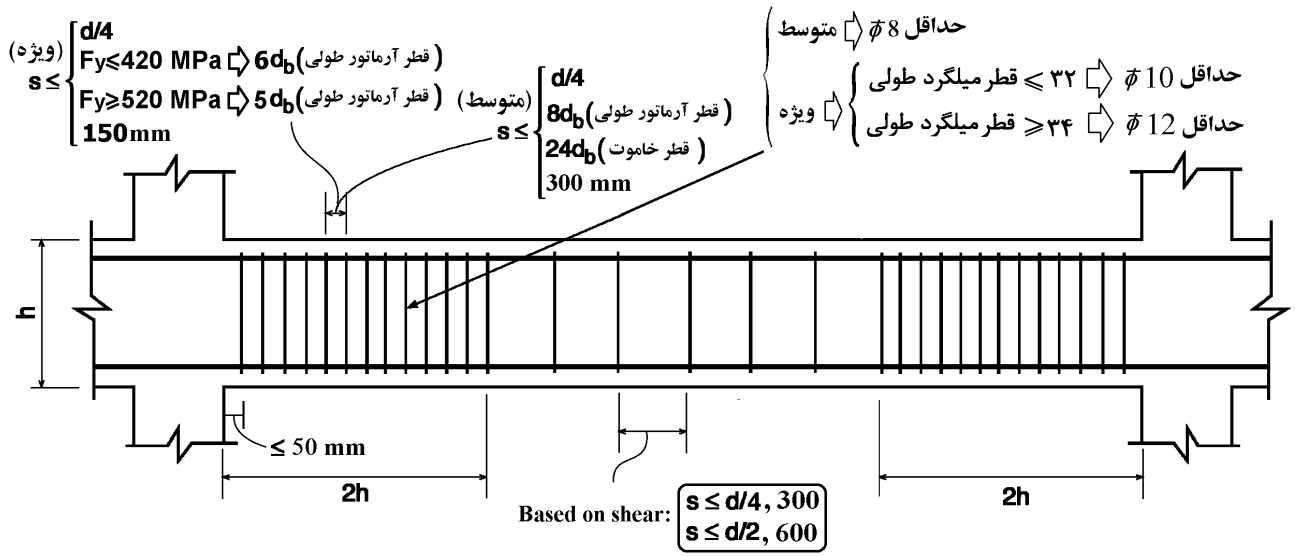
$$V_u = \varphi V_c + \varphi V_s$$

$$208 \times 1000 = \text{صفر} + 0.75\left(\frac{A_v}{s} \times 439 \times 300\right) \quad \rightarrow \quad \left(\frac{A_v}{s}\right)_{\text{محاسباتی}} = \mathbf{2.1}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = Max\left(\frac{0.35b}{F_y}, \frac{0.062\sqrt{25}b}{F_y}\right) = \frac{0.35 \times 450}{300} = 0.525$$

- مقدار محاسبه شده از حداقل آیین نامه ای بیشتر میباشد.

۲۴-۲۸-۱-۱۴ کنترل محدودیت فواصل آرماتورهای عرضی (شکل پذیری ویژه)



در ناحیه بحرانی تیرهای قابهای خمشی ویژه فواصل آرماتورهای عرضی نباید کمتر از مقدار زیر انتخاب شود:

$$s_{max} = Min\left[\frac{439}{4}, 6 \times 22, 150mm\right] = 110\ mm$$

- توجه: در صورتی که $V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$ باشد، محدودیت $s \leq Min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right)$ باید کنترل شود و در صورتی که $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$ باشد، محدودیت $s \leq Min\left(\frac{d}{4}, 300mm\right)$ باید کنترل شود. ولی در ناحیه بحرانی تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه لازم نیست کنترل های فوق انجام شود. علت: مطابق رابطه مربوط به ناحیه بحرانی رعایت محدودیت d/4 در هر حال الزامی و تعیین کننده خواهد بود.

اگر فواصل خاموت ها را برابر 100mm انتخاب کنیم، مساحت لازم برای خاموت ها برابر خواهد بود با:

$$\frac{A_v}{s} = \mathbf{2.1} \quad \rightarrow \quad A_v = 2.1 \times 100 = 210\ mm^2$$

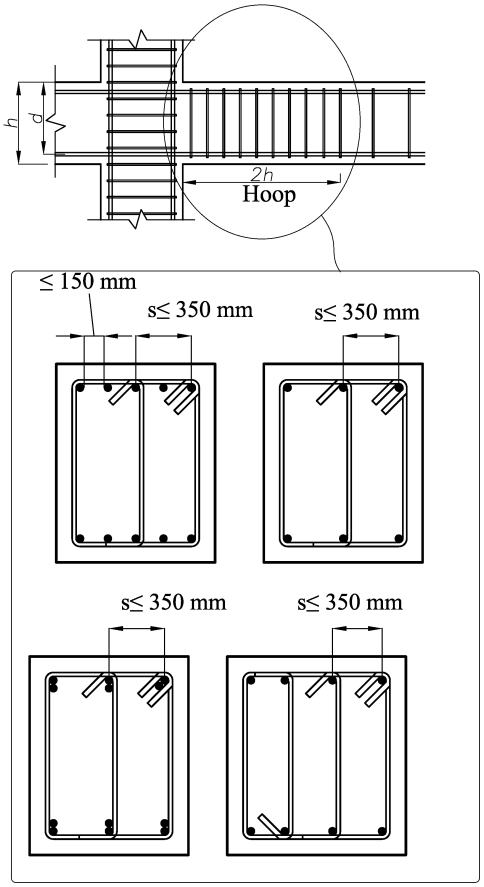
با فرض یک حلقه بسته خاموت و یک سنجاق میانی (کلا شامل ۳ ساق قائم)، قطر محاسباتی برای خاموت برابر $3\pi\frac{d^2}{4} = 210 \rightarrow d =$ $9.44mm$ خواهد بود.

توجه شود که حداقل قطر خاموت در تیرهای قابهای خمشی متوسط 10mm میباشد. می توان در دو انتهای تیر از $\Phi 10\ @100mm$ استفاده نمود (یک خاموت بسته همراه با یک سنجاق). این خاموت ها باید تا فاصله دو برابر ارتفاع تیر در دو انتها قرار گیرند.

۲۴-۲۸-۱-۱۵ کنترل مهار میلگردهای طولی (شکل پذیری ویژه)

در تیرهای قابهای خمشی ویژه میلگردهای طولی تیر در **ناحیه بحرانی** باید همانند میلگردهای طولی ستونها به صورت یک درمیان مهار شوند. همچنین فاصله خالص بین میلگردهای مهار نشده نباید بیش از 150mm باشد.

در مثال حاضر میلگرد های فوقانی تیر در سمت راست تیر $6\varphi22$ می باشد (۳ میلگرد سراسری و ۳ میلگرد تقویتی) اگر یکی از میلگردهای تقویتی به صورت گروه میلگرد همراه با میلگرد سراسری بسته شود، حداقل یک میلگرد سنجاقی اضافی جهت مهار یک در میان میلگردها لازم خواهد بود. بنابراین یک کادر بسته و یک سنجاقی در مقطع تیر لازم است (البته در ناحیه بحرانی تیر)



۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۶-۲-۳ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، میلگردهای طولی اصلی در مجاورت رویه‌های کششی و فشاری عضو باید دارای تکیه‌گاه عرضی مطابق بند **۹-۲۱-۶-۲-۴** باشند. فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردهای خمشی که دارای تکیه گاه جانبی هستند، نباید بیش از ۳۵۰ میلی متر باشد. برای آرماتورهای جلدی که بر اساس ضوابط بند **۹-۱۱-۶-۱-۳** ضروری هستند، نیازی به تکیه گاه عرضی نیست.

۹-۲۱-۶-۲-۴ تنگ‌های مستطیلی باید شرایط زیر را تامین کنند.

الف- هر میلگرد طولی واقع در گوشه‌ی مقطع، و سایر میلگردهای طولی به صورت یک در میان، باید توسط خم با زاویه‌ی کم‌تر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود.

ب- میلگرد طولی بدون مهار جانبی نباید فاصله‌ی آزاد بیش از ۱۵۰ میلی متر از میلگرد طولی مهار شده داشته باشد.

پ- مهار تنگ‌ها در مقاطع مستطیلی، با قلاب استاندارد که میلگرد طولی را در بر گرفته، انجام می‌شود.

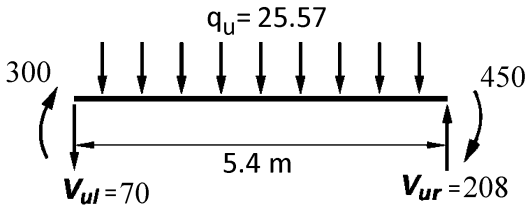
 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۲۴-۲۸-۱-۱۶ محاسبه آرماتور عرضی لازم در خارج از ناحیه بحرانی (شکل پذیری متوسط)

در خارج از ناحیه 2h در دو انتها، مقدار خاموت لازم بر اساس حداکثر برش تیر تعیین می شود.

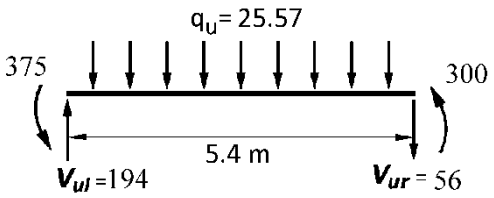
با فاصله گرفتن از انتهای تیر، برش نیز کاهش میابد. برش در فاصله 2h=1000mm=1m از انتهای سمت چپ تیر برابر است با:

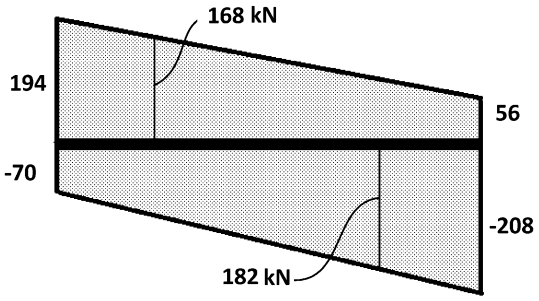
$$V_u = V_{ur} - q_u \times 2h = 208 - 25.5744 \times 2 \times 0.5 = \mathbf{182}\ kN$$



برش در فاصله 2h=1000mm=1m از انتهای سمت راست تیر برابر است با:

$$V_u = V_{ul} - q_u \times 2h = 194 - 25.5744 \times 2 \times 0.5 = \mathbf{168}\ kN$$





$$V_u = \varphi(V_c + V_s)$$

$$\mathbf{182} \times 1000 = 0.75\left(0.17\sqrt{25} \times 450 \times 439\right) + 0.75\left(\frac{A_v}{s} \times 439 \times 300\right) \rightarrow \boldsymbol{\frac{A_v}{s} = 0.567}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = Max\left(\frac{0.35b}{F_y}, \frac{0.062\sqrt{25}b}{F_y}\right) = \frac{0.35 \times 450}{300} = \mathbf{0.525}$$

آرماتور عرضی محاسباتی (0.567 mm) بیشتر از حداقل آیین نامه ای می باشد و بنابراین مقدار محاسباتی مورد استفاده قرار میگیرد:

$$\left(\frac{2 \times 3.14 \times 5^2}{s}\right) = \mathbf{0.567} \rightarrow s_{\text{محاسبه}} = \mathbf{277\ mm}$$

در خارج از ناحیه بحرانی در صورتی که $V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \le Min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right)$ باید کنترل شود و در صورتی که $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \le Min\left(\frac{d}{4}, 300mm\right)$ باید کنترل شود:

$$V_u = \varphi(V_c + V_s) \rightarrow \left(V_s = \frac{V_u}{\varphi} - V_c = \frac{182}{0.75} - 168 = 75\ kN\right) < \left(0.33\sqrt{f_c'}b_w d = 326\ kN\right)$$

$$\rightarrow s \le Min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right) = \frac{439}{2} = \mathbf{220mm}$$

با توجه به اینکه مقدار حداکثر محاسباتی s=277mm میباشد:

$$\rightarrow\ Use\ \ \Phi 10\ @220mm$$

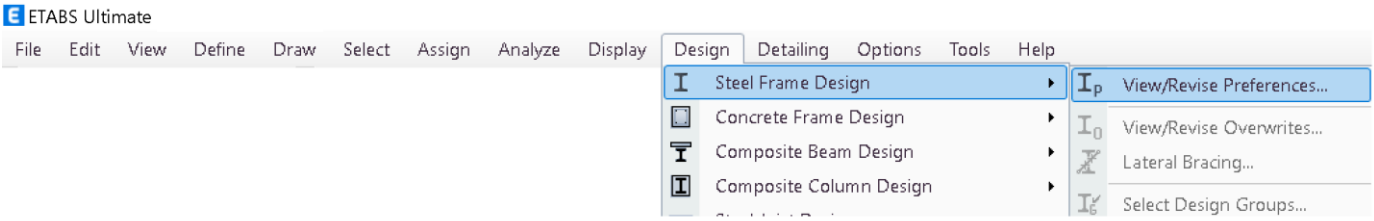
- در خارج از ناحیه بحرانی نیازی به مهار یک درمیان میلگردهای طولی تیر نمی باشد و با توجه به محاسبات فوق یک خاموت بسته با قطر **10mm** از هر **220mm** کافی میباشد.
- **توجه: مقادیر برش محاسبه شده (چه در ناحیه بحرانی و چه در خارج از ناحیه بحرانی) نباید کمتر از برش حاصل از ترکیب بار متعارف تیر باشد.**

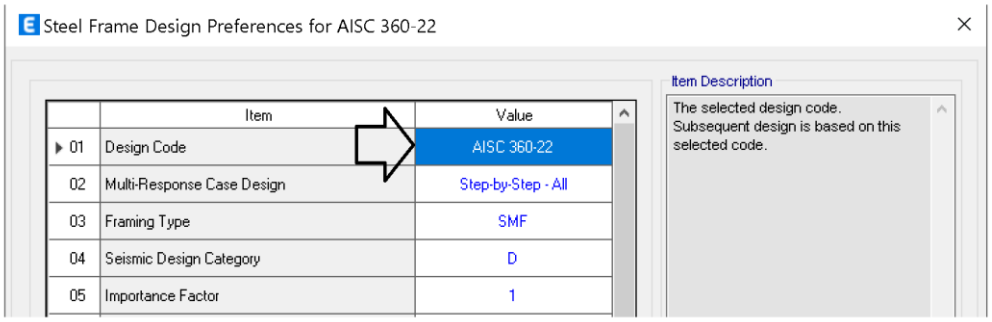
۲۵ طراحی سازه های فولادی

۲۵-۱ انجام تنظیمات در قسمت Preferences

ضوابط مربوط به طراحی به روش حالت حدی (LRFD) در مبحث دهم ایران تشابه زیادی با روش حالت حدی AISC-360-2022 دارد (قسمت عمده آن برگرفته از همین آیین نامه می باشد).

در ورژن 2016 ایتبس آخرین ورژن آیین نامه AISC-360-10 می باشد. در ورژنهای آخر (ETABS 2022) آخرین ورژن موجود آیین نامه فولاد 2022 می باشد. بنابراین بسته به ورژن ایتبس از آخرین ورژن استفاده میشود.

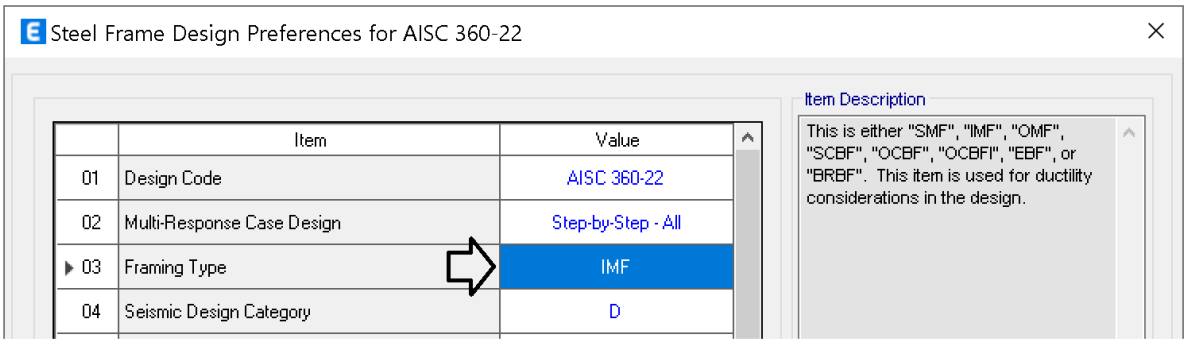




Frame Type

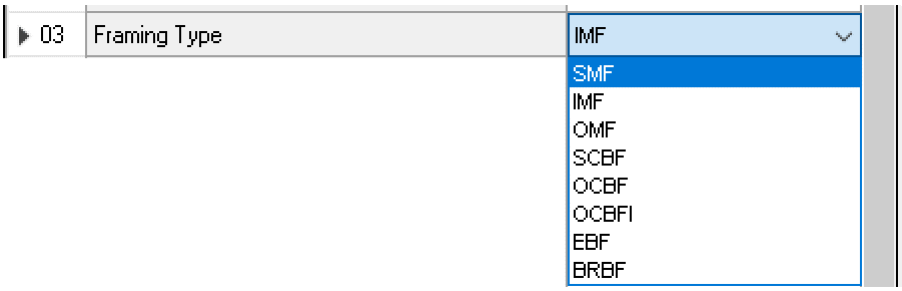
در این قسمت نوع سیستم باربر جانبی تعیین می شود.

کنترل ضوابط لرزه ای اعضا (مثلا کنترل فشردگی لرزه ای) بر اساس نوع سیستم باربر انجام میشود. مثلا ضوابط فشردگی در قابهای خمشی ویژه با متوسط متفاوت است.



سوال: در صورتی که سازه در یک جهت سیستم مهاربند همگرای ویژه باشد و در جهت دیگر قاب خمشی متوسط، در این قسمت کدام مورد را انتخاب کنیم. SCBF یا IMF؟

می توانید در این قسمت IMF را انتخاب نمایید. در این صورت کل سازه با ضوابط لرزه ای قاب خمشی متوسط کنترل خواهد شد. سپس "مهاربندها، تیرهای دهانه مهاربند و ستونهای اطراف آنها" را انتخاب کرده و از طریق Overwrites... نوع آنها را به SCBF تغییر دهید. اگر ستونهای اطراف مهاربند همزمان جزئی از قاب خمشی متوسط نیز محسوب شوند، باید هم ضوابط IMF و هم SCBF را ارضا کنند. در این حالت می توان هر کدام که سخت گیرانه تر است برای ستونها در نظر گرفته شود. برای مثال ضوابط SCBF سخت گیرانه تر از ضوابط IMF می باشد.



Ordinary Moment Frames (OMF)
Intermediate Moment Frame (IMF)
Special Moment Frames (SMF)
Special Concentrically Braced Frames (SCBF)
Ordinary Concentrically Braced Frames (OCBF)
Ordinary Concentrically Braced Frames from Isolated Structures (OCBFI)
Eccentrically Braced Frames (EBF)
Buckling Restrained Braced Frames (BRBF)

- سوال: در قابهای خمشی معمولا کدامیک از سه سیستم OMF، IMF و یا SMF استفاده می شود؟

  در سازه های با ارتفاع کم و متوسط عمدتا خمشی از نوع IMF انتخاب می شود.

  در سازه های زیر نمی توان از سیستم قاب خمشی متوسط استفاده کرد:
  - سازهای بلندتر از ۵۰ متر
  - سازه های با اهمیت بسیار زیاد در مناطق خطر نسبی خیلی زیاد
- برای مهاربند ضربدری، ۷ و یا ۸ از یکی از دو سیستم مهاربندی همگرای معمولی (OCBF) و یا مهار بند همگرای ویژه (SCBF) استفاده می شود.

  استفاده از OCBF تنها برای سازه های با ارتفاع حداکثر ۱۵ متر مجاز است.

Seismic category:

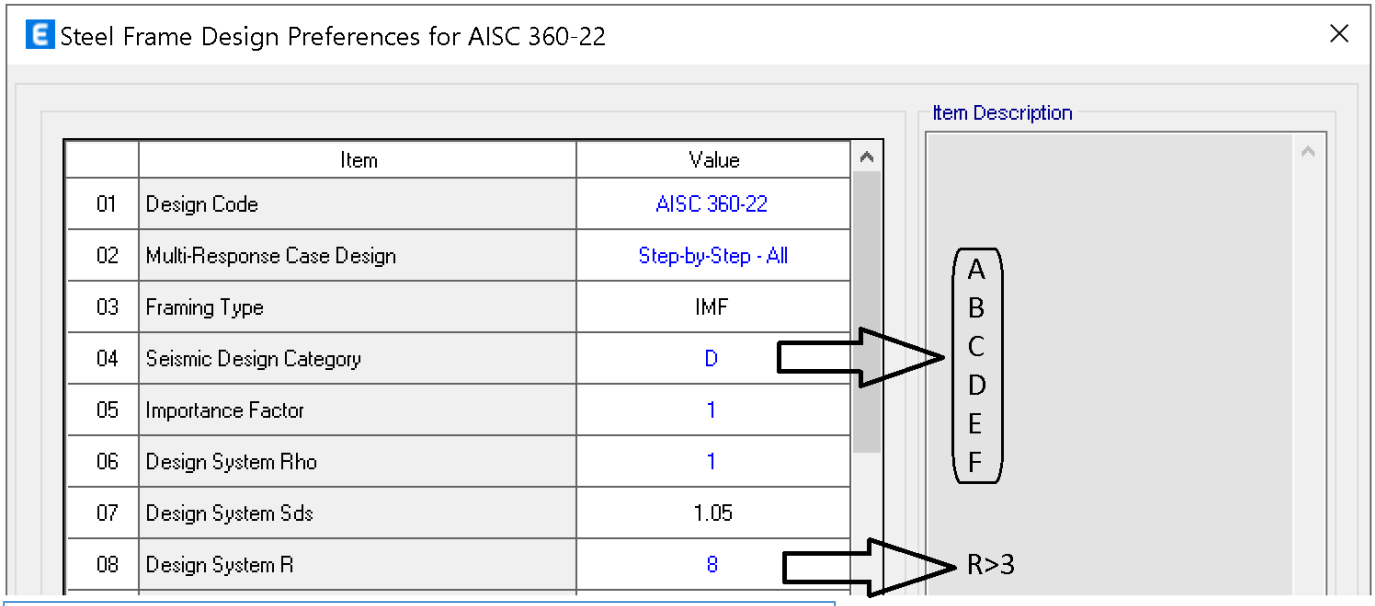
در این قسمت باید یکی از طبقه بندی های D، E و یا F باید انتخاب شود (فرقی نمی کند کدام انتخاب شود). پیش فرض خود برنامه D می باشد و لازم نیست تغییر داده شود.

در صورتی که به اشتباه همزمان

۱- یکی از طبقه بندی های A، B و یا C را انتخاب کند

۲- و از طرفی ضریب رفتار R را نیز عددی کوچکتر یا مساوی ۳ وارد کند

در این صورت ضوابط لرزه ای برای سازه کنترل نمی شود (به توضیحات زیر در راهنمای ایتبس توجه کنید).



Applicability of the Seismic Requirements

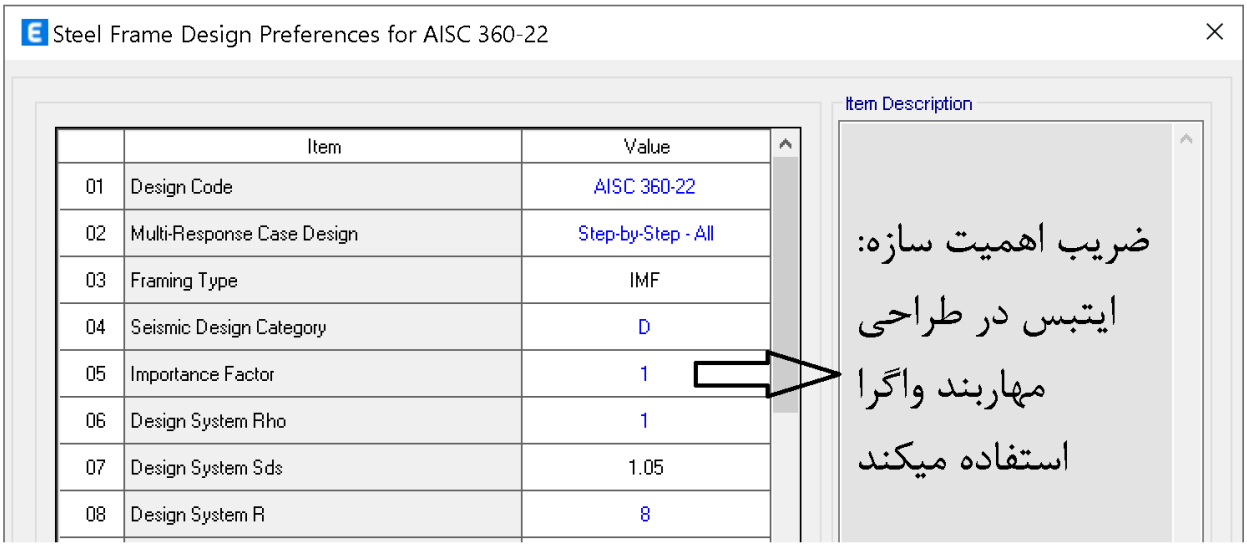
Ideally, the special seismic provisions shall apply when the seismic response modification factor, *R*, is taken as greater than 3, regardless of the seismic design category (AISC 341-16 A1). *R* is specified by the applicable building code (local code or ASCE/SEI 7). IBC actually refers to ASCE 7-16 for the value of *R* (IBC 2205.2.1, ASCE Table 12.2-1). Again, when *R* is taken as 3 or less, the structure is not required to satisfy these provisions, unless specifically required by the applicable building code.

The applicable building code generally restricts buildings designed with an *R* factor of 3 or less to Seismic Design Category (SDC) A, B, or C; however, some systems that have *R* factors less than 3 are permitted in SDC D, E, or F (IBC 2205.2, ASCE 12.2.1, ASCE Table 12.2-1).

The program assumes that the special seismic provisions are applicable to any structural steel structure that is assigned to SDC D, E, or F, irrespective of the value of *R*, and to any structural steel structure designed with an *R* greater than 3 and that is assigned to SDC A, B, or C. In addition, the program allows the

مقدار ضریب رفتار (R) تاثیری در نتایج ندارد. تنها باید مقدار آن بزرگتر از ۳ وارد شود. بنابراین اگر در دو راستا ضرایب رفتار متفاوتی داریم، یکی از دو ضریب را به دلخواه وارد میکنیم (مقدار آن مهم نیست).

Importance factor:



	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-22
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	IMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	1.05
08	Design System R	8

سوال: آیا مقدار ضریب اهمیت تنها در تعیین نیروی زلزله (E=ABI/R) کاربرد دارد؟
وارد کردن مقدار I در طراحی چه اعضایی تاثیر گذار خواهد بود؟

- در طراحی مهاربندهای EBF لازم است ایتبس دوران تیر پیوند را محاسبه کند. و برای محاسبه آن نیاز به Cd و نیز I دارد. تنها استفاده I در جدول فوق در کنترل مهاربندهای EBF می باشد و اگر در سازه از مهاربند EBF استفاده نکرده اید، ایتبس از مقدار وارد شده برای I در جدول فوق استفاده نخواهد کرد و بنابراین مهم نیست که چه مقداری برای آن وارد شود.

4.9.8 Eccentrically Braced Frames (EBF)

- The link beam rotation, θ, of the individual bay relative to the rest of the beam is calculated as the story drift Δ times bay length (L) divided by the total lengths of link beams (e) in the bay.

  The link rotation, θ, is checked as follows (AISC SEISMIC F3.4a):

  $$\theta = \frac{\Delta L}{e}$$

  – $\theta \le 0.08$ radian, where link beam clear length, $e \le 1.6 M_p / V_p$

  – $\theta \le 0.02$ radian, where link beam clear length, $e \ge 2.6 M_p / V_p$

  – $\theta \le$ value interpolated between 0.08 and 0.02 as the link beam clear length varies from $1.6 M_p / V_p$ to $2.6 M_p / V_p$.

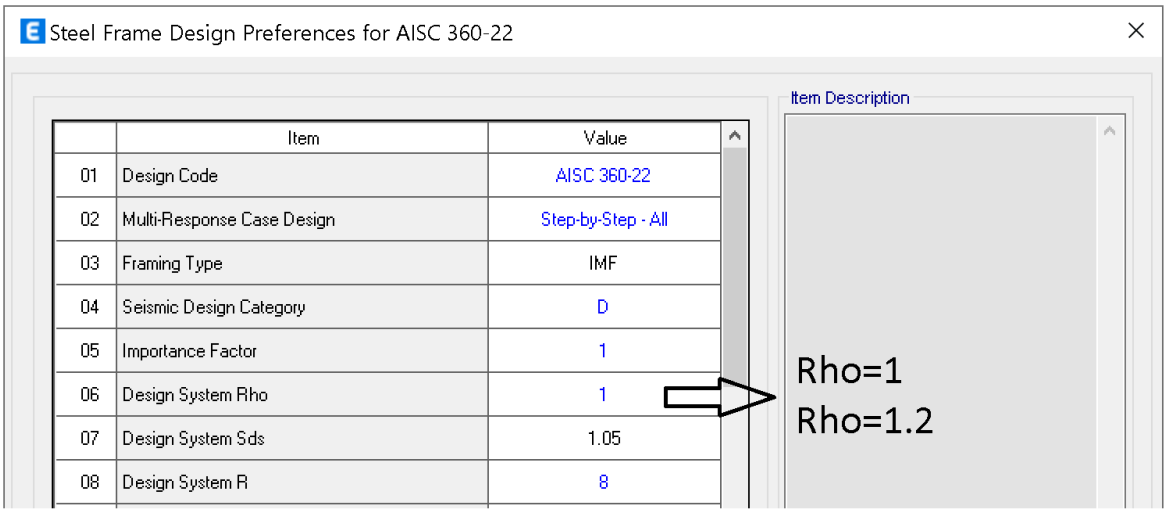
  The story drift is calculated as

  $$\Delta = \frac{\Delta_s C_d}{I},$$ (ASCE 12.8-15)

  where C_d is a System Deflection Amplification Factor and I is the system Importance Factor.

Design System Rho:

ضریب نامعینی سازه که در فصل ۲۹ به طور کامل تشریح شده است.



نکته مهم:

- وارد کردن ضریب 1.2 در این قسمت به معنای اعمال آن توسط نرم افزار نیست.

پس از وارد کردن این ضریب باید ترکیب بارهای قبلی حذف شده و مجددا با استفاده از Add Default Design Combos ایجاد شوند تا ضرایب نیروهای زلزله از 1 به 1.2 تغییر یابد.

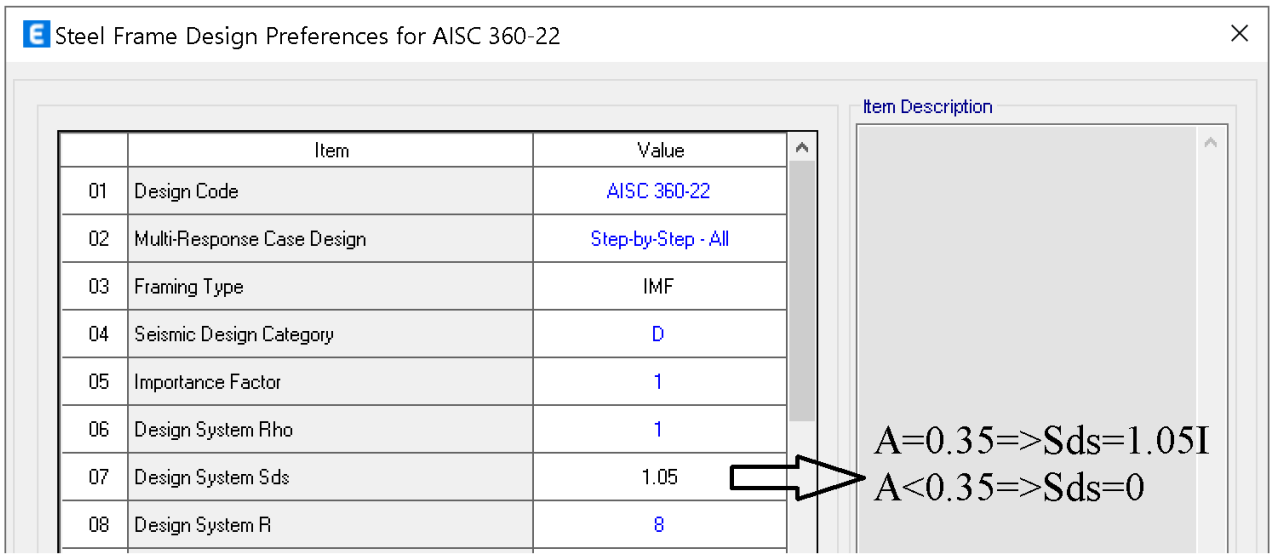
اگر کاربر در این قسمت 1.2 را وارد کند ولی ترکیب بارها را بروز نکند، ضریب نامعینی اعمال نخواهد شد.

ایتبس به صورت اتوماتیک ترکیب بارها را بروز نمی کند و پس از هر تغییری در قسمت Preferences باید ترکیب بارها مجددا ایجاد شوند تا تغییرات اثر کند.

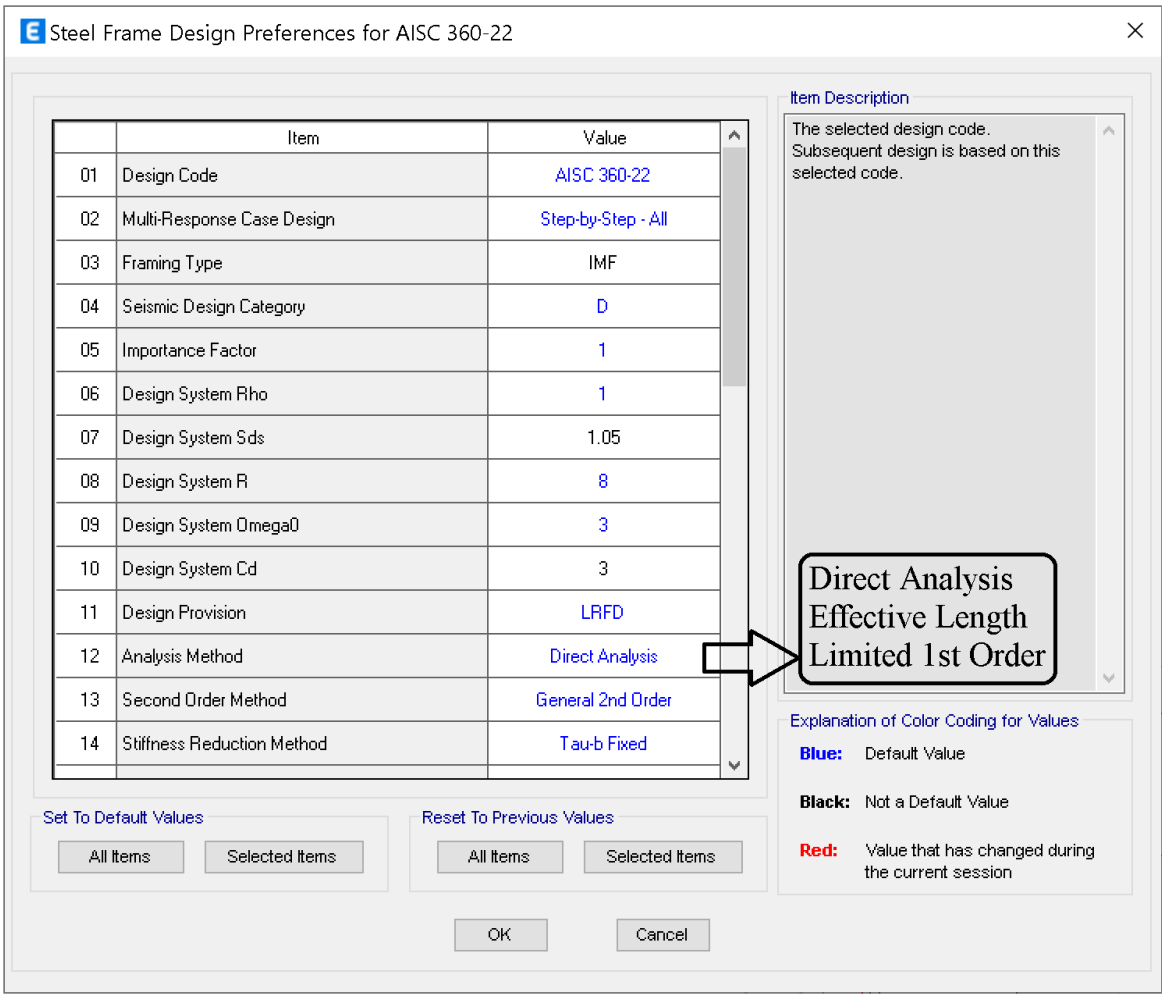
برخی کاربران ترکیب بارها را به صورت دستی تعریف می کنند. در این صورت وارد کردن مقدار ضریب Rho در این قسمت لازم نخواهد بود.

Design System Sds:

در مورد این ضریب قبلا در تعریف زلزله قائم بحث شده است به بند ۲۲ جزوه مراجعه نمایید:

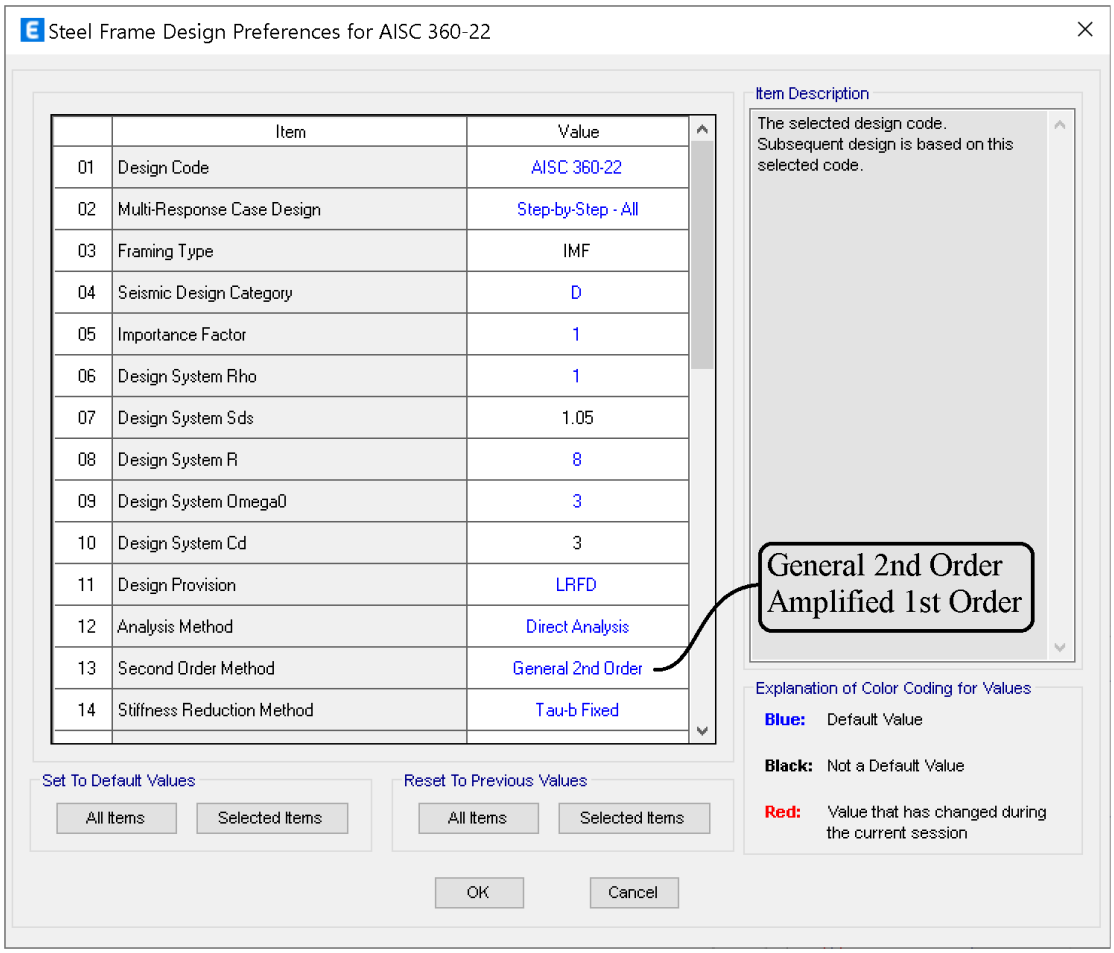


تعیین Design analysis method



- **با توجه به اینکه در برخی موارد نرم افزار ETABS قادر به محاسبه صحیح ضریب طول موثر K نیست، توصیه می شود برای طراحی از روش Direct Analysis استفاده شود.**

تعیین Second Order Method



در قسمت Second Order Method مشخص میشود که ایتبس اثرات پی دلتا شامل $P-\delta$ و $P-\Delta$ را چگونه منظور کند.

دو نوع پی دلتا داریم: $\left.\begin{matrix} P-\delta \\ P-\Delta \end{matrix}\right\}$

$P-\Delta$: مربوط به تغییرشکل جانبی طبقه هست (شکل مقابل) با فعال سازی اثر پی دلتا در قسمت Define/P-Delta Options… اثر $P-\Delta$ توسط نرم افزار منظور میشود (فارغ از اینکه در اینجا کدام گزینه انتخاب شود).

$P-\delta$: ناشی از انحنای خود عضو در طول آن است.

اگر General 2nd Order انتخاب شود، ایتبس از طریق تحلیل مرتبه دوم $P-\delta$ را منظور میکند. در این حالت لازم عضو در طول خود مش بندی شود تا در نقاط مش بندی شده اثرات ثانویه توسط ایتبس منظور شود.

اگر Amplified 1st Order انتخاب شود، ایتبس از طریق ضرایب تشدید اثر $P-\delta$ را منظور میکند.

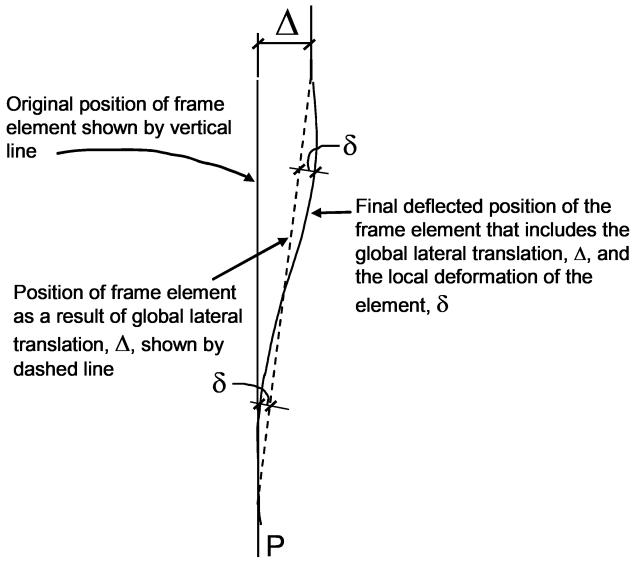
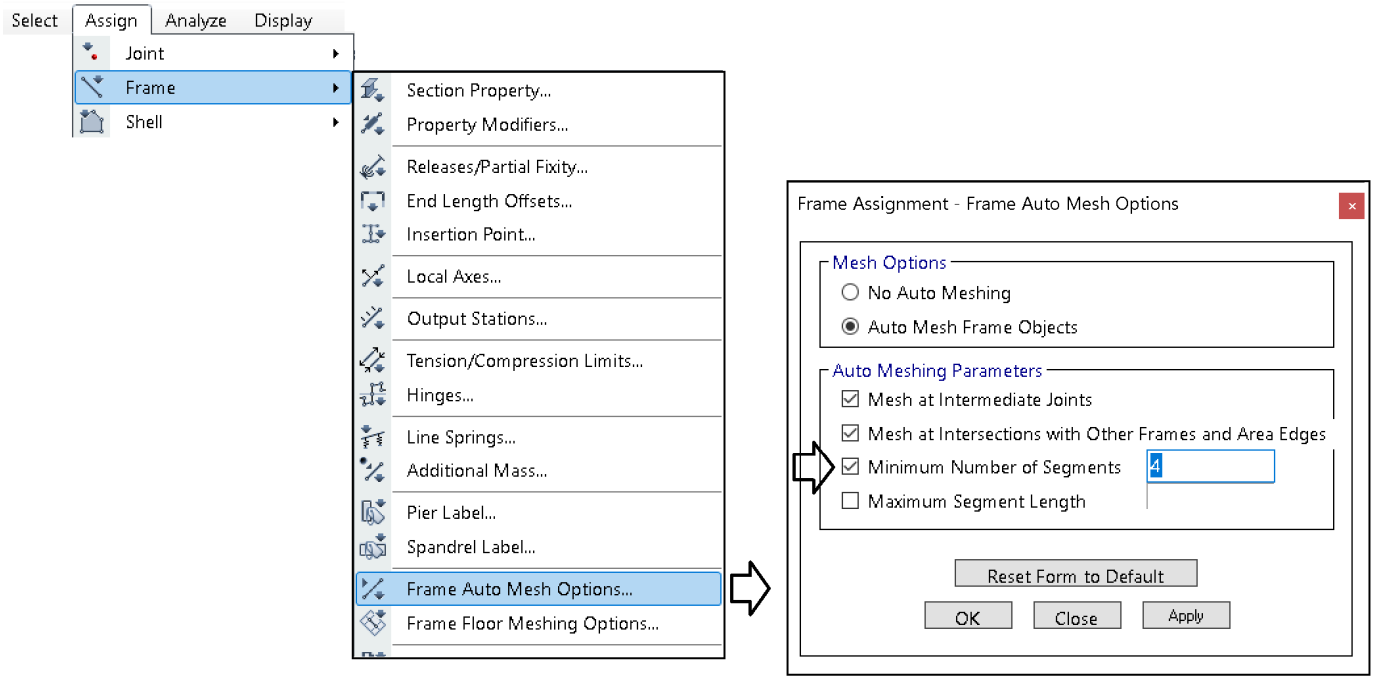


***Figure A-1:** P-Δ and P-δ effects*

- روش اول دقیق تر هست و توصیه میشود گزینه General 2nd Order انتخاب شود و همزمان مش بندی اتوماتیک ستونها اصلاح شود (صفحه بعد را ببینید)

- نکته مهم: ایتبس به صورت اتوماتیک تمامی ستونها را موقع تحلیل به دو قسمت تقسیم می کند. ولی شاید کافی نباشد. در سازه هایی که اثر $P-\delta$ قابل توجه است. در خیلی از موارد به ویژه در قابهای خمشی متعارف اثر $P-\delta$ ناچیز می باشد. در برخی موارد به ویژه برای مثال ستون با ارتفاع زیاد و بدون مهار داشته باشیم، اثر $P-\delta$ میتواند قابل توجه باشد. توصیه میشود (در صورت استفاده از General 2nd Order) جهت منظور کردن دقیق اثر $P-\delta$ توصیه میشود ستونهای سازه انتخاب شده و از طریق شکل زیر تعداد نقاط مش بندی ستونها را افزایش دهید تا دقت محاسبات $P-\delta$ قابل قبول باشد.



به توضیحات زیر از راهنمای ETABS توجه نمایید:

To properly capture the P-δ effect in a finite element analysis, each element, especially column elements, must be broken into multiple finite elements. Although a single element per member can capture the P-δ effect to some extent, the program considers that inadequate. For practical reasons, the software internally divides the column elements into two members. The user must provide additional subdivisions where a column is expected to have multiple inflection points.

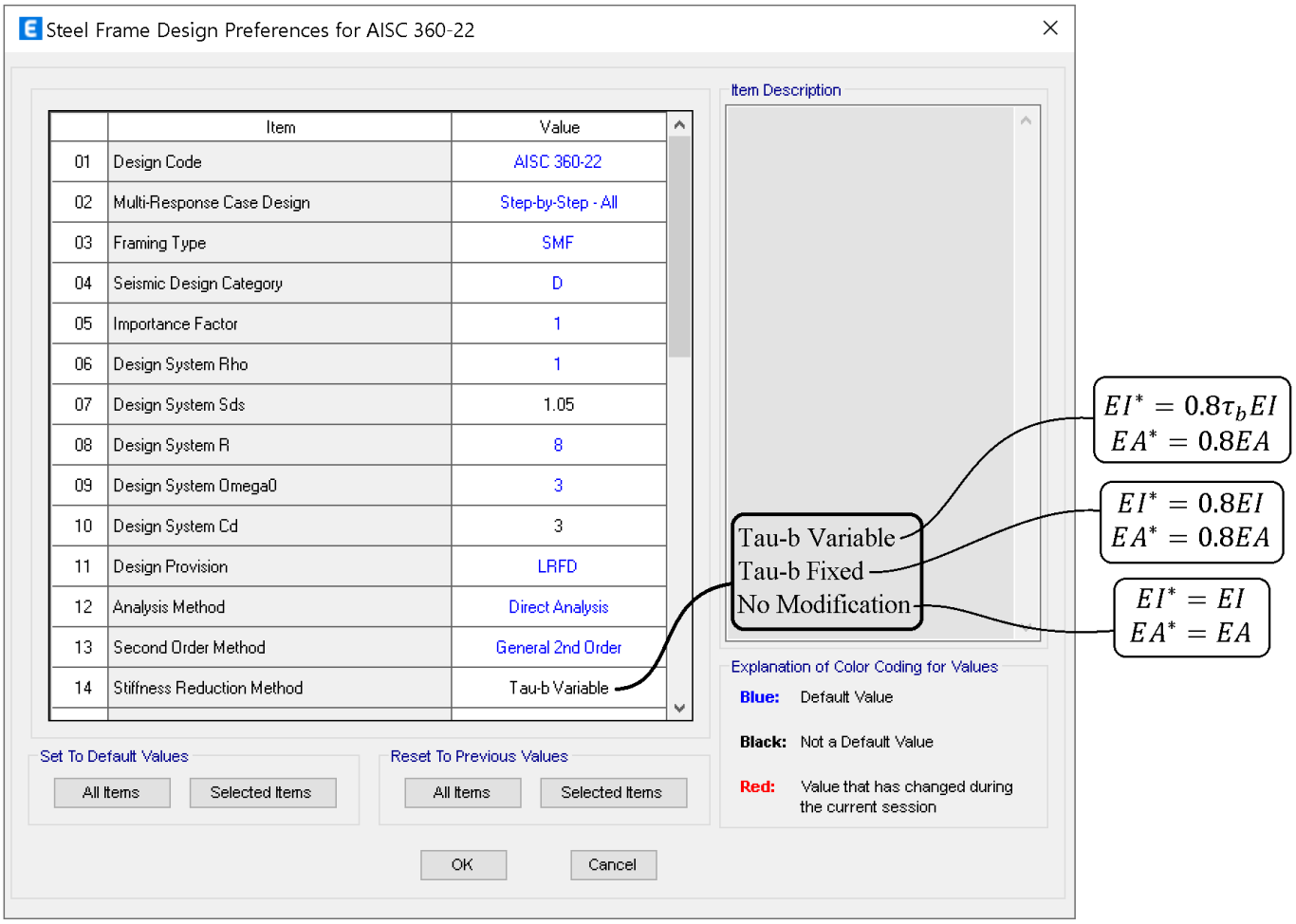
In general, steel frame design requires consideration of P-Delta effects in the analysis before the check/design is performed. Although two elements per line object are generally adequate to capture the P-Δ effect, it is recommended to use more than two elements per line object for the cases where both P-Δ and P-δ effects are to be considered for a member having multiple points of inflection. However, explicit manual breaking of the member into elements has other consequences related to member end moments and unbraced segment end moment. It is recommended that the members be broken internally by the program. In this way, the member is recognized as one unit, end of the members are identified properly, and P-Δ and P-δ effects are captured better.

در موارد فوق از نظرات ارزشمند مهندس آقازاده استفاده کرده ام. با سپاس از ایشان. https://t.me/Aghazadeh_Civil

برای اطلاعات بیشتر در این مورد به پرسش و پاسخ های منتشر شده توسط کمیته ایرانی نرم افزای ایرانی مراجعه کنید:

https://iesc.bhrc.ac.ir/%D9%BE%D8%B1%D8%B3%D8%B4%D9%87%D8%A7%DB%8C-%D9%BE%D8%A7%D8%B3%D8%AE-%D8%AF%D8%A7%D8%AF%D9%87-%D8%B4%D8%AF%D9%87/%D8%B3%D8%A7%D8%B2%D9%87-%D9%87%D8%A7%DB%8C-%D9%81%D9%88%D9%84%D8%A7%D8%AF%DB%8C

تعیین Stiffness Reduction Factor



توجه نمایید که در صورت استفاده از روش Direct Analysis یکی از دو روش Tau-b Variable و یا Tau-b Fixed باید انتخاب شود.

در صورت استفاده از روش Tau-b Fixed باید یک بار جانبی اضافی برابر با 0.001 وزن طبقات به تمامی طبقات اضافه شود (بندهای آیین نامه در صفحه بعد را ببینید).

با توجه به دقیق تر بودن حالت Tau-b Variable توصیه میشود از این روش استفاده شود. در این حالت نیازی به اعمال بار جانبی اضافه نخواهد بود.

Option1: Direct analysis, General 2nd Order, Tau-b Variable
Option2: Direct analysis, General 2nd Order, Tau-b Fixed
Option3: Direct analysis, Amplified 1st Order, Tau-b Variable
Option4: Direct analysis, Amplified 1st Order, Tau-b Fixed

Method, the user must further choose When the user selects one of the options available under the Direct Analysis and *AE* are to be considered. For options 1 and 3, Table 2-1, the stiffness how the stiffness reduction factors for *EI* factors (Tau-b) are variable because they are functions of the axial force in the members, while for methods reduction 2 and 4, the stiffness reduction factors are fixed (0.8), and not a function of axial force. If the user desires, the stiffness reduction factors (Tau-b) can be overwritten. **When options 2 and 4 are used, a higher notional load coefficient (0.003) must be used compared to methods 1 and 3 for which the notional load coefficient is 0.002**. Also, all the direct analysis methods (methods 1 through 4) allow use of *K*-factors for sway condition (K_2) to be equal to 1, which is a drastic simplification over the other effective length method.

به بندهای زیر از مبحث دهم توجه نمایید. در صورت استفاده از روش DIRECT ANALYSIS باید سختی اعضا کاهش یابد.

۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ تنظیمات سختی اعضاء

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز در تحلیل مرتبه دوم باید به شرح زیر از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

(۱) ضریب کاهش ۰/۸ برای کلیهٔ سختی‌هایی که در پایداری سازه موثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیهٔ سختی‌های تمامی اعضاء (حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند) نیز مجاز است.

(۲) علاوه بر ضریب کاهش ۰/۸ یک ضریب کاهش اضافی τ_β نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه موثر هستند.

$$(EI)^* = ۰/۸\tau_b EI \qquad (۴-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

$(EI)^*$ = صلبیت خمشی کاهش یافته عضو

E = مدول الاستیسیته فولاد

I = ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خمش

τ_b = ضریب کاهش اضافی سختی خمشی طبق رابطه ۱۰-۲-۱-۶

$$\tau_b = \begin{cases} ۱/۰ & \frac{P_u}{P_y} \le ۰/۵ \\ ۴\frac{P_u}{P_y}\left(۱ - \frac{P_u}{P_y}\right) & \frac{P_u}{P_y} > ۰/۵ \end{cases} \qquad (۶-۱-۲-۱۰)$$

در رابطهٔ ۱۰-۲-۱-۶ P_u مقاومت محوری فشاری مورد نیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y=A_gF_y$) می‌باشد.

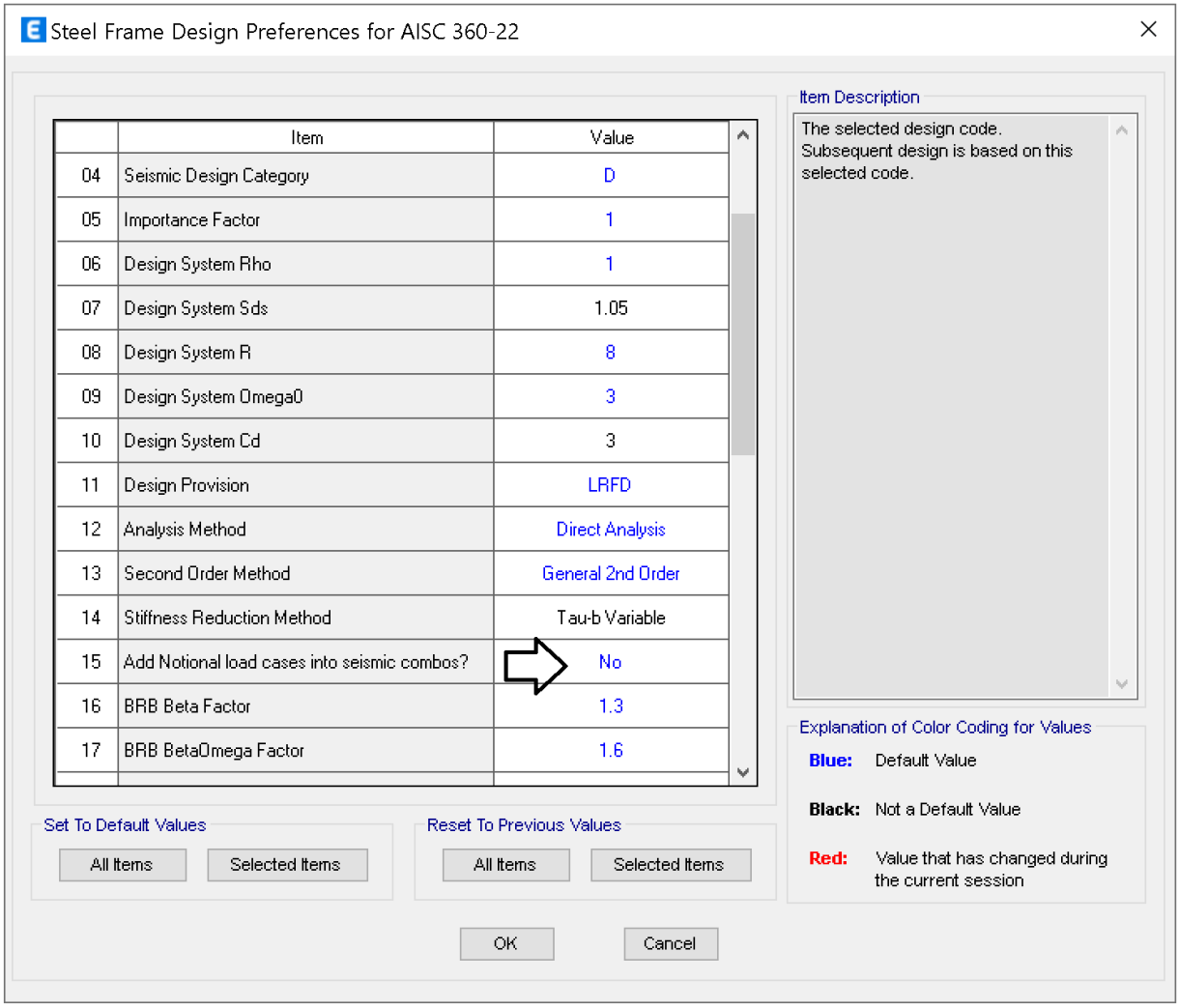
(۳) به جای استفاده از τ_b متغیر در رابطه ۱۰-۲-۱-۶ برای کاهش اضافی سختی خمشی اعضا، می‌توان مقدار τ_β را برای کلیهٔ نسبت‌های $\frac{P_u}{P_y}$ برابر یک فرض کرد مشروط بر اینکه یک بار جانبی اضافی برابر $۰/۰۰۱Y_i$ به کلیهٔ طبقات اعمال شود. این بار جانبی اضافی باید در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته شود. مورد (۲) از یادداشت بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ شامل این بار جانبی اضافی نمی‌شود.

(۴) چنانچه در یک سیستم سازه‌ای برای تأمین پایداری آن از اعضایی با مصالح دیگری به جز فولاد استفاده شده باشد و مقررات سازه‌ای مربوط به نوع مصالح ضریب کاهش سختی کوچکتری (کاهش سختی بیشتری) را الزام کرده باشد، برای آن نوع اعضاء باید ضریب کاهش سختی کوچکتر مورد استفاده قرار گیرد.

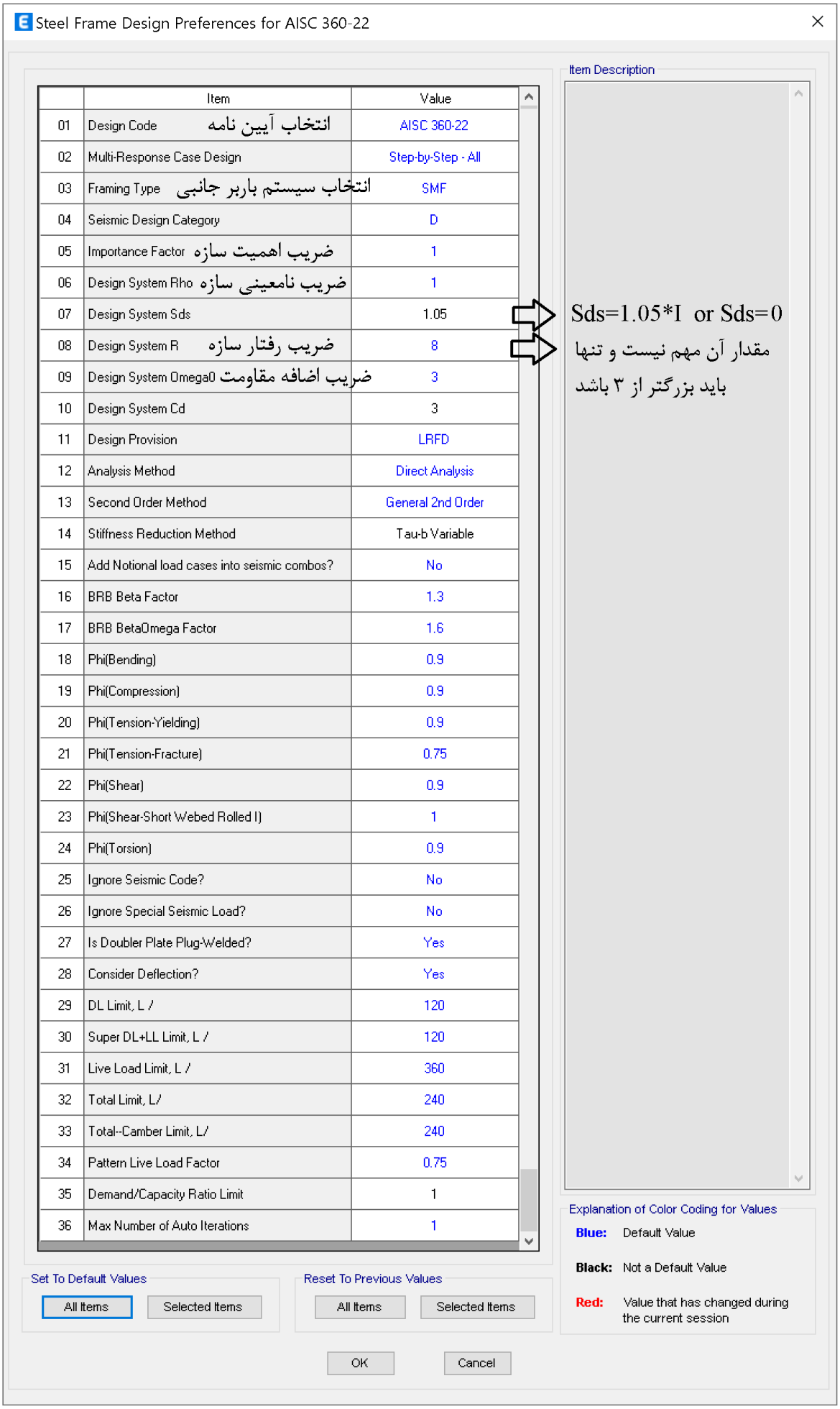
تبصره: در روش تحلیل مستقیم کاربرد سختی کاهش‌یافته فقط در تحلیل مرتبه دوم و برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضاء و کف‌ها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

با توجه به متن آیین نامه در صفحه قبل، در صورت استفاده از کاهش سختی به روش tau-b Variable و به شرط اینکه ضریب B2<1.7 باشد، لازم نیست بارهای Notional در ترکیب بارهای لرزه ای منظور شوند.

در سازه های فولادی معمولا B2<1.7 بدست می آید. بنابراین اگر $Tau - b\ Variable$ انتخاب شده باشد، در این قسمت NO را انتخاب می کنیم تا بارهای فرضی جانبی در ترکیب بارهای لرزه ای منظور نشوند.



در شکل زیر خلاصه کل تنظیمات نشان داده شده است:



	Item	Value
01	Design Code انتخاب آیین نامه	AISC 360-22
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type انتخاب سیستم باربر جانبی	SMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor ضریب اهمیت سازه	1
06	Design System Rho ضریب نامعینی سازه	1
07	Design System Sds	1.05
08	Design System R ضریب رفتار سازه	8
09	Design System Omega0 ضریب اضافه مقاومت	3
10	Design System Cd	3
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	BRB Beta Factor	1.3
17	BRB BetaOmega Factor	1.6
18	Phi(Bending)	0.9
19	Phi(Compression)	0.9
20	Phi(Tension-Yielding)	0.9
21	Phi(Tension-Fracture)	0.75
22	Phi(Shear)	0.9
23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
24	Phi(Torsion)	0.9
25	Ignore Seismic Code?	No
26	Ignore Special Seismic Load?	No
27	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
28	Consider Deflection?	Yes
29	DL Limit, L /	120
30	Super DL+LL Limit, L /	120
31	Live Load Limit, L /	360
32	Total Limit, L/	240
33	Total--Camber Limit, L/	240
34	Pattern Live Load Factor	0.75
35	Demand/Capacity Ratio Limit	1
36	Max Number of Auto Iterations	1

آیا ورق مضاعف جان (در صورت وجود) جوش انگشتانه دارد؟

- در ستونهای H شکل ایتبس می تواند ضخامت لازم برای ورق مضاعف جان را محاسبه کند (ایتبس برای ستون باکس آنرا محاسبه نمی کند).
- اگر قاب از نوع SMF باشد (شکل پذیری ویژه)، یک کنترل مضاعف بر روی ضخامت ورق مضاعف انجام می شود (بحث کمانش موضعی ورق). ایتبس باید بداند که آیا ورق مضاعف توسط جوش انگشتانه متصل می شود یا بدون جوش انگشتانه. در صورتی که سازه شکل پذیری متوسط باشد، این گزینه بی اثر خواهد بود.
- توجه شود که ضوابط کنترل برش چشمه اتصال در مبحث دهم برای شکل پذیری متوسط و زیاد، با ضوابطی که ایتبس کنترل میکند و متفاوت است.

25	Ignore Seismic Code?	No
26	Ignore Special Seismic Load?	No
27	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
28	Consider Deflection?	Yes

۱۰-۳-۳-۳-۹ برش در چشمهٔ اتصال

ب) ضخامت هر یک از ورق‌های واقع در چشمهٔ اتصال، شامل جان (یا جان‌های) ستون و ورق‌های مضاعف (در صورت وجود) باید رابطهٔ زیر را برآورده نمایند:

$$t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۱۱)$$

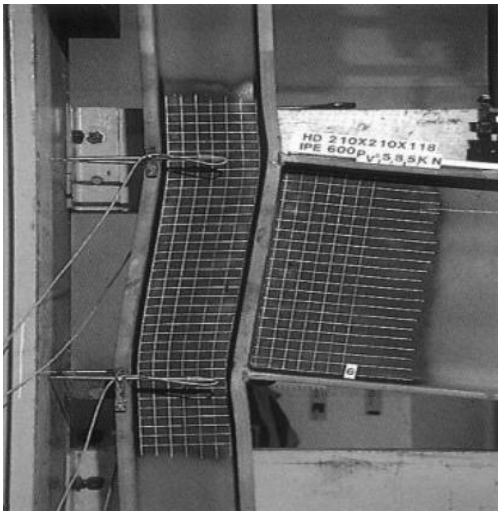
که در آن:

t_z = ضخامت جان (یا هر یک از جان‌های) ستون یا هر یک از ورق‌های تقویتی چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف)

d_z = عمق چشمهٔ اتصال که فاصلهٔ آزاد بین ورق‌های پیوستگی است.

w_z = پهنای چشمهٔ اتصال که فاصلهٔ آزاد بین بال‌های ستون است.

تبصره: درصورتی‌که ورق‌های مضاعف با جوش انگشتانهٔ کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویت چشمهٔ اتصال به‌عنوان t_z منظور می‌گردد. در این‌گونه موارد کنترل رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۳-۱۱ در فاصلهٔ بین جوش‌های انگشتانه به‌طور مجزا برای ورق‌های مضاعف و جان ستون الزامی است.



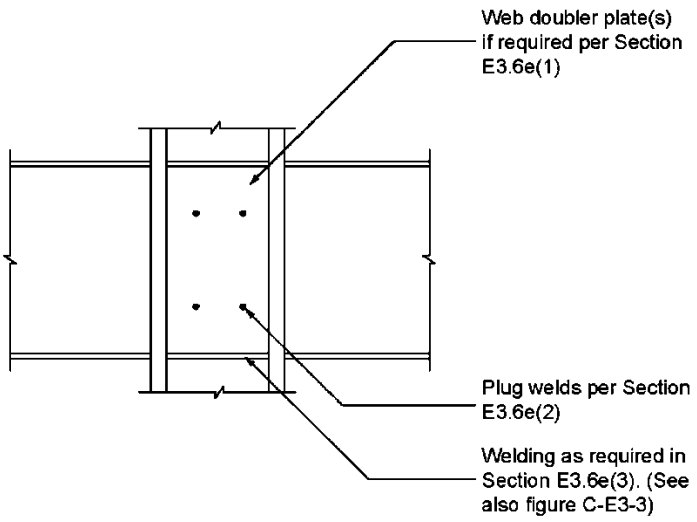
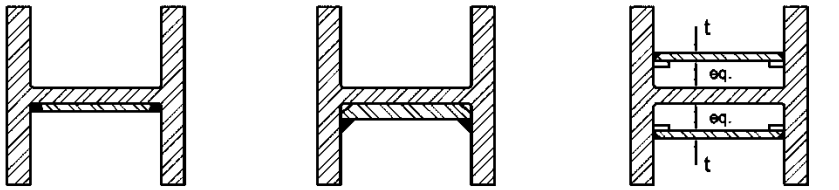


Fig. C-E3.2. Connecting web doubler plates with plug welds.



(a) Groove-welded (see k-area discussion, Commentary Sections A3.1 and D2.4)

(b) Fillet-welded (fillet weld size may be controlled by geometry, due to back-side bevel on web doubler plate)

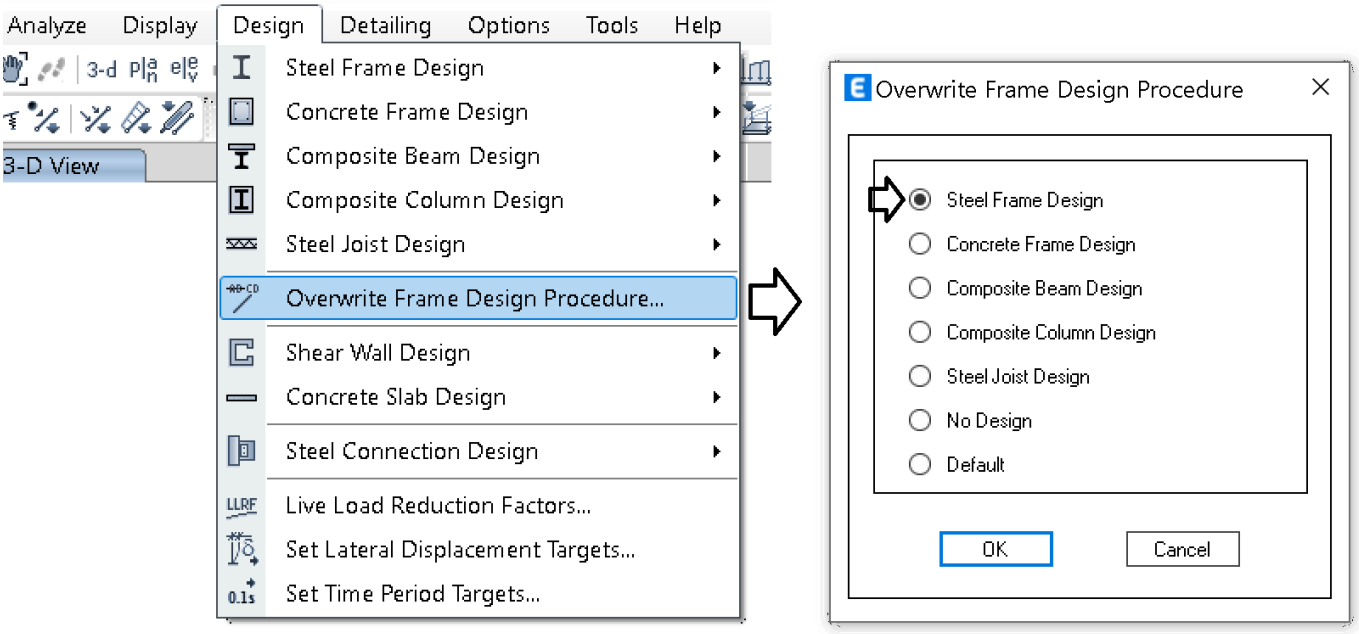
(c) Pair of equal-thickness web doubler plates, groove-welded to column

AISC 341-10:

When doublers are used with continuity plates, they may be located between the continuity plates, or they may be extended above and below the continuity plates. There are different requirements for welding the plates depending on the various configurations described. Either a complete-joint-penetration groove-welded joint or a fillet-welded joint can be used as illustrated in Figure C-E3.3(a) and C-E3.3(b) respectively.

۲۵-۱-۱ تعیین نوع طراحی تیرهای فولادی

توجه شود که نرم افزار در بیشتر موارد طراحی تیرهای فولادی را از نوع composite منظور میکند و در این صورت steel design نسبت تنشی برای تیرهای فولادی نمایش نمی دهد. توصیه میشود که در تیرهای اصلی از طراحی composite صرف نظر شود و تیرها در حالت steel design طراحی شوند. برای این منظور تیرها را انتخاب کرده و نوع طراحی آنها را مطابق شکل تعیین کنید.

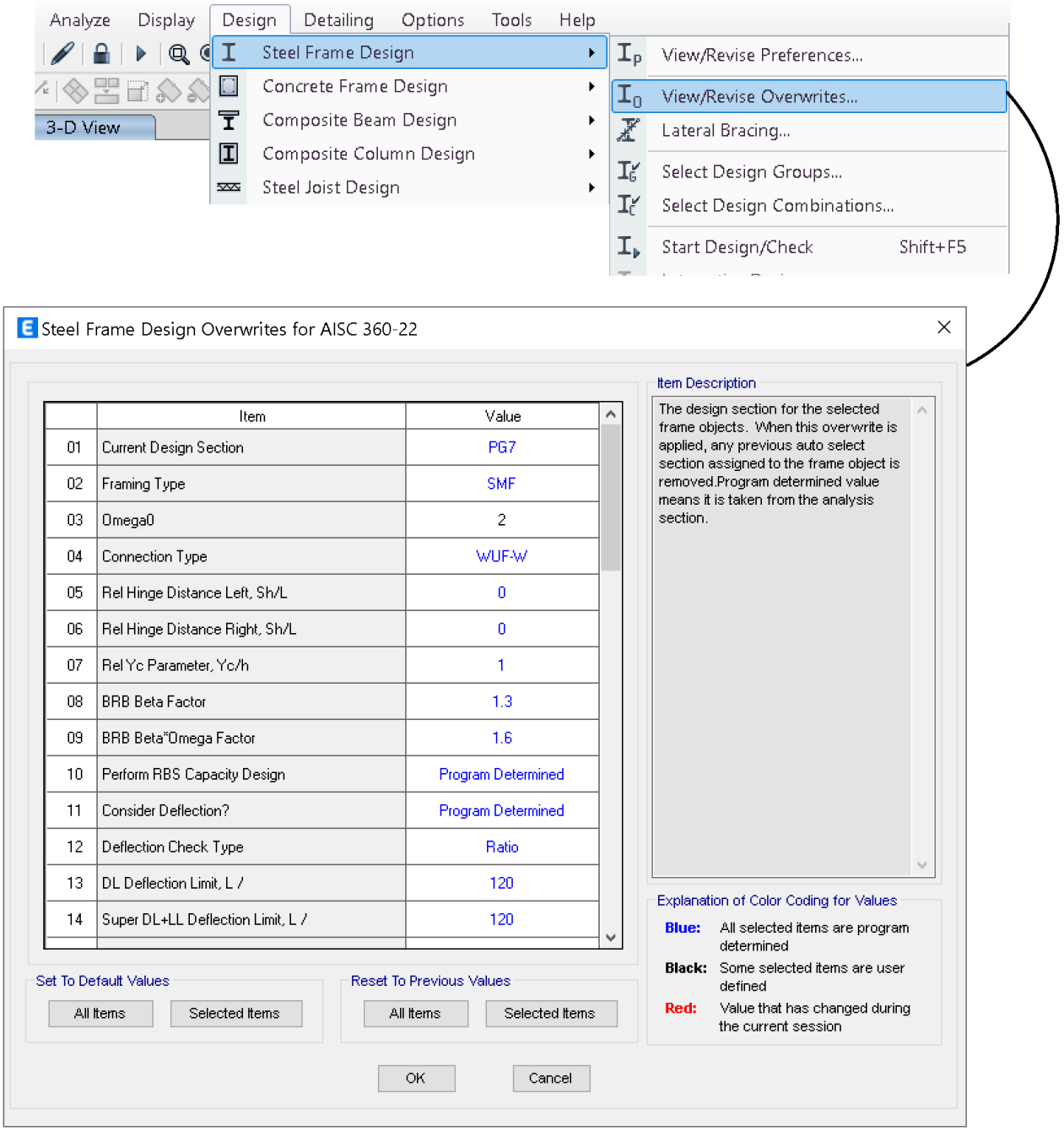


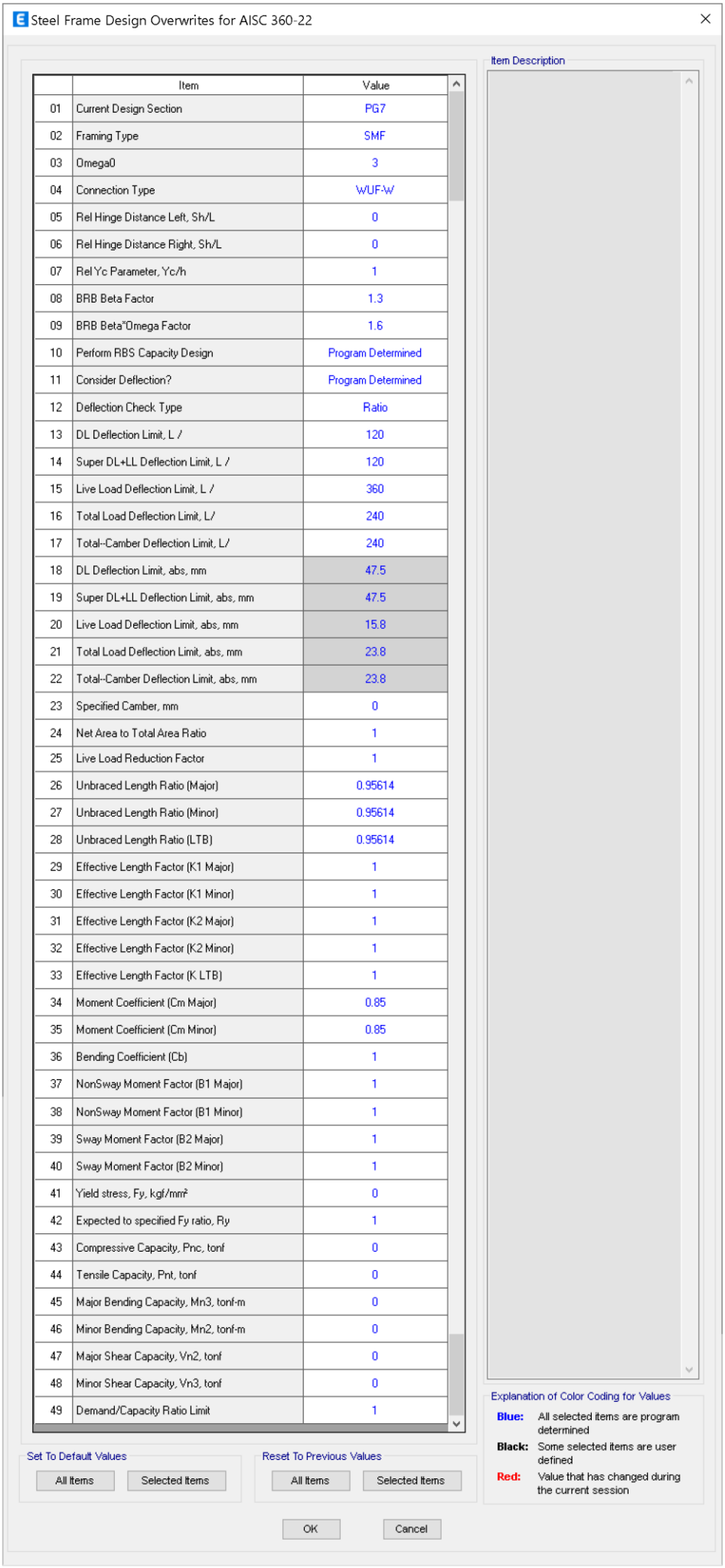
۲-۲۵ منوی Overwrite در اعضای فولادی

Preferences مشخصات عمومی کل سازه را تعیین می کند.

ولی در قسمت Overwrites ابتدا باید عضوی را انتخاب نمایید و سپس مشخصات آنرا در این قسمت تغییر دهید. به عبارت دیگر Overwrites به انتخاب شوندگان اثر می کند.

برای مثال ممکن است یک سازه در یک راستا قاب خمشی متوسط باشد و در راستای دیگر قاب ساده بادبندی شده باشد. در این حالت می توان در قسمت Preferences برای کل سازه IMF انتخاب شده باشد. سپس مهاربندها را انتخاب و از طریق Overwrites نوع سیستم آنها را به SCBF و یا OCBF تغییر داد.

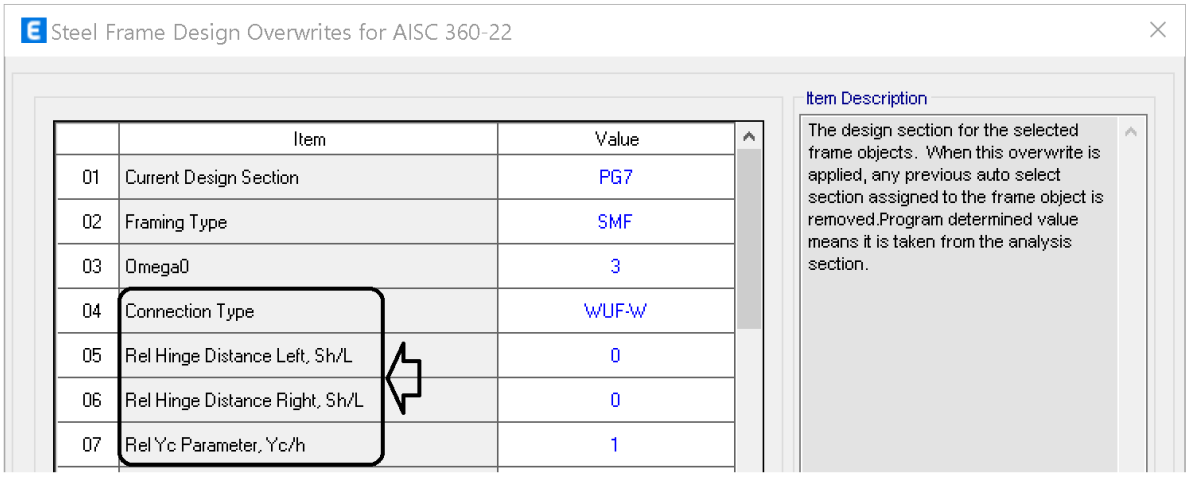




	Item	Value
01	Current Design Section	PG7
02	Framing Type	SMF
03	Omega0	3
04	Connection Type	WUF-W
05	Rel Hinge Distance Left, Sh/L	0
06	Rel Hinge Distance Right, Sh/L	0
07	Rel Yc Parameter, Yc/h	1
08	BRB Beta Factor	1.3
09	BRB Beta*Omega Factor	1.6
10	Perform RBS Capacity Design	Program Determined
11	Consider Deflection?	Program Determined
12	Deflection Check Type	Ratio
13	DL Deflection Limit, L /	120
14	Super DL+LL Deflection Limit, L /	120
15	Live Load Deflection Limit, L /	360
16	Total Load Deflection Limit, L/	240
17	Total--Camber Deflection Limit, L/	240
18	DL Deflection Limit, abs, mm	47.5
19	Super DL+LL Deflection Limit, abs, mm	47.5
20	Live Load Deflection Limit, abs, mm	15.8
21	Total Load Deflection Limit, abs, mm	23.8
22	Total--Camber Deflection Limit, abs, mm	23.8
23	Specified Camber, mm	0
24	Net Area to Total Area Ratio	1
25	Live Load Reduction Factor	1
26	Unbraced Length Ratio (Major)	0.95614
27	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.95614
28	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.95614
29	Effective Length Factor (K1 Major)	1
30	Effective Length Factor (K1 Minor)	1
31	Effective Length Factor (K2 Major)	1
32	Effective Length Factor (K2 Minor)	1
33	Effective Length Factor (K LTB)	1
34	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
35	Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85
36	Bending Coefficient (Cb)	1
37	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1
38	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1
39	Sway Moment Factor (B2 Major)	1
40	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1
41	Yield stress, Fy, kgf/mm²	0
42	Expected to specified Fy ratio, Ry	1
43	Compressive Capacity, Pnc, tonf	0
44	Tensile Capacity, Pnt, tonf	0
45	Major Bending Capacity, Mn3, tonf-m	0
46	Minor Bending Capacity, Mn2, tonf-m	0
47	Major Shear Capacity, Vn2, tonf	0
48	Minor Shear Capacity, Vn3, tonf	0
49	Demand/Capacity Ratio Limit	1

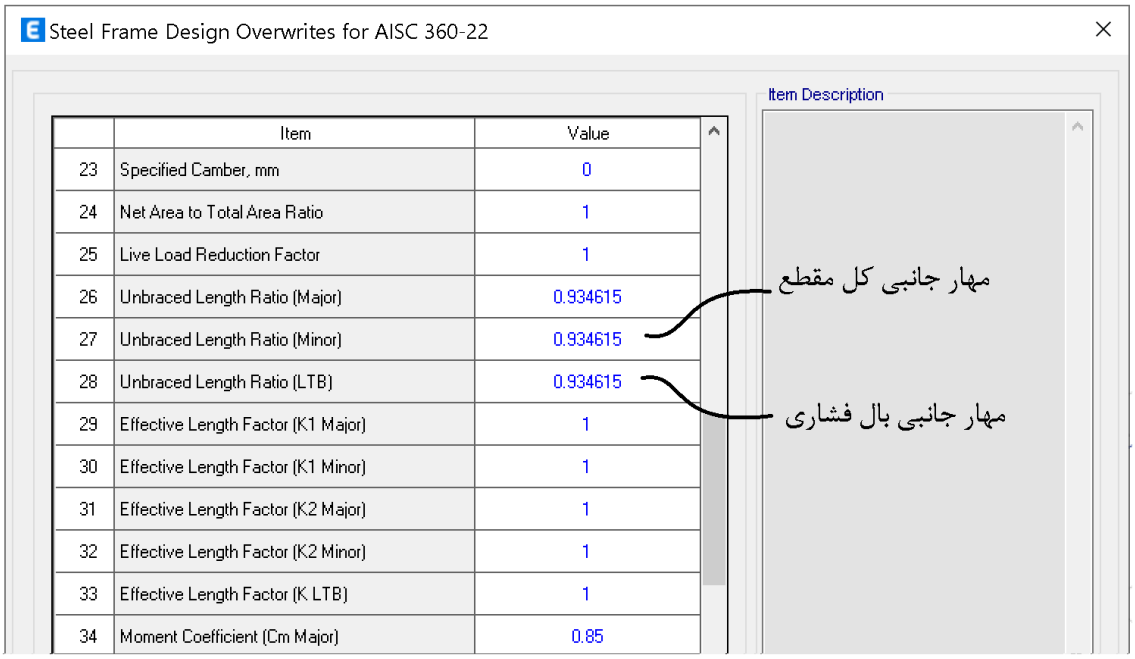
در تیرهای قابهای خمشی میتوانید پس از انتخاب تیرها نوع اتصال آنها به ستون را در این قسمت مشخص کنید.

- توجه کنید که ایتبس اتصال طراحی نمی کند.
- ایتبس از نوع اتصالی که در قسمت Connection Type مشخص می کنید، برای کنترل ضوابط تیرضعیف- ستون قوی و نیز برشی چشمه اتصال و محاسبه ضخامت ورق مضاعف استفاده میکند. بدین صورت که اگر نوع اتصال را WUF-W تعیین کنید ضریب Cpr را برابر 1.4 و برای بقیه اتصالات برابر 1.2 در نظر میگیرد. مقادیر Rel Hinge Distance فاصله محل تشکیل مفصل پلاستیک را در طول تیر نشان میدهد. برای مثال اگر طول آکس تا آکس تیر 6m باشد و محل تشکیل مفصل پلاستیک از آکس ستون برابر 0.6m باشد، این مقدار 0.1 خواهد بود. توجه شود که در ورژنهای فعلی ایتبس متاسفانه این مقادیر را در طراحی تیر و ستون منظور نمی کند! و بنابراین همان مقدار صفر را میتوان برای آن در نظر گرفت.



	Item	Value
01	Current Design Section	PG7
02	Framing Type	SMF
03	Omega0	3
04	Connection Type	WUF-W
05	Rel Hinge Distance Left, Sh/L	0
06	Rel Hinge Distance Right, Sh/L	0
07	Rel Yc Parameter, Yc/h	1

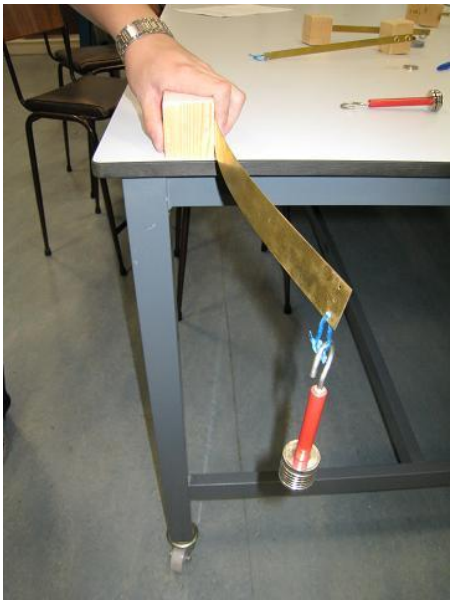
۲۵-۲-۱ مهار جانبی تیرها

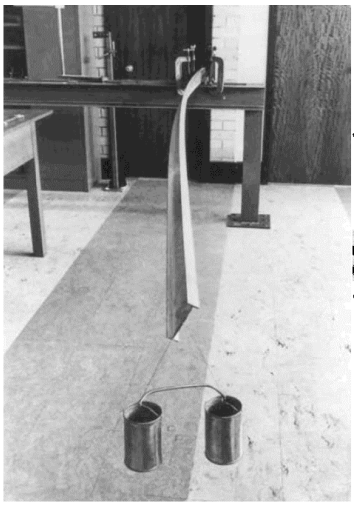


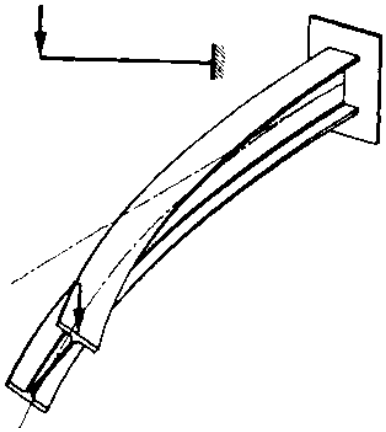
	Item	Value
23	Specified Camber, mm	0
24	Net Area to Total Area Ratio	1
25	Live Load Reduction Factor	1
26	Unbraced Length Ratio (Major)	0.934615
27	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.934615
28	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.934615
29	Effective Length Factor (K1 Major)	1
30	Effective Length Factor (K1 Minor)	1
31	Effective Length Factor (K2 Major)	1
32	Effective Length Factor (K2 Minor)	1
33	Effective Length Factor (K LTB)	1
34	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85

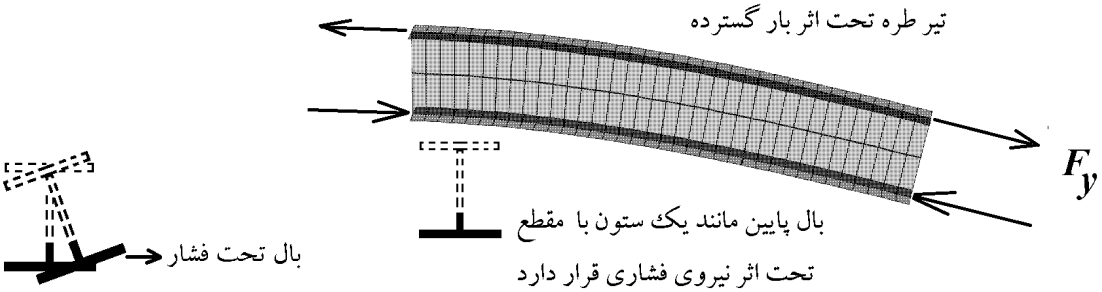
 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

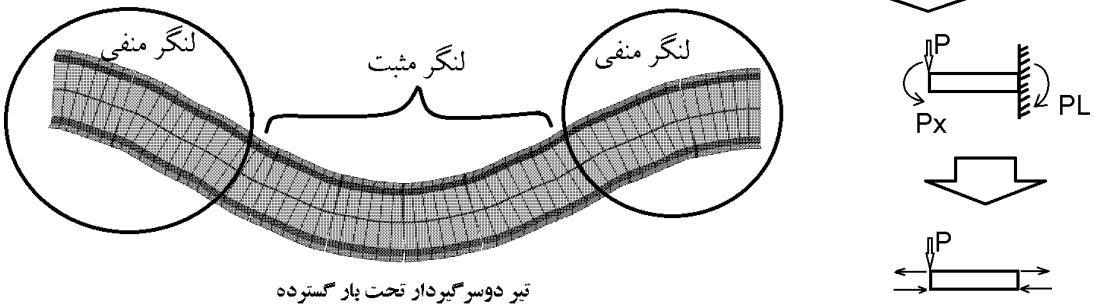
به شکل زیر توجه نمایید. تیر فاقد مهار جانبی بوده و تحت اثر خمش، کمانش پیچشی جانبی (Lateral Torsional Buckling) اتفاق افتاده است:



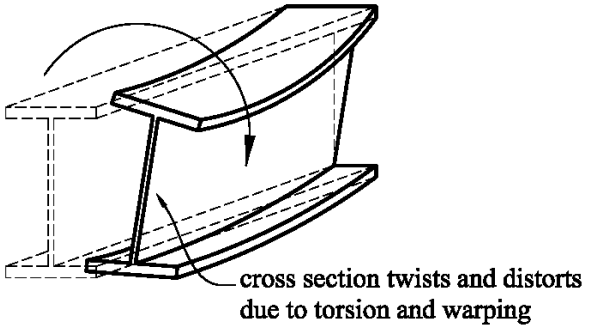




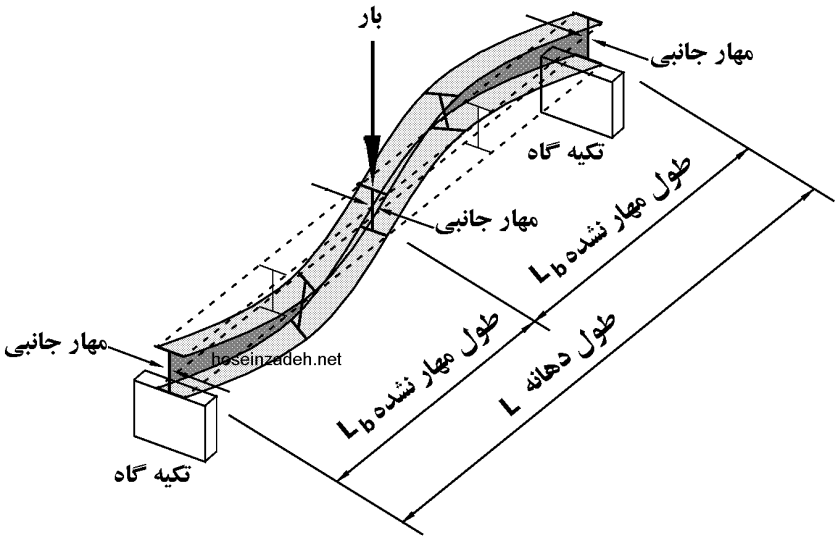




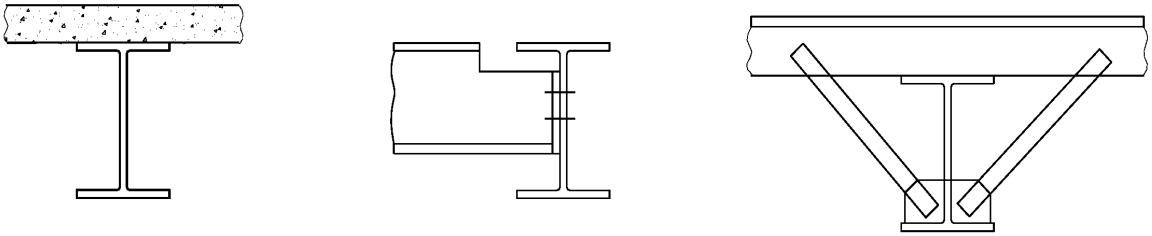
تیر دوسرگیردار تحت بار گسترده



شکل زیر کمانش جانبی یک تیر تحت بار متمرکز در وسط تیر را نشان می دهد. تیر در وسط دارای مهار جانبی می باشد:



در شکل زیر برخی از انواع مهار جانبی نشان داده شده است. در شکل سمت چپ تنها بال فوقانی مهار شده است (توسط بتن). در شکل سمت راست هر دو بال



در شکلهای زیر طراح توسط نبشی برای بال تحتانی تیرورق مهار جانبی ایجاد کرده است:





در شکل زیر هر دو بال بالا و پایین مهار شده اند:



به پرسش و پاسخ زیر در رابطه با تامین مهار جانبی توجه نمایید:

AISC
Engineering FAQs
4.3.1. What constitutes a lateral brace for a beam?
The designer may use one or both of two general options to provide a beam brace:

(1) brace the flange subject to compression directly or

(2) prevent twist of the cross section.

A direct brace may be provided for a primary member by a properly attached floor system itself or by a secondary framing member. Generally, a brace connection, such as the simple shear connection for an infill beam, that is located within the one-third depth of the beam web that is closest to the compression flange can be considered to provide a direct brace. If this is not the case, transverse stiffening can be provided to prevent twist and transfer the bracing effectiveness from a properly attached floor system to the compression flange.
A long-standing rule of thumb is to provide bracing for two percent of the compressive force in the flange or member being braced. Although it lacks an explicit consideration of the required bracing stiffness, this approximation is typically conservative. Note that the two percent rule applies only to compression members that are considered straight within ASTM tolerances. AISC Specification, Appendix 6, addresses requirements for stability bracing of beams and columns.

Yura, J.A. and T.A. Helwig, 2001 Lecture notes for SSRC/AISC seminar “Bracing for Stability”, AISC, Chicago, IL.

Yura, J.A, 2001, “Fundamentals of Beam Bracing,” Engineering Journal, Vol. 38, No. 1, (1st Qtr.), pp. 11-26, AISC, Chicago, IL.

last modified 1 January 2006



در قابهای خمشی متوسط و ویژه هر دو بال تیر (بال بالا و پایین) مهار جانبی تامین شود. البته به جای مهار هر دو بال میتوان از مهار پیچشی برای کل مقطع استفاده کرد. حداکثر فاصله این مهارها در بند زیر مشخص شده است. برای مثال برای مقطع IPE270 با فولاد S240 اگر تیر جزئی از قاب خمشی ویژه باشد، فواصل مهارها نباید بیش از $\frac{0.086r_yE}{R_yF_y} = \frac{0.086\times30.2\times2\times10^5}{1.2\times240} = 1804\ mm$ در نظر گرفته شوند. توجه شود که در صورتی که سقف بتنی با برش گیر به بال فوقانی تیر متصل شود، می تواند به عنوان مهار برای بال فوقانی عمل کند. در این حالت تنها بال تحتانی نیاز به مهار خواهد داشت.



۱۰-۳-۲ الزامات لرزه‌ای عمومی

۱۰-۳-۲-۸ مهار جانبی تیرها

۱۰-۳-۲-۸-۱ مهارهای جانبی در اعضای با شکل‌پذیری متوسط

الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی با شکل‌پذیری متوسط باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

۱- هر دو بال تیر باید به‌صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.

۲- در طول تیر، فاصلهٔ مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.17r_yE}{R_yF_y}$ بیشتر باشد. r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

۱۰-۳-۲-۸-۲ مهارهای جانبی در اعضای با شکل‌پذیری زیاد

الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی تنها با شکل‌پذیری زیاد باید الزامات مهارهای جانبی تیرهای فولادی تنها با شکل‌پذیری متوسط را برآورده نمایند، با این تفاوت که در طول تیر فاصلهٔ مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.086r_yE}{R_yF_y}$ بیشتر باشد، که در آن r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر نسبت به محور ضعیف است.

25	Live Load Reduction Factor	1
26	Unbraced Length Ratio (Major)	0.934615
27	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.934615
28	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.934615
29	Effective Length Factor (K1 Major)	1

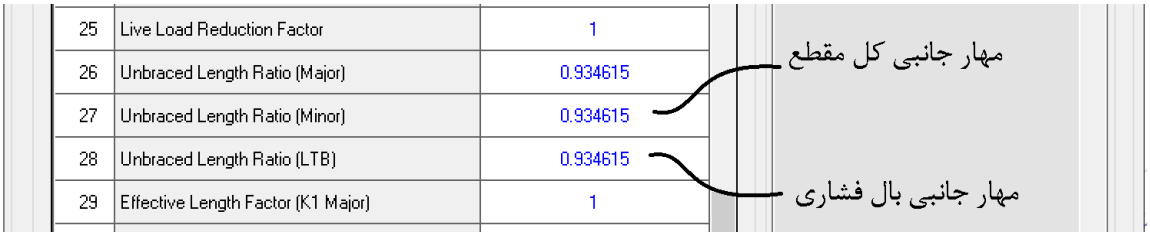
مهار جانبی کل مقطع

مهار جانبی بال فشاری

در رابطه ضریب Unbraced Length Ratio (Minor) باید به موارد زیر توجه داشت:

- این ضریب تنها برای تیرهای مهم هست که از نوع IMF و یا SMF باشند. بنابراین در تیرهای دوسرمفصل (که در زلزله مشارکت ندارند) و از نوع OMF تعریف شده اند، تغییر این ضریب تاثیری ندارد.
- اعدادی که به صورت پیشفرض توسط ایتبس نمایش داده میشود نسبت طول آزاد تیر به طول آکس تا آکس تیر می باشد.
- اگر به تیر قاب خمشی تیرهای فرعی متصل باشد، ایتبس مقدار این ضریب را برابر نسبت فاصله آزاد مهار نشده تیر به طول کل تیر در نظر می گیرد.
- باید توجه داشت صرف وجود تیر فرعی نمی تواند مهار جانبی محسوب شود. سختی تیر فرعی باید در حدی باشد که بتواند از حرکت جانبی دو بال تیر و یا پیچش آن جلوگیری کند. در رابطه با سختی لازم تیر فرعی ضوابطی در مبحث دهم جدید ارائه شده است. به صورت تقریبی در مواردی که تیرچه هایی عمود بر تیرورق به جان آن متصل شده است (و تیرچه دو سوم عمق تیرورق را پوشش داده است) و یا اینکه بال پایین به صورت مستقیم توسط نبشی مهار شود (به شکلهای صفحات قبل رجوع کنید) و از طرفی بال فوقانی توسط بتن سقف مهار شده باشد، می توان ادعا کرد که هر دو بال مهار جانبی دارند.
- به جای استفاده تیر فرعی میتوان از مهار جانبی برای ایجاد مهار استفاده کرد.

در تیرهایی که بال "فشاری" مقطع مهار جانبی داشته باشد، می توان این ضریب را کاهش داد:



در رابطه ضریب Unbraced Length Ratio (LTB) باید به موارد زیر توجه داشت:

- این ضریب برای تمامی تیرها (حتی آنهایی که OMF هستند) تاثیر دارد. مقاومت خمشی مقطع بر اساس طول مهار نشده بال فشاری تعیین می شود. بنابراین تغییر این ضریب می تواند در مقاومت خمشی تیرهای فولادی موثر باشد.
- در تیرهای دوسرمفصل (که خمش منفی ندارند) "اگر بال فوقانی توسط سقف مهار شده باشد" می توان مقدار LTB را عددی نزدیک به صفر وارد کرد.
- در تیرهای دوسرمفصل که به سقف متصل نیستند، اجازه نداریم این ضریب را تغییر دهیم.
- در تیرهای دوسرگیردار که به سقف متصل نیستند، اجازه نداریم این ضریب را تغییر دهیم.
- در تیرهای دوسرگیردار که به سقف متصل هستند، بال فوقانی دارای مهار جانبی محسوب می شود ولی با توجه به اینکه در تیرهای دوسرگیردار لنگر منفی نیز داریم، بال تحتانی مقطع می تواند بال فشاری محسوب شود. در این صورت تنها زمانی اجازه داریم LTB را کاهش دهیم که برای بال تحتانی نیز مهار مهیا شده باشد.
- نقطه عطف تیرهای دوسرگیردار، مهار جانبی محسوب نمی شود. تحت بار ثقلی و یا زلزله حداقل یک نقطه عطف در تیرهای دوسرگیردار داریم. ممکن است طراح با توجه به این موضوع، مقدار LTB را برای تیرهای دوسرگیردار برابر 0.5 و یا عددی کمتر وارد کند که چنین اجازه ای ندارد.

تمامی نکاتی که برای مهار هر دو بال در صفحه قبل اشاره شد برای LTB نیز برقرار است.

در صورت استفاده از روش "آنالیز مستقیم"، تمامی ضرایب K باید برابر یک باشند. خود نرم افزار آنها را برابر یک منظور می کند و نیازی به تغییر آنها نیست.

29	Effective Length Factor (K1 Major)	1
30	Effective Length Factor (K1 Minor)	1
31	Effective Length Factor (K2 Major)	1
32	Effective Length Factor (K2 Minor)	1
33	Effective Length Factor (K LTB)	1

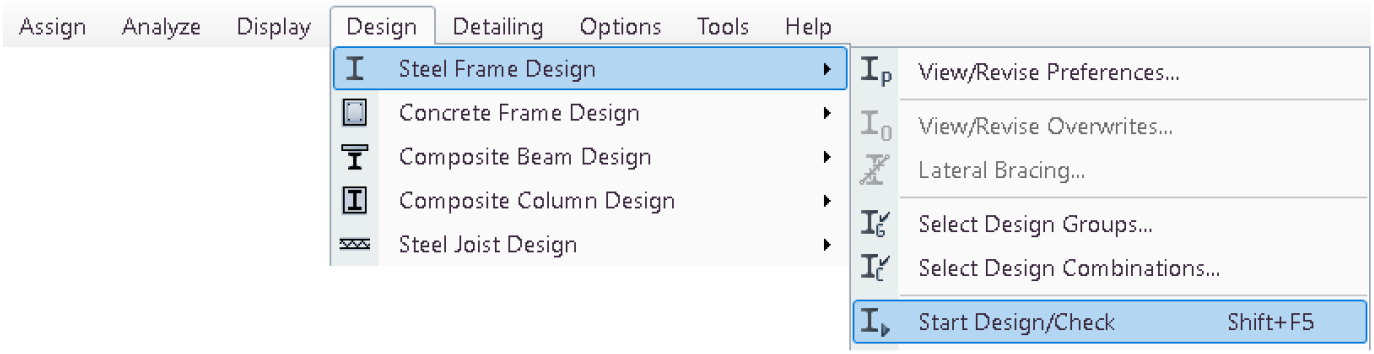
در این رابطه به توضیحات زیر از راهنمای ایتبس توجه کنید:

1.3.2 Direct Analysis Method

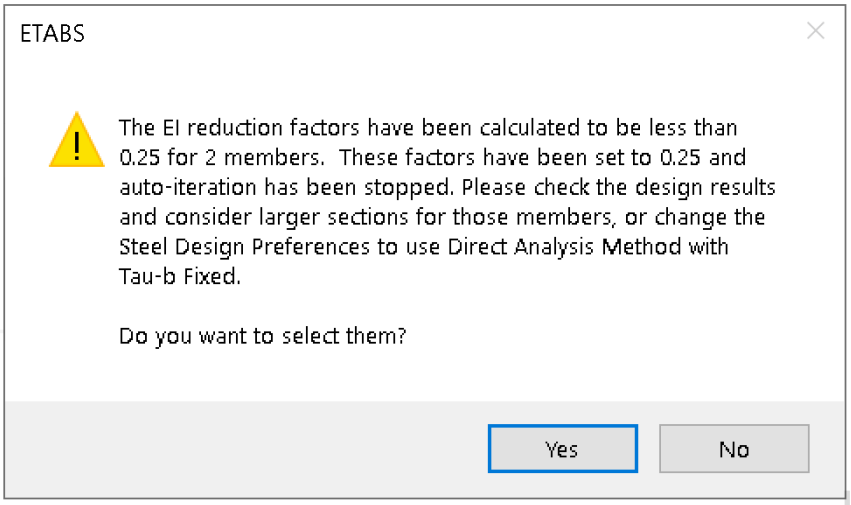
The Direct Analysis Method is expected to determine the internal forces of the structure more accurately, provided care is used in the selection of the appropriate methods used to determine the second-order effects, notional load effects and appropriate stiffness reduction factors as defined in AISC C2. Additionally, the Direct Analysis Method does not use an effective length factor other than K = 1.0. The rationale behind the use of K = 1.0 is that proper consideration of the second-order effects (P-Δ and P-δ), geometric imperfections (using notional loads) and inelastic effects (applying stiffness reductions) better accounts for the stability effects of a structure than the earlier Effective Length methods.

۲-۲-۲۵ طراحی سازه فولادی و مشاهده نتایج

با انتخاب گزینه زیر ایتبس اعضای فولادی را طراحی و کنترل می کند.

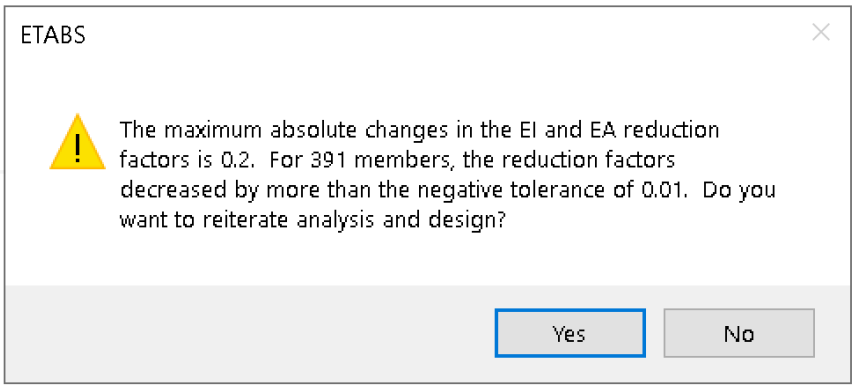


اگر عضوی بیش از اندازه ضعیف باشد (نسبت به بارهای وارد بر آن) در این صورت ضریب کاهش سختی آن (Tau-b) عددی نزدیک به صفر بدست می آید. در اینگونه موارد پیغام زیر نمایش داده می شود. اگر Yes را انتخاب نمایید، عضو یا اعضایی که بیش از اندازه ضعیف هستند انتخاب می شوند.

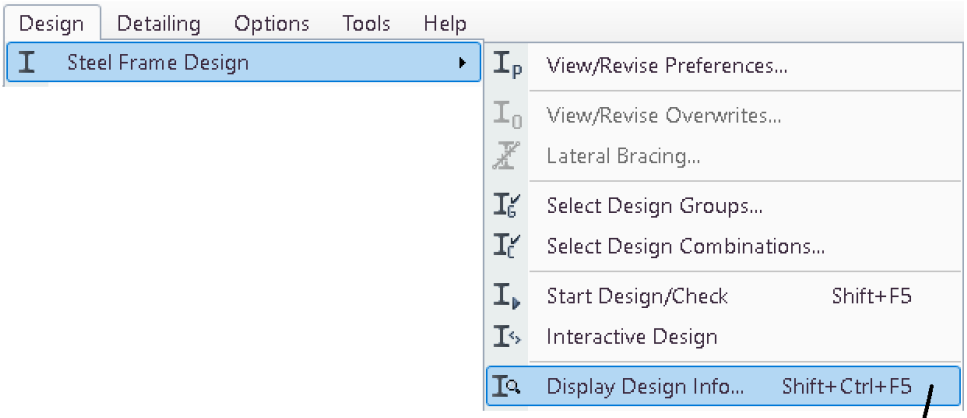


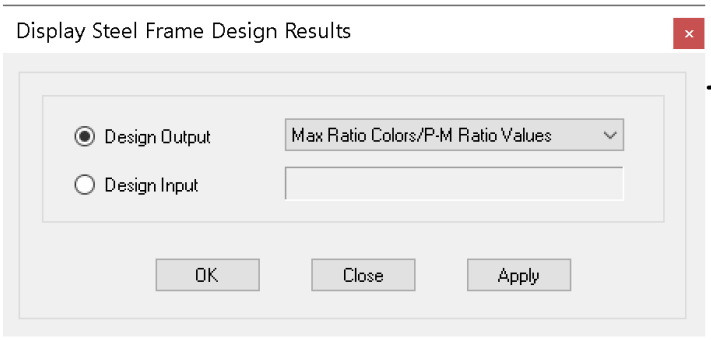
در صورت استفاده از روش Tau-b Variable ممکن است پس از طراحی اولیه با پیغام زیر مواجه خواهید شد.

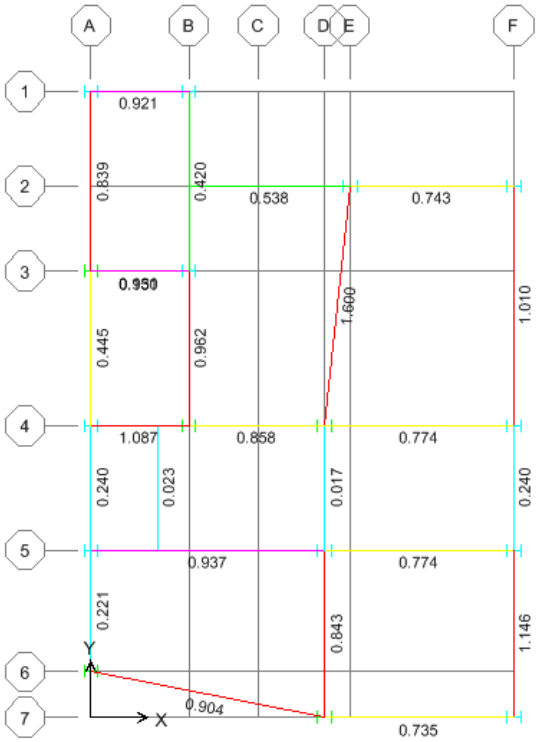
این پیغام گزارشی از میزان تغییر سختی ها ارائه می کند. با توجه به تغییر سختی اعضا بهتر است تحلیل سازه مجددا با سختی های اصلاح شده تکرار شود. اگر Yes را انتخاب نمایید، تحلیل سازه با سختی های جدید تکرار می شود.



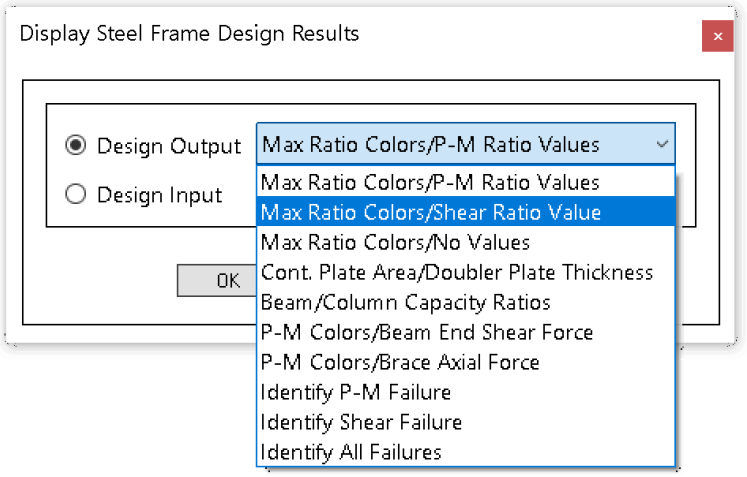
نسبت تنش ناشی از خمش و نیروی محوری اعضا را می توان از طریق منوی زیر مشاهده کرد:

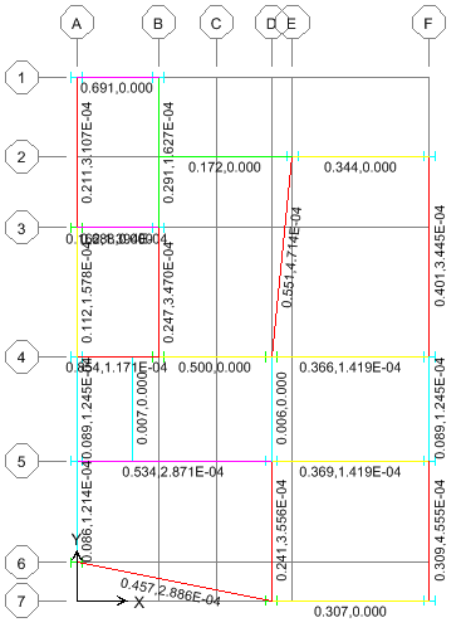






نسبت تنش ناشی از برش در اعضا را می توان به صورت زیر مشاهده کرد:

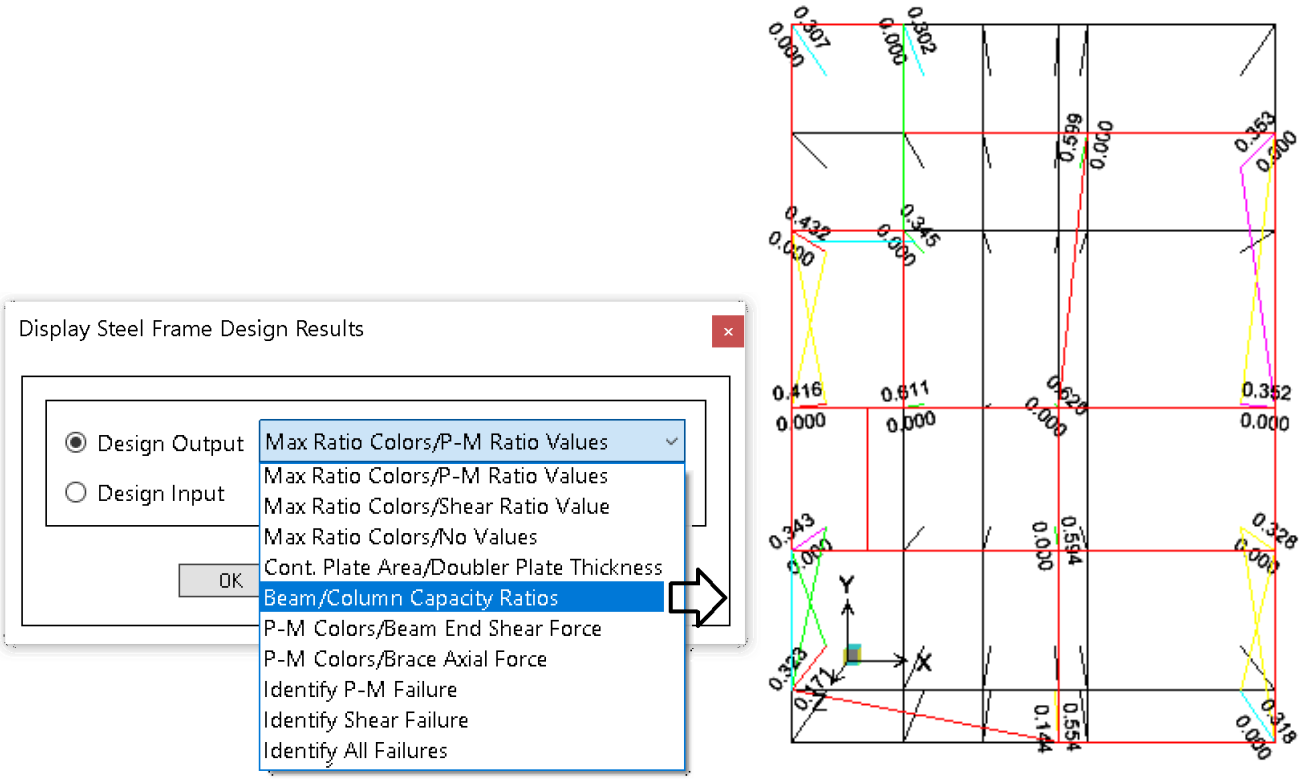




۳-۲-۲۵ کنترل نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر

کنترل این نسبت تنها در سازه های با قاب خمشی ویژه (SMF) انجام می شود.

کنترل این ضابطه متاسفانه تنها برای ستونهای H شکل انجام می شود. در صورتی که مقطع ستون باکس باشد و یا مقاطع آنها توسط section designer تعریف شده باشد، این ضابطه کنترل نمی شود.



*توجه: مراحل کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در ایتبس با ضوابط مبحث دهم در این زمینه همخوانی ندارد و بنابراین توصیه میشود این ضوابط مستقلا توسط کاربر کنترل گردد.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۴-۲-۲۵ برش طراحی لرزه ای

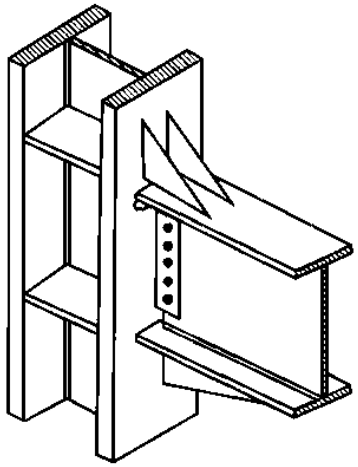
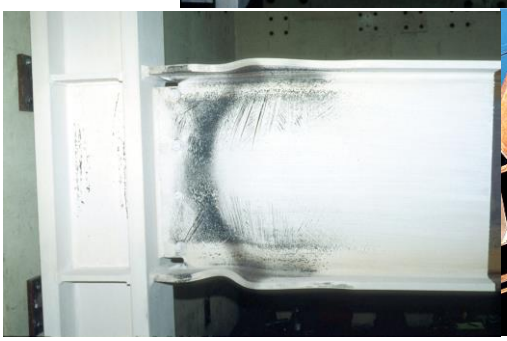
برای ایجاد اتصال گیردار به ستون بالهای تیر باید به ستون متصل شوند. شکل سمت چپ یک اتصال مفصلی است چون هنوز بالهای تیر به ستون جوش نشده اند. در شکل سمت راست بال نیز جوش شده است و اتصال تبدیل به اتصال صلب شده است.



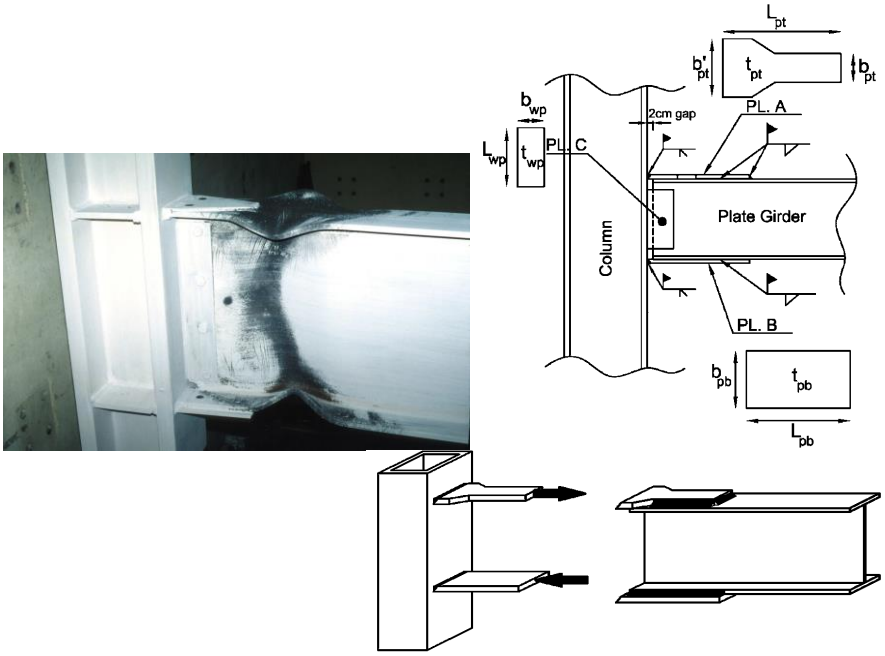

پس از جوش دادن بال تیر به ستون محل جوشکاری ترد شکن می شود. شکلهای زیر محل شکست بال به ستون را نشان می دهند. علت: جوشکاری موجب خشکی اتصال می شود. این نوع خرابی یک خرابی ترد محسوب می شود.



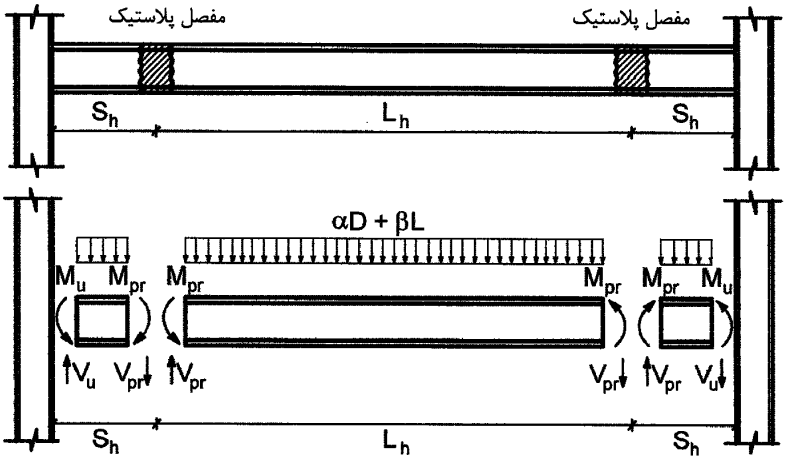

با قرار دادن سخت کننده در بر اتصال و افزایش مقاومت اتصال در "بر ستون" محل خرابی به داخل تیر منتقل می شود.
این خرابی نرم محسوب می شود و در محل خرابی خشکی ناشی از جوش مشاهده نمی شود.


ورق روسری و زیر سری موجب می شود مفصل پلاستیک در داخل تیر تشکیل شود و شکست ترد اتفاق نیفتد:



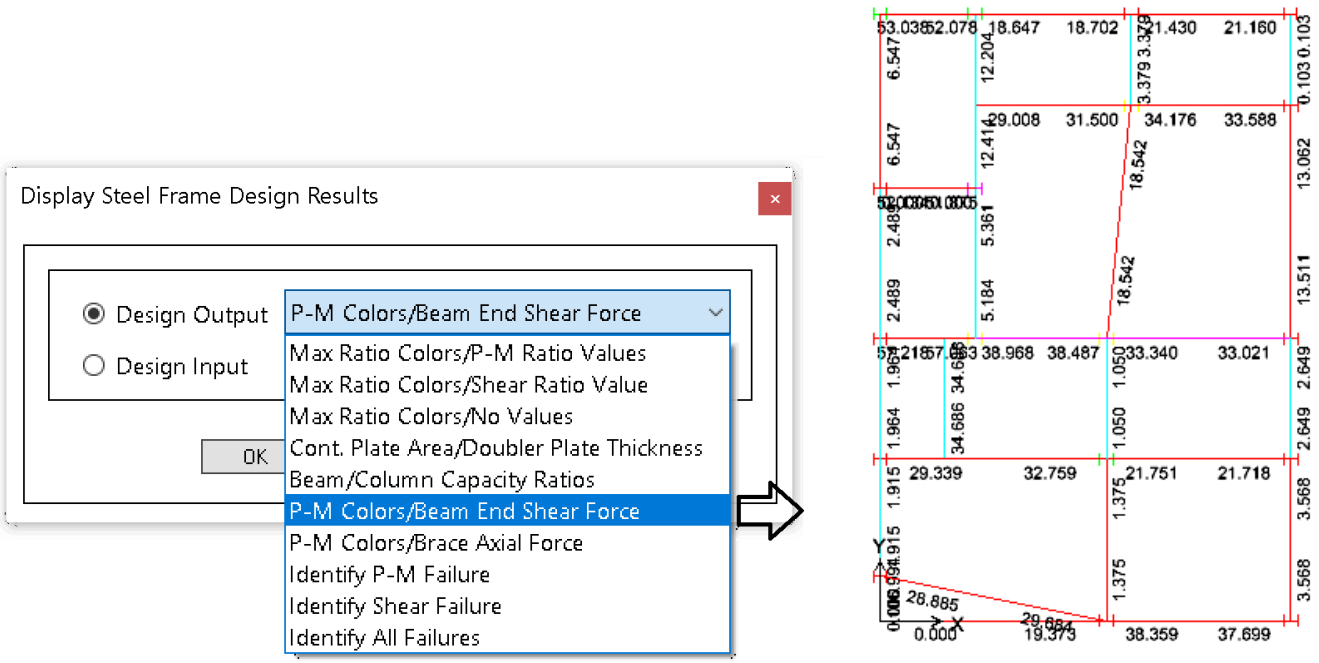
با طراحی مناسب اتصال خمشی تیر به ستون، می توان تضمین کرد که تحت بار جانبی خرابی تیر به فاصله مناسب (Sh در شکل زیر) از بر ستون خواهد بود.



شکل ۱۰-۳-۸-۱ نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر جانبی

جهت طراحی اتصال خمشی تیر به ستون نیاز به محاسبه Vpr می باشد (توضیحات کامل مراحل محاسبه در فصل اتصالات سازه فولادی همین کتاب ارائه شده است).

از طریق شکل زیر می توان مقدار Vpr را از نرم افزار استخراج کرد.



- توجه شود که در شکل فوق برش دو انتهای تیر با فرض Sh=0 محاسبه می شود. و بنابراین در مواردی که Sh=0 نمی باشد، این اعداد معتبر نبوده و کاربر باید مستقل از ایتبس آنها را محاسبه کند.
- در صورتی که تیر از نوع SMF باشد، مقدار فوق بر اساس روابط زیر محاسبه می شود:

$$V_u = \frac{CM_{pb}}{L_h} + V_{DL} + V_{LL} \text{ (LRFD)}, \qquad \text{(AISC SEISMIC E3.6d, ASCE 2.3.2-5)}$$

where,

V = Shear force corresponding to END I or END J or beam

C = 0 if beam ends are pinned, or for cantilever beam
= 1 if one end of the beam is pinned
= 2 if no ends of the beam are pinned

M_{pb} = Plastic moment capacity of beam = $1.1 R_y M_p$

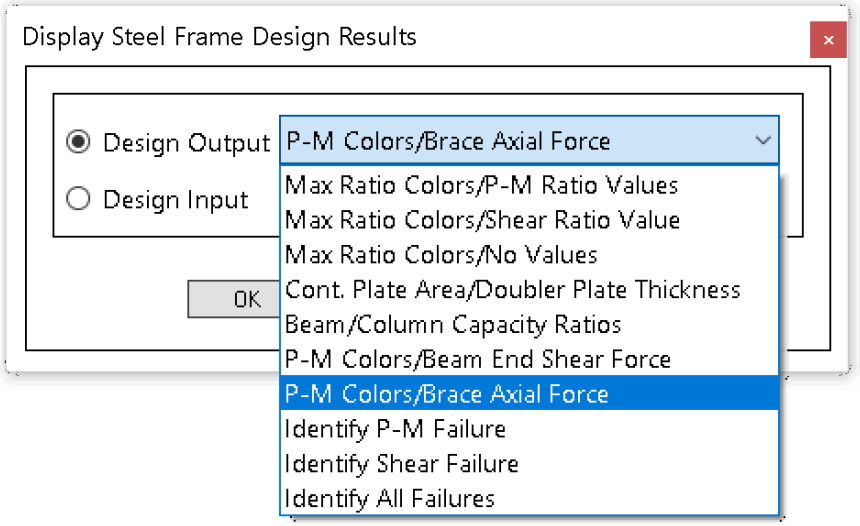
L_h = Clear length of the beam

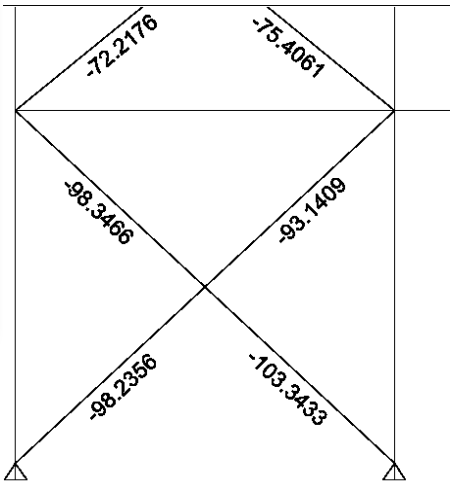
V_{DL} = Absolute maximum of the calculated beam shears at the corresponding beam ends from the factored dead load only

V_{LL} = Absolute maximum of the calculated beam shears at the corresponding beam ends from the factored live load only

۵-۲-۲۵ نیروی محوری مهاربند جهت طراحی اتصال

توجه شود که ابتدا باید Frame type اعضای مهاربند را به نوع OCBF یا SCBF تغییر دهید و سپس مجددا طراحی کنید.





اتصال مهاربند را می توان بر اساس نیروهای فوق طراحی کرد. قبل از استخراج نیروها باید مطمئن شوید که مقادیر Ω_0 و R_y برای بادبند صحیح وارد شده باشد.

- For SCBF, the bracing connection force is taken as the minimum of the two values (AISC 341-22 F2.6c):

  (a) The expected yield strength in tension of the bracing member, determined as $R_y F_y A_g / \alpha_s$, where $\alpha_s = 1.0$ (LFRD) and $\alpha_s = 1.5$ (ASD), as appropriate (AISC 341-22 F2.6c(1)(a)).

  (b) The maximum load effect of the *amplified seismic load combination* (AISC 341-22 F2.6c(1)(b)).

  Note that the required bracing connection force for the required compressive strength of the brace based on limit state of buckling that is equal to $(1.1/\alpha_s) R_y P_n$, where $\alpha_s = 1.0$ (LFRD) and $\alpha_s = 1.5$ (ASD), as appropriate (AISC 341-22 F2.6c(1)(b)), is always less than the corresponding value considered in case (a). So this limit state is not considered.

- For OCBF, the bracing connection force is taken as the minimum of the two values (AISC 341-22 F1.6a):

  (c) The expected yield strength in tension of the bracing member, determined as $R_y F_y A_g / \alpha_s$, where $\alpha_s = 1.0$ (LFRD) and $\alpha_s = 1.5$ (ASD), as appropriate (AISC 341-22 F1.6a(a)).

  (d) The maximum load effect of the amplified seismic load combination (AISC 341-22 F1.6a).

توجه: روابطی که ایتبس بر اساس آن نیروی مهاربند را محاسبه می کند با ضوابط مبحث دهم متفاوت است و بنابراین برای طراحی صحیح اتصال مهاربند باید محاسبات به صورت مستقل از ایتبس محاسبه شود. در صفحات بعد ضوابط مبحث دهم برای مهاربند معمولی و ویژه آمده است.

۱۰-۳-۴-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی (OCBF)

۱۰-۳-۴-۱-۶ اتصالات اعضای مهاربندی

اتصالات اعضا در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی باید دارای شرایط زیر باشند:

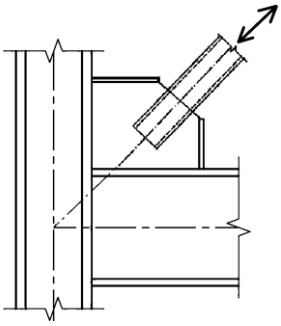
الف) در مهاربندهای چند ردیفی مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدیدیافته ($1.5\Omega_o E$) تعیین شود.

ب) در سایر مهاربندها، مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_o E$) تعیین شود. در این‌گونه مهاربندها مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی لازم نیست از مقادیر زیر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود:

۱- $R_y F_y A_g / \alpha_s$ در مهاربندهای کششی، که در آن مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- کمترین مقدار از بین $R_y F_y A_g / \alpha_s$ و $1.1 F_{cre} A_g / \alpha_s$ در مهاربندهای فشاری، که در آن مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD بوده و F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش، مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ است با این شرط که در آن به‌جای F_y از $R_y F_y$ استفاده می‌شود.

۳- در صورت استفاده از سوراخ‌های بزرگ‌شده، برابر با نیروی محوری حاصل از ترکیبات بارگذاری متعارف



$$\text{نیروی کششی مورد نیاز اتصال مهاربند} = Min\begin{pmatrix}\text{کشش حاصل از ترکیب بار با زلزله تشدید یافته}\\ \dfrac{R_y F_y A_g}{\alpha_s}\end{pmatrix}$$

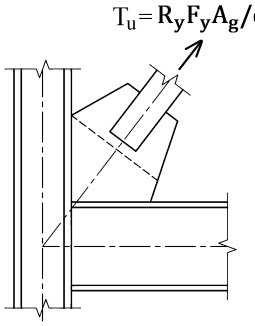
$$\text{نیروی فشاری مورد نیاز اتصال مهاربند} = Min\begin{pmatrix}\text{فشار حاصل از ترکیب بار با زلزله تشدید یافته}\\ R_y F_y A_g/\alpha_s\\ 1.1F_{cre}A_g/\alpha_s\end{pmatrix}$$

۱۰-۳-۴-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه (SCBF)

۱۰-۳-۴-۲-۶-۳ اتصال اعضای مهاربندی

مقاومت‌های موردنیاز کششی، فشاری و خمشی اتصال اعضای مهاربندی که باید به‌طور مجزا در نظر گرفته شوند، به شرح زیر هستند:

الف) مقاومت کششی موردنیاز



مقاومت کششی موردنیاز اتصالات اعضای مهاربندی باید حداقل برابر $R_y F_y A_g/\alpha_s$ در نظر گرفته شود، که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

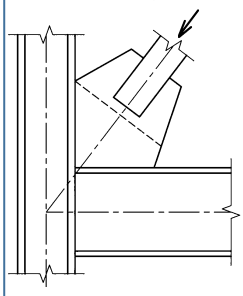
A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

تبصره: در اتصالات پیچی مطابق الزامات عمومی در صورت استفاده از سوراخ‌های بزرگ‌شده در یک لایه از اجزا، اتصال باید از نوع لغزش بحرانی باشد و مقاومت موردنیاز نظیر حالت حدی لغزش بحرانی لازم نیست از مقاومت موردنیاز به‌دست‌آمده از ترکیبات مختلف بارگذاری شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

$$T_u = \text{Min}\begin{cases} R_y F_y A_g/\alpha_s \\ \text{ترکیبات بار شامل زلزلهٔ تشدیدیافته} \end{cases}$$

ب) مقاومت فشاری موردنیاز



مقاومت فشاری موردنیاز اتصالات اعضای مهاربندی باید حداقل برابر کوچک‌ترین مقدار از بین $R_y F_y A_g/\alpha_s$ و $1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

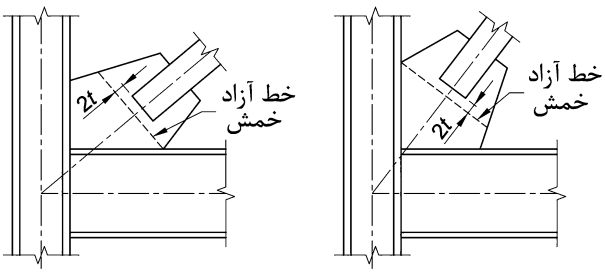
F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

F_{cre} = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن به‌جای F_y از $R_y F_y$ استفاده شده باشد.

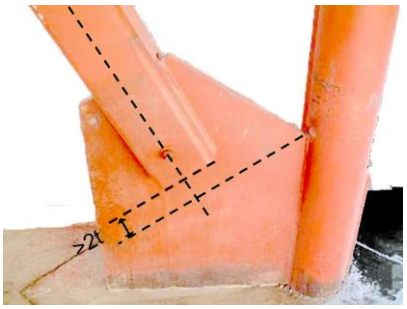
پ) مقاومت خمشی موردنیاز

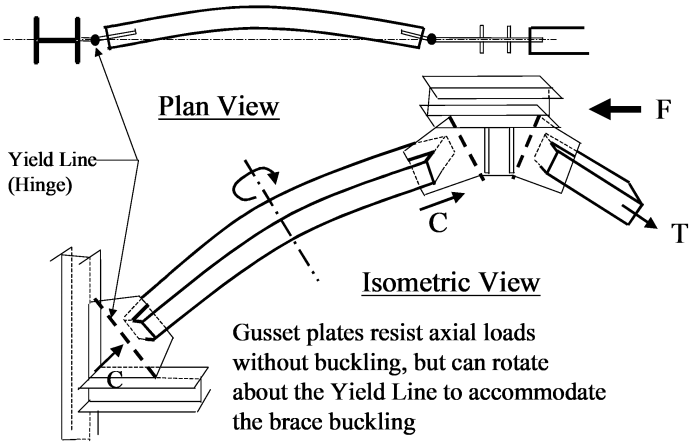
اتصال اعضای مهاربندی باید دارای مقاومت خمشی موردنیاز حداقل برابر $1.1R_y M_p/\alpha_s$ باشد که در آن، M_p لنگر خمشی پلاستیک مقطع عضو مهاربندی حول محور کمانش بحرانی مقطع است. در صورت حاکم بودن کمانش خارج از صفحه مهاربندی و تأمین شرایط مناسب سازگاری ورق اتصال با کمانش خارج از صفحه، نظیر تأمین فاصله حداقل 2t مطابق شکل ۱۰-۳-۴-۲-۳ بین انتهای مهاربند تا خط آزاد خمش، لزومی به در نظر گرفتن مقاومت خمشی موردنیاز نیست.



t= ضخامت ورق گاست

در صورت تامین فاصله 2t مهاربند میتواند حول ورق مطابق شکل زیر کمانش کند (بدون ایجاد شکست ترد). در این حالت لازم نیست اتصال برای خمش کنترل شود.



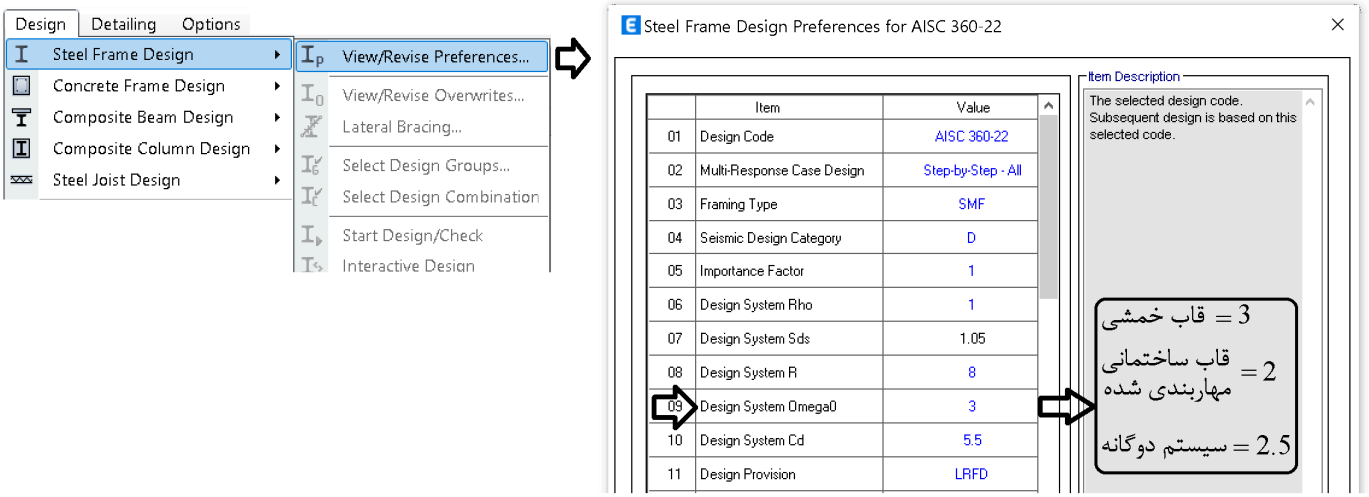


۳-۲۵ "نیروی محوری تشدید یافته" در ستونهای فولادی

۱۰-۳-۵-۱ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون

۱۰-۳-۵-۱-۱ کلیهٔ ستون‌ها (باربر و غیرباربر جانبی لرزه‌ای) باید الزامات فصل ۱۰-۲ را تأمین نمایند. ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین الزامات فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته باشند.

جهت انجام کنترل فوق توسط نرم افزار باید مطابق شکل زیر در قسمت preferences مقدار ضریب امگا وارد شود.



نرم افزار ستونهای فولادی باربر جانبی لرزه ای را دوبار کنترل می کند:

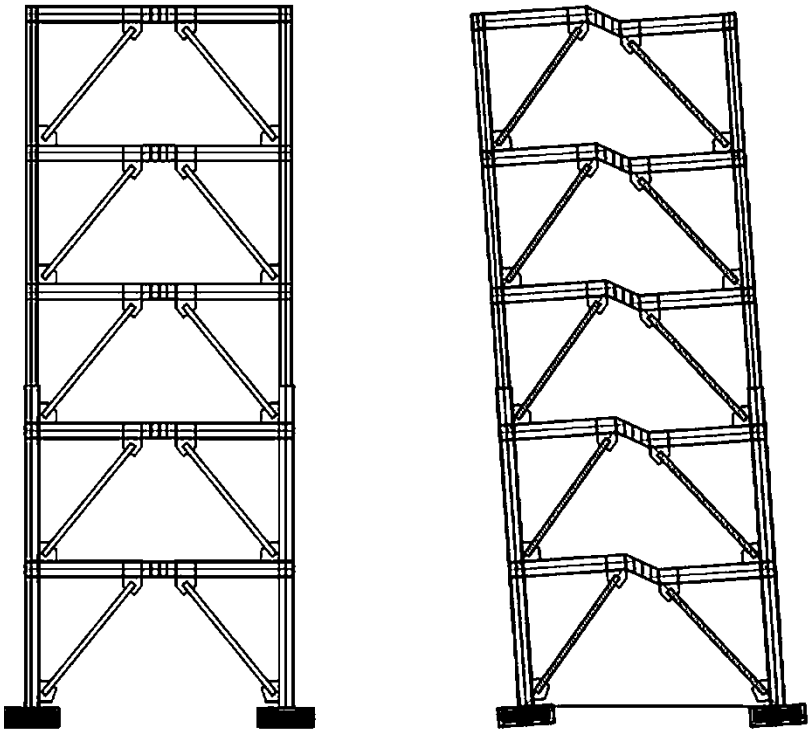
۱- در مرحله اول تحت ترکیب بار متعارف (بدون ضریب Ω_0) و تحت اثر همزمان P, Mx, My ستونها را کنترل می کند.

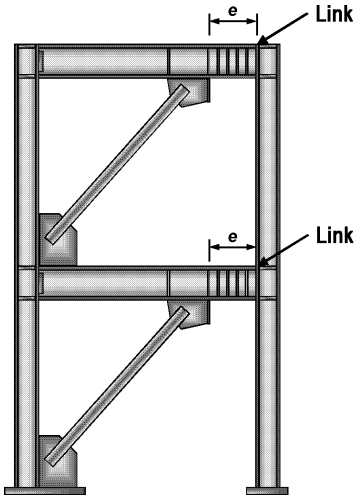
۲- در مرحله دوم تحت ترکیب بار تشدید یافته (با ضریب Ω_0) و تنها تحت اثر P ستونها را کنترل می کند.

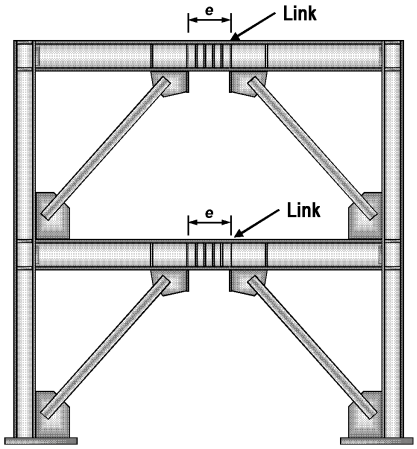
- نسبت تنش هر کدام از دو مرحله فوق بیشتر باشد، در نتایج آن را نمایش می دهد.

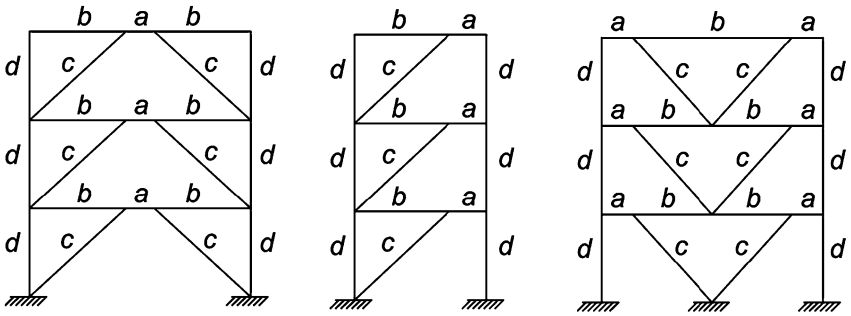
۴-۲۵ مهاربند واگرا

در مهاربند واگرا مهاربندها مطابق شکل با خروج از مرکزیت به تیر متصل می شوند به طوریکه تحت بار جانبی تغییرشکلهای پلاستیک برشی و یا خمشی قابل توجهی در قسمتی از تیر (تحت عنوان تیر پیوند) ایجاد میشود و استهلاک انرژی از این طریق انجام می شود.



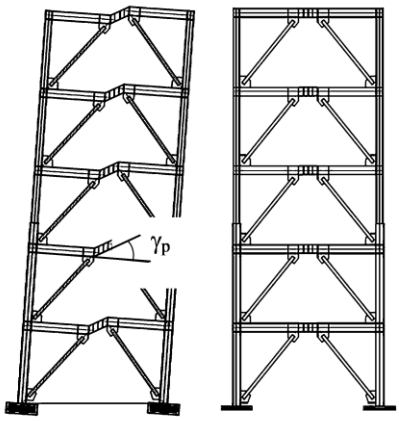


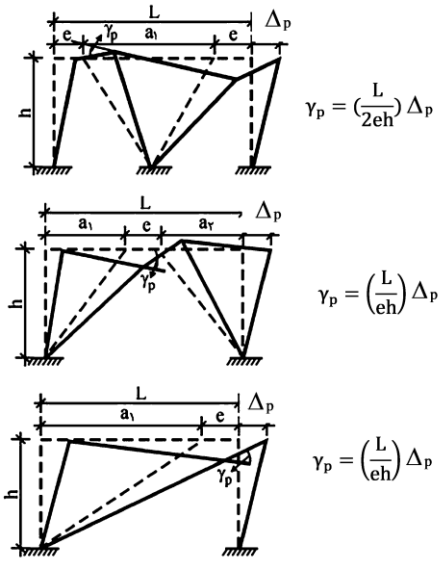




a = تیر پیوند و b = تیر خارج از ناحیهٔ تیر پیوند

c = عضو مهاربندی و d = ستون





طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در قابهای مهاربندی شده واگرا دوران پلاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن (γ_p) نباید از مقادیر مجاز ارائه شده در مبحث دهم بیشتر باشد.

γ_p را میتوان بر اساس تغییرمکان جانبی پلاستیک طبقه (Δ_p) و مطابق شکل زیر محاسبه شود. تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک طبقه (Δ_p) مطابق رابطه زیر برابر تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طبقه (Δ_M) منهای تغییرمکان جانبی نسبی الاستیک آن (Δ_e)، می باشد.

$$\Delta_p = \Delta_M - \Delta_e = C_d\Delta_e - \Delta_e = \Delta_e(C_d - 1)$$

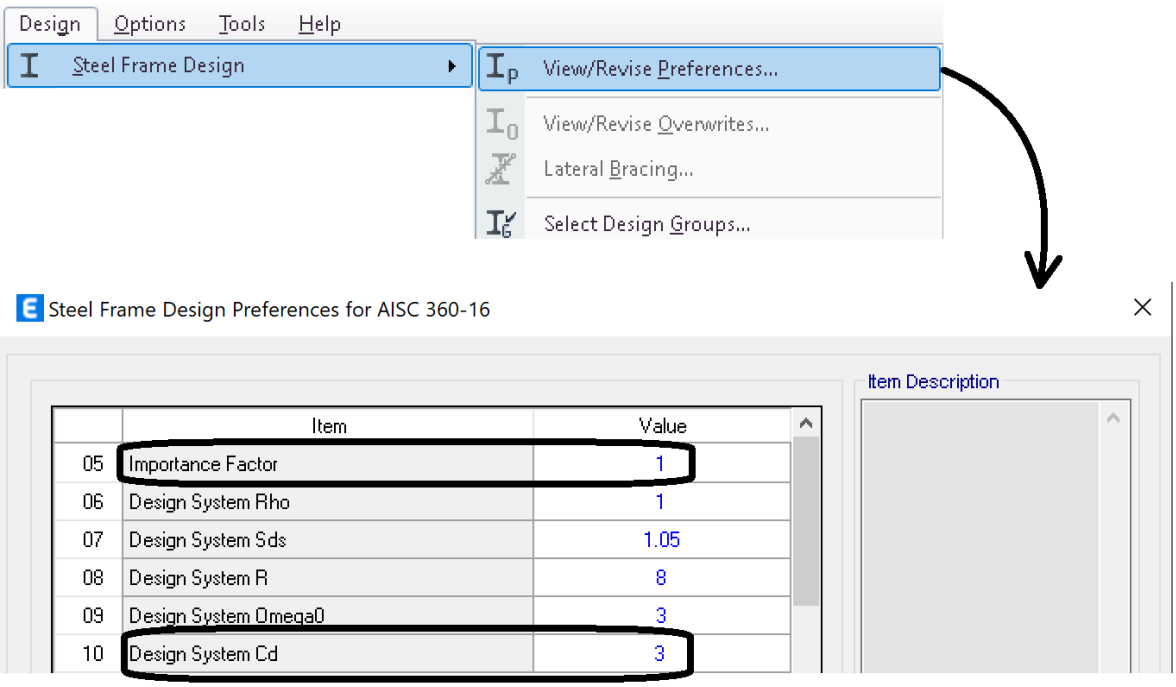
نرم افزار ایتبس به جای کنترل رابطه فوق، دوران تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن را به صورت رابطه زیر محاسبه می کند:

$$\gamma_{ETABS} = \left(\frac{L}{eh}\right)\frac{\Delta_e(C_d)}{I}$$

با مقایسه روابط فوق برای کنترل صحیح دوران تیر پیوند میتوان در قسمت preferences سازه های فولادی ضریب اهمیت سازه (importance factor) برابر یک و مقدار ضریب Design system Cd برابر $C_d = 4 - 1 = 3$ قرار داد.

C_d ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی نسبی سازه می باشد که برای قابهای مهاربندی شده واگرا مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برابر $C_d = 4$ می باشد.

توجه: ایتبس از این ضریب تنها برای طراحی مهاربند واگرا استفاده می کند. بنابراین اگر در سازه مهاربند واگرا نداریم، مقدار این ضریب مهم نیست.



۵-۲۵ ضریب اضافه مقاومت در سازه های با سیستم مقاوم جانبی متفاوت در دو جهت

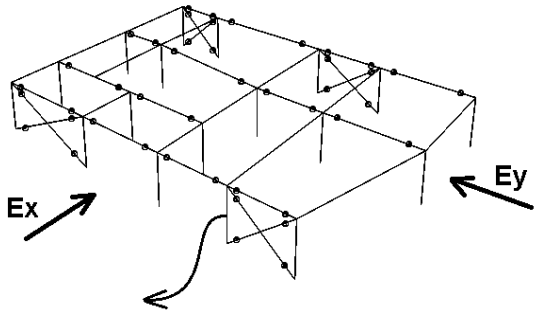
در صورتی که سازه در یک جهت قاب خمشی باشد و در راستای دیگر مهاربندی شده باشد، در این صورت ستونهای متصل به مهاربند در محل تقاطع دو سیستم باربر متفاوت خواهند بود و بنابراین ضریب اضافه مقاومت ان در دو راستا متفاوت خواهد بود.

در شکل زیر ترکیب بار ویژه لرزه ای برای نیروی محوری ستون نوشته شده است.

P_{Ex} نیروی محوری وارد بر ستون تحت اثر زلزله Ex می باشد.

P_{Ey} نیروی محوری وارد بر ستون تحت اثر زلزله Ey می باشد.

P_{Ev} نیروی محوری وارد بر ستون تحت اثر زلزله قائم Ev می باشد.



$$P = 1.2P_D + L + 3P_{Ex} + 0.3 \times 2P_{Ey} + P_{Ev}$$

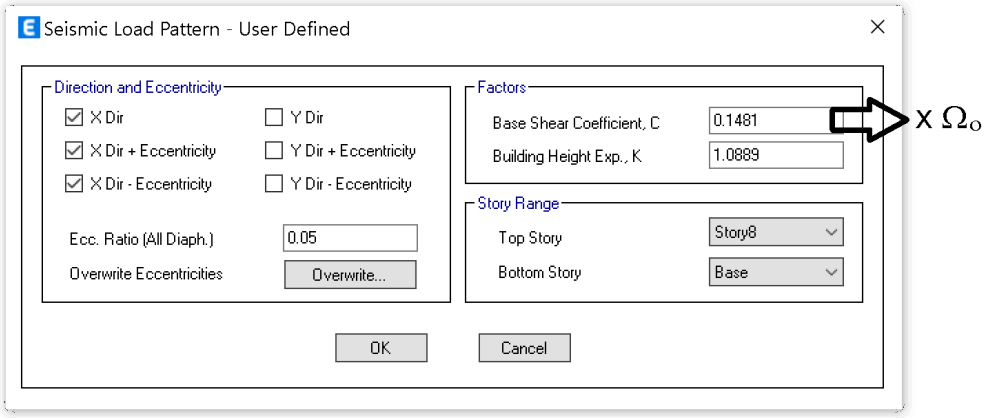
$$P = 1.2P_D + L + 2P_{Ey} + 0.3 \times 3P_{Ex} + P_{Ev}$$

مراحل ساخت فایل Omega:

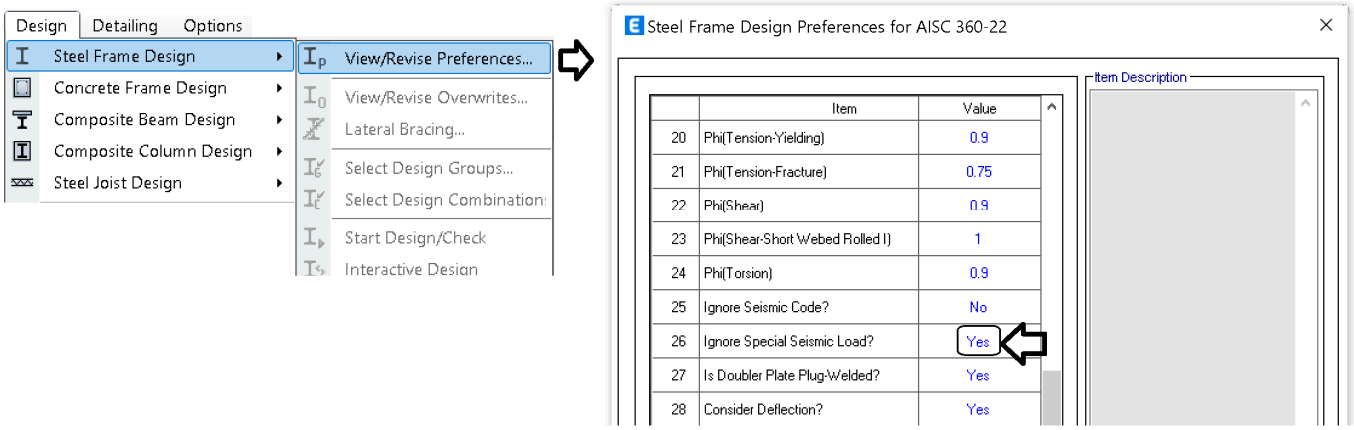
در مواردی که در دو جهت x و y ضریب Ω_0 متفاوت باشد، باید مطابق مراحل زیر فایل مجزایی بنام فایل omega ساخته شود.

از فایل اصلی یک Save as بنام Omega.edb گرفته و:

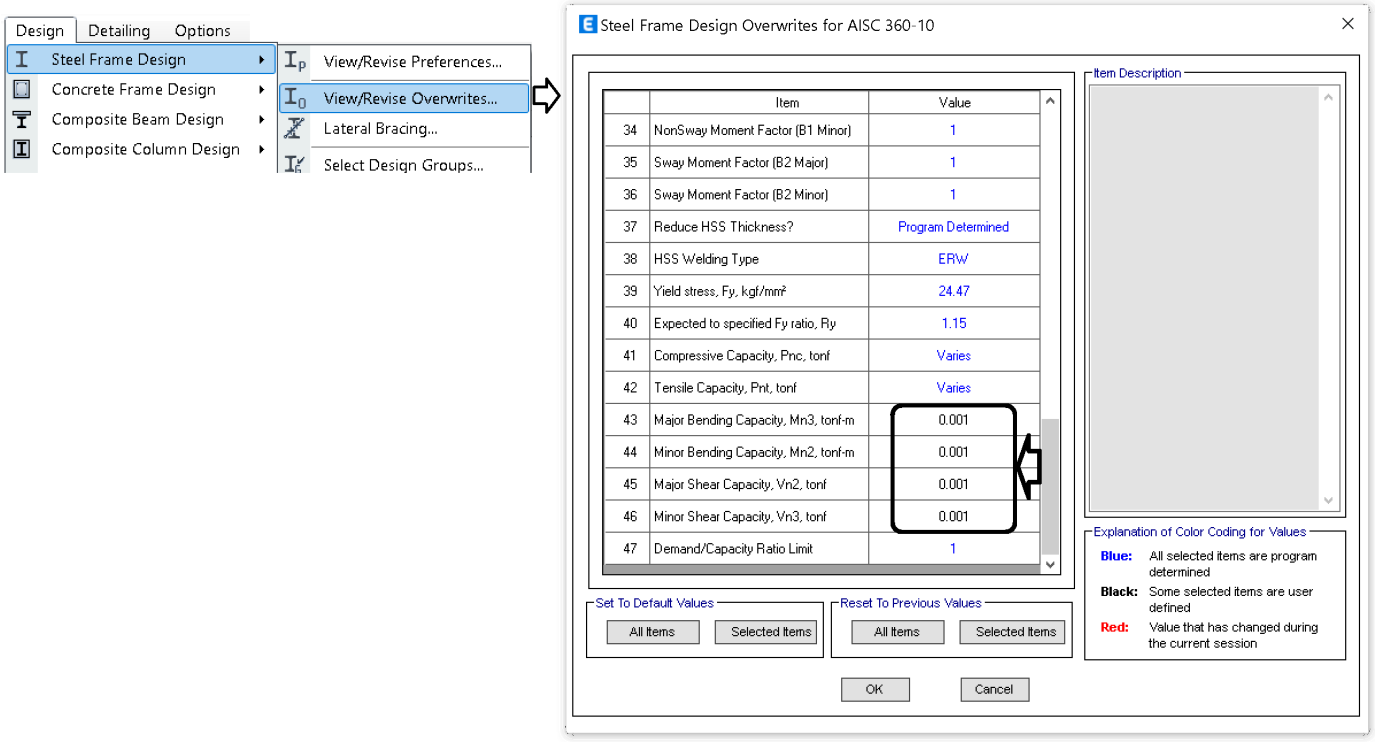
۱- زلزله ها را بسته به مورد دو یا سه برابر کنید (مطابق شکل زیر). مثلا اگر در راستای X قاب خمشی داریم و در جهت Y سازه مهاربندی شده داشته باشیم، زلزله های راستای X را ۳ برابر و زلزله های راستای Y را ۲ برابر کنیم.



۲- مطابق شکل زیر در قسمت Preferences گزینه Yes را انتخاب کنید تا ضریب اضافه مقاومت به صورت مضاعف اعمال نشود:



۳- برای اینکه تنها ظرفیت محوری ستونها بررسی شود، تمامی ستونها را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر مقاومت خمشی و برشی آنها را یک عدد بزرگ وارد نمایید:



۴- کفایت ستونها را بررسی نمایید. در این فایل تنها کفایت ستونهای فولادی بررسی می شود و نیازی به کنترل اجزای دیگر مانند مهاربندها و یا تیرها نیست. همچنین در صورتی که از tau-b variable استفاده کرده باشید، در پاسخ پیغامی مبنی بر تغییر سختی اعضا و آنالیز و طرحی مجدد، باید گزینه No را انتخاب نمایید تا سختی اعضا در فایل Omega تغییر نکند.

- نکته مهم: ضریب Rho در این فایل باید برابر یک منظور شود.

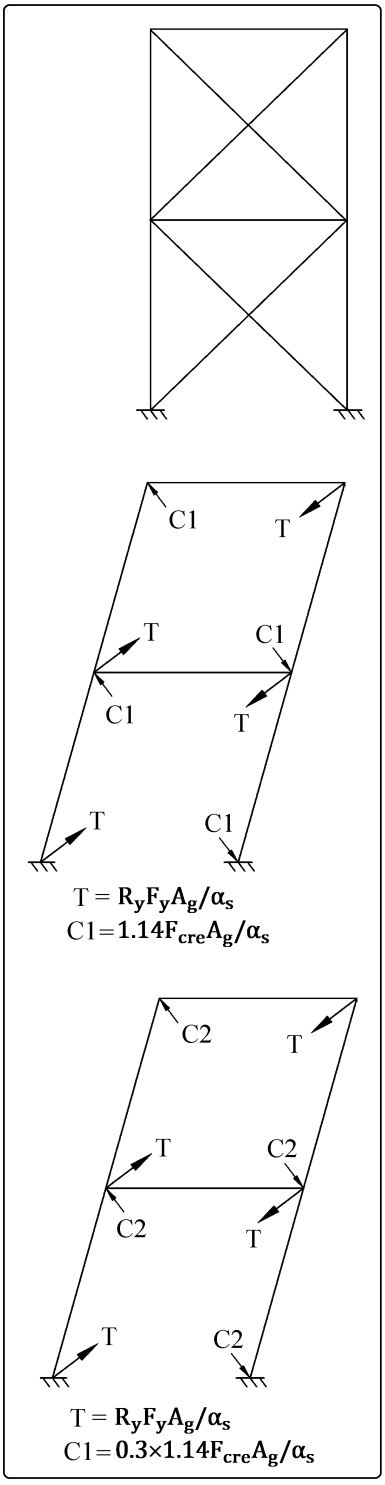
۶-۲۵ کنترل مهاربند تحت فشار

کنترل بندهای زیر توسط نرم افزار ETABS انجام نمی شود و کاربر باید کنترل کند.

۱۰-۳-۴-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه (SCBF)

۱۰-۳-۴-۲-۱ الزامات عمومی

پیکربندی مهاربندهای مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندهای قطری، ضربدری، مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه می‌باشند. همچنین تعبیهٔ سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ یا ۸) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کمتر نباشد.



۱۰-۳-۴-۲-۲ مبانی طراحی

در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شود. در این‌گونه مهاربندها خروج‌ازمرکزیت کمتر از عمق تیر مجاز است مشروط بر اینکه برآیند نیروهای اعضا و اتصالات در طراحی لحاظ شوند و منبع مورد انتظار ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک تغییر نکند.

۱۰-۳-۴-۲-۳ الزامات تحلیل

در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه مقاومت‌های موردنیاز تیرها، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها باید براساس نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های موردنیاز نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شوند:

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ است.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $0.3\times1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ است.

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

F_{cre} = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن به‌جای F_y از R_yF_y استفاده شده باشد.

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

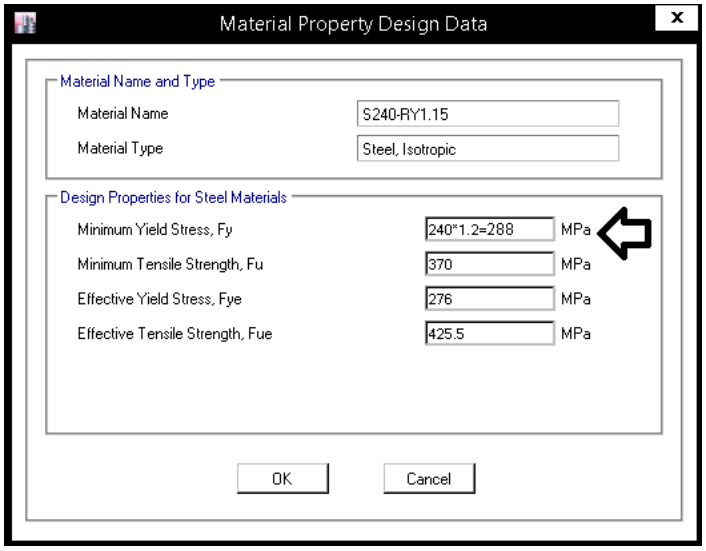
تبصره ۱: برای انجام تحلیل‌های فوق می‌توان ابتدا حرکت جانبی قاب را مقید نمود. سپس اعضای مهاربندی را از مدل تحلیلی حذف نموده و در اتصال دو انتهای آن‌ها مطابق بندهای (الف) و (ب) فوق، نیروی نظیر آن‌ها به مدل تحلیلی اعمال کرد و پس‌ازآن در حضور بارهای ثقلی با ضرایب بار مربوطه، سازه مورد تحلیل و طراحی قرار گیرد.

مراحل کنترل سازه با مهار بند همگرای ویژه به شرح زیر توصیه می شود:

۱- از فایل اصلی یک Save as با نام braces بگیرید.

۲- ابتدا باید مقادیر $R_yF_yA_g$ و $F_{cre}A_g$ را محاسبه شود.

می توان به صورت موقت تنش تسلیم فولاد را از Fy به RyFy افزایش داد. برای مثال اگر مهار بند از نوع جفت ناودانی باشد، مقدار Ry=1.2 خواهد بود و مطابق شکل زیر تنش تسلیم فولاد را می توان افزایش داد



۳- سازه را پس از افزایش تنش تسلیم فولاد، تحلیل و طراحی نمایید و پس از طراحی بر روی مهاربند مورد نظر کلیک راست کرده و مطابق شکل زیر مقاومت کششی و فشاری مهاربند را استخراج نمایید. با توجه به اینکه تنش تسلیم با ضریب Ry=1.2 افزایش داده شده است، مقادیر مقاومتی ارائه شده در جدول ETABS برابر است با:

$$\varphi P_{nt} = 0.9 \times (R_yF_y)A_g = 1055.46 \quad \rightarrow \quad \left\{ R_yF_yA_g = \frac{1055.46}{0.9} = \mathbf{1173}\ kN \right.$$

$$\varphi P_{nc} = 0.9 \times (F_{cre})A_g = 640.48 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} 1.14F_{cre}A_g = 1.14 \times \dfrac{640.48}{0.9} = \mathbf{811}\ kN \\ 0.3 \times 1.14F_{cre}A_g = 0.3 \times 1.14 \times \dfrac{640.48}{0.9} = \mathbf{243}\ kN \end{cases}$$

برای تمامی مهاربند ها باید مقادیر فوق محاسبه شود.

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$
0.751 =	0.747 + 0.003 + 0.001

Axial Force and Capacities

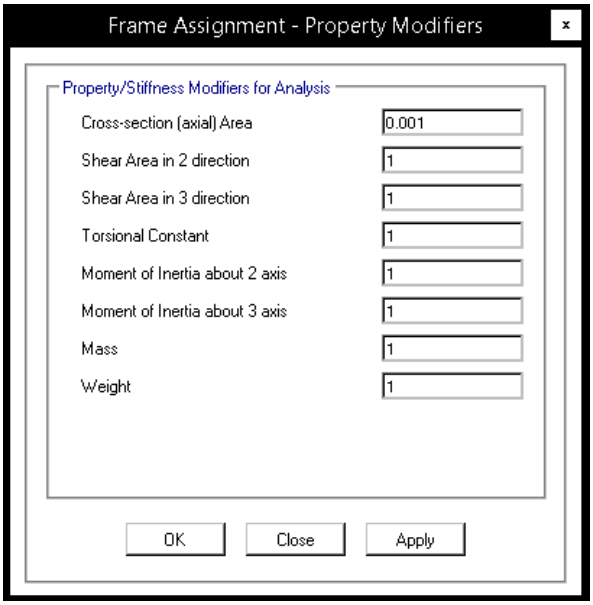
P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
478.5486	640.4788	1055.4624

Moments and Capacities

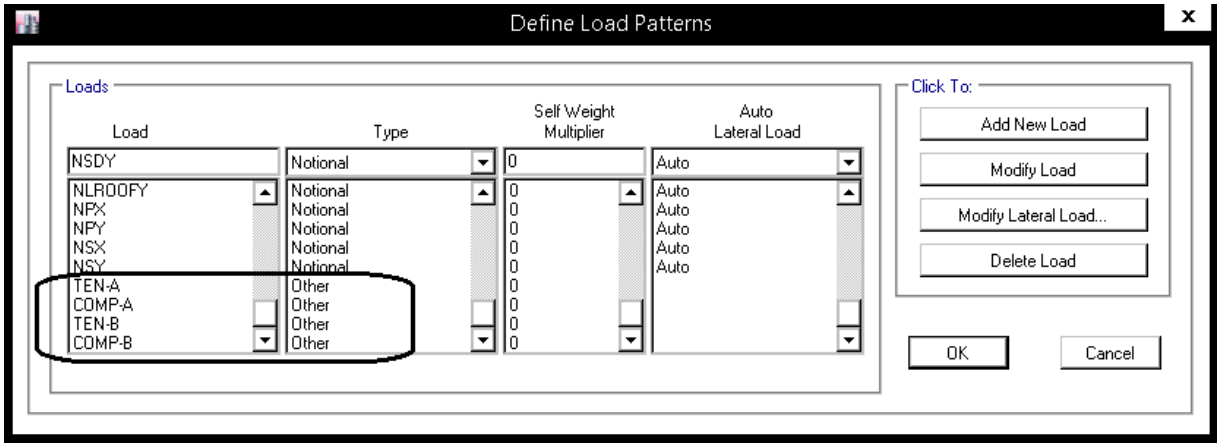
	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	0.1678	54.6394	54.6394	39.8953
Minor Bending	0.0393	50.1345		

- پس از استخراج مقادیر فوق، فراموش نشود که مقدار Fy مجددا اصلاح شود.

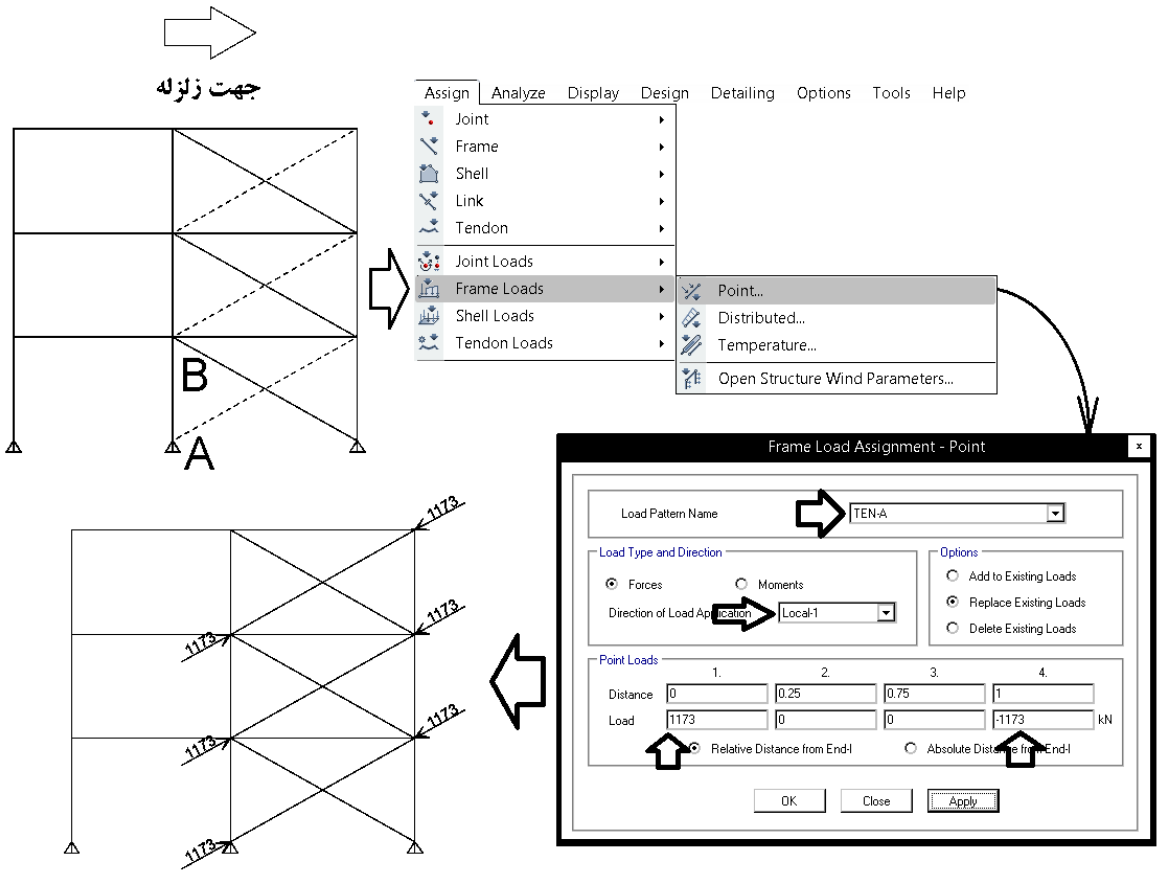
۸- باید مطابق شکل زیر مهاربندها حذف شده و به جای آنها نیروی محاسبه شده در گام قبلی قرار داده شود.
بدین منظور می توان مهار بندها را انتخاب کرده و ضریب سختی محوری آنها را عددی نزدیک به صفر (مثلا 0.001) اعمال نمود.



۹- در قسمت تعریف بارها بارهای زیر تعریف شوند.

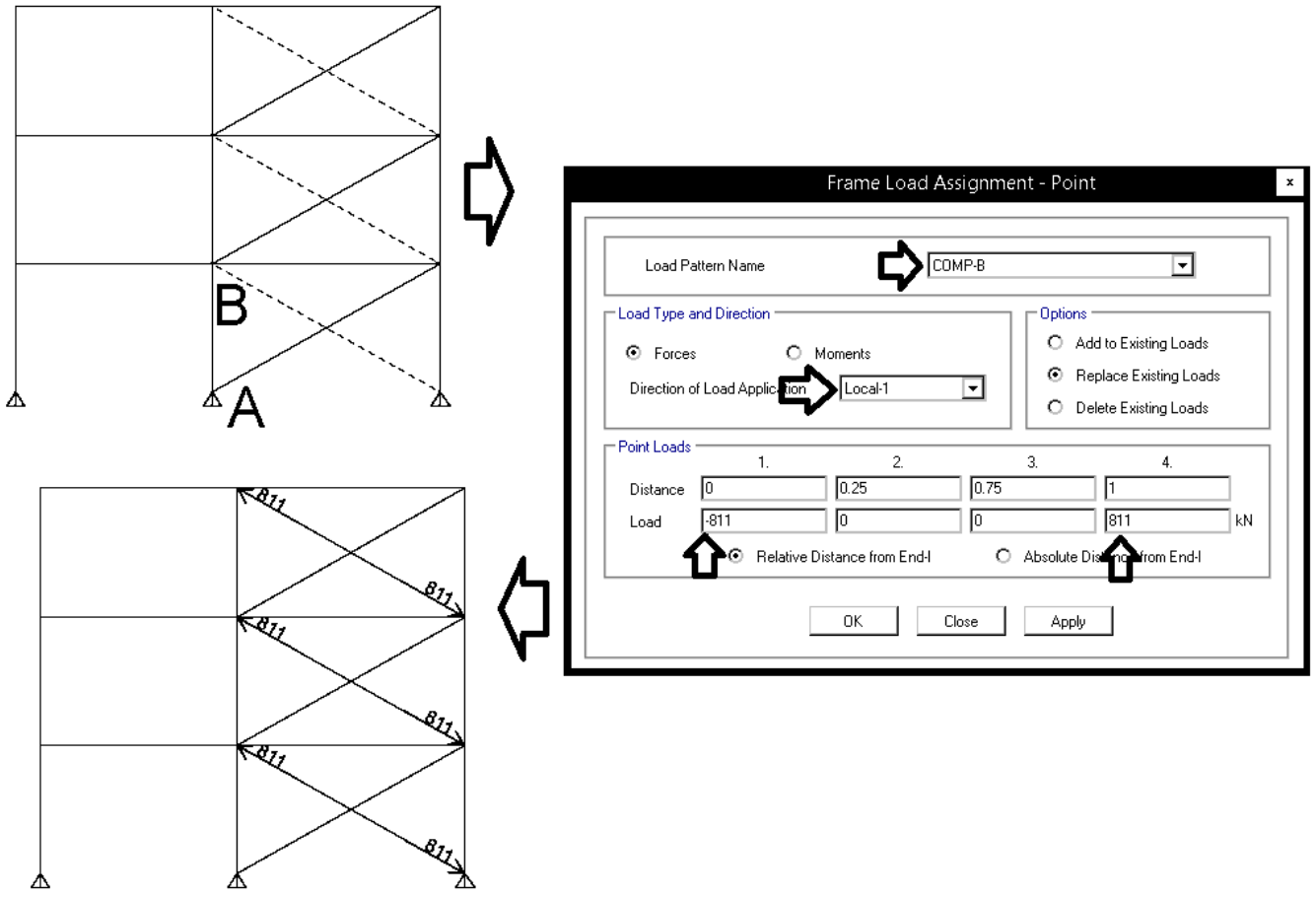


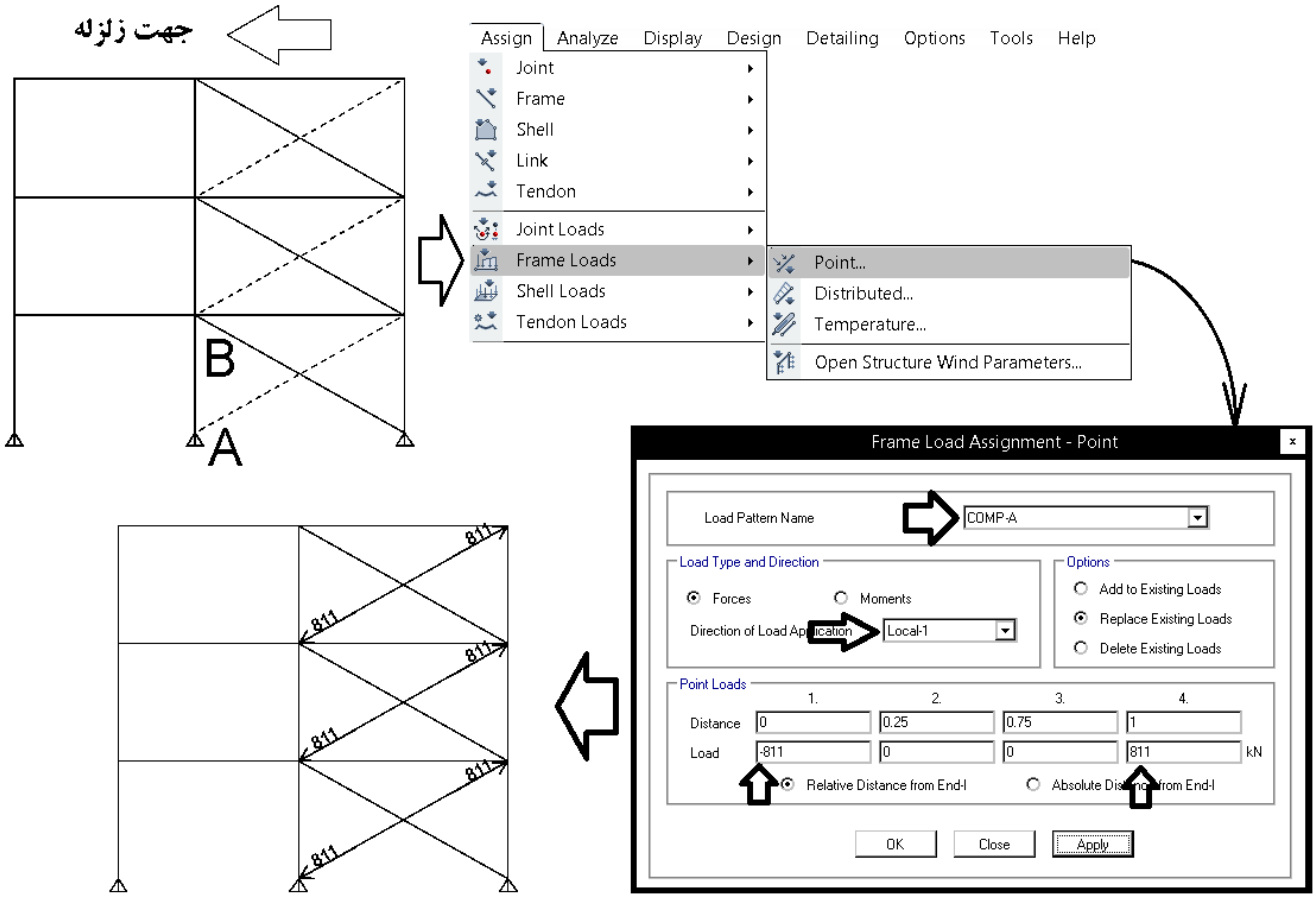
۱۰-مطابق شکل زیر در انتهای مهاربند بار معادل کششی و فشاری را قرار دهید.



در صورتی که جهت زلزله مطابق شکل فوق فرض شوند، مهاربند A (خط چین در شکل فوق) تحت کشش خواهد بود و بنابراین به دو انتهای خود نیروی کششی برابر با $R_y F_y A_g = 1173\ kN$ وارد خواهد کرد.

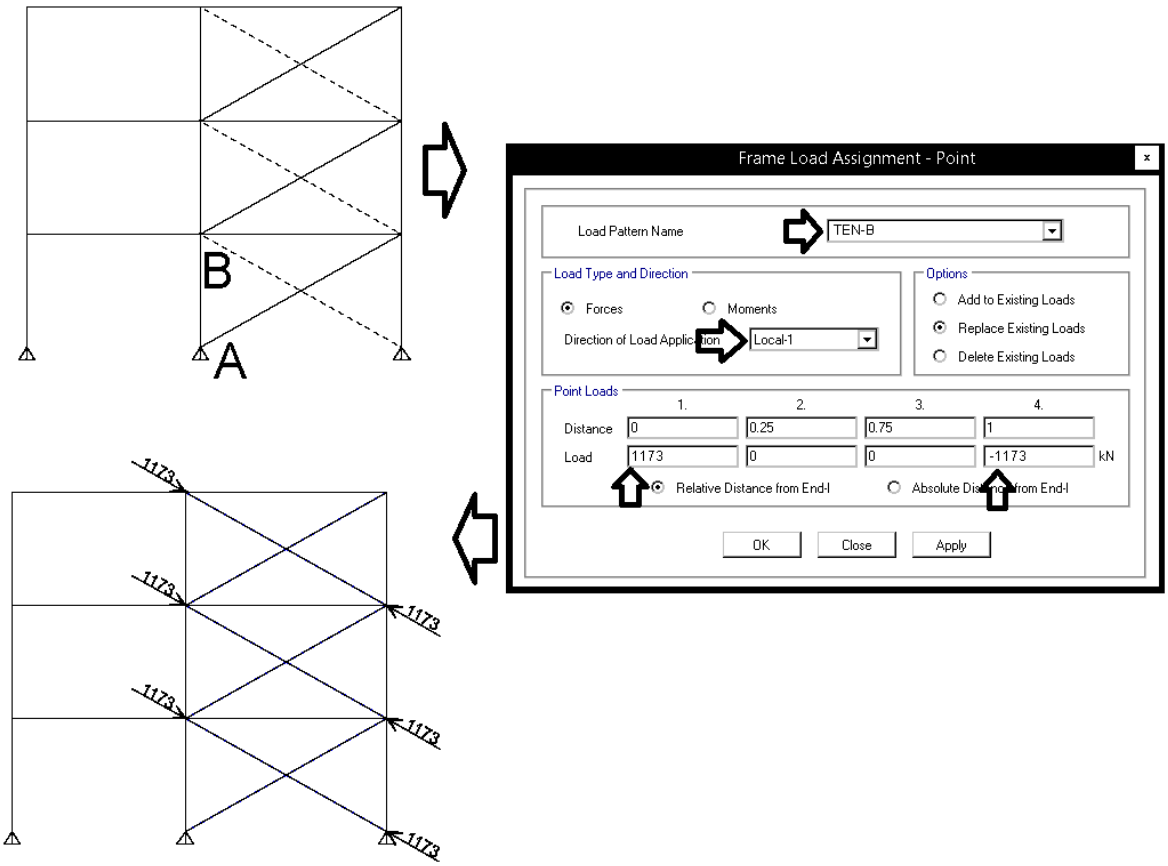
همچنین مهاربند B (خط چین در شکل زیر) تحت فشار خواهد بود و بنابراین به دو انتهای خود نیروی فشاری برابر با $1.14F_{cre}A_g =$ 811 kN وارد می کند.





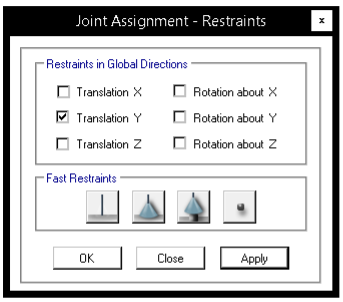
در صورتی که جهت زلزله مطابق شکل فوق به سمت چپ فرض شوند، مهاربند A (خط چین در شکل فوق) تحت فشار خواهند بود و بنابراین به دو انتهای خود نیروی فشاری برابر با $1.14F_{cre}A_g = 811\ kN$ وارد خواهد کرد.

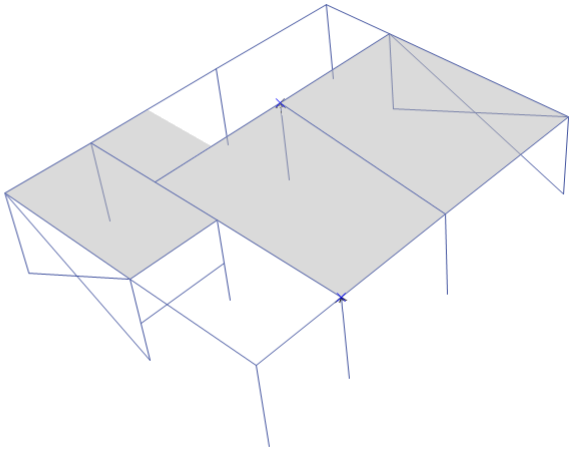
همچنین مهاربند B (خط چین در شکل زیر) تحت کشش خواهند بود و بنابراین به دو انتهای خود نیروی کششی برابر با $R_yF_yA_g = 1173\ kN$ وارد می کند.



۱۱-نیروهای اعمال شده موجب ایجاد نیروی محوری در تیرها می شود. جهت تاثیر گذاری نیروی محوری حاصل از بارگذاری در تیر، باید دیافراگم سقف از نوع semi-rigid تعریف شود.

۱۲-با توجه به حذف سختی محوری مهاربند، سازه ناپایدار خواهد شد. جهت جلوگیری از ناپایداری سازه، در تمامی طبقات باید حداقل دو نقطه از کف در هر طبقه باید مهار شود. بدین منظور دو نقطه دلخواه را از کف انتخاب کرده (نقاط انتخابی نباید از نقاط مربوط به دهانه مهاربند باشند) حرکت جانبی آنها را در راستای مورد نظر مقید کنید.





۱۳-ترکیبات بار شامل بارهای اعمال شده به شرح زیر تعریف شود. ترکیب بارها به صورت خلاصه نوشته است. برای مثال بار LIVE می توانند شامل انواع بارهای زنده از جمله تیغه بندی، بار زنده قابل کاهش و غیر قابل کاهش باشد.

1.2DEAD + Live + (TEN-A)+(COMP-B)+EV
1.2DEAD + Live + (TEN-A)+0.3(COMP-B)+EV
1.2DEAD + Live + (TEN-B)+(COMP-A)+EV
1.2DEAD + Live + (TEN-B)+0.3(COMP-A)+EV

0.9DEAD + (TEN-A)+(COMP-B)-EV
0.9DEAD + (TEN-A)+0.3(COMP-B)-EV
0.9DEAD + (TEN-B)+(COMP-A)-EV
0.9DEAD + (TEN-B)+0.3(COMP-A)-EV

۱۴-سازه را تحت ترکیب بارهای فوق کنترل نمایید و در صورت لزوم مقاطع تیرها و ستونها را تغییر دهید.

۲۶ دریفت و درز انقطاع

علت کنترل دریفت (BUNGALE S. TARANATH Phd., S.E.):

Drift is generally defined as the lateral displacement of one floor relative to the floor below. Drift control is necessary to **limit damage to interior partitions, elevator and stair enclosures, glass, and cladding systems**. Stress or strength limitations in ductile materials do not always provide adequate drift control, especially for tall buildings with relatively.

۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به‌دست آورد:

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \qquad (۳-۱۱)$$

- Δ_M: تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه
- Δ_{eu}: تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۳-۱)
- c_d: ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

۳-۵-۲ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به‌دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه $\Delta_a = 0.025h$
- در سایر ساختمان‌ها $\Delta_a = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu}، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۳-۳-۳-۱) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۳-۳-۱-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۱-۲۶ مراحل کنترل دریفت در سازه های بتنی

۱- محاسبه دوره تناوب تحلیلی سازه

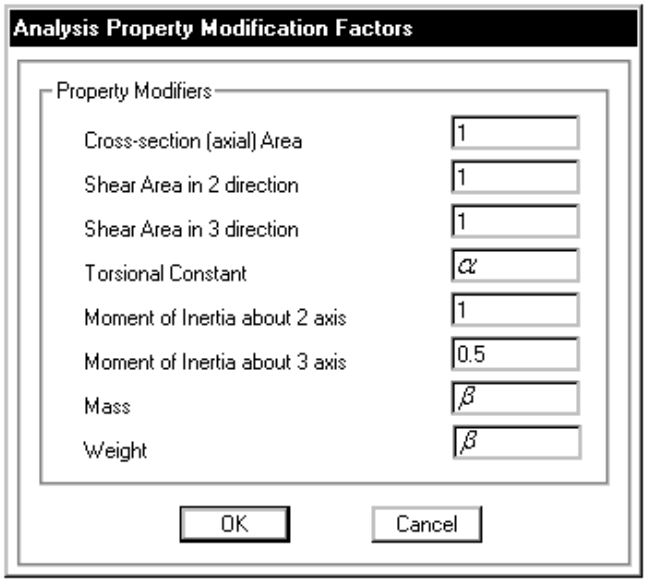
یک فایل جدید (تحت عنوان Period.edb) ایجاد کنید. در صورتی که سازه بتنی می باشد، سختی خمشی اعضای سازه های بتنی را تغییر دهید (تیرها:0.5Ig و ستونها: Ig و دیوارها: Ig). این ضرایب بر اساس تبصره زیر انتخاب شده اند:

۳-۳-۳-۳ سختی قطعات بتن‌آرمه

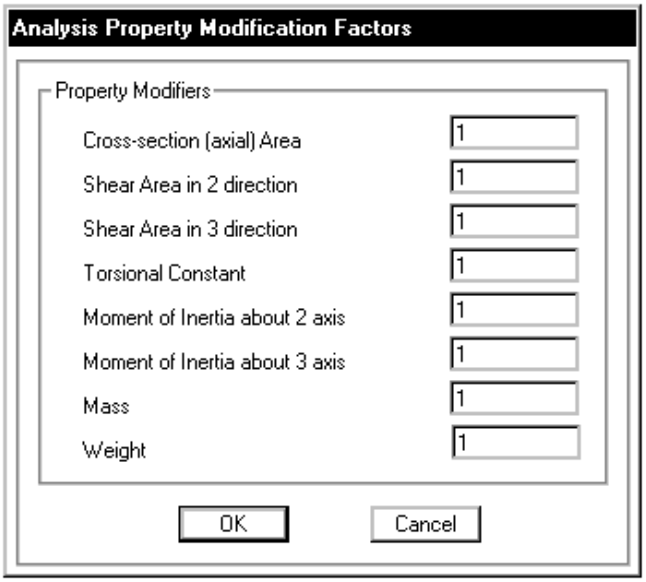
در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان‌های بتن‌آرمه اثر ترک‌خوردگی اعضاء در سختی خمشی آنها باید در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان سختی مؤثر اعضا را برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

- در تیرها $I_e = 0.5I_g$
- درستون‌ها و دیوارها $I_e = I_g$

Beam

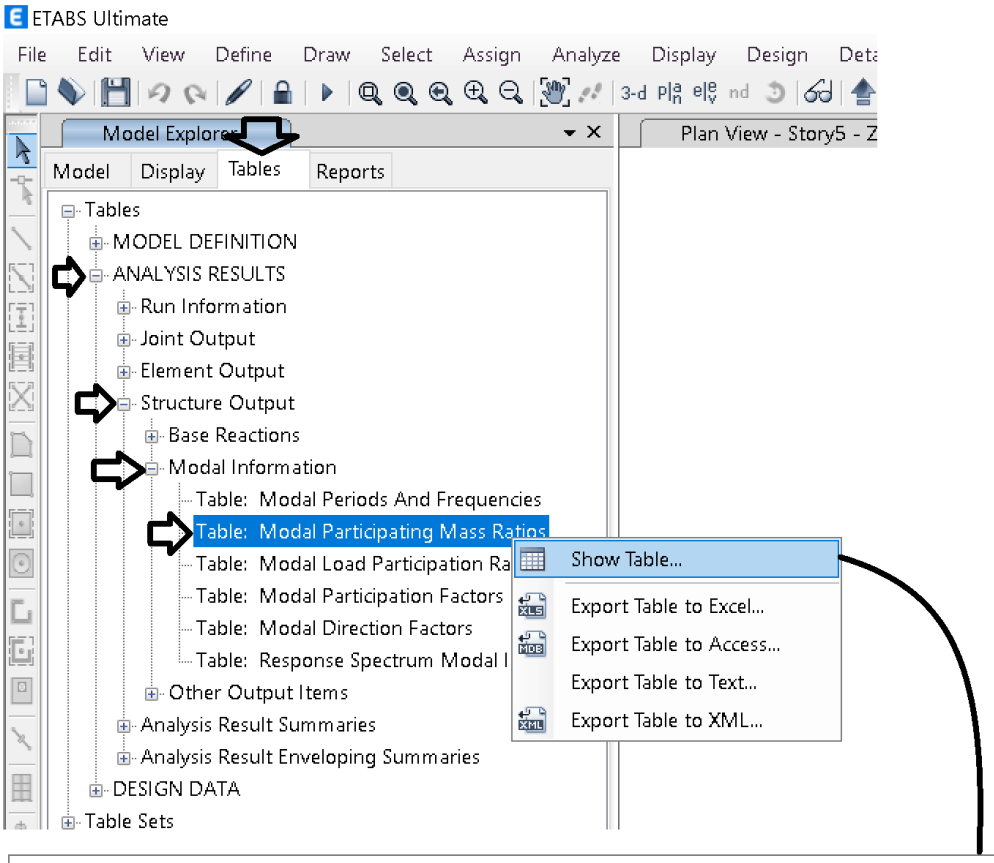


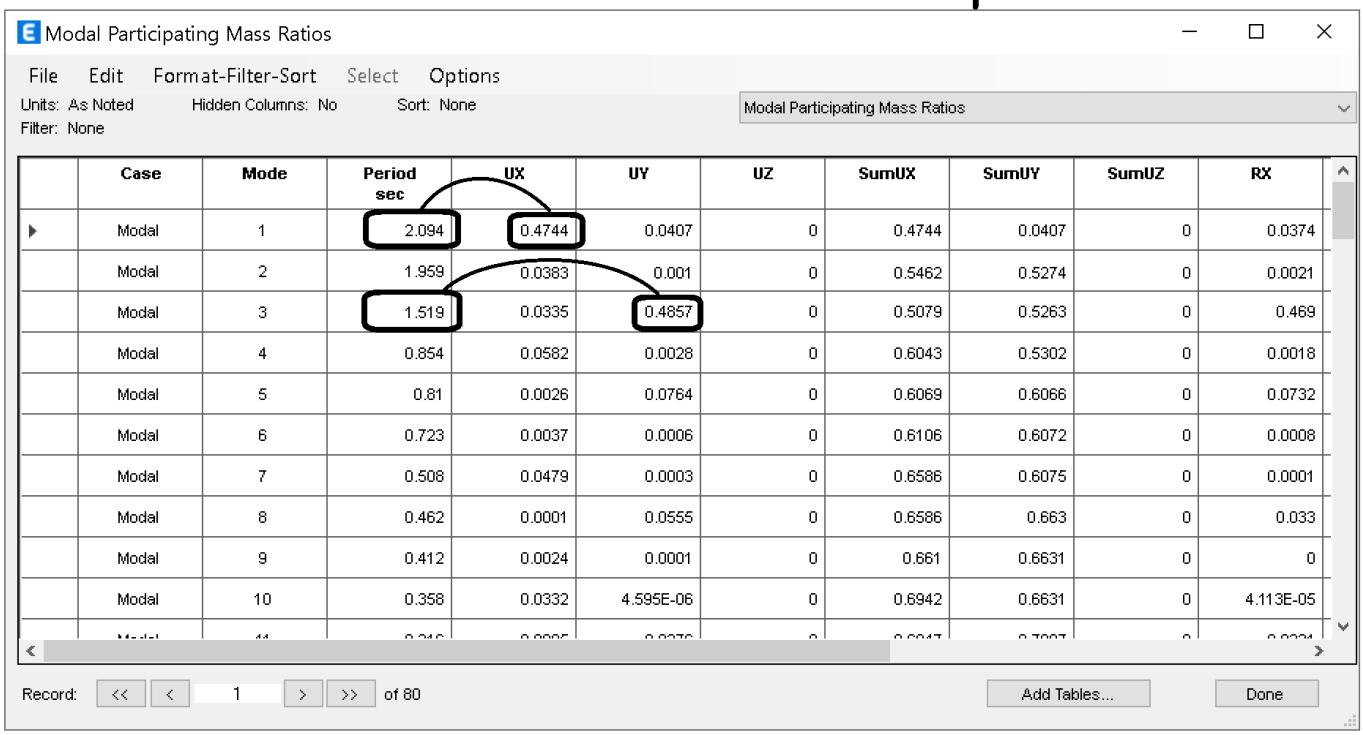
Column



- ضرایب β در شکل فوق را در تیرها به دلیل همپوشانی بتن سقف و تیر در ایتبس می توان عددی کمتر از یک وارد کرد. این ضریب برای هر تیر بسته به ابعاد آن و درصد همپوشانی آن با سقف متغییر است و بهتر است در جهت اطمینان برابر یک وارد شود.
- در صورتی که طراح ضریب سختی پیچشی (ضریب α در شکل فوق) را در فایل اصلی برای تیرها کاهش داده باشد، در فایل Period.edb نیز باید این کاهش را در تیرها منظور کرد. باید توجه کرد که دوره تناوب عمدتا به ضریب سختی خمشی وابسته است و ضریب کاهش سختی پیچشی تاثیر ناچیزی در دوره تناوب سازه دارد.
- در صورتی که طراح در فایل اصلی ضریب Moment of Inertia about 2 axis را همراه با 3 axis کاهش داده باشد، در فایل Period نیز باید این ضریب را 0.5 وارد کرد.

پس از آنالیز مدل جدید (فایل Period)، دوره تناوب تحلیلی سازه مطابق شکل زیر بدست می آید:





Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	2.094	0.4744	0.0407	0	0.4744	0.0407	0	0.0374
Modal	2	1.959	0.0383	0.001	0	0.5462	0.5274	0	0.0021
Modal	3	1.519	0.0335	0.4857	0	0.5079	0.5263	0	0.469
Modal	4	0.854	0.0582	0.0028	0	0.6043	0.5302	0	0.0018
Modal	5	0.81	0.0026	0.0764	0	0.6069	0.6066	0	0.0732
Modal	6	0.723	0.0037	0.0006	0	0.6106	0.6072	0	0.0008
Modal	7	0.508	0.0479	0.0003	0	0.6586	0.6075	0	0.0001
Modal	8	0.462	0.0001	0.0555	0	0.6586	0.663	0	0.033
Modal	9	0.412	0.0024	0.0001	0	0.661	0.6631	0	0
Modal	10	0.358	0.0332	4.595E-06	0	0.6942	0.6631	0	4.113E-05

دوره تناوب حاصل از تحلیل در راستای x برابر $(T_{ETABS})_x = 2.094\ sec$ و در راستای y برابر $(T_{ETABS})_y = 1.519\ sec$ می باشد.

۲- محاسبه ضریب زلزله بر اساس دوره تناوب تحلیلی حاصل از ETABS:

در فایل Excel زیر مقادیر دوره تناوب را برای دو جهت وارد نمایید تا ضرایب زلزله C-drift و K-drift در هر دو جهت محاسبه شوند.

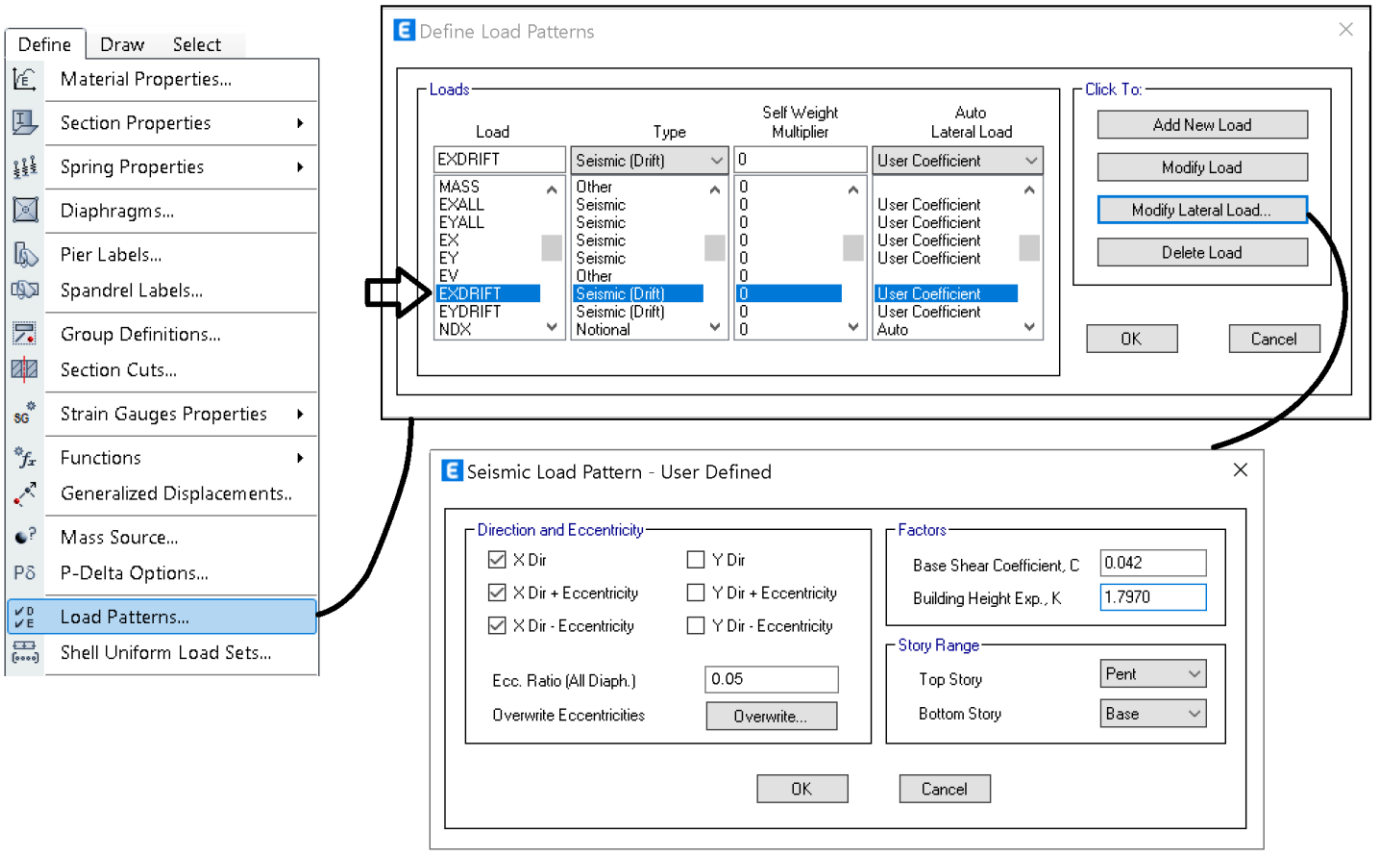
وبسایت:	www.hoseinzadeh.net	
کانال:	https://telegram.me/hoseinzadehasl	
ویرایش چهار		
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	34	
درجه اهمیت سازه	I=1	
ضریب A	A=0.35	
نوع زمین	II	
سیستم سازه	قاب خمشی بتنی	قاب خمشی بتنی
Ru=	7.5	7.5
سازه میانقاب دارد؟	خیر	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	2.094	1.519
T= (تجربی)	1.195	1.195
T=(1.25تجربی)	1.494	1.494
T= Min (تحلیلی، 1.25تجربی)	1.494	1.494
T_0=	0.1	0.1
Ts=	0.50	0.50
S0=	1	1
S=	1.5	1.5
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.19870	1.19870
B1=(S+1)(Ts/T)=	0.83695	0.83695
B=B1*N=	1.00325	1.00325
C-min=0.12*A*I=	0.0420	0.0420
C=A.B.I/R=	0.0468	0.0468
*k=0.5*T+0.75=*	1.4968	1.4968
C_{DRIFT}=	0.0420	0.0462
K_{DRIFT}=	*1.7970*	*1.5095*

۳- تعریف زلزله دریفت در "**فایل اصلی**":

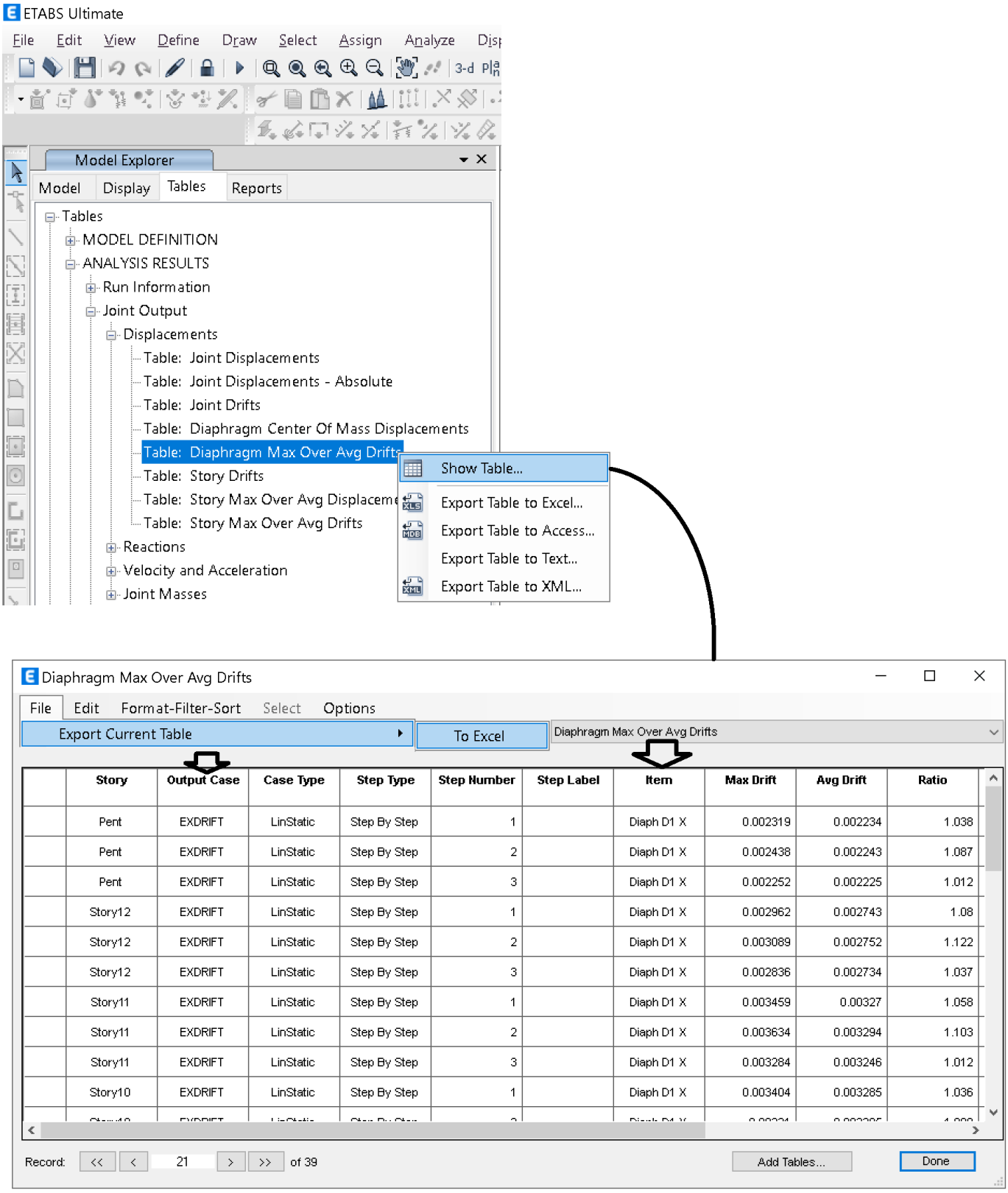
در "سازه اصلی" نیروهای EXdrift و EYdrift را بر اساس C_{DRIFT} و K_{DRIFT} در جدول فوق تعریف نمایید.

برای تعریف زلزله EXDRIFT و نیز EYDRIFT باید از Seismic drift استفاده شود.

توضیح: در صورت استفاده از Seismic drift به جای Seismic، نیروهای تعریف شده در ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار ظاهر نمی شوند و ایتبس در طراحی اعضا از آنها استفاده نمی کند.



۴- پس از تحلیل "سازه اصلی" جابجایی مرکز طبقات از قسمت زیر استخراج شود:



Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Pent	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.002319	0.002234	1.038
Pent	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	2		Diaph D1 X	0.002438	0.002243	1.087
Pent	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	3		Diaph D1 X	0.002252	0.002225	1.012
Story12	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.002962	0.002743	1.08
Story12	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	2		Diaph D1 X	0.003089	0.002752	1.122
Story12	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	3		Diaph D1 X	0.002836	0.002734	1.037
Story11	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.003459	0.00327	1.058
Story11	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	2		Diaph D1 X	0.003634	0.003294	1.103
Story11	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	3		Diaph D1 X	0.003284	0.003246	1.012
Story10	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.003404	0.003285	1.036

پس از انتقال اطلاعات به Excel تغییر مکان نسبی طبقات مطابق شکل زیر محاسبه می شود:

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Pent	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.002319	0.002234	1.038
Pent	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	2		Diaph D1 X	0.002438	0.002243	1.087
Pent	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	3		Diaph D1 X	0.002252	0.002225	1.012
Story12	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.002962	0.002743	1.08
Story12	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	2		Diaph D1 X	0.003089	0.002752	1.122
Story12	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	3		Diaph D1 X	0.002836	0.002734	1.037
Story11	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.003459	0.00327	1.058
Story11	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	2		Diaph D1 X	0.003634	0.003294	1.103
Story11	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	3		Diaph D1 X	0.003284	0.003246	1.012
Story10	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.003404	0.003285	1.036
Story10	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	2		Diaph D1 X	0.00331	0.003285	1.008
Story10	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	3		Diaph D1 X	0.003547	0.003284	1.08
Story9	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.003723	0.00334	1.115
Story9	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	2		Diaph D1 X	0.003549	0.003356	1.057
Story9	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	3		Diaph D1 X	0.003898	0.003324	1.173
Story8	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.003536	0.00311	1.137
Story8	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	2		Diaph D1 X	0.003366	0.003133	1.075
Story8	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	3		Diaph D1 X	0.003706	0.003087	1.201
Story7	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.003371	0.002939	1.147
Story7	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	2		Diaph D1 X	0.003197	0.002968	1.077
Story7	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	3		Diaph D1 X	0.003545	0.00291	1.218
Story6	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.004247	0.003733	1.138
Story6	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	2		Diaph D1 X	0.004019	0.003787	1.061
Story6	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	3		Diaph D1 X	0.004476	0.00368	1.216
Story5	EXDRIFT	LinStatic	Step By Step	1		Diaph D1 X	0.004335	0.00385	1.126

جابجایی نسبی طبقه سوم در راستای x برابر 0.004476 می باشد و بنابراین (با توجه به اینکه سازه بیش از ۵ طبقه می باشد) باید رابطه زیر ارضا شود:

$$C_d \times 0.004476 < 0.02$$

مقدار Cd بر اساس جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب خمشی ویژه بتنی برابر 5.5 می باشد. بنابراین خواهیم داشت:

$$0.004726 < \frac{0.02}{C_d} \quad \rightarrow \quad 0.004726 \nleq 0.0036 \quad OK$$

- سازه فوق از لحاظ دریفت مشکل دارد و باید با افزایش ابعاد اعضای سازه و افزایش سختی، مقدار دریفت را کاهش داد.
- برای سازه هایی که نامنظم پیچشی نیستند، می توان جابجایی نسبی مرکز جرم طبقات را معیار قرار دارد. در سازه فوق تنها در طبقه Story8 نسبت تغییرمکانها از 1.2 فراتر رفته است (ستون Ratio در شکل فوق) که با توجه به اینکه طبقه مربوط به خرپشته می باشد مهم نیست و بنابراین سازه منظم پیچشی می باشد.

نکات مهم:

- در سازه هایی که از نظر پیچشی منظم هستند، دریفت **مرکز جرم طبقه** معیار محاسبه می باشد. دریفت مرکز جرم تقریبا با دریفت میانگین طبقه (Avg Drift) برابر می باشد و بنابراین می توان با تقریب مناسبی در سازه هایی که از نظر پیچشی منظم هستند، در ETABS از ستون Avg Drift استفاده نمود.

> **۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات**
> ۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید.

- اگر سازه دارای **نامنظمی پیچشی** باشد، به جای مرکز جرم باید دریفت **لبه های کناری** سازه منظور شود. در این صورت باید در نرم افزار ETABS به جای Avg Drift از Max Drift استفاده نمود.

> **۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات**
> ۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu}، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

- در محاسبه دریفت، زلزله EXDRIFT و EYDRIFT نباید کمتر از زلزله حداقل (V_{min}) باشند. در این رابطه توضیحات تکمیلی در بند ۱۴-۲ همین نوشتار ارائه شده است.

> **۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات**
> ۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu}، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۳-۳-۳-۱) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۳-۳-۱-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

- در سازه های **با اهمیت خیلی زیاد**، اجازه نداریم از EXDRIFT و EYDRIFT استفاده کنیم و باید برای محاسبه دریفت از زلزله های اصلی (که در آن محدودیت مربوط به $1.25T_{\text{تجربی}}$ رعایت شده است) استفاده کنیم.

> **۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات**
> ۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu}، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۳-۳-۳-۱) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۳-۳-۱-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

- در کنترل دریفت، به خصوص در مواردی که سازه نامنظم پیچشی می باشد، باید دریفت را تحت زلزله های با خروج از مرکزیت تصادفی بخوانیم. در این رابطه به متن زیر از FEMA P751 توجه کنید:

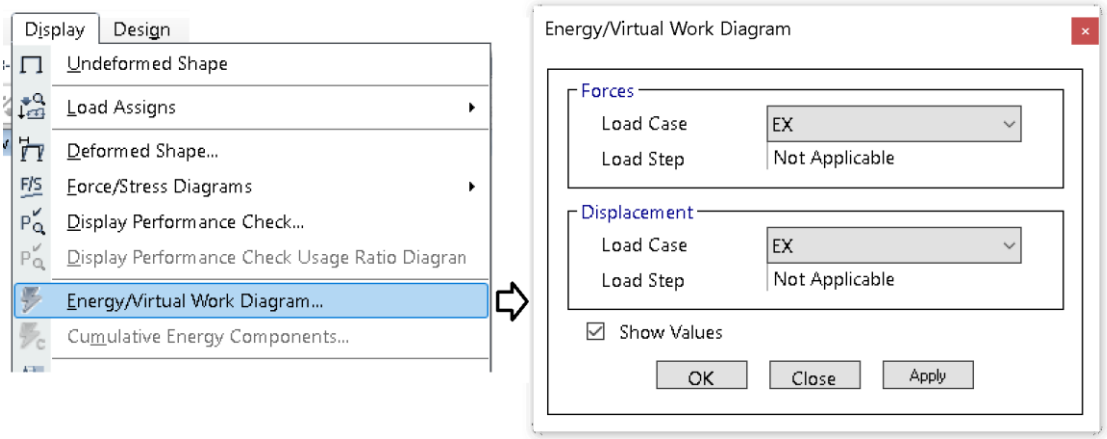
> **4.1.5.3 Drift and P-delta effects.**
> For structures with "significant torsional effects", *Standard* Section 12.12.1 requires that the maximum drifts include torsional effects, meaning that the accidental torsion, amplified as appropriate, must be included in the drift analysis. The same section of the *Standard* requires that deflections used to compute drift should be taken at the edges of the structure if the structure is torsionally irregular. For torsionally regular buildings, the drifts may be based on deflections at the center of mass of adjacent levels.

- دریفت را می توان تحت زلزله دینامیکی کنترل کرد که نحوه کنترل آن در فصل آنالیز دینامیکی تشریح شده است.

- در سازه هایی که در طبقات محل دیافراگم تغییر میکند (مثلا در طبقه زیرین به علت وجود رمپ پارکینگ بخشی از سقف به دیافراگم وصل نیست ولی در طبقه فوقانی در همان نقاط کفهایی داریم که متصل به دیافراگم هستند) نرم افزار ایتبس در محاسبه AVE drift و نیز MAX drift دچار خطا می شود و بهتر است محاسبات در این طبقات به صورت دستی کنترل شود.

۲۶-۱-۱ مشاهده انرژی اعضا

سوال: از نمودار انرژی چه استفاده ای می توان کرد؟



تلگرام:

با سلام و تشکر از زحمات شما.::استاد کمی در مورد انرژی اعضا که در ایتبس هست توضیح میدهید که چی هست و به چه دردی میخورد؟

پاسخ: با سلام، در راهنما (help) نرم افزار ایتبس توضیحاتی در مورد نحوه محاسبه انرژی آمده است. از جمله در ابتدای آن نوشته شده که:
Click the Display menu- Energy/Virtual Work Diagram command to display energy diagrams that can be used as an aid to determine which elements should be stiffened to achieve the most efficient control over the lateral displacements of a structure.
همانطور در متن فوق نوشته شده، در کنترل دریفت سازه برای تشخیص اینکه چه عضوی در کاهش دریفت موثرتر است می توان از منوی فوق استفاده کرد و برای کاهش دریفت سایز اعضایی را که درصد انرژی بیشتری دارند (به ۱۰۰ نزدیک هستند) افزایش داد. البته با توجه به محدودیتهای معماری سازه و تیپ بندی ستونها و تیرها، همیشه نمی توان بر اساس معیار فوق سایز اعضا را انتخاب کرد و اعدادی که به عنوان نسبت انرژی نمایش داده می شوند تنها یک پیشنهاد از طرف نرم افزار می باشد.

کانال تلگرام:

بهنام: با سلام خدمت استاد گرامی. آیا در کنترل دریفت در حالت استاتیکی زلزله با خروج از مرکزیت در نظر گرفته می شود؟

پاسخ: با سلام، آیین نامه صحبتی نکرده ولی باید دقت کرد که اگر در محاسبه دریفت، تغییرمکان مرکز جرم طبقات مدنظر است، تفاوت چندانی نمی کند که با Ex محاسبه شود و یا با EXP و یا با EXY چک شود و تغییر مکان مرکز جرم تحت سه زلزله یکسان خواهد بود.

ولی اگر سازه دارای نامنظمی پیچشی باشد، طبق آیین نامه جدید باید دریفت لبه های سازه چک شود که در این صورت اگر برای کنترل دریفت خروج از مرکزیت منظور شود، جابجایی ها افزایش می یابند.

نتیجه: در سازه هایی که نامنظم پیچشی نیستند کنترل دریفت را می توان تنها با EX یا EY کنترل انجام داد. ولی در سازه هایی که نامنظم پیچشی دارند کنترل دریفت باید با منظور کردن پیچش تصادفی (و در لبه ها) کنترل شود.

کانال تلگرام:

سلام جناب آقای دکتر
ضمن تشکر از راهنمایی ها و مطالب مفید شما
من یک پروژه بتنی داشتم که با ویرایش ۳ آیین نامه ۲۸۰۰ بارگذاری وبا آیین نامه آمریکا طراحی کرده بودم. الان دوباره با ویرایش ۴ بارگذاری کردم و کنترل کردم مقاطع جواب داده است. ولی دریفت مجاز در حالت قبل ۰۰۵۱/۰ بوده و حالا با فرمول ویرایش جدید ۰۰۵۶/۰ میشود (حدود ۱۰ درصد بیشتر شده) و تغییر زیادی نداشته در حالیکه ضریب زلزله و به طبع آن نیروی زلزله که با آن دریفت کنترل میشود به میزان قابل توجهی بیشتر شده (حدود ۴۰ درصد بیشتر شده)و دریفت جواب نمی دهد و اختلاف فاحش دارد. آیا نکته ای هست که باید ما در کنترل دریفت انجام دهیم؟

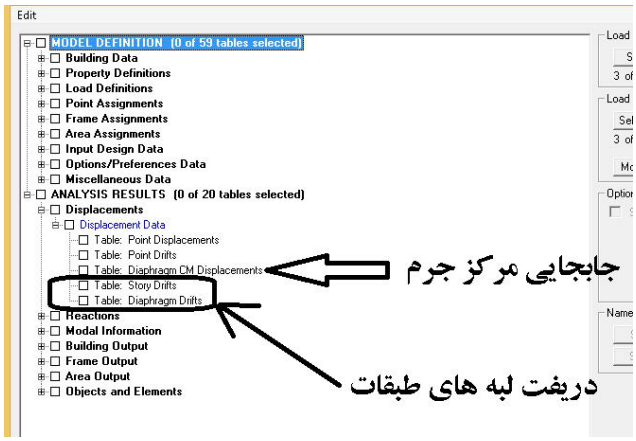
پاسخ: با سلام، بله حق با شماست. در آیین نامه جدید دریفت به صورت قابل توجهی سخت گیرانه تر شده است. نکته جدید آیین نامه ای هم نداریم که بتوان به کمک ان جواب گرفت!
تنها چند نکته را یادآوری می کنم:

۱- برای کنترل دریفت از زلزله دریفت استفاده کنید نه زلزله اصلی. زلزله دریفت با زلزله است فرق دارد. در شیت اکسل که برای محاسبه نیروی زلزله در وبسایت شخصی ام برای دانلود قرار داده شده، علاوه بر زلزله اصلی، ضریب زلزله دریفت نیز محاسبه و ارائه میشود. زلزله دریفت بر اساس دوره تناوب ایتبس محاسبه می شود.

۲- اگر سازه نامنظم پیچشی نباشد، دریفت در مرکز جرم محاسبه می شود. گزینه هایی مانند diaphragm drift و یا story drift که در خروجی ایتبس ۹ در شکل زیر نشان داده شده است، جابجایی لبه های سازه را می دهد و شما در سازه های منظم پیچشی باید از Diaphragm CM displacement استفاده نمایید.

۳- در صورتی که سازه منظم باشد، طبق آیین نامه جدید در صورت استفاده از انالیز دینامیکی برش پایه را به ۹۰ درصد و در صورت اینکه کاملا منظم باشد به ۸۵ درصد برش پایه کاهش دهید و در نهایت دریفت را با زلزله کاهش یافته کنترل نمایید.
البته کنترل دریفت با زلزله دینامیکی نیز نکاتی دارد که باید رعایت کنید.

۴- سعی کنید اجازه ندهید که سازه نامنظم پیچشی باشد. در غیر این صورت باید دریفت را در لبه های سازه کنترل کنید نه در مرکز جرم (این قانون جدید جواب گرفتن از دریفت سازه های دارای پیچش را مشکل تر می کند). در این صورت باید در شکل فوق از story drift استفاده نمایید.



کانال تلگرام:

محمد: سلام استاد خسته نباشید. آیا برای سازه ی نامنظم که ترکیب بار ۳۰-۱۰۰ در طراحی استفاده می شود در کنترل دریفت و کنترل واژگونی هم باید استفاده شود؟

پاسخ: با سلام، خیر، لازم نیست.

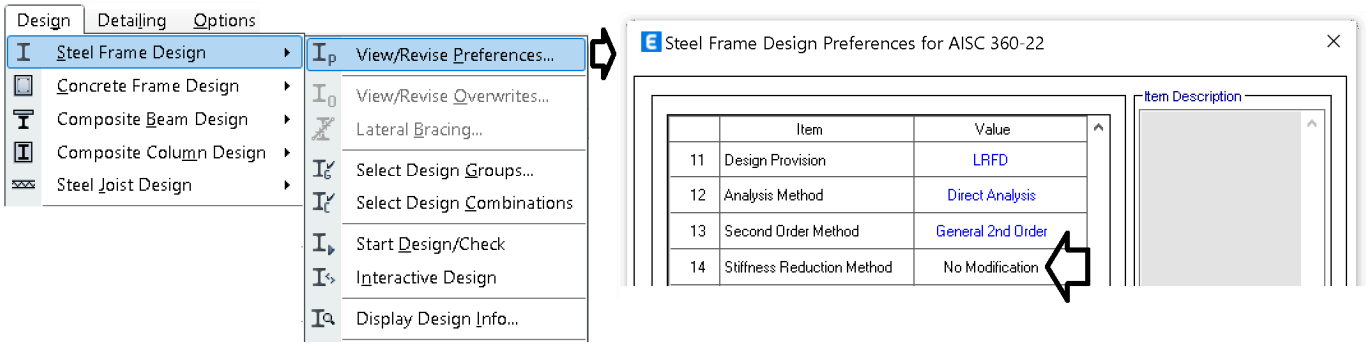
۲-۲۶ کنترل جابجایی نسبی طبقات در سازه های فولادی

۱- محاسبه دوره تناوب تحلیلی سازه

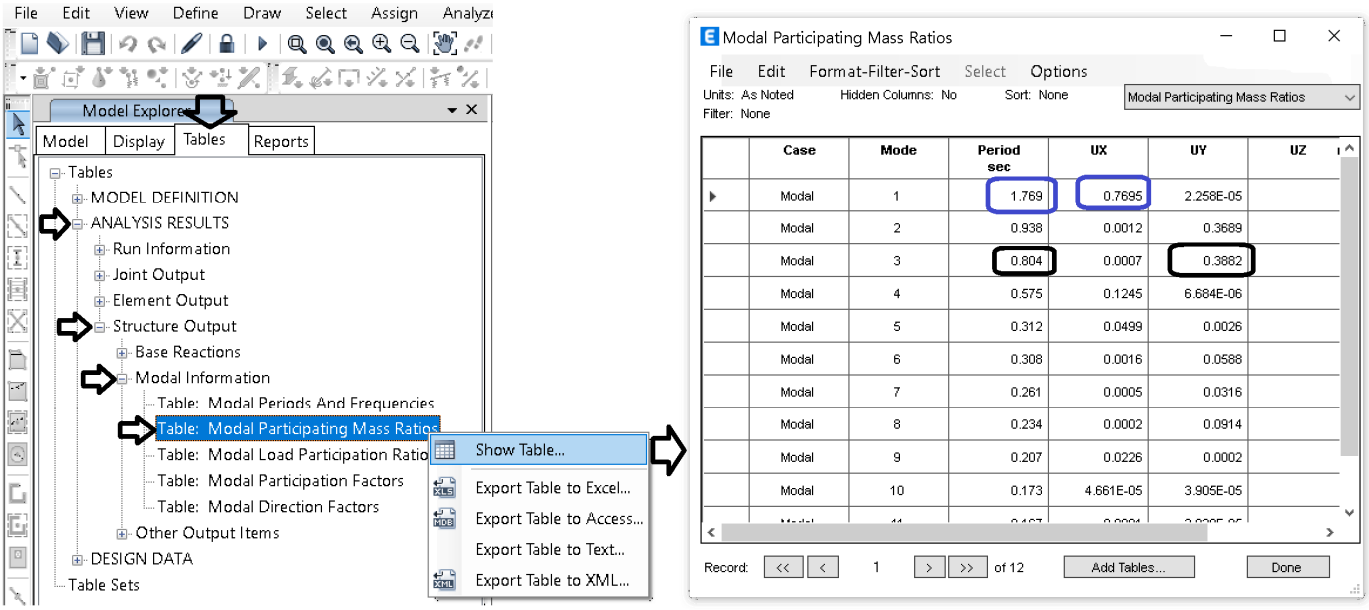
یک فایل جدید (تحت عنوان drift.edb) ایجاد کنید. در صورتی که سازه فولادی می باشد و از روش آنالیز مستقیم استفاده شده باشد، سختی خمشی اعضا در سازه اصلی کاهش یافته است که این کاهش سختی موجب افزایش دریفت سازه می شود. بنابراین در فایل دریفت مطابق شکل زیر باید No modification را انتخاب نمایید.

پس از انتخاب No modification سازه را "تحلیل" و سپس "طراحی" کنید. توجه کنید که تا زمانی که سازه طراحی نشود، ایتبس متوجه تغییر مربوط به No modification نمی شود.

پس از پایان طراحی قفل تحلیل را باز کنید و مجددا تحلیل کنید. در این حالت سازه با سختی کاهش نیافته تحلیل خواهد شد.



پس از انجام تغییرات در مدل جدید (فایل drift)، دوره تناوب تحلیلی سازه مطابق شکل زیر بدست می آید:



دوره تناوب حاصل از تحلیل در راستای x برابر $(T_{ETABS})_x = 1.769\ sec$ و در راستای y برابر $(T_{ETABS})_y = 0.804$ می باشد.

۲- محاسبه ضریب زلزله بر اساس دوره تناوب تحلیلی حاصل از ETABS:

در فایل Excel زیر مقادیر دوره تناوب را برای دو جهت وارد نمایید تا ضرایب زلزله C-drift و K-drift در هر دو جهت محاسبه شوند.

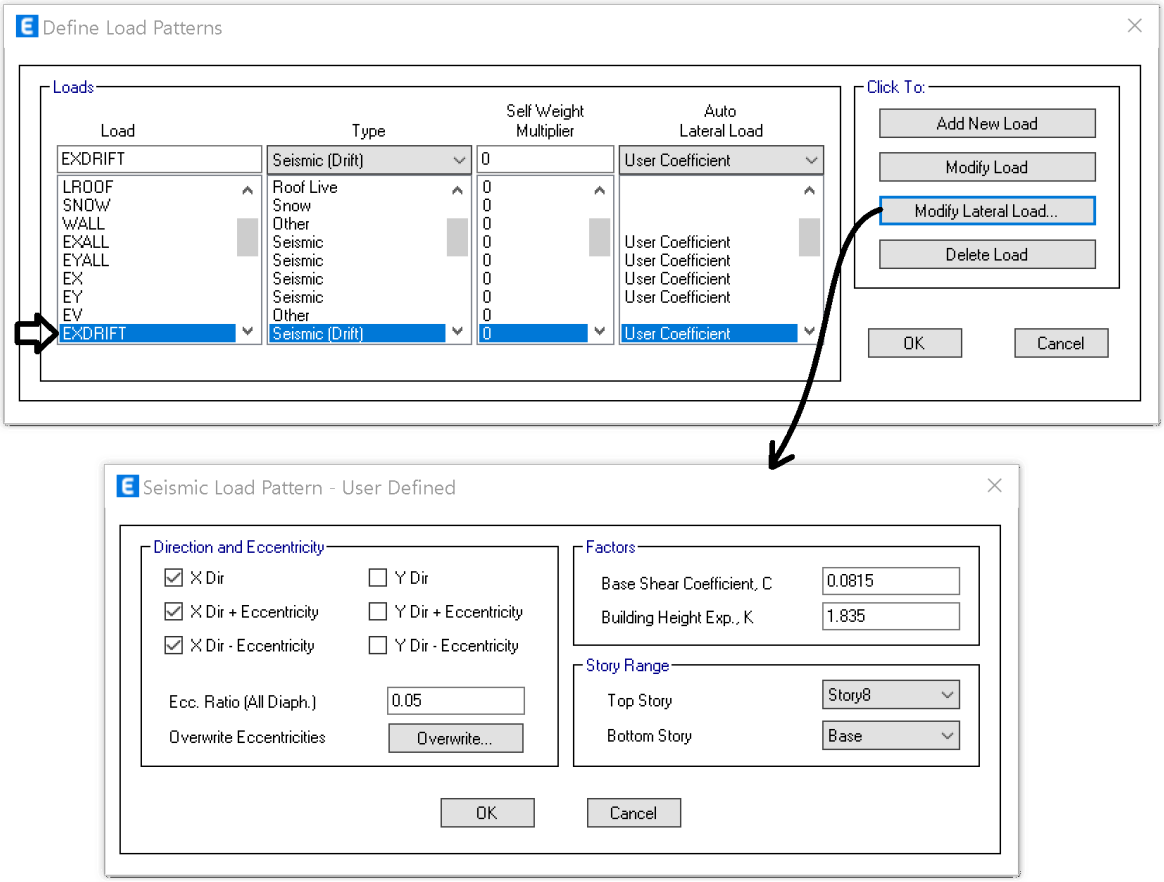
وبسایت:	www.hoseinzadeh.net	
کانال:	https://telegram.me/hoseinzadehasl	
ویرایش چهار		
ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)	24	
درجه اهمیت سازه	I=1	
ضریب A	A=0.35	
نوع زمین	III	
سیستم سازه	قاب خمشی فولادی	سیستم دوگانه
Ru=	5	6
سازه میانقاب دارد؟	خیر	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T_{ETABS})	1.769	0.804
T_0=	0.15	0.15
Ts=	0.7	0.7
S0=	1.1	1.1
S=	1.75	1.75
T= Min (تحلیلی ، 1.25تجربی)	1.09	0.68
N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=	1.08152	1.00000
B1=(S+1)(Ts/T)=	1.76344	2.75000
B=B1*N=	1.90993	2.75000
C-min=0.12*A*I=	0.0420	0.0420
C=A.B.I/R=	0.1337	0.1604
*k=0.5*T+0.75=*	1.2958	1.0889
C_{DRIFT} =	0.081410988	0.140855008
K_{DRIFT} =	*1.836*	*1.1585*

۳- تعریف زلزله دریفت در "فایل دریفت":

در "سازه drift.edb" نیروهای EXdrift و EYdrift را بر اساس C_{DRIFT} و K_{DRIFT} در جدول فوق تعریف نمایید.

برای تعریف زلزله EXDRIFT و نیز EYDRIFT باید از Seismic drift استفاده شود.

علت: در صورت استفاده از Seismic drift به جای Seismic، نیروهای تعریف شده در ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار ظاهر نمی شوند و ایتبس در طراحی اعضا از آنها استفاده نمی کند.



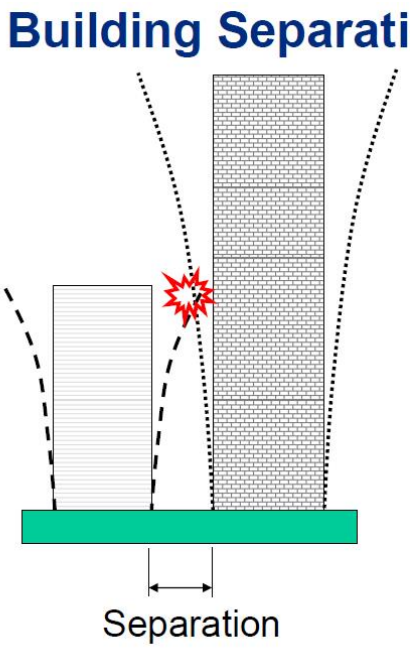
۴- پس از تحلیل "سازه drift.edb" جابجایی نسبی طبقات مشابه سازه های بتنی استخراج شود.

ادامه کنترل همانند سازه های بتنی می باشد که در بندهای قبل توضیح داده شده است.

۳-۲۶ درز انقطاع

- ساختمان های مجاور هم باید با فاصله از هم ساخته شوند.
- هر چه ارتفاع سازه بیشتر باشد، باید فاصله سازه از سازه مجاور افزایش یابد.

علت: اگر بین دو سازه فاصله ای منظور نشود، هنگام زلزله ممکن است سازه ها به هم برخورد کنند.





Exterior damage to the back (north side) of Oviatt Library during Northridge Earthquake (attributed to pounding).

Source: http://library.csun.edu/mfinley/eqexdam1.html

سوال: آیا امکان دارد زمانی که یکی از سازه ها به سمت راست حرکت می کند، دیگری به سمت چپ حرکت کند و برخورد کنند؟

پاسخ: بله. اگر زمان تناوب سازه ها متفاوت باشد، انتهای آنها با دوره تناوب متفاوت حرکت خواهد کرد و در نتیجه ممکن است به هم برخورد کنند.

شکل سمت راست نشان می دهد چگونه دو سازه با فاصله از هم ساخته می شوند.

شکل سمت چپ نشان می دهد که چگونه درز بین دو سازه پوشش داده شده است.







در متن استاندارد ۲۸۰۰ نحوه محاسبه درز انقطاع تشریح شده است:

۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه وکمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به‌طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با درنظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان درنظر گرفته شود.

$$\text{فاصله از زمین مجاور} \left\{ \begin{array}{l} \text{سازه با اهمیت متوسط کمتر از 9 طبقه} \end{array} \right. = \frac{h}{200}$$

$$\text{فاصله از زمین مجاور} = 0.7 \times C_d \times \Delta_{etabs} \left\{ \begin{array}{l} \text{سازه با اهمیت متوسط بیش از 8 طبقه} \\ \text{سازه با اهمیت زیاد و خیلی زیاد} \end{array} \right.$$

- با توجه به بند زیر از ASCE7-16، استخراج تغییر شکلها در سازه باید با احتساب پیچش تصادفی باشد. یعنی تغییرمکان های سازه تحت زلزله EX-ALL و یا EY-ALL باشد.
- همچنین درز انقطاع باید در تمامی نقاط سازه (از جمله لبه های کناری سازه) کنترل و محاسبه شود.

12.12.3 Structural Separation. All portions of the structure shall be designed and constructed to act as an integral unit in resisting seismic forces unless separated structurally by a distance sufficient to avoid damaging contact as set forth in this section.

Separations shall allow for the maximum inelastic response displacement (δ_M). δ_M shall be determined at critical locations with consideration for translational and torsional displacements of the structure including torsional amplifications, where applicable, using the following equation:

$$\delta_M = \frac{C_d \delta_{max}}{I_e} \qquad (12.12\text{-}1)$$

where δ_{max} = maximum elastic displacement at the critical location.

Adjacent structures on the same property shall be separated by at least δ_{MT}, determined as follows:

$$\delta_{MT} = \sqrt{(\delta_{M1})^2 + (\delta_{M2})^2} \qquad (12.12\text{-}2)$$

where δ_{M1} and δ_{M2} are the maximum inelastic response displacements of the adjacent structures at their adjacent edges.

مثال : ارتفاع یک ساختمان ۹ طبقه ۳۰ متر می باشد. تغییر شکل جانبی سازه تحت اثر زلزله EX-ALL در نرم افزار ETABS در جدول زیر ارائه شده است.

طبقه	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹
$\Delta_{eu}(mm)$	۱۰	۱۸	۲۷	۳۸	۴۹	۶۰	۷۲	۸۴	۹۴

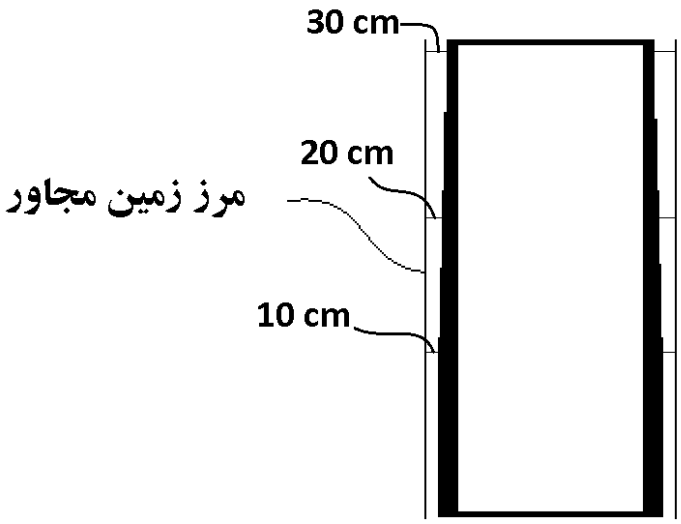
سیستم باربری جانبی سازه قاب خمشی با شکل پذیری متوسط می باشد. مشخصات سازه مجاور در دسترس نمی باشد. فاصله طبقه آخر سازه از مرز زمین مجاور چقدر باید باشد؟

پاسخ:

$$S = 0.7\Delta_M = 0.7C_d\Delta_{eu} = 0.7 \times 4.5 \times 94 = 296\ mm$$

بنابراین طبقه آخر باید به اندازه حدود ۳۰ سانتیمتر کوچکتر ساخته شود.

سوال: در مثال اخیر که مقدار درز ۳۰ سانتیمتر بدست آمد، آیا لازم است طبقات پایین تر نیز این ۳۰ سانتیمتر را رعایت کنند؟ با توجه به اینکه مقطع ستون ها با افزایش ارتفاع سازه کاهش می یابد، آیا می توان سازه را مطابق شکل زیر اجرا کرد:

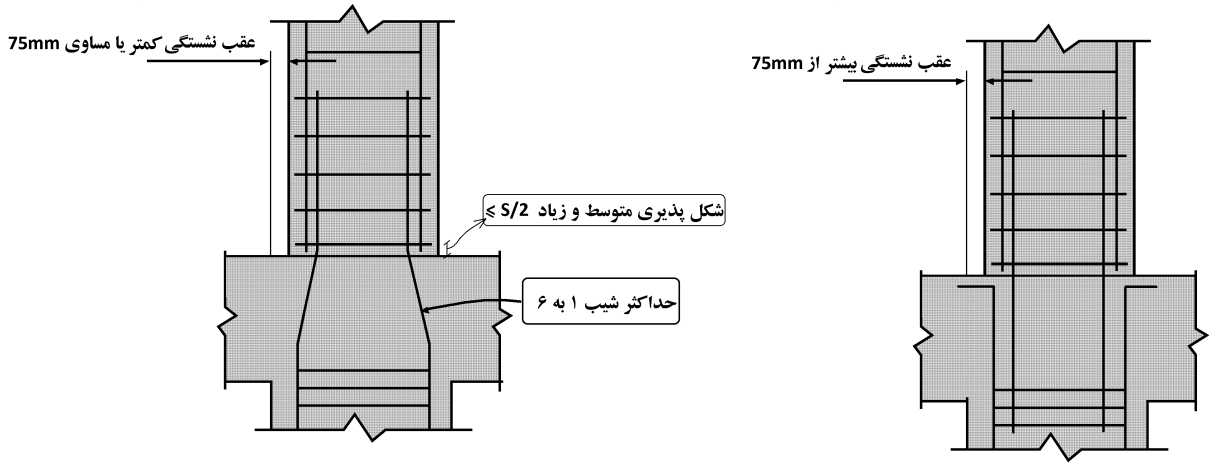


پاسخ: بله، مقدار درز انقطاع در هر طبقه بر اساس میزان جابجایی آن طبقه تعیین می شود. و در سازه های بلند مقرون به صرفه این است که در طبقات پایین درز کمتر باشد و در طبقات بالاتر افزایش یابد. بدین ترتیب کاهش مقطع ستونها می تواند تنها از یک وجه انجام شود (کاهش مقطع ستون متقارن نباشد). دقت نمایید که در ستونهای بتنی اگر یکی از وجوه ستون بیش از ۷/۵ سانتیمتر کاهش داشته باشد، در خم میلگردهای طولی ستون از یک طبقه به طبقه دیگر مشکل خواهیم داشت. در شکل فوق در هر مرحله مقطع ستون در یک وجه ۱۰ سانتیمتر کاهش دارد که مناسب نیست. بهتر است کاهش در طبقات به صورت هر ۵ سانتیمتر انجام شود تا در اجرای آنها مشکلی پیش نیاید. بدین ترتیب به جای اینکه در شکل فوق در سه نقطه کاهش داشته باشیم، در ۶ نقطه کاهش خواهیم داشت.

۹-۱۲-۶-۳ آرماتور طولی خم شده

۹-۱۲-۶-۳-۱ شیب قسمت مایل یک آرماتور طولی خم شده (میلگرد غیر هم امتداد) نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ بیشتر باشد. بخش‌های بالا و پایین قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.

۹-۱۲-۶-۳-۲ اگر وجه ستون یا دیوار بیش از ۷۵ میلی متر پس رفتگی یا پیش آمدگی داشته باشد، آرماتورهای طولی امتداد یافته نباید به صورت خم شده استفاده شوند. در این حالت در محل پس رفتگی باید آرماتورهای انتظار مجزا و وصله‌ی پوششی به منظور اتصال به آرماتورهای وجوه عقب رفته فراهم شوند. در هر حال باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله‌ها در محل تغییر مقطع رعایت شوند.



مثال: فاصله سازه ۵ طبقه مسکونی با ارتفاع 16m از تراز پایه از مرز زمین مجاور؟

پاسخ: 8cm

سوال: آیا تغییر مکان زلزله طرح را می توان به جای استفاده از زلزله استاتیکی (Ex و Ey) بر اساس زلزله حاصل از آنالیز دینامیکی طیفی (Spec-x و Spec-y) بدست آورد؟

پاسخ: بله. در سازه های بالای ۸ طبقه و یا سازه های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد که در آنها برای محاسبه مقدار درز انقطاع نیاز به تغییر مکان جانبی داریم، می توان مقدار این جابجایی ها را بر اساس آنالیز دینامیکی طیفی محاسبه نمود. دقت نمایید که در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، توزیع نیروهای استاتیکی، در سازه های بلند، به صورت سهمی بوده و در نتیجه احتمالا تغییر مکانهای حاصل از زلزله استاتیکی بیش از تغییر مکانهای حاصل از زلزله دینامیکی باشد. علاوه بر این اگر برش پایه دینامیکی با ۹۰ و یا ۸۵ درصد برش پایه استاتیکی همپایه شده باشد، مقدار جابجایی های حاصل از آن نیز ۱۰ یا ۱۵ درصد کمتر خواهند بود. بنابراین بهتر است طراحان در صورت انجام آنالیز دینامیکی در این نوع سازه ها درز انقطاع را بر اساس آن محاسبه نمایند.

سوال: تغییر مکان های حاصل از ETABS بر اساس تغییرمکان مرکز جرم طبقات خواهد بود یا تغییرمکان لبه های کناری ساختمان؟

پاسخ: اگر سازه دارای نامنظمی پیچشی و یا پیچشی شدید باشد، باید تغییر مکانهای لبه کناری سازه بررسی شود ولی اگر سازه نامنظمی پیچشی نداشته باشد، می توان تغییر مکانهای مرکز جرم طبقات را بررسی نمود. توجه شود که در بند ۳-۵-۶ استاندارد صراحتی در این رابطه وجود ندارد. ولی در بند ۳-۵-۴ در تعریف تغییرمکان جانبی نسبی طبقه به این موضوع اشاره شده است.

۴-۲۶ کنترل دریفت و درز انقطاع بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی

- برخی از طراحان نسبت به نتایج "جابجایی حاصل از آنالیز دینامیکی" به دلیل ابهاماتی که قبلا در نرم افزار ETABS9 داشتیم، با دیده تردید می نگرند و معتقدند که کنترل دریفت و یا محاسبه درز انقطاع باید بر اساس زلزله استاتیکی کنترل شود.
- طبق استاندارد ۲۸۰۰ می توان همانند استخراج نیروها، پاسخ های مربوط به جابجایی نقاط را از تحلیل دینامیکی طیفی و ترکیب مدها استخراج کرد:

> **۴-۳ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی**
> **۴-۳-۱ روش تحلیل طیفی**
> **۴-۳-۱-۳ ترکیب اثر مدها**
> حداکثر بازتاب‌های دینامیکی سازه در هر مود، از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروهای طبقات، برش‌های طبقات و عکس‌العمل پایه‌ها باید با استفاده از روش‌های آماری شناخته‌شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل ترکیب گردد. در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در ساختمان‌هایی که پیچش در آنها حائز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگیرندهٔ اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می‌توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

در ASCE7-2016 نیز به استخراج نتایج مربوط به جابجایی از تحلیل دینامیکی اشاره شده است:

> **CHAPTER 12**
> **SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR BUILDING STRUCTURES**
>
> **12.9 LINEAR DYNAMIC ANALYSIS**
> **12.9.1 Modal Response Spectrum Analysis**
> **12.9.1.2 Modal Response Parameters.** The value for each force-related design parameter of interest, including story drifts, support forces, and individual member forces for each mode of response, shall be computed using the properties of each mode and the response spectra defined in either Section 11.4.6 or 21.2 divided by the quantity R/I_e. The value for displacement and drift quantities shall be multiplied by the quantity C_d/I_e.

همچنین در ASCE7 نحوه همپایه سازی زلزله دینامیکی جهت کنترل دریفت نیز تشریح شده است:

ASCE7-10

12.9 MODAL RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS
12.9.4 Scaling Design Values of Combined Response
12.9.4.2 Scaling of Drifts
Where the combined response for the modal base shear (V_t) is less than $0.85C_sW$, and where C_s is determined in accordance with Eq. 12.8-6, drifts shall be multiplied by $0.85\frac{C_sW}{V_t}$

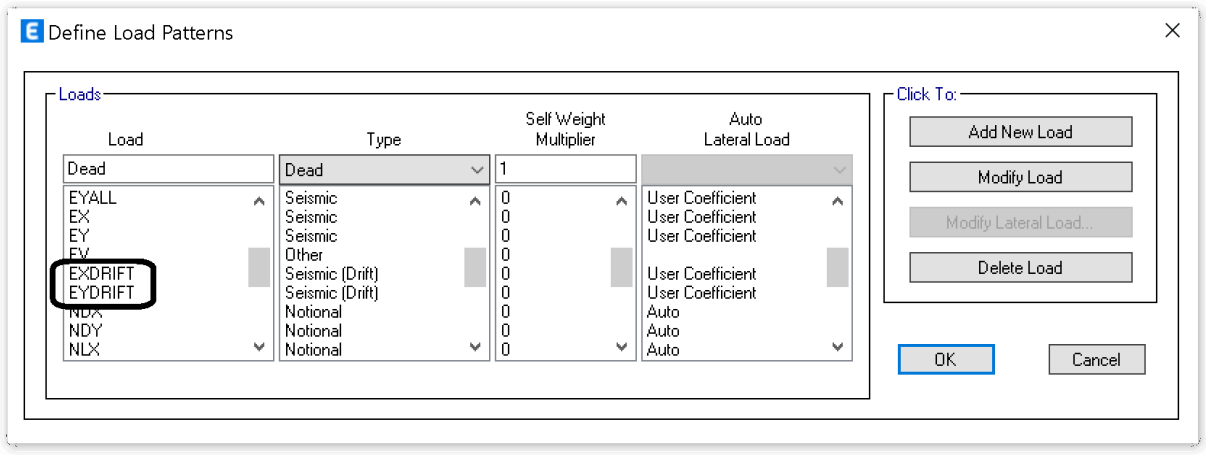
ASCE7-16

12.9 LINEAR DYNAMIC ANALYSIS
12.9.1 Modal Response Spectrum Analysis
12.9.1.4 Scaling Design Values of Combined Response.
12.9.1.4.2 Scaling of Drifts. Where the combined response for the modal base shear (V_t) is less than C_sW, and where C_s is determined in accordance with Eq. (12.8-6), drifts shall be multiplied by C_sW/V_t.

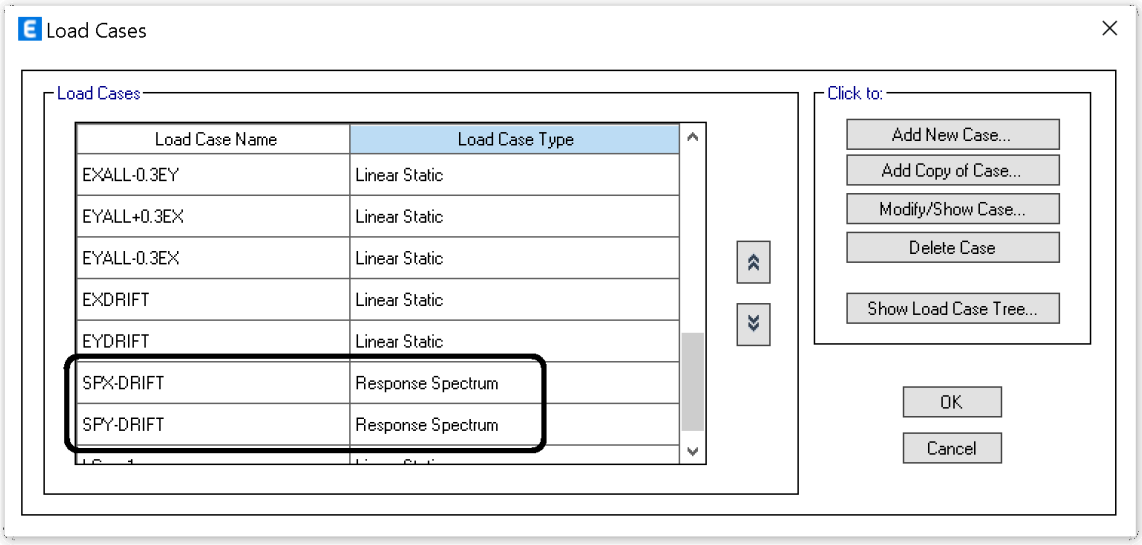
- نکته مهم: در ویرایش آخر ASCE-7 (ویرایش سال ۲۰۱۶) تخفیف مربوط به آنالیز دینامیکی (تخفیف 0.85) حذف شده است. بنابراین احتمالا در ویرایش بعدی استاندارد ۲۸۰۰ نیز تخفیف های 0.85 و 0.9 مربوط به همپایه سازی حذف شوند.
- با توجه به مطالب فوق توصیه می شود در مواردی که در طراحی سازه از آنالیز دینامیکی استفاده شده است، دریفت و درز انقطاع سازه نیز بر اساس نتایج آنالیز دینامیکی محاسبه و کنترل شود.

مراحل کنترل دریفت بر اساس نتایج آنالیز دینامیکی طیفی

a- ابتدا مطابق مراحل توضیح داده شده در بند ۲۶ زلزله های استاتیکی دریفت را تعریف کنید:

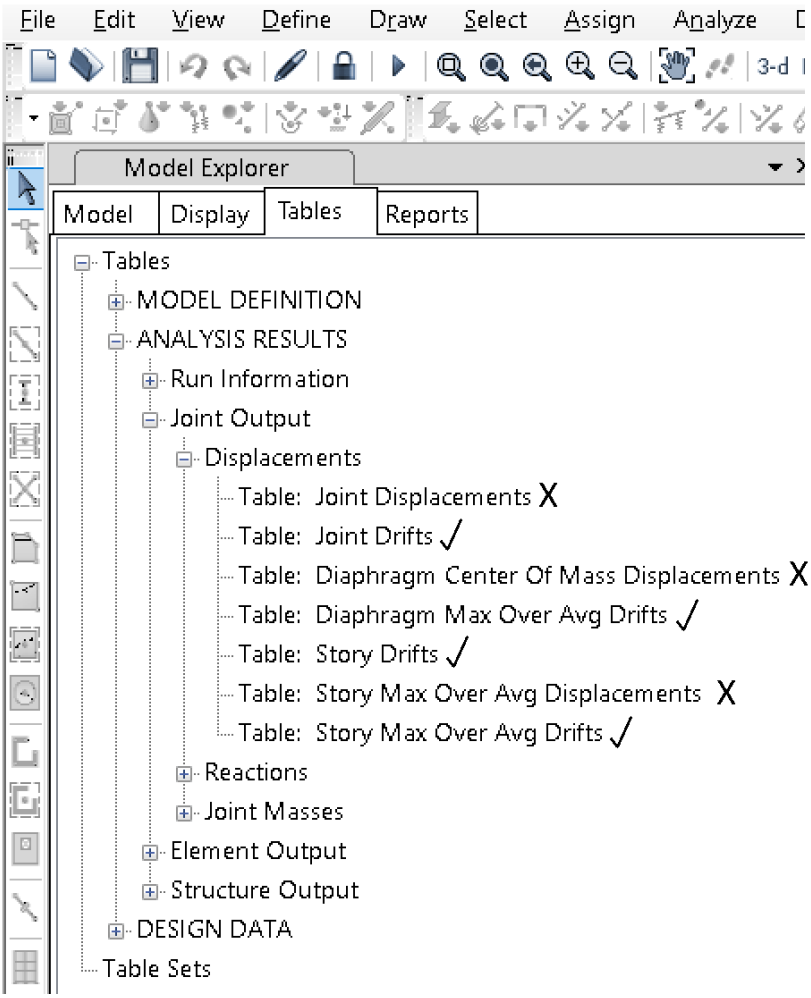


b- در قسمت load case زلزله دینامیکی دریفت را با scale اولیه تعریف کنید:



c- برش پایه مربوط به زلزله های دینامیکی را با 0.85، یا 0.9 و یا 1 برابر زلزله استاتیکی (بسته به نامنظمی سازه) همپایه کنید.

d- پس از همپایه سازی برش پایه دینامیکی، مقدار دریفت را باید بر اساس گزینه شکل زیر و بر اساس SP-DRIFT بخوانید.



- نکته مهم: برای استخراج جابجایی بر اساس زلزله دینامیکی تنها از گزینه هایی که مستقیما مقدار دریفت را ارائه می کنند باید استفاده شوند (گزینه هایی که با علامت ✓ مشخص شده اند). اگر جابجایی طبقات را بر اساس یکی از گزینه هایی که با علامت ✗ مشخص شده اند خوانده شود و سپس جابجایی نسبی طبقات محاسبه شود، نتایج نادرستی حاصل می شود (چرا؟!):

Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10 (2010):

Computation of Story Displacements and Story Drift

The next step in the analysis is to determine the displacements in each mode. These displacements are computed as follows:

$$U_i = \Gamma_i S_{di} \phi_i \qquad \text{(Eq. G20-5)}$$

The displacements are then combined using the square root of the sum of the squares (SRSS) to determine the total displacements at each story. However, story drifts should not be determined from the SRSS of the story displacements. Instead, the drifts should be determined for each mode, and then these story drifts are combined using SRSS. The calculations for story displacement and story drift are provided in **Table G20-4.**

Table G20-4 Elastic Displacements and Story Drifts

	Elastic Story Displacements (in.)				*Elastic Interstory Drifts (in.)*			
Story	*Mode 1*	*Mode 2*	*Mode 3*	*SRSS*	*Mode 1*	*Mode 2*	*Mode 3*	*SRSS*
6	5.680	–1.531	0.314	5.891	1.113	–1.173	0.530	1.702
5	4.566	–0.357	–0.217	4.585	1.071	–0.817	0.115	1.352
4	3.496	0.460	–0.331	3.541	0.975	–0.228	–0.312	1.049
3	2.520	0.688	–0.019	2.613	1.023	0.059	–0.283	1.063
2	1.498	0.628	0.264	1.646	0.753	0.268	0.053	0.801
1	0.745	0.360	0.212	0.854	0.745	0.359	0.212	0.854

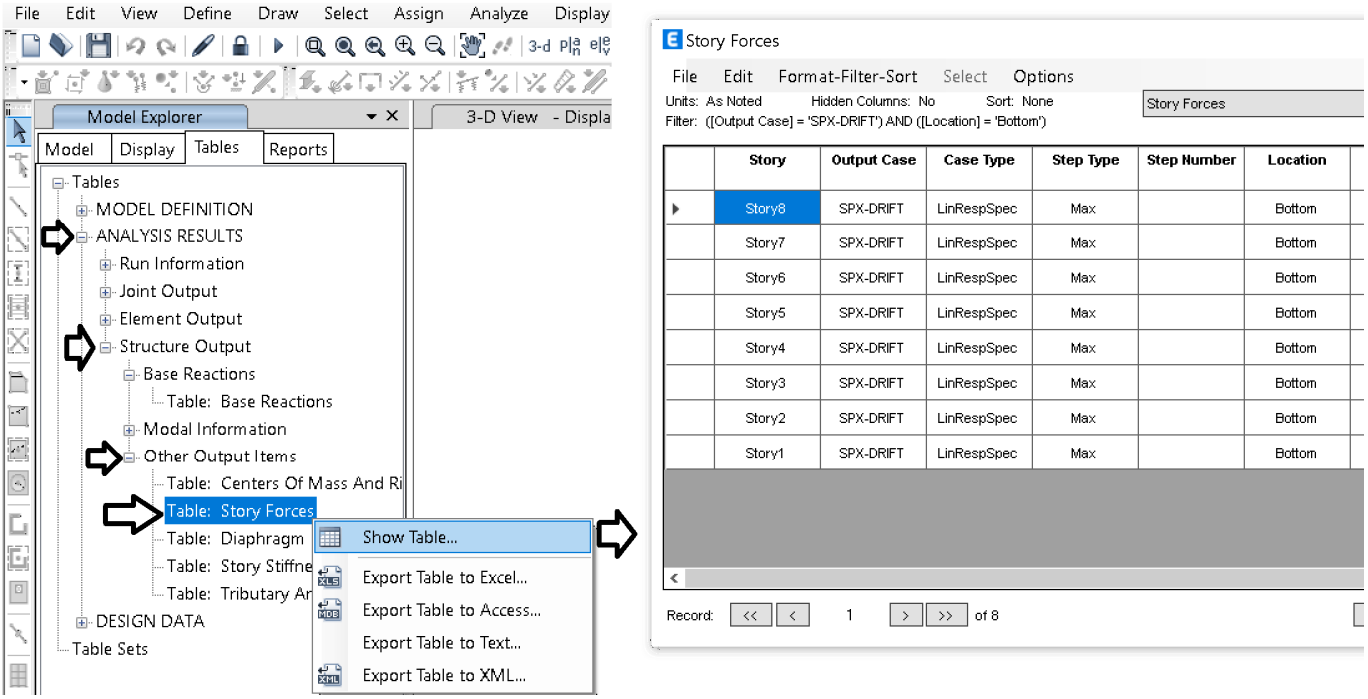
۵-۲۶ کنترل دریفت با زلزله استاتیکی معادل (User loads)

- برخی از طراحان به نتایج دریفت حاصل از زلزله دینامیکی اعتماد ندارند. قبلا در ETABS9 که بیشتر خروجی ها به صورت displacement بود (به جای drift) و مهندسین ترجیح می دادند مستقیما از زلزله دینامیکی استفاده نکنند و به جای استخراج مستقیم تغییرمکان ها از زلزله دینامیکی، از زلزله استاتیکی معادل استفاده می کردند.
- در این روش معادلسازی برش زلزله هر طبقه تحت زلزله دینامیکی (طیفی) استخراج شده و نیروی زلزله استاتیکی معادل آن ساخته می شود.
- از نظر اینجانب این روش معادلسازی جهت استخراج تغییرمکانها تقریبی بوده و توصیه می شود از این روش جهت کنترل دریفت استفاده نشود. در این قسمت تنها جهت آشنایی مهندسین با این روش مراحل آن تشریح می شود.

مراحل ساخت زلزله استاتیکی معادل با زلزله دینامیکی (طیفی) جهت محاسبه دریفت و درز انقطاع (این روش توصیه نمی شود)

گام ۱:

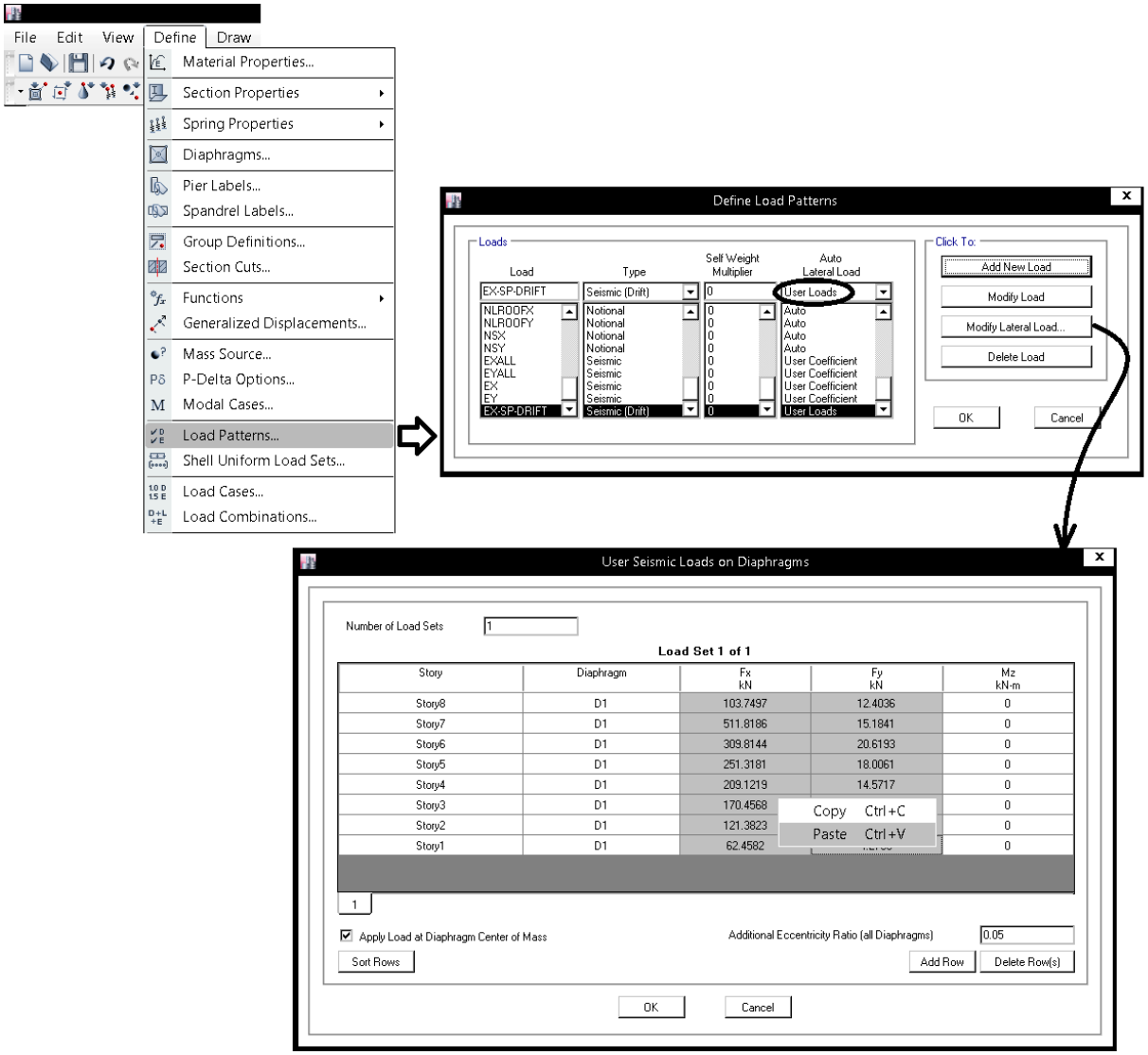
ابتدا نیروی طبقات مربوط به زلزله دینامیکی (SpecX-Drift) را استخراج کنید:



شکل زیر نتایج ارسال شده را به EXCELL نشان می دهد. نیروی وارد بر هر طبقه از تفاضل برش طبقات بدست می آید:

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	TABLE: Story Forces											
2	Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY			
3				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m			
4	Story8	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	103.7497	12.4036	1049.9514	37.4368	313.1028	103.7497	12.4036	
5	Story7	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	615.5683	27.5877	6033.6296	101.1348	2399.2925	511.8186	15.1841	
6	Story6	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	925.3827	48.207	9007.9932	247.739	5543.7209	309.8144	20.6193	
7	Story5	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	1176.7008	66.2131	11436.03	470.2716	9523.1871	251.3181	18.0061	
8	Story4	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	1385.8227	80.7848	13468.423	744.8845	14197.4893	209.1219	14.5717	
9	Story3	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	1556.2795	92.1414	15121.0534	1060.1833	19434.9887	=E9-E8	11.3566	
10	Story2	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	1677.6618	98.6141	16330.4396	1336.8303	24038.4387	121.3823	6.4727	
11	Story1	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	1740.12	102.89	16997.443	1659.8919	29439.3099	62.4582	4.2759	
12												
13												
14					برش طبقه				نیروی وارد بر طبقه			
15												
16												

گام ۲: نیروهای استخراج شده را به صورت زلزله استاتیکی از نوع User Loads تعریف نمایید:

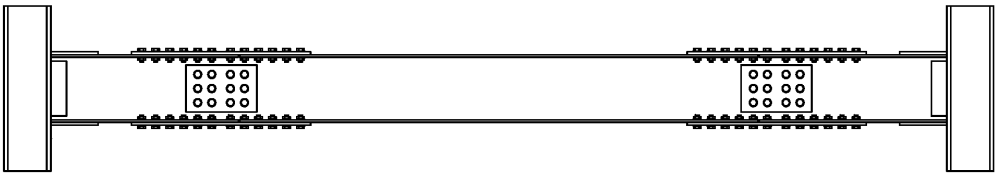


پس از تعریف زلزله استاتیکی معادل با زلزله دینامیکی می توان دریفت طبقات را تحت این زلزله استخراج نمود.

- دقت نمایید که زلزله تعریف شده (EX-SP-DRIFT) تنها معادل برش وارد بر طبقات می باشد و نمی تواند به صورت واقعی زلزله دینامیکی را نمایندگی کند بلکه عملا یک نوع تقریب می باشد. بنابراین توصیه اکید می شود برای کنترل دریفت و یا سایر موارد طراحی مستقیما از نتایج خروجی زلزله دینامیکی استفاده شود (که در صفحات قبل توضیح داده شده).

۶-۲۶ تاثیر سوراخ کاری در بال تیر

در محل اتصالات و نیز وصله ها در بال یا جان تیر ممکن است نیاز به سوراخ کاری باشد. برای مثال در صورت استفاده از وصله پیچی مانند شکل زیر در محل وصله بال تیر باید سوراخ کاری شود در نتیجه در محل وصله مقاومت خمشی تیر می تواند کاهش یابد. در مورد بال فشاری بولتها به عنوان قسمتی از مقطع عمل کرده و در نتیجه کاهش محسوسی در مقاومت بال فشاری نخواهیم داشت. ولی در مورد بال کششی، مساحت خالص بال تیر کمتر از مساحت کل بال بوده و می تواند منجر به ضعف خمشی مقطع شود.



۱۰-۲-۵-۱۳ تناسبات ابعادی مقطع اعضای خمشی

الف) اعضای با مقاطع دارای بال کششی سوراخ‌دار

این بند مربوط است به اعضای با مقاطع نوردشده و ساخته شده از ورق که مقطع آن‌ها دارای سوراخ بوده و مقاومت خمشی اسمی آن‌ها بر مبنای سطح مقطع کلی محاسبه شده است.

در این‌گونه اعضا در صورت وجود سوراخ در بال یا بال‌ها، در محاسبهٔ مقاومت خمشی اسمی (M_n)، در محدودهٔ سوراخ باید محدودیت‌های گسیختگی بال کششی در نظر گرفته شود.

Y_t = ضریب تأثیر سوراخ

$F_y/F_u \le 0.8 \Rightarrow Y_t = 1.0$

$F_y/F_u > 0.8 \Rightarrow Y_t = 1.1$

$F_u A_{fn} \ge 1.2 Y_t F_y A_{fg}$ ⇨ هیچ‌گونه محدودیتی در محاسبهٔ مقاومت خمشی اسمی به خاطر وجود سوراخ در بال کششی در نظر گرفته نمی‌شود.

سطح مقطع خالص بال کششی

$F_u A_{fn} < 1.2 Y_t F_y A_{fg}$ ⇨ $M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x$ مقاومت خمشی اسمی نباید بزرگ‌تر از مقدار در نظر گرفته شود.

سطح مقطع کلی بال کششی

برای فولاد S240، با توجه به روابط بالا داریم:

$$\frac{F_y}{F_u} = \frac{240}{370} = 0.65 < 0.8 \rightarrow Y_t = 1$$

$$370 \times A_{fn} \ge 1.2 \times 1 \times 240 \times A_{fg} \quad \rightarrow \quad \frac{A_{fn}}{A_{fg}} \ge 0.78$$

در صورتی که قطر و چیدمان سوراخها به گونه ای باشد که مساحت خالص بال حداقل برابر 0.78 برابر مساحت کل بال باشد، نیازی به منظور کردن اثر سوراخها در محاسبه مقاومت خمشی تیر نخواهد بود.

۷-۲۶ مساحت ورق تقویتی تیر

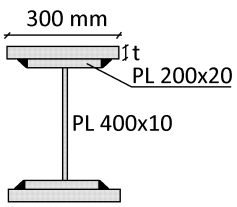
۱۰-۲-۵-۱۳ تناسبات ابعادی مقطع اعضای خمشی

پ) ملاحظات ورق‌های پوششی در بال مقاطع اعضای خمشی

پ-۱) تقویت بال‌ها

بال مقاطع تیرهای نوردشده و تیرهای ساخته‌شده از ورق را می‌توان به کمک ورق‌های پوششی بال، تقویت نمود. در مواردی که اتصال ورق پوششی بال به بال مقاطع تیرها از نوع پیچی یا جوشی باشد، در هر بال مجموع سطح مقطع‌های ورق‌های پوششی نباید از 70 درصد سطح مقطع کل بال (شامل ورق‌های تقویتی) تجاوز نماید.

$$A_{\text{تقویتی}} \le 0.7\left(A_{\text{تقویتی}} + A_{\text{بال تیر}}\right) \quad \rightarrow \quad A_{\text{تقویتی}} \le 2.33 A_{\text{بال تیر}}$$



مثال: در تیر شکل زیر از ورق تقویتی به عرض $300\ mm$ استفاده شده است. حداکثر ضخامتی که برای این ورق تقویتی می توان استفاده کرد، چقدر می باشد؟

$$300t \le 0.7(300t + 200 \times 20) \quad \rightarrow \quad t \le 31\ mm$$

۲۷ اجزای غیر سازه ای – دیوارها

- این فصل برگرفته از پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰ و نیز ضابطه شماره ۷۲۹ می باشد.
- در این فصل مثالها و مسائل مربوط به دیوارهای خارجی می باشد. در رابطه با تیغه ها به متن دو مرجع فوق مراجعه کنید.
- ضوابط مربوط به بلوک های ACC در این فصل پوشش داده نشده. نکات طراحی این بلوک ها در دو مرجع فوق ارائه شده است.

بندهای زیر مربوط به پیوست ۶ از استاندارد ۲۸۰۰ می باشد.

پ۶-۱-ضوابط اجزای غیرسازه‌ای معماری

پ۶-۱-۴- ضوابط و الزامات لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای

پ۶-۱-۴-۱- دیوارها

در این بند ضوابط و الزامات دیوار، بسته به نوع کاربرد آن ارائه شده است. دیوارها را می توان به دو صورت غیر پیوسته (جداسازی شده از سازه اصلی) و یا چسبانده شده به دیوار (میانقابی) طراحی و اجرا نمود. دیوارهای غیر پیوسته به دیواری اطلاق می‌شود که بجز در کف‌ها با پیش بینی درز انقطاع از سازه باربر جانبی جداشده و در سختی آن دخالت ندارند و مزاحمتی برای رفتار سازه ایجاد نمی‌کنند. در دیوارهای غیر پیوسته لازم است دیوار و اتصالات آن صرفا تحت اثر نیروهای اینرسی خارج صفحه کنترل شوند. الزامات لازم برای جداسازی مطابق جزییات ارائه شده در این بند باید در کلیه ساختمان‌های بلندتر از چهارطبقه و نیز در ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد و با طبقات کمتر از چهار طبقه رعایت شود.

دیوارهای چسبانده شده به سازه (میانقابی) در سختی آن دخالت دارند و باید در برآورد نیروهای وارد بر آن طبق بخش پ۶-۲ دخالت داده شوند. در این صورت باید رفتار و عملکرد میانقابی دیوار و نیروهای وارد بر تیر و ستون و خود دیوار – بر اثر این رفتار– براساس ضوابط ارائه شده در آن بخش در محاسبات لحاظ شود.

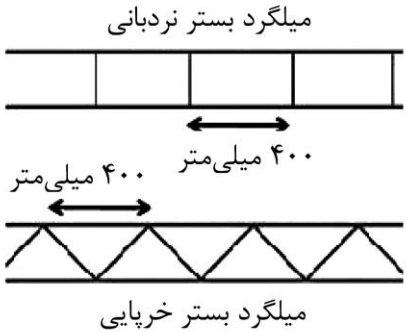
۱-۲۷ میلگرد بستر

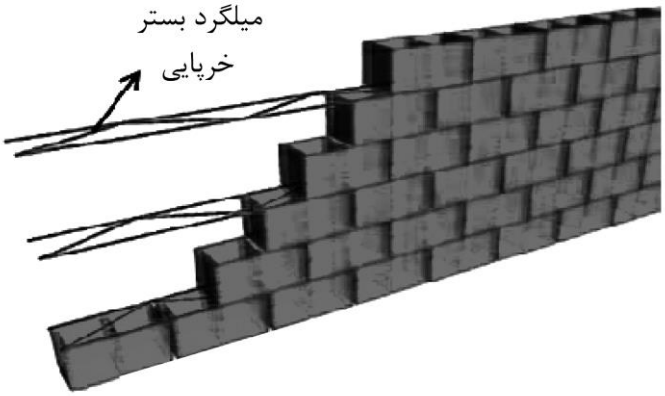
ضابطه شماره ۷۲۹

۳-۱- میلگرد بستر

میلگرد بستر، المانی فولادی است که در بند بستر دیوار قرار می‌گیرد. اگرچه میلگرد بستر می‌تواند یک میلگرد آجدار معمولی باشد، لیکن معمولا میلگردهای بستر به صورت دو مفتول ساده و یا آجدار می‌باشند که توسط یک مفتول میانی به یکدیگر متصل هستند.

اگر مفتول میانی به شکل ۷ و ۸ باشد، میلگرد بستر از نوع خرپایی بوده و اگر به شکل عمود بر مفتول‌های طولی باشد، میلگرد بستر از نوع نردبانی خواهد بود میلگردهای بستر خرپایی از سختی بیش‌تری برخوردار بوده و استفاده از آن نسبت به میلگردهای بستر نردبانی اولویت دارد. لازم است میلگرد بستر به شکل کامل در داخل ملات بستر مدفون شود تا از طریق ملات، پیوستگی میان میلگرد بستر و واحدهای بنایی بر قرار گردد.



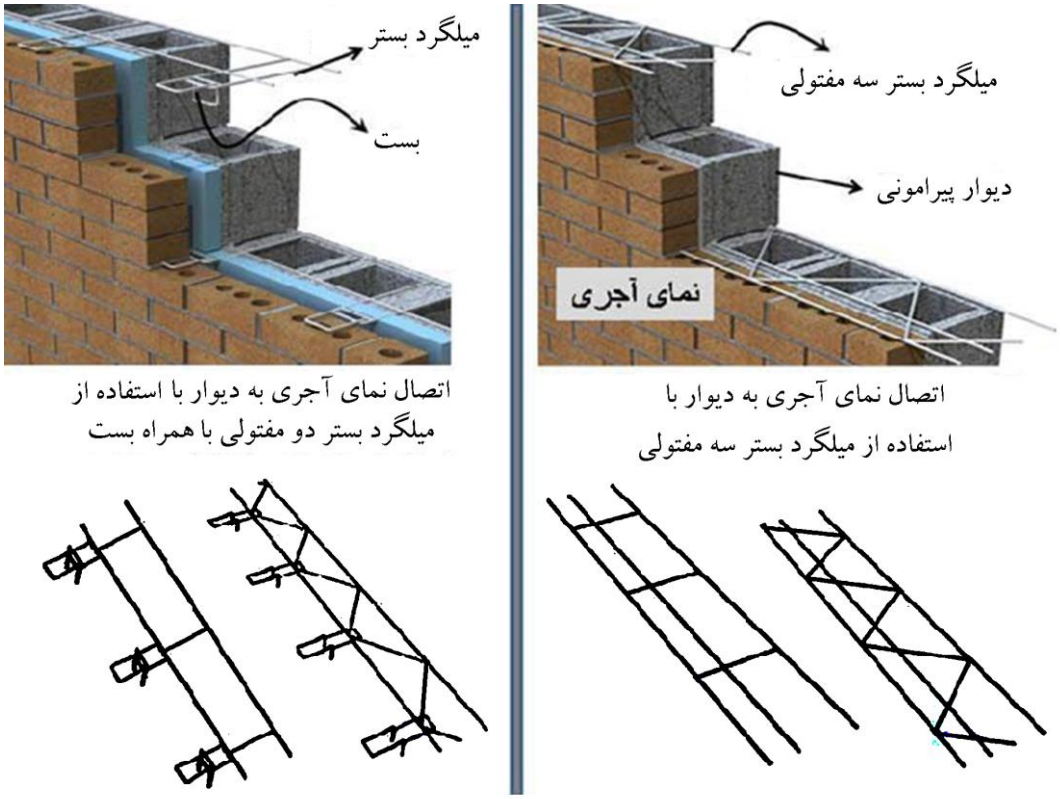








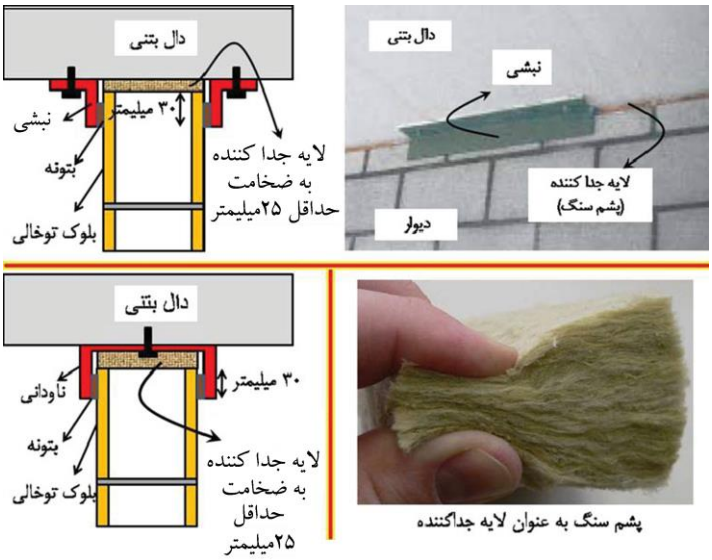
در صورتی که دیوار دارای نمای آجری و یا سنگی باشد، می توان از جزئیات شکل زیر (برگرفته از ضابطه شماره ۷۲۹) استفاده نمود:



اتصال نمای آجری به دیوار با استفاده از میلگرد بستر سه مفتولی

اتصال نمای آجری به دیوار با استفاده از میلگرد بستر دو مفتولی با همراه بست

۲-۲۷ اتصال دیوار به سقف

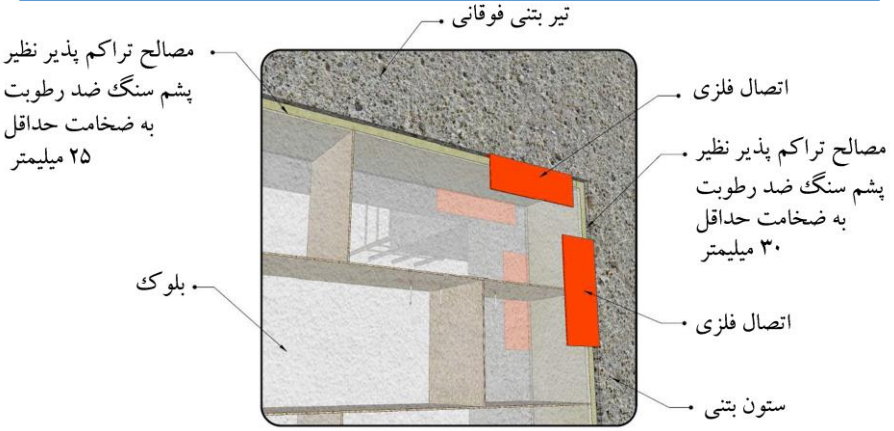


پشم سنگ به عنوان لایه جداکننده

پ۶-۱-۴-۲-۶-اتصال دیوار به زیر سقف

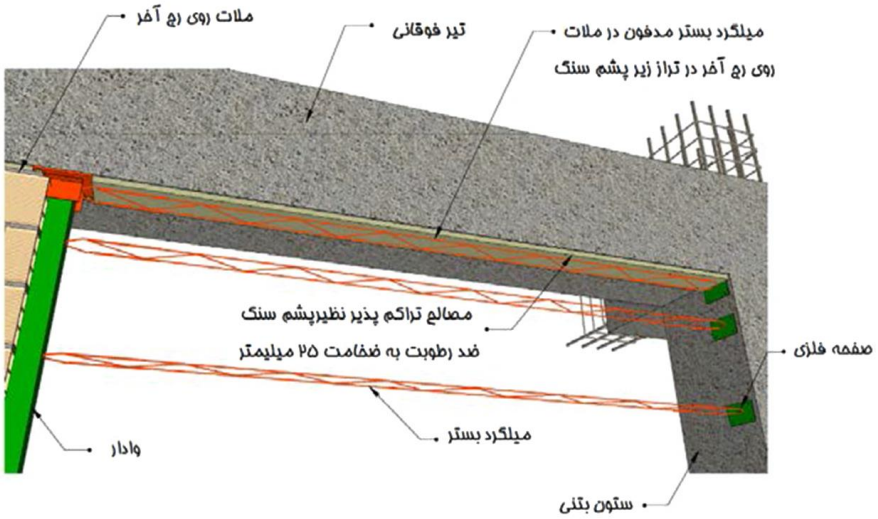
اتصال دیوار به زیر سقف باید به صورت اتصال لغزشی بدون اتصال مستقیم دیوار به سقف و با استفاده از مهار خارج از صفحه دیوار با قطعاتی از قبیل نبشی یا ناودانی اجرا شود (شکل پ۶-۱۱-الف). انتخاب نوع اتصال بستگی به وضعیت دیواری دارد که بین اعضای قائم شامل ستون، دیوار و یا وادار مهار شده است. در سازه‌های بتنی چنانچه بر اساس نوع سقف امکان پیش‌بینی اتصالات مناسب لغزشی در زمان ساخت عضو سازه‌ای برای بالای دیوار نباشد می‌توان این اتصال را با کاشت میل مهار پس از اجرای تیر انجام داد. باید توجه شود که در این‌صورت کاشت میل مهار باید در هسته تیر بتنی انجام شود و کاشت و اتصال به پوشش بتن مجاز نمی‌باشد. حداقل فاصله بالای دیوار تا زیر سقف برابر با بیشترین دو مقدار ۲۵ میلی‌متر و حداکثر خیز دراز مدت سقف در امتداد دیوار در نظر گرفته شود.

لبه بالایی دیوار را می‌توان با استفاده از دو نبشی و یا ناودانی که به طریق مناسب به سقف سازه متصل می‌شود مهار نمود. ناودانی و یا نبشی‌ها نباید به دیوار یا وادار پیچ، میخ و یا جوش شوند. با این اتصال امکان حرکت آزادانه دیوار در درون صفحه تامین می‌شود. فاصله بالای دیوار تا سقف باید در حدی باشد که تیر بتواند آزادانه خیز داده و اتصالی با دیوار پیدا ننماید. نبشی‌ها به ترتیب ابتدا در یک سمت اجرا و پس از دیوارچینی و قرارگیری بالاترین بلوک دیوار، نبشی دوم متصل می‌شود. نبشی می‌تواند به صورت سرد نورد یا گرم نورد و به شکل منقطع یا پیوسته باشد.



پ۶-۱-۴-۲-۶-اتصال دیوار به زیر سقف

می توان به جای مهار خارج از صفحه دیوار در تراز سقف، آخرین ردیف دیوار را با جزییات بند پ۶-۱-۴-۲-۲ به وسیله میلگرد یا بست مسلح نمود. در این صورت توجه شود که در محاسبات دیوار به صورت یک صفحه یک طرفه لحاظ شود و کل بار جانبی وارده به دیوار در طراحی وادارها و المان‌های مسلح‌کننده دیوار لحاظ شود (شکل پ۶-۱۱-ب).



ب-عدم اتصال به سقف و اجرای المان مسلح کننده در رج آخر دیوار

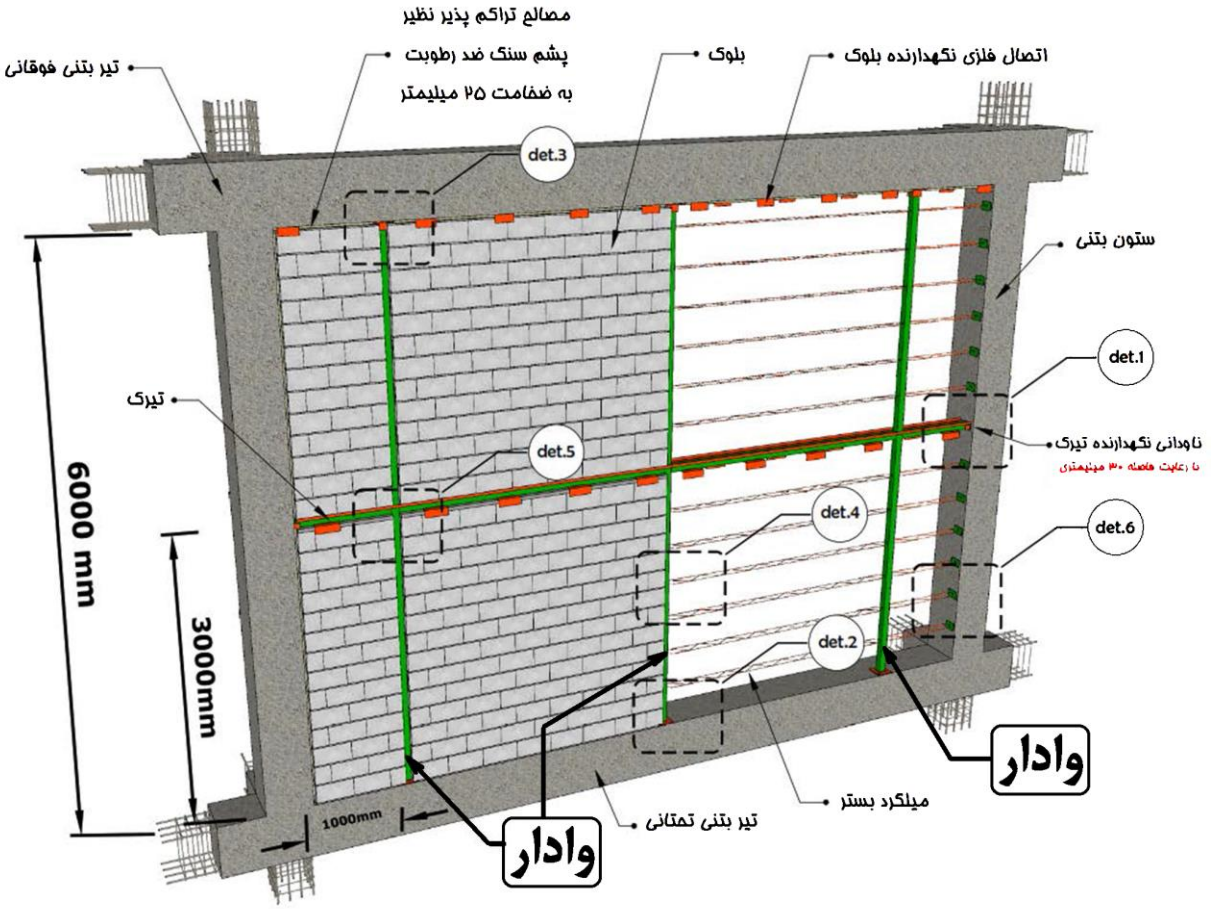
شکل پ۶-۱۱- جزییات اجرایی در محل تلاقی دیوار با سقف

۳-۲۷ وادار

پیوست ٦ استاندارد ۲۸۰۰

پ۶-۱-۴-۲-۱-وادارها

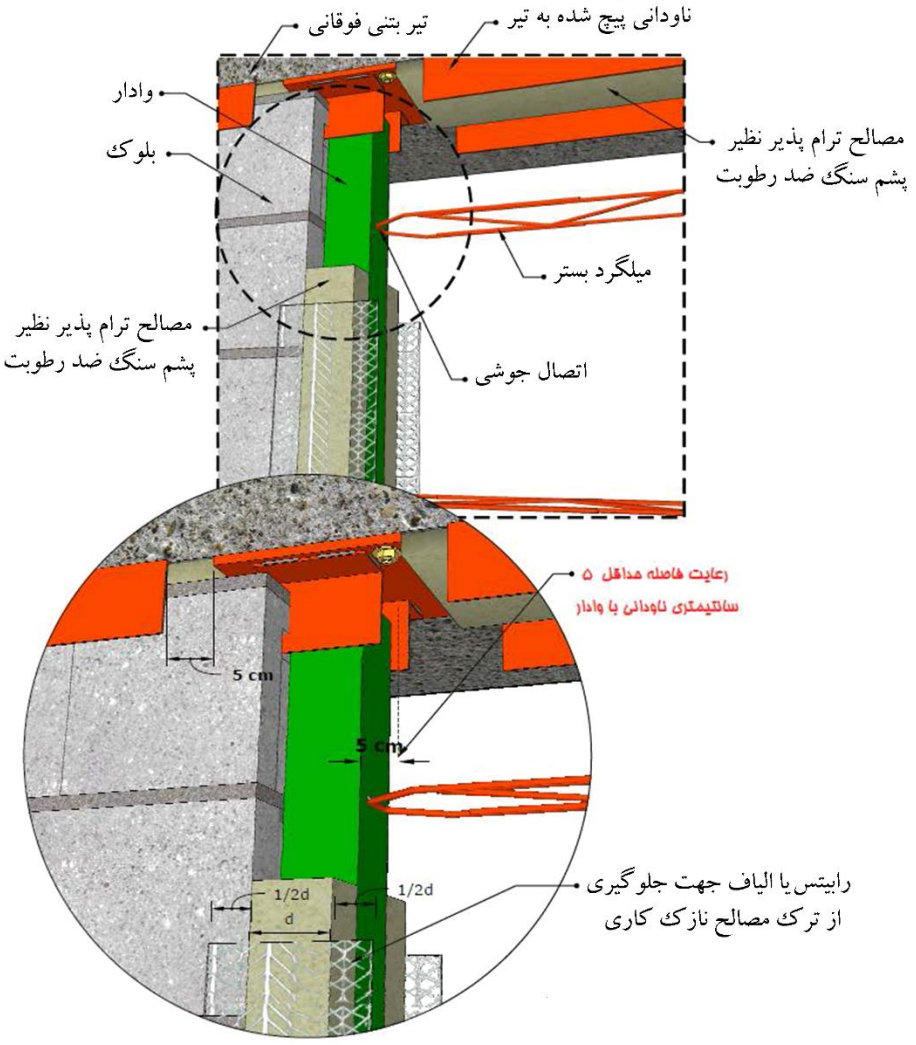
در صورتی‌که طول دیوار از مقادیر مجاز براساس طراحی (حداکثر ۴ متر) بیشتر شود، از عضو قائم با مقطع فولادی یا بتنی (وادار) به عنوان تکیه گاه جهت مهار خارج از صفحه دیوار و اجزای مسلح کننده آن استفاده می‌شود. وادار باید به نحو مناسبی به کف سازه با اتصال به صورت مفصلی متصل شود ولی اتصال آن در زیر تراز سقف باید در راستای داخل صفحه به صورت کشویی باشد تا امکان جابجایی درون صفحه دیوار فراهم شود. در دیوارهای خارجی روی سطح وادار باید به وسیله پشم سنگ ضد رطوبت برای عایق بندی پوشانده شود و بر روی آن یک لایه مش الیافی یا رابیتس برای جلوگیری از ترک خوردگی نازک کاری اجرا شود (شکل پ۶-۴).

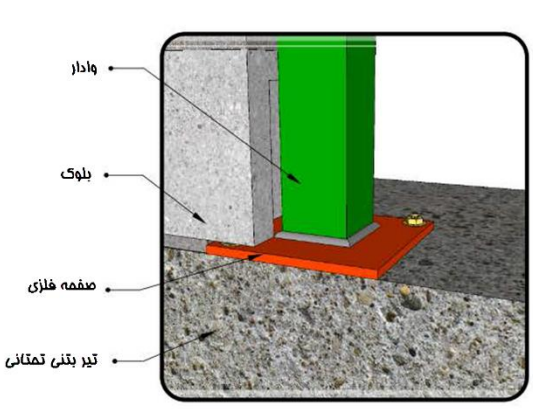


۴-۲۷ اتصال وادار

پ۶-۱-۴-۲-۱-وادارها

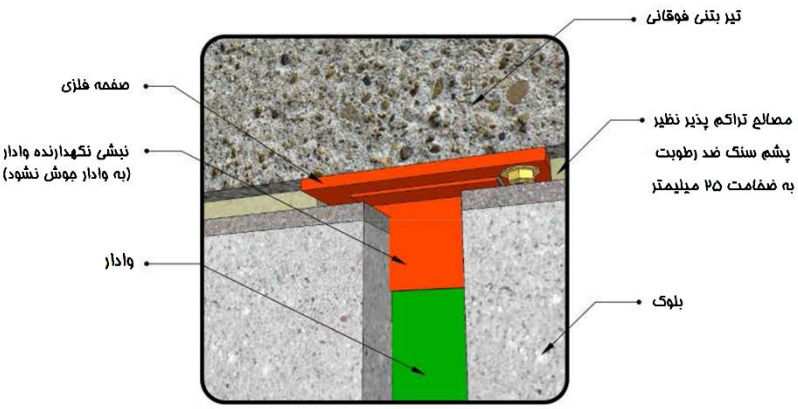
در صورتی‌که طول دیوار از مقادیر مجاز براساس طراحی (حداکثر ۴ متر) بیشتر شود، از عضو قائم با مقطع فولادی یا بتنی (وادار) به عنوان تکیه گاه جهت مهار خارج از صفحه دیوار و اجزای مسلح کننده آن استفاده می‌شود. وادار باید به نحو مناسبی به کف سازه با اتصال به صورت مفصلی متصل شود ولی اتصال آن در زیر تراز سقف باید در راستای داخل صفحه به صورت کشویی باشد تا امکان جابجایی درون صفحه دیوار فراهم شود. در دیوارهای خارجی روی سطح وادار باید به وسیله پشم سنگ ضد رطوبت برای عایق بندی پوشانده شود و بر روی آن یک لایه مش الیافی یا رابیتس برای جلوگیری از ترک خوردگی نازک کاری اجرا شود (شکل پ۶-۴).





جزئیات اتصال وادار میانی روی تیر تحتانی

det.2



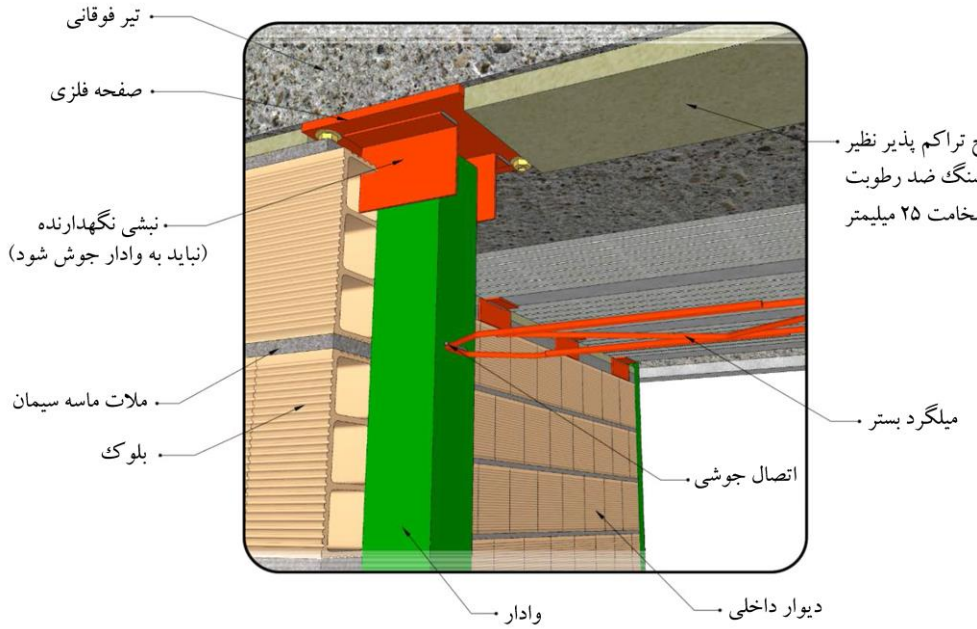
جزئیات اتصال وادار میانی به زیر تیر فوقانی

det.3

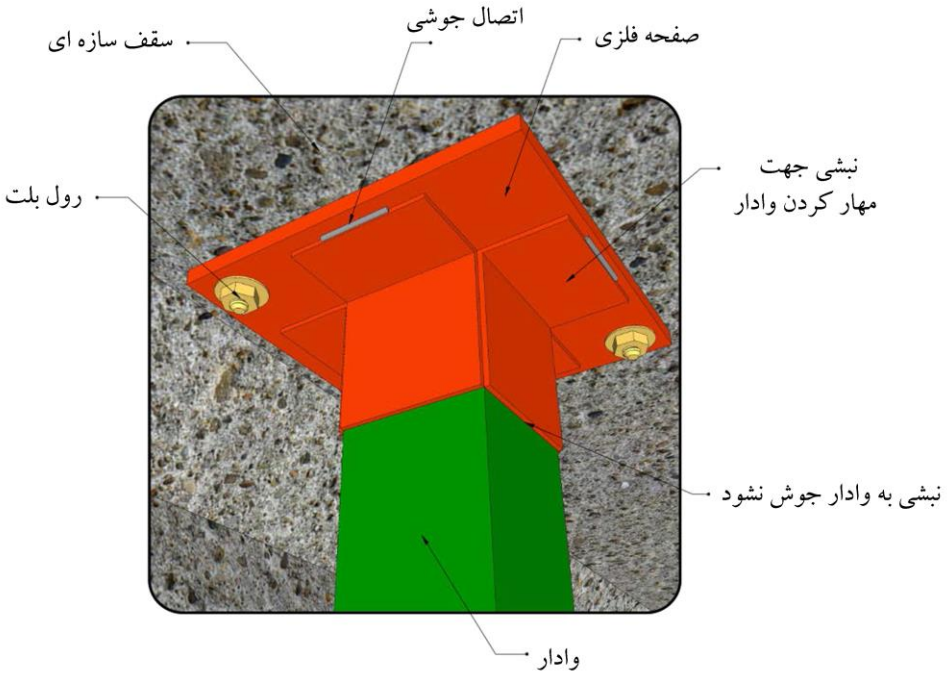
پ۶-۱-۴-۲-۳- اتصال وادار به قاب سازه‌ای

در دیوارهای بلوکی که نیاز به وادار دارند به منظور تامین حرکت جانبی داخل صفحه دیوارها، مجموعه دیوار و وادار همزمان از آزادی در حرکت جانبی برخوردارند. وادارها نباید به نبشی‌های تعبیه شده در تیرها که تنها جهت جلوگیری از حرکت خارج از صفحه نصب شده‌اند جوش شوند (شکل پ۶-۶- الف). با توجه به اتصال کشویی وادار نیازی به رعایت فاصله جداسازی دیوار در مجاورت وادارها نمی باشد و دیوار می تواند از بر وادار چیده شود.

تبصره: در دیوارهای واقع در خارج قاب، وادارهای دو انتهای دیوار باید در برابر حرکت جانبی در هر دو جهت مقید (به صورت اتصال تلسکوپی) شوند و به دیوار اجازه حرکت داده شود. در این حالت جزییات اتصال دیوار به این وادارها مانند اتصال به ستون‌ها می‌باشد در این فاصله جداسازی ۱٪ بین وادار و دیوار باید رعایت شود (شکل پ۶-۶- ب).



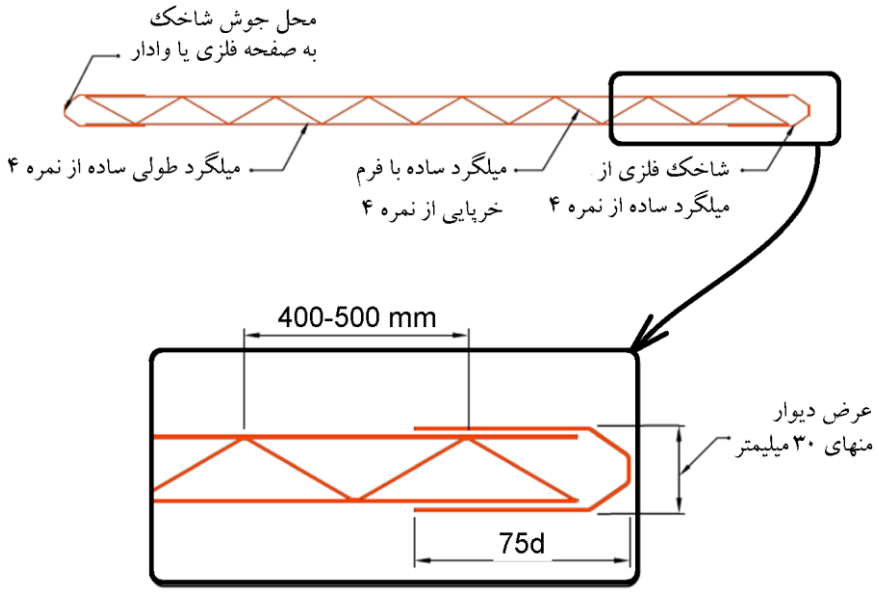
الف- به صورت اتصال کشویی با استفاده از نبشی



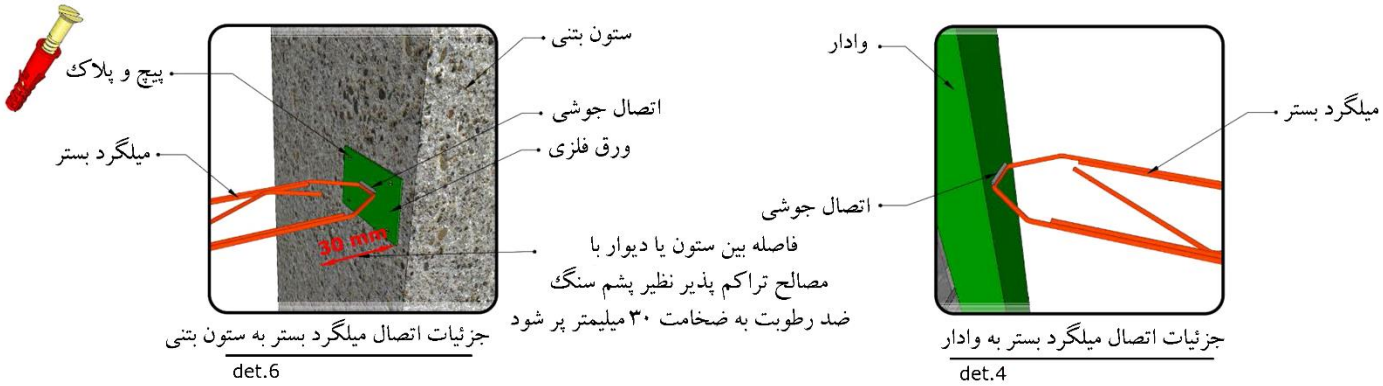
ب- اتصال وادار انتهایی در دیوارهای خارج از قاب به صورت تلسکوپی

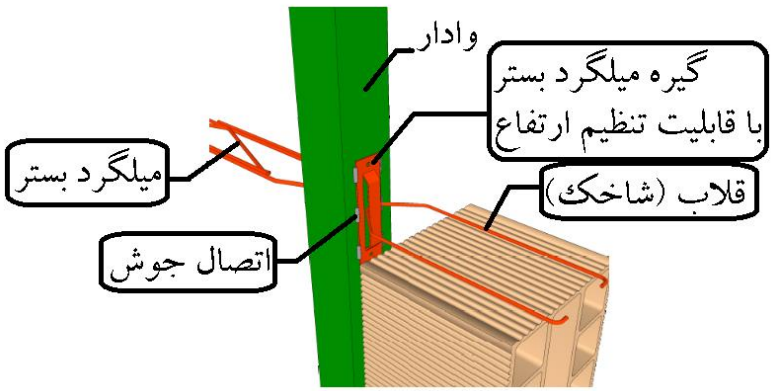
شکل پ۶-۶- اتصال وادار به سقف

۲۷-۴-۱ اتصال میلگرد بستر به وادار و ستون



جهت اتصال میلگرد بستر به وادار و یا ستون می توان از دو روش مطابق شکلهای زیر استفاده کرد:





۵-۲۷ جزئیات فاصله بین دیوار و قاب

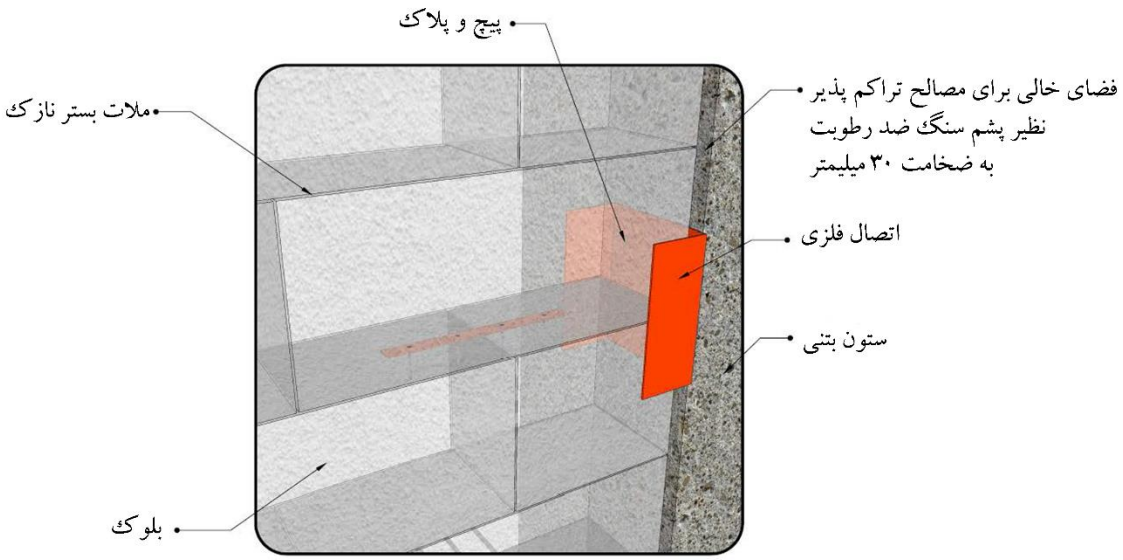
پ ۶-۱-۴-۱-۱-۳-عرض درز های انقطاع (فاصله جداسازی)

فاصله جداسازی دیوار از ستون‌ها به اندازه ۰٫۰۱ ارتفاع کف تا کف طبقه و فاصله جداسازی از سقف برابر با بیشترین دو مقدار ۲۵ میلی‌متر و حداکثر خیز دراز مدت تیر می‌باشد.

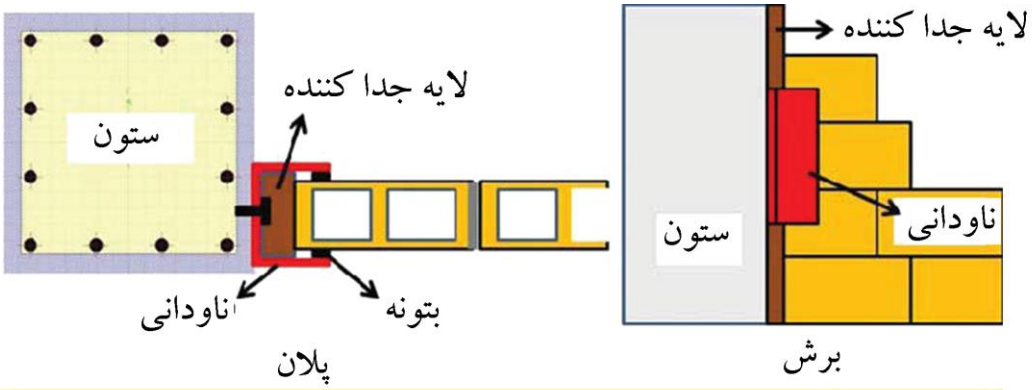
پ۶-۱-۴-۱-۱- دیوارهای خارجی

فواصل جداسازی دیوارها از قاب باید توسط مواد تراکم‌پذیر مناسب از قبیل پشم سنگ ضد رطوبت پر شوند.

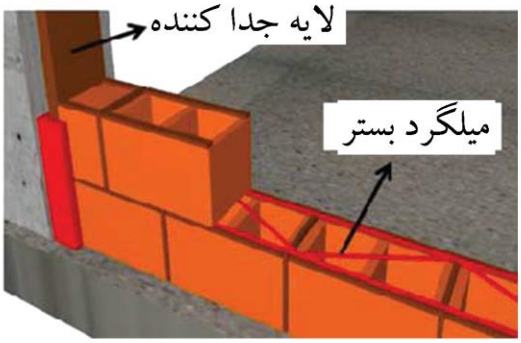
توصیه می‌شود برای جلوگیری از ترک‌خوردگی در نازک‌کاری از یک لایه شبکه الیاف یا رابیتس بر روی مواد تراکم‌پذیر استفاده شود.



شکل پ۶-۹- مهار دیوار خارجی ساخته شده از بلوک به ستون با استفاده از نبشی یا ناودانی







پ۶-۱-۴-۲-۵-روش‌های اتصال دیوار به اعضای قائم سازه‌ای

الف- اتصال کشویی با استفاده از دو نبشی یا ناودانی

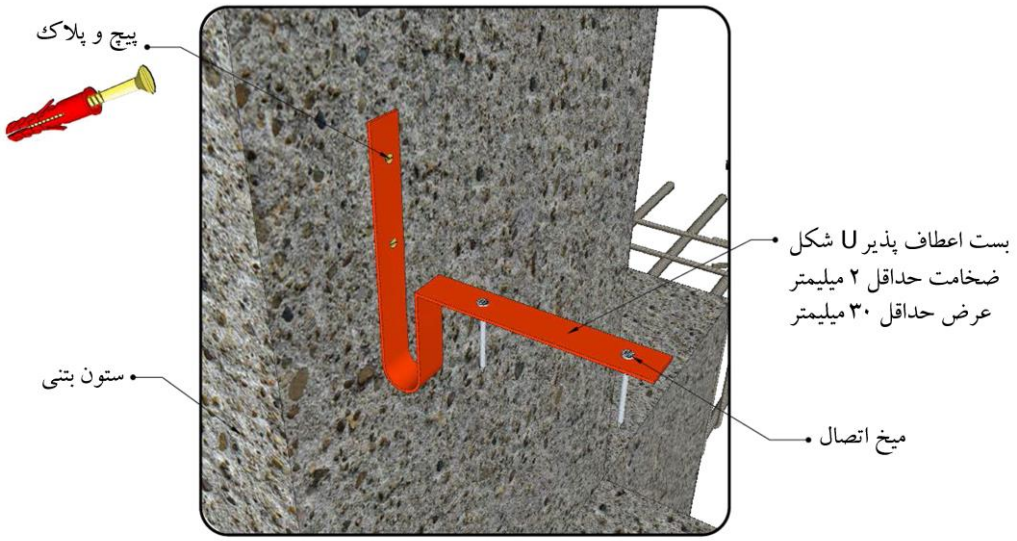
یکی از روش‌های مناسب برای اتصال دیوار به عضو قائم سازه‌ای، استفاده از اتصال کشویی در محل تماس، به وسیله نبشی یا ناودانی منقطع یا پیوسته می‌باشد. در این حالت استفاده از نبشی و یا ناودانی‌های گرم نورد یا سرد نورد شده فولادی در طرفین دیوار که به نحو مناسبی به عضو قائم سازه‌ای اتصال داده می‌شود، توصیه می‌شود

ب- اتصال با بست های انعطاف پذیر U شکل

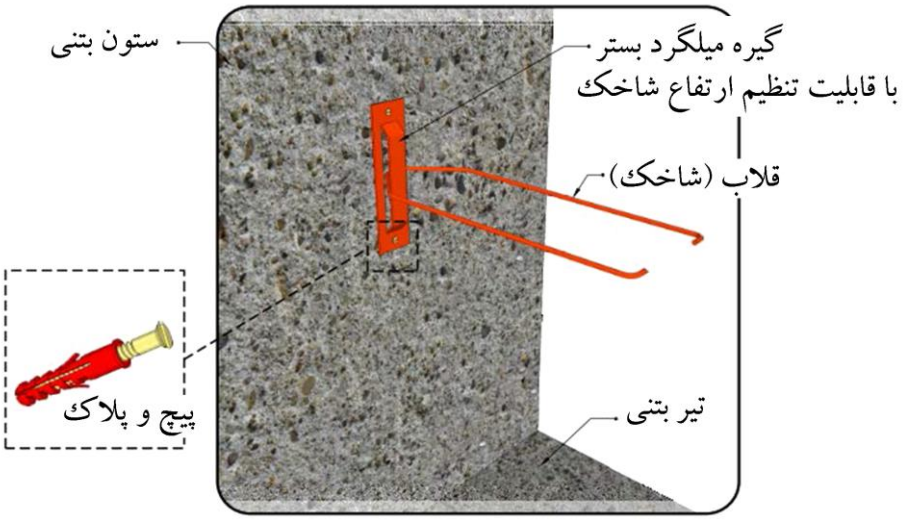
از اتصالات U شکل لغزشی برای مهار خارج از صفحه و در عین حال تامین آزادی حرکت در درون صفحه دیوار می‌توان استفاده نمود (شکل پ۶-۱۰-الف).

ج-شاخک انتهایی

در صورت استفاده از میلگرد بستر از شاخک انتهایی آن جهت اتصال دیوار به ستون در جهت خارج می توان استفاده نمود و نیازی به استفاده از نبشی یا ناودانی نمی‌باشد (شکل پ۶-۱۰-ب).



الف- اتصال دیوار خارجی ساخته شده از بلوک به ستون با استفاده از بست ارتجاعی U شکل

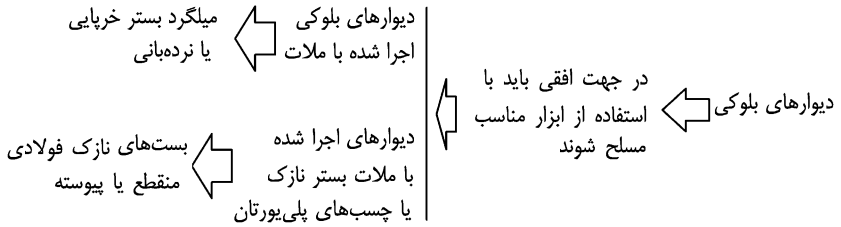


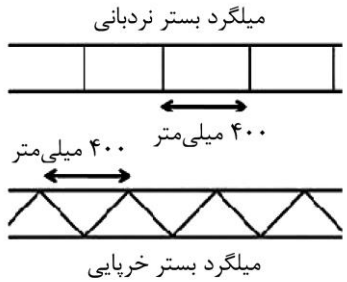
ب- استفاده از شاخک انتهایی به همراه میلگرد بستر

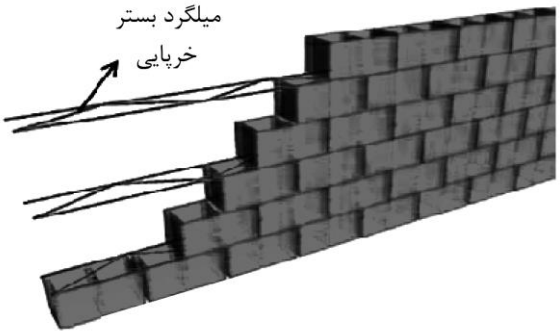
شکل پ۶-۱۰ –روش‌های مهار دیوار به ستون جهت نیروی خارج از صفحه

پ۶-۱-۴-۲-جزییات اجرایی دیوارهای داخلی و خارجی

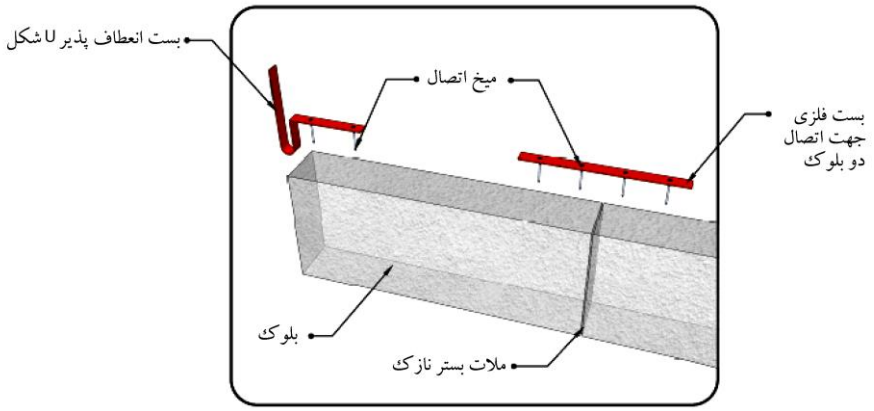
اتصال دیوارها به سازه باید به نحوی انجام شود که در اثر خیز تیرهای زیر و بالای دیوار، جابجایی نسبی طبقات و یا عوامل وارد آورنده نیروی خارج از صفحه از جمله زلزله، باد و ...، قطعه دیوار پایدار بماند و عملکرد آن حفظ شود و از ایجاد ترک شدید در دیوار جلوگیری نماید. در این بند نمونه‌هایی از اتصالات مورد قبول ارائه شده است. جزییات مشروح‌تر همراه با جداول مقاطع محاسبه شده در «راهنمای طراحی سازه‌ای و جزییات اجرایی دیوارهای غیر سازه‌ای– ضابطه شماره ۸۱۹ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی» ارائه شده است. دیوارهای بلوکی با توجه به عملکرد دو طرفه آنها در جهت افقی باید با استفاده از ابزار مناسب مسلح شوند (شکل پ۶-۱). این مسئله در دیوارهای بلوکی اجرا شده با ملات می‌تواند با استفاده از میلگرد بستر خرپایی یا نرده‌بانی (شکل پ۶-۲) و دیوارهای اجرا شده با ملات بستر نازک (ضخامت ملات کمتر از ۳ میلی‌متر) یا چسب‌های پلی‌یورتان با استفاده از بست‌های نازک فولادی منقطع یا پیوسته انجام شود (شکل پ۶-۳). میلگردها و بست‌های مورد استفاده باید طبق ضوابط مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان در مواردی که مورد نیاز است از جنس فولاد ضد زنگ یا فولاد گالوانیزه و یا میلگرد آجدار سرد نورد باشند. حداقل سطح مقطع قطعه مسلح کننده ۰٫۰۰۰۳ سطح مقطع موثر دیوار در برش خارج از صفحه می‌باشد. حداکثر فاصله قائم قطعات مسلح کننده در ارتفاع دیوار یک متر می‌باشد که باید قطعه براساس آن طراحی و محاسبه شود.











شکل پ۶-۳- بست‌های فلزی منقطع در دیوارهای بلوکی ساخته شده از ملات بستر نازک

۶-۲۷ نیروی باد و زلزله وارد بر سطح دیوار

نیروی (عمود) بر سطح دیوار ناشی از زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ مطابق بند زیر محاسبه می شود:

۴-۲-۱-۱ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۴-۱) محاسبه شده و بر مرکز جرم جزء اثر داده می‌شود. توزیع این نیرو بین بخش‌های مختلف جزء به نسبت جرم آنهاست.

$$V_{pu}=\frac{0.4a_pA(1+S)W_pI_p}{R_{pu}}\left(1+2\frac{Z}{H}\right) \qquad (۴-۱)$$

A= شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

S+۱= ضریب شتاب طیفی طبق بند (۲-۳-۱)

a_p= ضریب بزرگنمایی جزء طبق جدول (۴-۱) یا (۴-۲)

I_p= ضریب اهمیت جزء طبق بند (۴-۱-۳)

W_p = وزن جزء سازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری

R_{pu}= ضریب رفتار جزء طبق جدول (۴-۱) یا (۴-۲).

Z= ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه. مقدار Z لازم نیست بیشتر از H در نظر گرفته شود.

H= ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

R_{pu}	a_p	جزء معماری
		۴- دیوار خارجی غیرسازه‌ای و اتصالات آن
۲/۵	۱	- دیوار و اتصال آن

برای دیوار قرار گرفته در آخرین طبقه Z=H خواهد بود. در این صورت خواهیم داشت:

$$\left.\begin{matrix}a_p=1\\R_{pu}=2.5\\Z=H\end{matrix}\right\}\rightarrow\quad V_{pu}=0.48A(1+S)W_pI_p$$

در ضابطه شماره ۷۲۹ نیروی زلزله وارد بر دیوار به صورت زیر بیان شده است:

۴-۲- فشار خارج از صفحه ناشی از زلزله

نیروی ناشی از زلزله بر دیوارهای غیرسازه‌ای به صورت زیر می‌باشد.

$$w_{eq}=0.48AI(1+S)w \qquad (۴-۱)$$

w_{eq}= نیروی لرزه‌ای عمود بر دیوار در واحد سطح (N/m^2). A= نسبت شتاب مبنای طرح (g)

I= ضریب اهمیت دیوار S= پارامتر مربوط به خطرپذیری لرزه‌ای

w= وزن دیوار و قطعات و المان‌هایی که به آن متصل شده‌اند (N/m^2)

پارامترهای A و S به لرزه‌خیزی منطقه بستگی داشته و بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ به دست می‌آیند. رابطه (۴-۱) نیروی لرزه‌ای وارده بر دیوارهای آخرین طبقه می‌باشد در صورت لزوم در طبقات پایین‌تر می‌توان مقدار آن را به صورت خطی به نحوی کاهش داد که نیروی لرزه‌ای وارده بر دیوارهای تراز پایه برابر با 0.3A(1+S)IW شود.

ضریب اهمیت I در مورد دیوارهای متعارف برابر ۱ می‌باشد. در خصوص دیوارهایی که از نظر ایمنی جانی از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشند (دیوار بیمارستان‌ها، دیوارهای دارای قفسه‌های حاوی مواد شیمیای خطرناک و ...)، این ضریب برابر ۱/۵ می‌باشد.

در مثالهای زیر مشاهده میشود که نیروی لرزه ای وارد بر دیوارها (در طبقه آخر سازه) حدود 0.25 الی 0.45 وزن دیوار می باشد.

$$\left.\begin{matrix}A=0.35\\\text{خاک } IV,III\\S=1.75\\I=1\end{matrix}\right\}\ w_{eq}=0.462w \qquad \left.\begin{matrix}A=0.35\\\text{خاک } II\\S=1.5\\I=1\end{matrix}\right\}\ w_{eq}=0.42w \qquad \left.\begin{matrix}A=0.25\\\text{خاک } II\\S=1.5\\I=1\end{matrix}\right\}\ w_{eq}=0.3w \qquad \left.\begin{matrix}A=0.2\\\text{خاک } I\\S=1.5\\I=1\end{matrix}\right\}\ w_{eq}$$

$$=0.24w$$

در این صورت برای مثال اگر وزن مترمربع دیوار $w=2.2\ \frac{kN}{m^2}$ باشد در حالتی که A=0.35 و خاک نوع III باشد، نیروی وارد بر سطح دیوار $w_{eq}=0.462\times 2.2=1\ \frac{kN}{m^2}$ خواهد بود.

در مبحث ششم نیروی باد وارد بر دیوار به صورت زیر بیان شده است:

۶-۱۰-۲ فشار ناشی از باد بر ساختمان‌ها و سازه‌ها

فشار خارجی یا مکش تحت باد بر روی جز یا کل سطح یک ساختمان

$$p = I_w q C_e C_g C_p \qquad (۶-۱۰-۱)$$

فشار یا مکش داخلی در اثر باد از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$p_i = I_w q C_e C_{gi} C_{pi} \qquad (۶-۱۰-۲)$$

۶-۱۰-۶-۱ ضریب بادگیری، C_e

الف) برای زمین باز، $C_e = \left(\frac{h}{۱۰}\right)^{۰/۲}$، و حداقل برابر ۰/۹ درنظر گرفته می‌شود.

ب) برای زمین پرتراکم، $C_e = ۰/۷\left(\frac{h}{۱۲}\right)^{۰/۳}$ و حداقل برابر ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود.

۶-۱۰-۶-۴ ضریب اثر جهشی باد، C_g , C_{gi}

ب: برای فشار خارجی و مکش در اعضاء کوچک از جمله نما یا پوسته خارجی $C_g = ۲/۵$ پ: برای فشارهای داخلی $C_{gi} = ۲/۰$

جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۶-۱-۱	ضریب اهمیت بار لرزه‌ای، I_e	ضریب اهمیت بار باد، I_w	ضریب اهمیت بار یخ I_i	ضریب اهمیت بار برف، I_s
۱	۱/۴	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۲
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲۵	۱/۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸

۶-۱۰-۶-۸ ضرایب فشار خارجی برای ساختمان‌های بلند مرتبه

ضریب فشار محلی $C_p^* = \pm ۰/۹$ ، که در طراحی سطوح کوچک پوستهٔ خارجی یا نما (در حدود اندازه یک پنجره) استفاده می‌شود،

۶-۱۰-۶-۹ ضریب فشار داخلی، C_{pi}

گروه ۲: $C_{pi} = -۰/۴۵$ تا ۰/۳

این گروه در بر گیرندهٔ ساختمان‌هایی است که در صورت داشتن بازشوهای بزرگ می‌توان به بسته شدن آن‌ها، در طول طوفان‌ها اعتماد کرد،

- در روابط فوق محدودیتی در مقدار بار باد نداریم. یعنی با افزایش ارتفاع سازه، نیروی باد نیز افزایش میابد.
- سرعت نیروی باد را می توان از مبحث ششم برای شهرهای مختلف استخراج کرد.

$$p = I_w q C_e C_g C_p = I_w q \begin{pmatrix} \text{داخل شهر } 0.7\left(\frac{h}{12}\right)^{0.3} \\ \text{خارج شهر } \left(\frac{h}{10}\right)^{0.2} \end{pmatrix} \times 2.5 \times 0.9 = \begin{pmatrix} 0.74 I_w q h^{0.3} \\ 1.42 I_w q h^{0.2} \end{pmatrix}$$

$$p_i = I_w q C_e C_{gi} C_{pi} = I_w q \begin{pmatrix} \text{داخل شهر } 0.7\left(\frac{h}{12}\right)^{0.3} \\ \text{خارج شهر } \left(\frac{h}{10}\right)^{0.2} \end{pmatrix} \times 2 \times 0.45 = \begin{pmatrix} 0.3 I_w q h^{0.3} \\ 0.568 I_w q h^{0.2} \end{pmatrix}$$

$$q_{wind} = p + p_i = \begin{pmatrix} \text{داخل شهر } 1.046 I_w q h^{0.3} \\ \text{خارج شهر } 1.99 I_w q h^{0.2} \end{pmatrix}$$

- برای بیشترین سرعت باد ($V = 130 \frac{km}{h}, q = 0.8 \frac{kN}{m^2}$) فشار بار باد در داخل شهر برابر است با:

$$\text{شهر اردبیل} \rightarrow \begin{matrix} q = 0.772 \times 1.03 = 0.8 \frac{kN}{m^2} \\ \text{فرض} \rightarrow I_w = 1 \end{matrix} \begin{cases} H = 15\ m \rightarrow & w_{wind} = 1.88 \frac{kN}{m^2} \\ H = 20\ m \rightarrow & w_{wind} = 2.05 \frac{kN}{m^2} \\ H = 40\ m \rightarrow & w_{wind} = 2.53 \frac{kN}{m^2} \end{cases}$$

- برای سازه های بلند تر بهتر است الزامات پیوست مبحث ششم در رابطه با بار دینامیکی باد بررسی شود.

۲۷-۷ طراحی وادار

۲۷-۷-۱ حداکثر فاصله مجاز وادار و شرایط مرزی آن

پ۶-۱-ضوابط اجزای غیرسازه‌ای معماری

پ۶-۱-۴- ضوابط و الزامات لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای

پ۶-۱-۴-۱- دیوارها

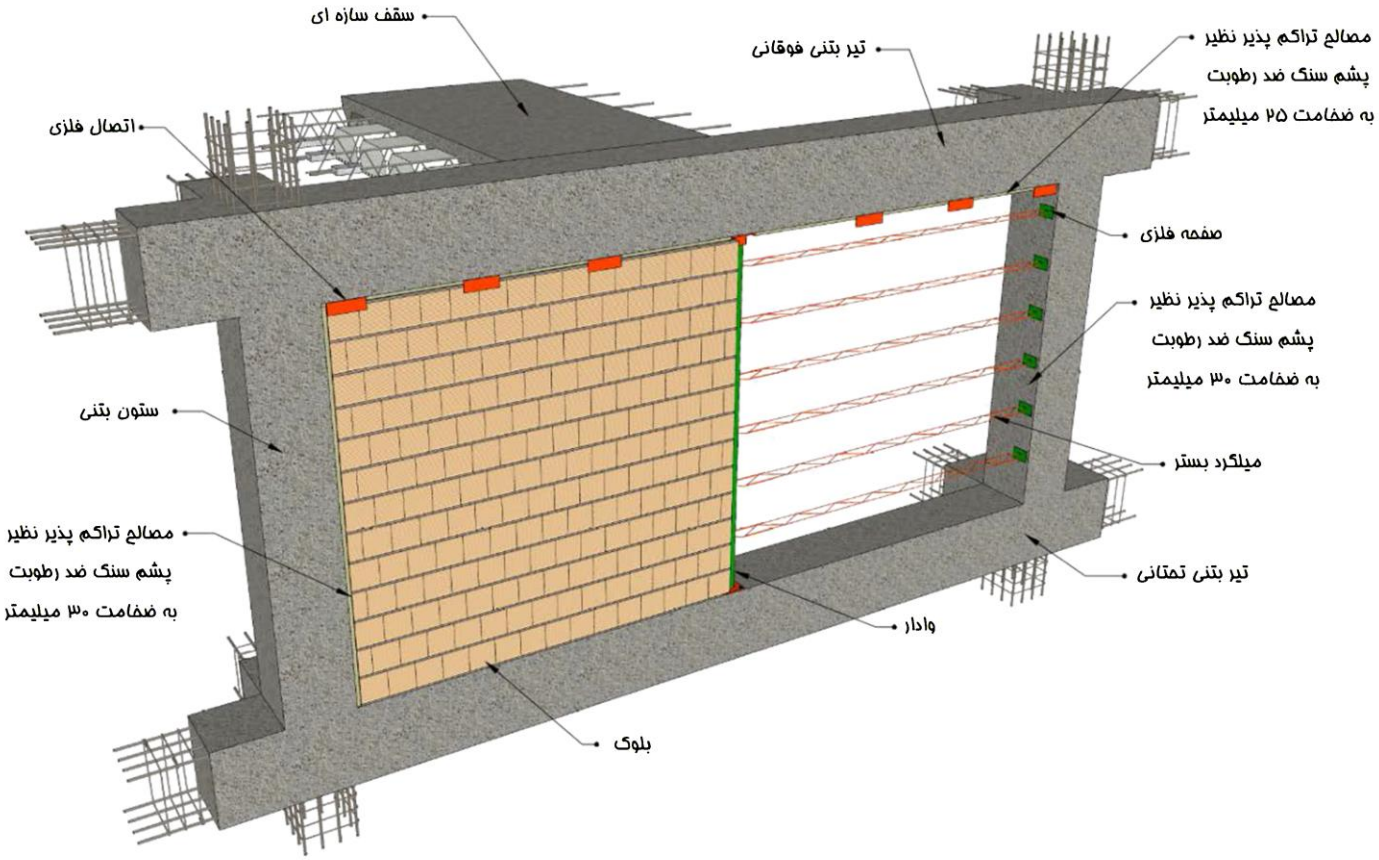
پ۶-۱-۴-۱-۱- دیوارهای خارجی

پ۶-۱-۴-۱-۱-۱- محدودیت ابعاد هندسی

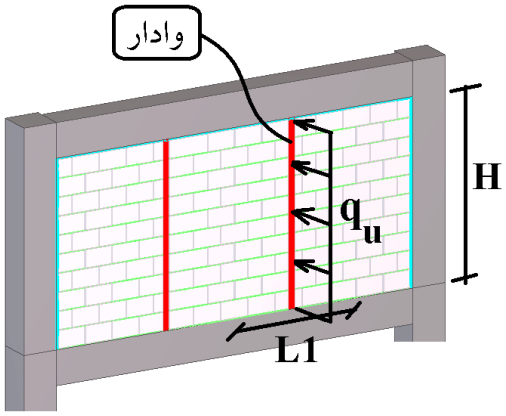
طول آزاد دیوار خارجی در پلان نباید از ۴ متر و ارتفاع آزاد آن نباید از ۳٫۵ متر بیشتر در نظر گرفته شود. در دیوارهای با طول بیشتر از ۴ متر باید از عضو قائم با مقطع فولادی یا بتنی به عنوان تکیه‌گاه جهت مهار خارج از صفحه دیوار (وادار) و در دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳٫۵ متر باید با استفاده از عضو افقی با مقطع فولادی یا بتنی (تیرک) ارتفاع آزاد را کاهش داد.

پ ۶-۱-۴-۱-۱-۵-دیوارهای بلوکی

در دیوارهای بلوکی، دیوار مشابه با یک پوسته و دال دو طرفه طراحی می‌شود. در این حالت جداسازی در جهت داخل صفحه و مهار در جهت خارج از صفحه می‌تواند توسط نبشی‌های فولادی و یا بست‌های U شکل متصل به دال سازه‌ای در تراز سقف و نبشی یا بست‌های U شکل متصل به ستون‌ها در دو انتهای (طرفین) دیوار و وادارهای میانی انجام گردد. نبشی‌های فولادی می‌توانند منقطع یا پیوسته باشند که باید برای نیروی خارج از صفحه طراحی شوند. در این دیوارها باید از المان مسلح کننده میلگرد بستر مورب یا نردبانی برای دیوارهای دارای ملات ماسه سیمان و از بست‌های فولادی منقطع یا پیوسته برای دیوارهای دارای ملات بستر نازک و یا محصولات جدید مانند نوارهای مش الیاف، جهت یکپارچه سازی و حفظ پیوستگی دیوار استفاده نمود. در دیوارهای با ارتفاع کمتر از ۳٫۵ متر لزومی به اجرای وادار انتهایی در نزدیکی ستون نمی‌باشد.



 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است www.t.me/hoseinzadehasl Instagram www.hoseinzadeh.net



۲-۷-۲۷ تعیین مقطع وادار

نیروی ناشی از زلزله و باد در صفحات قبلی محاسبه شده است. خلاصه این نیروها در رابطه زیر خلاصه شده است.

- رابطه زیر مربوط به دیوار آخرین طبقه (Z=H) می باشد.
- ضریب 1.4 مربوط به ضریب باد در ترکیب بارهای مبحث ششم میباشد.

$$q_u = L_1 \times Max\begin{Bmatrix} q_{eq} \\ 1.4q_{wind} \end{Bmatrix} = L_1 \times Max\begin{Bmatrix} 0.48A(1+S)W_pI_p \\ 1.4 \times \begin{pmatrix} 1.04I_wqh^{0.3} & \text{داخل شهر} \\ 1.99I_wqh^{0.2} & \text{خارج شهر} \end{pmatrix} \end{Bmatrix}$$

- در رابطه فوق q_{eq} بار گسترده ناشی از زلزله و q_{wind} بار گسترده ناشی از باد می باشد و ضریب 1.4 مربوط به ضریب بار باد در مبحث ششم می باشد. در صفحات قبل نحوه محاسبه این بارها به طور مختصر تشریح شده است.
- در مثال زیر برای شرایط خاص (A=0.35، ....) عنوان شده، نیروی عمود بر صفحه دیوار محاسبه شده است.

$$\left.\begin{array}{r} A = 0.35 \\ S = 1.75 \\ \text{ضریب اهمیت } I_e = 1 \\ \text{ضریب اهمیت } I_w = 1 \\ \text{شهر اردبیل} \rightarrow q = 0.772 \times 1.03 = 0.8\frac{kN}{m^2} \\ \text{وزن متر مربع دیوار } W_p = 2.20\frac{kN}{m^2} \\ \text{ارتفاع دیوار از سطح زمین } h = 33\ m \\ \text{محل سازه : داخل شهر} \end{array}\right\} \quad \begin{array}{c} q_{wind} = 1.046I_wqh^{0.3} = 2.39 \\ q_e = 0.462w = 1.016 \\ q_u = L_1 \times Max\begin{Bmatrix} 1.016\frac{kN}{m^2} \\ 1.4 \times 2.39\frac{kN}{m^2} \end{Bmatrix} = 3.345 \times L_1\frac{kN}{m} \end{array}$$

برای مثال اگر طول آزاد دیوار برابر L=4.1 m باشد و در وسط دیوار یک وادار قرار گیرد، می توان از Box-100x4 برای آن استفاده کرد:

$$\left.\begin{array}{l} \left.\begin{array}{l} L_1 = 2.05m \\ H = 3\ m \end{array}\right\} q_u = 3.345L_1 = 6.85\frac{kN}{m} \quad \rightarrow \\ \rightarrow \left(M_u = \frac{q_uH^2}{8} = 7.7\ kN.m \le \varphi M_n = \varphi ZF_y = 0.9Z \times 240\right) \end{array}\right\} \rightarrow Z_{\text{لازم}} = 35717\ mm^3 \rightarrow \begin{array}{c} BOX-100\times4 \\ \text{و یا} \\ 4 \times L30 \end{array}$$

اگر طول آزاد دیوار برابر L=6 m باشد و در وسط دیوار یک وادار قرار گیرد، می توان از Box-100x4 برای آن استفاده کرد:

$$\left.\begin{array}{l} \left.\begin{array}{l} L_1 = 3m \\ H = 3\ m \end{array}\right\} q_u = 3.345L_1 = 10\frac{kN}{m} \quad \rightarrow \\ \rightarrow \left(M_u = \frac{q_uH^2}{8} = 11.29\ kN.m \le \varphi M_n = \varphi ZF_y = 0.9Z \times 240\right) \end{array}\right\} \rightarrow Z_{\text{لازم}} = 52269\ mm^3 \rightarrow \begin{array}{c} BOX-100\times4 \\ \text{و یا} \\ 4 \times L40 \end{array}$$

اگر طول آزاد دیوار برابر L=8 m باشد و در وسط دیوار یک وادار قرار گیرد، می توان از Box-120x5 برای آن استفاده کرد:

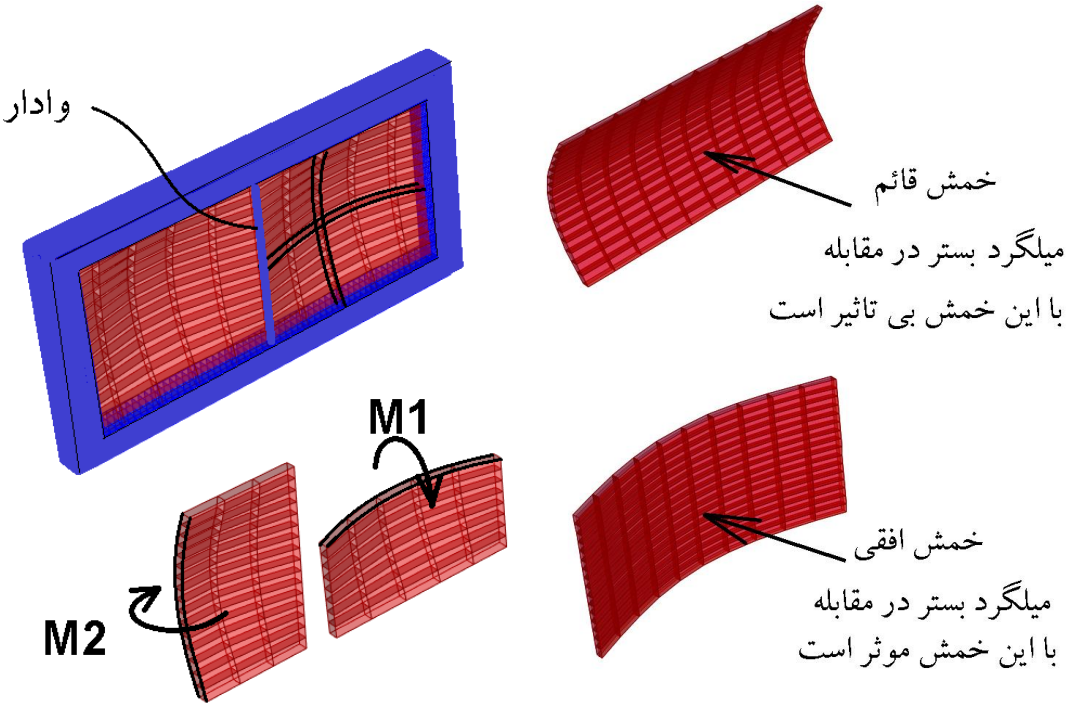
$$\left.\begin{array}{l} \left.\begin{array}{l} L_1 = 4m \\ H = 3\ m \end{array}\right\} q_u = 3.345L_1 = 13.38\frac{kN}{m} \quad \rightarrow \\ \rightarrow \left(M_u = \frac{q_uH^2}{8} = 15\ kN.m \le \varphi M_n = \varphi ZF_y = 0.9Z \times 240\right) \end{array}\right\} \rightarrow Z_{\text{لازم}} = 69692\ mm^3 \rightarrow \begin{array}{c} BOX-120\times5 \\ \text{و یا} \\ 4 \times L40 \end{array}$$

$$Z_{BOX40\times4} = \frac{40^3}{4} - \frac{32^3}{4} = 7808\ mm^3$$
$$Z_{BOX60\times4} = \frac{60^3}{4} - \frac{52^3}{4} = 18848\ mm^3$$
$$Z_{BOX80\times4} = \frac{80^3}{4} - \frac{72^3}{4} = 34688\ mm^3$$
$$Z_{BOX100\times4} = \frac{100^3}{4} - \frac{92^3}{4} = 55328\ mm^3$$
$$Z_{BOX120\times5} = \frac{120^3}{4} - \frac{110^3}{4} = 99250\ mm^3$$
$$Z_{BOX140\times5} = \frac{140^3}{4} - \frac{130^3}{4} = 136750\ mm^3$$

$$Z_{4L30} = (2 \times 174) \times (150 - 13) = 47676\ mm^3$$
$$Z_{4L40} = (2 \times 308) \times (150 - 17) = 81928\ mm^3$$
$$Z_{4L50} = (2 \times 480) \times (150 - 22) = 122880\ mm^3$$
$$Z_{4L60} = (2 \times 691) \times (150 - 26) = 171120\ mm^3$$

۸-۲۷ طراحی میلگرد بستر

مقاومت دیوار باید برای دو خمش نشان داده شده در شکل زیر بررسی شود:



گام ۱: تعیین نوع ملات

بر اساس جدول زیر باید نوع ملاتی که در ساخت دیوار استفاده خواهد شد، تعیین شود. اگر از شرایط ساخت اطمینان کافی نداریم، میتوان در جهت اطمینان مقاومت فشاری ملات را برابر 3MPa فرض کرد.

۲-۲- انواع ملات‌ها

لازم است، مطابق جدول (۲-۱) در دیوارهای غیرسازه‌ای از یکی از ملات‌های نوع N و یـا S اسـتفاده شـود (براسـاس دسته‌بندی ASTM C270).

جدول ۲-۱- طرح اختلاط حجمی ملات‌های نوع N و S

	نوع ملات	سیمان پورتلند	آهک	سیمان بنایی- ۵ مگاپاسگال	سیمان بنایی-۱۲/۵ مگاپاسگال	ماسه	حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه
ملات با ترکیب سیمان پرتلند و آهک	N	۱	۱	–		۶	۶ مگاپاسگال
	S	۱	۰/۵	–		۴/۵	۱۴مگاپاسگال
ملات با سیمان بنایی	N	–	–	۱	-	۳	۶ مگاپاسگال
	S	–	–	–	۱	۳	۱۴مگاپاسگال

*مقدار دقیق آب بنا به تجربه بنا، میزان کارآیی لازم و شرایط محیطی می‌تواند قدری با مقدار پیشنهادی فوق متفاوت باشد.

گام ۲: تعیین مقاومت فشاری دیوار در سطح موثر آن

مقاومت فشاری دیوار بنایی را از جداول زیر استخراج کرد. اگر به کیفیت اجرا اطمینان کافی نداشته باشیم، میتوانیم در جهت اطمینان مقاومت کمتری را برای دیوار در نظر بگیریم. برای دیوار ساخته شده از سفال میتوان مقاومت فشاری را برابر 7MPa (در مقطع موثر) در نظر گرفت.

ضابطه شماره ۷۲۹

۲-۳-۱- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای رسی

جدول ۲-۲- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با استفاده از واحدهای رسی (خشتی یا سفالی)

مقاومت فشاری دیوار بر اساس سطح مقطع موثر – f'_m (MPa)	مقاومت فشاری بلوک رسی بر اساس سطح مقطع خالص (MPa)	
	ملات نوع N	ملات نوع S
۷	۱۴	۱۲
۱۰	۲۹	۲۳
۱۴	۴۳	۳۴
۱۷	۵۷	۴۵
۲۱	۷۱	۵۷
۲۴	-	۶۸
۲۸	-	۷۹

۲-۳-۲- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای سیمانی

جدول ۲-۳- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با استفاده از واحدهای سیمانی

مقاومت فشاری دیوار بر اساس سطح مقطع موثر – f'_m (MPa)	مقاومت فشاری بلوک رسی بر اساس سطح مقطع خالص بلوک (MPa)	
	ملات نوع N	ملات نوع S
۹	۱۳	-
۱۰	۱۵	۱۳
۱۴	۲۱	۱۹
۱۷	۲۸	۲۶
۲۱	۳۶	۳۳

۲-۳-۳- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای AAC

جدول ۲-۴- مقاومت فشاری بلوک‌های AAC

رده مقاومتی	حداقل مقاومت فشاری (مگاپاسگال)	محدوده جرم مخصوص خشک (کیلوگرم بر مترمکعب)
ب-ه-۱-۲	۲	۵۵۰-۳۵۰
ب-ه-۱-۴	۴	۸۵۰-۴۵۰
ب-ه-۱-۶	۶	۸۵۰-۵۵۰

گام ۳: تعیین مقاومت کششی (مدول گسیختگی) دیوار در سطح موثر آن

مدول گسیختگی دیوار بنایی ساخته شده از واحد رسی و یا سیمانی را از جدول زیر استخراج کرد. اگر به کیفیت اجرا اطمینان کافی نداشته باشیم، میتوانیم در جهت اطمینان مقاومت کمتری را برای دیوار در نظر بگیریم. برای دیوار ساخته شده از سفال میتوان مقاومت کششی را برابر 0.16MPa (در مقطع موثر) در نظر گرفت.

ضابطه شماره ۷۲۹

۲-۴- مدول گسیختگی دیوارهای بنایی

۲-۴-۱- مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی

جدول ۲-۵- مدول گسیختگی دیوارهای بنایی (بر حسب MPa یا N/mm^2)

		ملات ساخته شده با ترکیب سیمان پرتلند و آهک		ملات ساخته شده با سیمان بنایی	
		ملات نوع N	ملات نوع S	ملات نوع N	ملات نوع S
در امتداد عمود بر بند بستر	واحد توپر	۰/۵۲	۰/۶۹	۰/۲۶	۰/۴۱
	واحد توخالی فاقد دوغاب	۰/۳۳	۰/۴۳	۰/۱۶	۰/۲۶
	واحد توخالی پرشده با دوغاب	۱/۰۹	۱/۱۲	۱	۱/۰۵
در امتداد موازی بند بستر در دیوارهای با پیوند ممتد	واحد توپر	۱/۰۳	۱/۳۸	۰/۵۲	۰/۸۳
	واحد توخالی فاقد دوغاب	۰/۶۶	۰/۸۶	۰/۳۳	۰/۵۲
	واحد توخالی پرشده با دوغاب*	۱/۰۳	۱/۳۸	۰/۵۲	۰/۸۳
در امتداد موازی بند بستر در دیوارهای با پیوند غیرممتد	مقطع پرشده با دوغاب در امتداد بند بستر**	۱/۷	۱/۷	۱/۷	۱/۷
	سایر موارد	صفر	صفر	صفر	صفر

*در صورتی که تنها بخشی از حفره‌ها با دوغاب پر شده باشد، می‌توان بر اساس درصد حفره‌های پر شده با دوغاب مدول گسیختگی را از درون‌یابی بین حالت فاقد دوغاب و پرشده با دوغاب به دست آورد.

** تنها بخشی از دیوار که با دوغاب در امتداد موازی بند بستر به طور پیوسته پر شده است در تحمل خمش موثر است.

۲-۴-۲- مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای سیمانی

مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای سیمانی نیز مشابه واحدهای رسی بوده و بر اساس جدول (۲-۵) قابل تخمین می‌باشد.

۲-۴-۳- مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای AAC

مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای AAC به صورت زیر می‌باشد.

- در صورت استفاده از ملات بستر با ضخامت بین ۱/۵ تا ۳ میلی‌متر

$$f_{rAAC} = 0.4\sqrt{f'_{AAC}} \qquad (۱-۲)$$

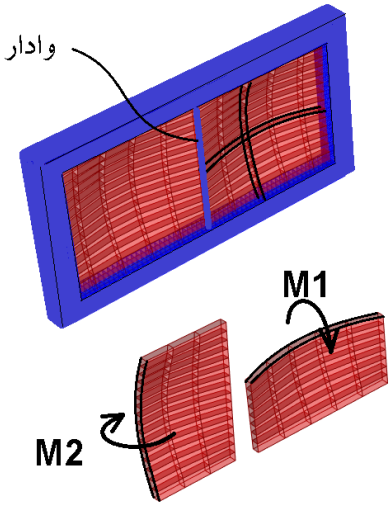
f_{rAAC} = مدول گسیختگی دیوار AAC (مگاپاسگال)

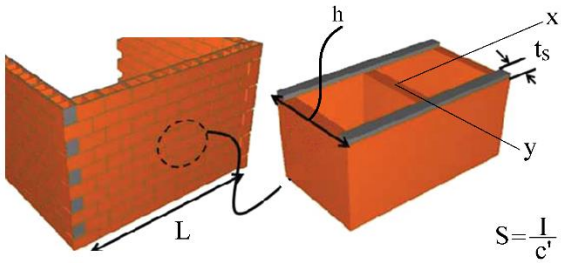
f_{AAC} = مقاومت فشاری دیوار AAC (مگاپاسگال)

- در صورت استفاده از ملات بستر نازک با ضخامت کم‌تر از ۱/۵ میلی‌متر، مدول گسیختگی دیوار AAC برابر ۰/۵۵ مگاپاسگال می‌باشد.
- در صورتی که اولین لایه دیوار AAC بر روی ملات نوع S قرار داشته باشد، مدول گسیختگی در آن مقطع نباید از ۰/۳۴ مگاپاسگال بیش‌تر درنظر گرفته شود.

گام ۴: محاسبه مقاومت خمشی دیوار غیر مسلح (M1)

در خمش M1 دیوار مسلح نمی باشد. ولی در خمش M2 دیوار مسلح می باشد (با میلگرد بستر).





$A_n=2Lt_s$

$I_g=I_x=2Lt_s(0.5h-0.5t_s)^2$

$=0.5Lt_s(h-t_s)^2$

ممان اینرسی موثر دیوار

$S=\frac{I}{c'}=\frac{0.5Lt_s(h-t_s)^2}{0.5h}=\frac{Lt_s(h-t_s)^2}{h}$

ضابطه شماره ۷۲۹

۵-۲- مقاومت خمشی دیوارهای بنایی غیرمسلح

۵-۲-۲- مقاومت خمشی اسمی

مقاومت خمشی اسمی دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای (شامل دیوارهای با بلوک رسی، سیمانی و AAC) با استفاده از رابطه (۵-۱) به دست می‌آید.

$$M_n=f_r s=f_r\frac{I_g}{c'} \qquad (۵-۱)$$

f_r = مدول گسیختگی دیوار بر اساس بند ۵-۱-۹ (N/mm^2 یا MPa)

I_g = ممان اینرسی مقطع موثر ترک نخورده دیوار در جهت خارج از صفحه (mm^4)

c' = فاصله مرکز سطح مقطع موثر دیوار تا دورترین تار کششی (mm)

مدول گسیختگی دیوار

برای دیواری ساخته شده از بلوک‌های توخالی و فاقد دوغاب، می‌توان مقاومت خمشی اسمی در واحد طول (۱ متر) دیوار را به صورت زیر تقریب زد.

$$M_n=\frac{1000f_r t_s(h-t_s)^2}{h}\left(n.\frac{mm}{m}\right) \qquad (۵-۳)$$

h= ضخامت دیوار (mm)

t_s= ضخامت پوسته واحدهای بنایی

در رابطه (۵-۳) از اثر جان واحدهای بنایی در مدول مقطع موثر دیوار صرف‌نظر شده است. برای واحدهای بنایی متعارف خطای تقریب فوق کم‌تر از ۵٪ می‌باشد.

۵-۲-۳- مقاومت خمشی طراحی

با ضرب مقاومت اسمی در ضریب کاهش مقاومت، مقاومت طراحی مطابق رابطه (۵-۴) به دست خواهد آمد.

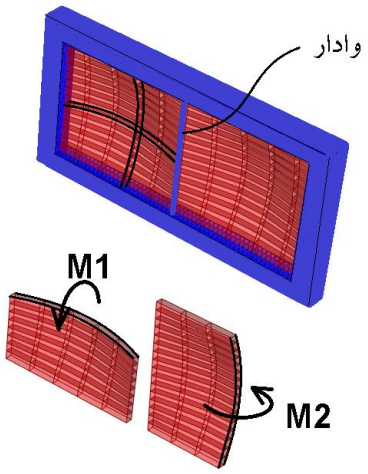
$$M_d=\phi M_n \qquad (۵-۴)$$

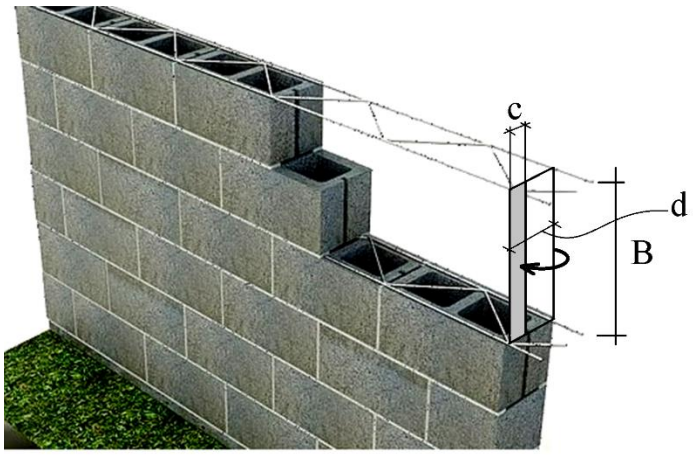
مقاومت خمشی طراحی با M_d و ضریب کاهش مقاومت با φ نشان داده شده است که مقدار آن برای دیوارهای بنایی غیرمسلح برابر ۰/۶ می‌باشد.

مثال: مقاومت خمشی دیوار بنایی سفالی در راستای خمش M1 (شکل فوق) در یک متر طول دیوار و با فرضیات زیر برابر است با:

$$\left.\begin{array}{l} f_r=0.16MPa \\ \text{ضخامت دیوار } h=150\ mm \\ \text{ضخامت جدار } t_s=15\ mm \end{array}\right\} \varphi M_{n1}=0.6\times\frac{1000\times0.16\times15\times(150-15)^2}{150}=0.6\times291600\ \frac{N.mm}{m}=0.175\ \frac{kN.m}{m}$$

گام ۵: محاسبه مقاومت خمشی دیوار مسلح (M2)





ضابطه شماره ۷۲۹

۵-۳- مقاومت خمشی دیوارهای بنایی مسلح

۵-۳-۲- مقاومت خمشی اسمی

$$M_n = \frac{1000A_s f_y}{B}\left(d - \frac{c}{2}\right) = \frac{1000A_s f_y}{B}\left(d - \frac{A_s f_y}{2\beta f'_m B}\right)\left(N.\frac{mm}{m}\right) \qquad (۵-۶)$$

توجه داشته باشید که مقاومت اسمی به دست آمده از رابطه (۵-۶) مقاومت خمشی اسمی دیوار در واحد طول (یک متر از ارتفاع دیوار) می‌باشد.

۵-۳-۳- مقاومت خمشی طراحی

با ضرب مقاومت اسمی در ضریب کاهش مقاومت، مقاومت طراحی مطابق رابطه (۵-۷) به دست خواهد آمد.

$$M_d = \phi M_n \qquad (۵-۷)$$

مقاومت خمشی طراحی با M_d و ضریب کاهش مقاومت با φ نشان داده شده است که مقدار آن برای دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای مسلح برابر ۰/۹ می‌باشد.

مثال: مقاومت خمشی دیوار بنایی سفالی در راستای خمش M1 (شکل فوق) در یک متر طول دیوار و با فرضیات زیر برابر است با:

$$\left.\begin{array}{c} f'_m = 7MPa \\ \text{قطر میلگرد بستر} = 6mm \rightarrow A_s = \pi r^2 = 28.26\ mm^2 \\ F_y = 340\ MPa \\ B = 400 + 20 = 420\ mm \\ \text{عمق موثر}\ d = 150 - 15 = 135 \end{array}\right\} \quad \varphi M_{n2} = 0.9 \times \frac{1000 \times 28.26 \times 340}{420}\left(135 - \frac{28.26 \times 320}{2 \times 0.85 \times 7 \times 420}\right)$$

$$= 0.9 \times 3047021\ \frac{N.mm}{m} = 2.74\ kN.m$$

گام ۶: تعیین و کنترل لنگر وارد بر دیوار

ضابطه شماره ۷۲۹

۴-۵- تقاضاهای خمشی نهایی

۴-۵-۳- دیوارهای با عملکرد دو طرفه

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2$$ (۸-۴)

$$M_{u1} = \mu M_{u2}$$ (۹-۴)

M_{u2} = تقاضای خمشی افقی

M_{u1} = تقاضای خمشی قائم

L= طول دیوار

α_2 = ضریب خمش افقی مطابق جداول (۴-۲) تا (۴-۱۳)

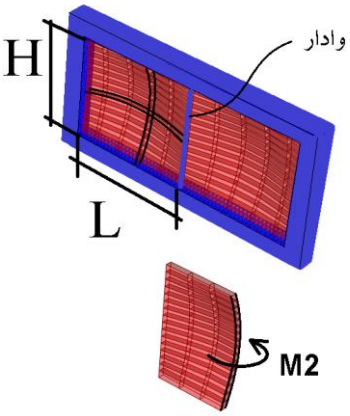
w_u = فشار طراحی دیوار مطابق بند ۴-۴

μ = نسبت اورتوگنال مطابق رابطه (۴-۱۰)

$$\mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}}$$ (۱۰-۴)

M_{n1} = ظرفیت خمشی اسمی دیوار در جهت قائم مطابق فصل ۵

M_{n2} = ظرفیت خمشی اسمی دیوار در جهت افقی مطابق فصل ۵



جدول ۴-۶- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع E

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L ۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
E	۰/۵۰	۰/۰۱۴	۰/۰۲۸	۰/۰۴۴	۰/۰۵۷	۰/۰۶۶	۰/۰۷۴	۰/۰۸۰	۰/۰۸۵
	۰/۴۰	۰/۰۱۷	۰/۰۳۲	۰/۰۴۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۱	۰/۰۷۸	۰/۰۸۴	۰/۰۸۸
	۰/۳۵	۰/۰۱۸	۰/۰۳۵	۰/۰۵۲	۰/۰۶۴	۰/۰۷۴	۰/۰۸۱	۰/۰۸۶	۰/۰۹۰
	۰/۳۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۸	۰/۰۵۵	۰/۰۶۸	۰/۰۷۷	۰/۰۸۳	۰/۰۸۹	۰/۰۹۳
	۰/۲۵	۰/۰۲۳	۰/۰۴۲	۰/۰۵۹	۰/۰۷۱	۰/۰۸۰	۰/۰۸۷	۰/۰۹۱	۰/۰۹۶
	۰/۲۰	۰/۰۲۶	۰/۰۴۶	۰/۰۶۴	۰/۰۷۶	۰/۰۸۴	۰/۰۹۰	۰/۰۹۵	۰/۰۹۹
	۰/۱۵	۰/۰۳۲	۰/۰۵۳	۰/۰۷۰	۰/۰۸۱	۰/۰۸۹	۰/۰۹۴	۰/۰۹۸	۰/۱۰۳
	۰/۱۰	۰/۰۳۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۸	۰/۰۸۸	۰/۰۹۵	۰/۱۰۰	۰/۱۰۳	۰/۱۰۶

مثال: یک نمونه لنگر وارد بر دیوار در راستای مسلح آن (Mu2) با فرضیات زیر محاسبه شده است:

- رابطه زیر مربوط به دیوار آخرین طبقه (Z=H) می باشد.
- ضریب 1.4 مربوط به ضریب باد در ترکیب بارهای مبحث ششم میباشد.

$$\left.\begin{array}{l} A = 0.35 \\ S = 1.75 \\ Ie = 1 \\ I_w = 1 \\ \text{شهر اردبیل } q_{wind} = 0.772 \times 1.03 = 0.8\,\frac{kN}{m^2} \\ \text{وزن متر مربع دیوار } W_p = 2.20\,\frac{kN}{m^2} \\ \text{ارتفاع دیوار از سطح زمین } h = 33\ m \\ \text{محل سازه : داخل شهر} \end{array}\right\} w_u = Max\begin{cases} q_{eq} \\ 1.4 q_{wind} \end{cases} = Max\begin{cases} 0.48A(1+S)W_p I_p \\ 1.4 \times \begin{pmatrix} \text{داخل شهر } 1.04 I_w q h^{0.3} \\ \text{خارج شهر } 1.99 I_w q h^{0.2} \end{pmatrix} \end{cases}$$

$$\rightarrow w_u = Max\begin{cases} 1.016\,\frac{kN}{m^2} \\ 1.4 \times 2.39\,\frac{kN}{m^2} \end{cases} = 3.345\,\frac{kN}{m^2}$$

$$\left.\begin{array}{l} \text{گام 3 و 4} \rightarrow = \mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}} = \frac{0.29}{3.04} = 0.096 \\ \text{فرض : } H = 3\ m \\ \text{فرض : } L = 2.2\ m \end{array}\right\} \frac{H}{L} = \frac{3}{2.2} = 1.36$$

$$w_u = 3.345\,\frac{kN}{m^2}$$

$$\left.\begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array}\right\} \text{بر اساس جدول فوق } \alpha_2 = 0.098 \rightarrow \begin{array}{c} M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 \\ = 0.098 \times 3.345 \times 2.2^2 = 1.587\,\frac{kN.m}{m} \end{array}$$

$$M_{u2} = 1.587 < \varphi M_{n2} = 0.9 \times 3.04 = 2.736\ kN.m \quad OK$$

$$M_{u1} = \mu M_{u2} = .096 \times 1.587 = 0.152 < \varphi M_{n1} = 0.6 \times 0.29 = 0.174\ kN.m \quad OK$$

- در صورتی که لنگر های وارده بیش از مقاومت دیوار باشد، با افزایش سایز میلگرد بستر و یا کاهش فواصل آن (B) می توان مقاومت را افزایش داده و به جواب رسید.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۹-۲۷ طراحی نبشی اتصال دیوار به قاب

$$\left.\begin{array}{l}\text{سطح بارگیر } A_T = 0.64\ m^2 \\ \text{بار گسترده عمود بر دیوار } w_u = 3.345\ \frac{kN}{m^2}\end{array}\right\} \text{کل نیروی لبه فوقانی دیوار } P_u = w_u A_T = 3.345 \times 0.64 = 2.14\ kN = 2140\ N$$

با فرض اینکه از نبشی *L60x6* استفاده شود و با فرض اینکه برآیند محل اثر *Pu* در *2/3* ارتفاع نبشی باشد، مقدار $e = \frac{2}{3} \times 60 = 40\ mm$ خواهد بود و بنابراین:

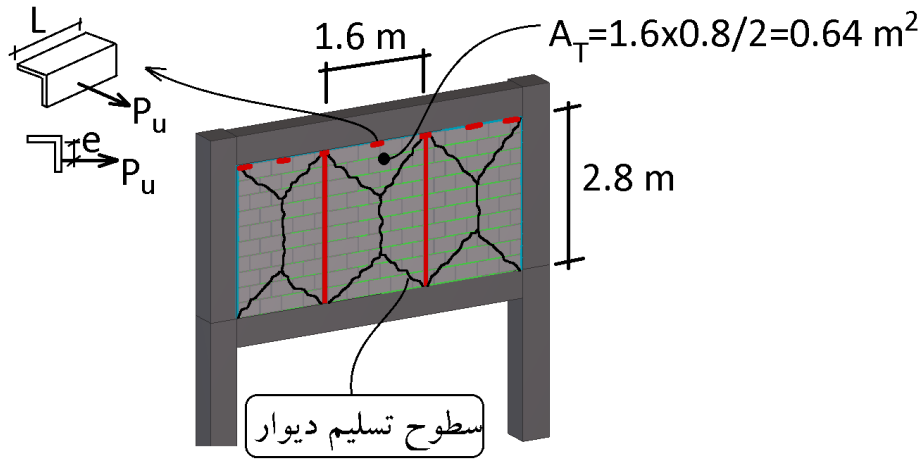
$$\left.\begin{array}{l}\text{لنگر وارد بر نبشی } M_u = P_u \times e = 2140 \times 40 = 85600\ N.mm \\ \text{مقاومت خمشی نبشی } \varphi M_n = 0.9 Z F_y = 0.9 \frac{Lt^2}{4} F_y = 0.9 \frac{L \times 6^2}{4} \times 240 = 1944L\ N.mm\end{array}\right\} M_u \le \varphi M_n \ \rightarrow \ L = 44\ mm$$

گرچه *L=44 mm* از نظر محاسباتی کافی می باشد، سطح تماس نبشی اتصال با دیوار باید در حدی باشد که انتقال بار به خوبی انجام شود. می توان از نبشی با ضخامت کمتر و به صورت سرد نورد استفاده کرد.

تکرار محاسبات با نبشی سرد نورد با ضخامت *2mm*:

$$\left.\begin{array}{l}\text{لنگر وارد بر نبشی } M_u = P_u \times e = 2140 \times 40 = 85600\ N.mm \\ \text{مقاومت خمشی نبشی } \varphi M_n = 0.9 Z F_y = 0.9 \frac{Lt^2}{4} F_y = 0.9 \frac{L \times 2^2}{4} \times 240 = 216L\ N.mm\end{array}\right\} M_u \le \varphi M_n \ \rightarrow \ L = 396\ mm$$

می توان از نبشی $L60 \times 60 \times 2\ mm$ با طول *400 mm* استفاده کرد.



۱۰-۲۷ طراحی نبشی اتصال وادار به قاب

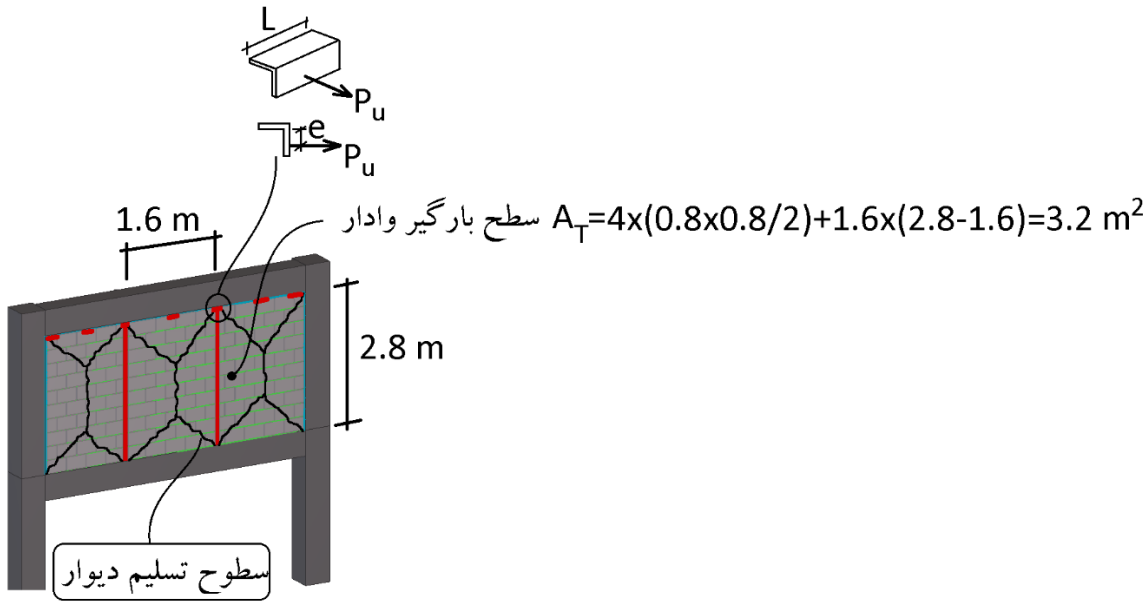
$$\left.\begin{array}{r} \text{سطح بارگیر } A_T = 3.2\ m^2 \\ \text{بار گسترده عمود بر دیوار } w_u = 3.345\dfrac{kN}{m^2} \end{array}\right\} \text{کل نیروی وارد بر وادار } P_{\text{وادار}} = w_u A_T = 3.345 \times 3.2 = 10.704\ kN = 10704\ N$$

$$\text{نیروی وارد بر نبشی فوقانی } P_u = \frac{P_{\text{وادار}}}{2} = 5352\ N$$

با فرض اینکه از نبشی $L60x6$ استفاده شود و با فرض اینکه برآیند محل اثر Pu در $2/3$ ارتفاع نبشی باشد، مقدار $e = \frac{2}{3} \times 60 = 40\ mm$ خواهد بود و بنابراین:

$$\left.\begin{array}{r} \text{لنگر وارد بر نبشی } M_u = P_u \times e = 5352\ \times 40 = 214080\ N.mm \\ \text{مقاومت خمشی نبشی } \varphi M_n = 0.9ZF_y = 0.9\dfrac{Lt^2}{4}F_y = 0.9\dfrac{L \times 6^2}{4} \times 240 = 1944L\ N.mm \\ = 111\ mm \end{array}\right\} M_u \le \varphi M_n \ \rightarrow \ L$$

می توان از نبشی $L60 \times 60 \times 6\ mm$ با طول $120\ mm$ استفاده کرد.



۲۸ طراحی لرزه ای راه پله

استاندارد ۲۸۰۰:

فصل چهارم

ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای

۴-۱ کلیات

۴-۱-۳ ضریب اهمیت جزء

اجزای غیرسازه‌ای برحسب میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به دو گروه تقسیم و در تعیین نیروی جانبی زلزله برای هر یک"ضریب اهمیت جزء I_p" خاص در نظر گرفته می‌شود.این ضریب برای اجزاء زیر برابر با ۱/۴ و برای سایر اجزا برابر ۱/۰ می‌باشد:

الف- جزء در داخل و یا متکی به سازه با اهمیت خیلی زیاد بوده و حفظ آن برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه سازه لازم باشد.

ب- محتوای جزء مواد خطرزا با امکان ایجاد مسمومیت زیاد و یا انفجار باشد.

پ- خدمت‌رسانی جزء برای تأمین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم باشد، مانند سیستم اطفای حریق و پلکان فرار

۴-۳ تغییر مکان جانبی

اجزای غیرسازه‌ای که در دو یا چند نقطه به سازه متکی هستند، باید قادر به پذیرش تغییر مکان‌های نسبی بین این نقاط باشند. تغییر مکان نسبی، D_p، بین دو نقطه A وB با استفاده از ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف- دونقطه بر روی یک سازه قرار دارند:

$$D_p = \delta_{XA} - \delta_{YA} \qquad (۶-۴)$$

که در آن:

D_p=تغییر مکان نسبی جانبی زلزله که جزء باید برای پذیرش آن طراحی شود.

δ_{XA}=تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز X سازه A

δ_{YA}= تغییرمکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز Y سازه A

- لازم به توضیح است که مقدار جابجایی نسبی غیر خطی طرح طبق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ برابر $C_d \times \Delta_e$ می باشد که در سازه های بالای ۵ طبقه به 0.02h محدود شده است. بنابراین مقدار Dp در رابطه فوق در یک سازه مثلا ۶ طبقه با ارتفاع طبقات h=320 cm ممکن است به $0.02 \times h = 6.4\ cm$ نیز برسد.
- در صورت اعمال جابجایی فوق باید تحلیل غیر خطی انجام شود و قبل از تحلیل مفاصل پلاستیک لازم در مدل راه پله تعریف شود. انجام تحلیل غیر خطی زمان بر خواهد بود.

- در بند های زیر از ASCE7 توصیه به استفاده از اتصالات با امکان حرکت شده است. برای مثال می توان از اتصالات لغزشی و اتکایی استفاده نمود و یا از سوراخ های لوبیایی استفاده نمود. این توصیه ها مربوط به Egress Stairs (پله های فرار) و رمپ ها می باشد.

:ASCE7-2016

CHAPTER 13
SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR NONSTRUCTURAL COMPONENTS

13.1 GENERAL

13.1.3 Component Importance Factor. All components shall be assigned a component Importance Factor as indicated in this section. The component Importance Factor, I_p, shall be taken as 1.5 if any of the following conditions apply:

1. The component is required to function for life-safety purposes after an earthquake, including fire protection sprinkler systems and egress stairways.

13.5.10 Egress Stairs and Ramps. Egress stairs and ramps not part of the seismic force-resisting system of the structure to which they are attached shall be detailed to accommodate the seismic relative displacements, D_{pI}, defined in Section 13.3.2 including diaphragm deformation. The net relative displacement shall be assumed to occur in any horizontal direction. Such elements shall be supported by means of positive and direct structural supports or by mechanical connections and fasteners in accordance with the following requirements:

a. Sliding connections with slotted or oversize holes, sliding bearing supports with keeper assemblies or end stops, and connections that permit movement by deformation of metal attachments, shall accommodate a displacement D_{pI}, but not less than 0.5 in. (13 mm), without loss of vertical support or inducement of displacement-related compression forces in the stair.
b. Sliding bearing supports without keeper assemblies or end stops shall be designed to accommodate a displacement $1.5D_{pI}$, but not less than 1.0 in. (25 mm) without loss of vertical support. Breakaway restraints are permitted if their failure does not lead to loss of vertical support.
c. Metal supports shall be designed with rotation capacity to accommodate seismic relative displacements as defined in item b. The strength of such metal supports shall not be limited by bolt shear, weld fracture, or other brittle modes.
d. All fasteners and attachments such as bolts, inserts, welds, dowels, and anchors shall be designed for the seismic design forces determined in accordance with Section 13.3.1 with R_p, a_p, and Ω_0 as given in Table 13.5-1.

EXCEPTION: If sliding or ductile connections are not provided to accommodate seismic relative displacements, the stiffness and strength of the stair or ramp structure shall be included in the building structural model of Section 12.7.3, and the stair shall be designed with Ω_0 corresponding to the seismic force-resisting system but not less than $2-1/2$.

- با توجه به پاراگراف آخر، در صورت عدم جداسازی راه پله باید:

۱- در یک فایل مجزا (فایل دوم) راه پله و رمپ آن مدلسازی شود.

۲- اجزای راه پله تحت ترکیب بارهای با زلزله تشدید یافته (Ω_0) طراحی شوند. برای مثال اگر رمپ از نوع دال بتنی باشد، دال بتنی تحت ترکیب بارهای تشدید یافته طراحی شوند.

پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰:

استاندارد ۲۸۰۰

پ۶-۱-ضوابط اجزای غیرسازه‌ای معماری

پ۶-۱-۴- ضوابط و الزامات لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای

پ۶-۱-۴-۷- راه‌پله‌ها

پله‌ها برای تخلیه ساکنان پس از وقوع زلزله مورد نیاز بوده و حفظ عملکرد آنها پس از زلزله از اولویت بالایی برخوردار می‌باشد. پله‌ها به دو گروه پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشد و پله‌های فرار که جزئی از سازه اصلی ساختمان نمی‌باشد تقسیم می‌شوند.

در پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشند، در صورت اتصال راه‌پله‌ها به قاب سازه‌ای باید اثر آن در باربری لرزه‌ای و نیروهایی که به تیر و ستون اطراف آن براثر این باربری وارد می‌شود لحاظ شود. در این حالت لازم است اجزای راه‌پله شامل شمشیری‌ها، دال بتنی پله و پاگردها مدل‌سازی شوند. در این خصوص لازم است یکبار سازه بدون لحاظ نمودن سختی اجزای پله، مدل و طراحی شود تا سیستم باربرجانبی سازه به تنهایی قادر به تحمل کل نیروی زلزله طرح باشد و یکبار هم با مدل کردن اجزای پله و در نظر گرفتن تأثیر سختی آن، سازه مورد بررسی مجدد قرار گرفته و اجزای پله نیز تحت نیروهای ایجاد شده در آنها طراحی شوند.

- در بند فوق نیز تاکید شده در صورتی که راه پله جداسازی نشود، باید دو مدل مجزا (با راه پله و بدون راه پله) ساخته شود و کفایت سازه در هر دو مدل بررسی شود.

Design Guide 34
Steel-Framed
Stairway Design

© AISC 2018

Chapter 3
Stairway Code Requirements

3.3 SERVICEABILITY REQUIREMENTS

3.3.2 Seismic Relative Displacements

Stairways in structures located in seismic regions must also consider the difference in lateral movements between adjacent floors or seismic relative displacements due to earthquakes. In the direction parallel to stair stringers, the expected movement or drift may result in axial loads being resisted by the stairway members. In the direction perpendicular to stair stringers, the seismic relative displacements may cause additional horizontal flexure and shear, as well as inducing torsion at the end connections of the stair to the supporting floor system. Slip connections or sliding connections can be utilized to avoid additional forces due to the interstory drift, but these connections must be detailed to accommodate the anticipated seismic relative displacements and possible additional movement.

These elements must be created through connections with positive and direct structural support or by connections and fasteners with the following criteria:

(a) Sliding connections incorporating a "secured element" utilizing slotted or oversize holes, sliding bearing supports with keeper assembly or end stops, and connections that permit movement by deformation of metal attachments. To ensure proper performance, this connection type must:

- Accommodate the seismic relative displacement, D_{pl}, or a minimum 0.5 in. in any horizontal direction.
- Maintain vertical support including after seismic event.
- No imparted compression forces due to seismic displacement of stairs.

Refer to Figures 6-18 and 6-19 for examples of this type of connection.

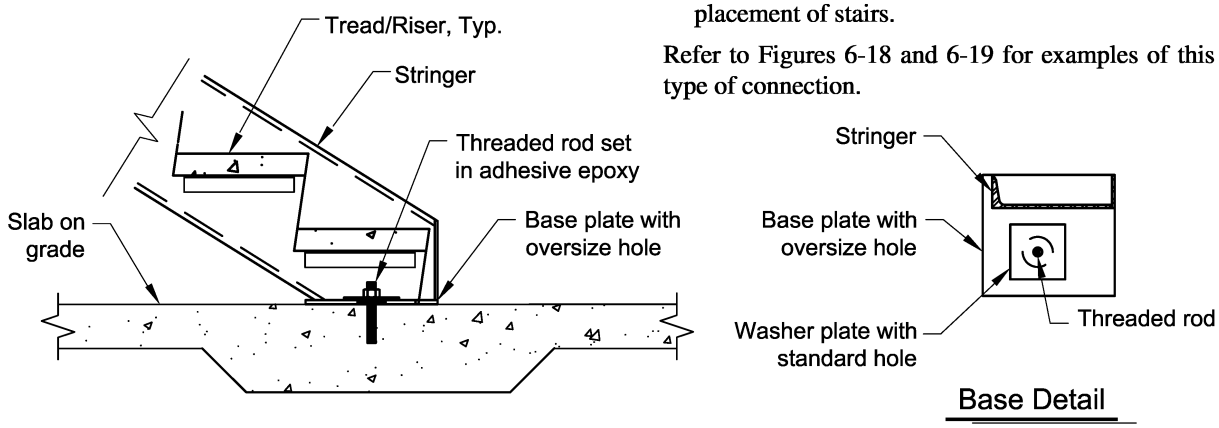


Fig. 6-18. Seismic displacement detail using sliding connection at concrete slab on grade.

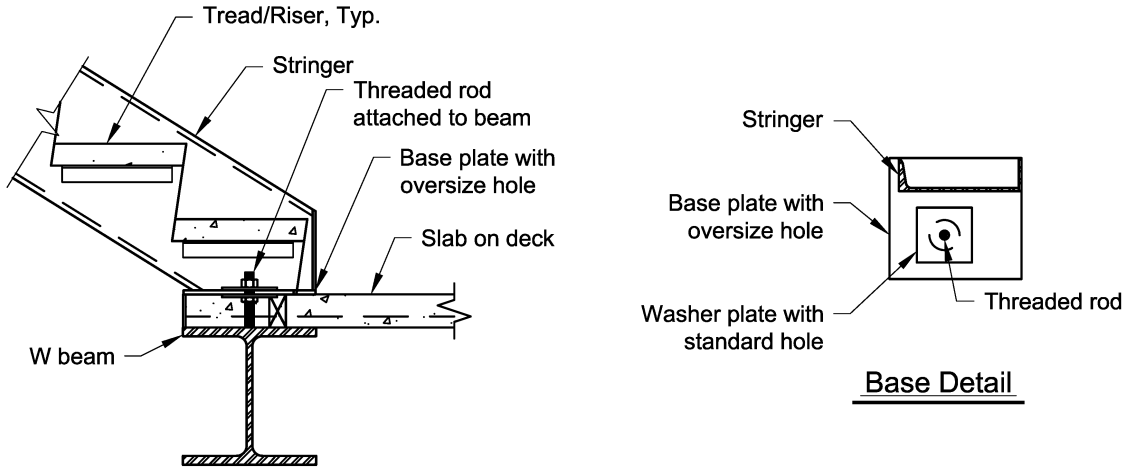


Fig. 6-19. Seismic displacement detail using sliding connection at concrete slab on deck.

Design Guide 34
Steel-Framed
Stairway Design
© AISC 2018

Chapter 3
Stairway Code Requirements

3.3 SERVICEABILITY REQUIREMENTS

3.3.2 Seismic Relative Displacements

(b) Sliding connections without a "secured element" (i.e., keeper assembly or end stop). To ensure proper performance, this connection type must:

- Accommodate 1.5 times the seismic relative displacement, $1.5D_{pI}$, or a minimum 1.0 in. in any horizontal direction.
- Maintain vertical support, including after seismic event.

Refer to Figure 6-20 for an example of this type of connection.

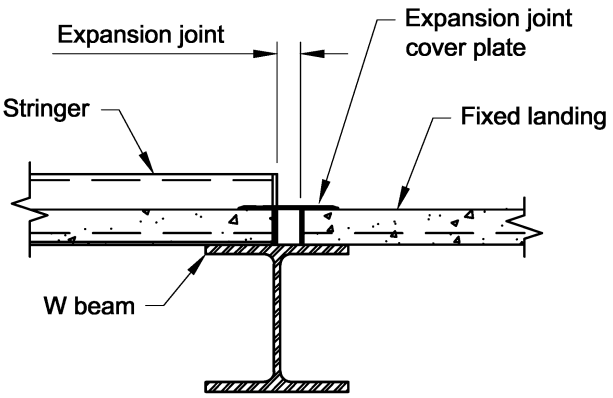


Fig. 6-20. Seismic displacement detail using expansion joint.

When sliding or ductile connections are not provided to accommodate seismic relative displacement, then the stair must be incorporated into the building structural model (refer to ASCE/SEI, Section 12.7.3) with appropriate stiffness and strength for the stairway elements. Careful analysis, design and detailing are required to ensure acceptable performance. The stair must be designed with the overstrength factor for the main structure seismic force-resisting system, Ω_o, but not less than 2½.

Stairs must also be checked for lateral displacement due to seismic forces to ensure the stair components are within

(c) Supports (connections or frames) designed with rotation capacity to accommodate seismic relative displacements. To ensure proper performance, this system must:

- Accommodate 1.5 times the seismic relative displacement, $1.5D_{pI}$, or a minimum 1.0 in. in any horizontal direction.
- Maintain vertical support including after seismic event.
- Not be limited by brittle failure modes (i.e., bolt shear, weld rupture, or other brittle modes).

در بندهای فوق روشهایی جهت جداسازی رمپ پله (فلزی) پیشنهاد شده است و در انتها نیز تاکید شده است اگر راه پله جداسازی نشود، باید اجزای راه پله برای ترکیب بار تشدید یافته طراحی و کنترل شوند.

۲۸-۲ نظر FEMA-E74 (2012) در مورد راه پله

6.3 Architectural Components

6.3.8 Stairways

6.3.8.1 Stairways

Typical Causes of Damage

- Stairs are primarily damaged by interstory drift, i.e., differential movement of the adjacent floors, because the stairs must accommodate the differential movement. Stair damage is more likely to occur in flexible buildings with larger interstory drift and less likely to occur in stiffer buildings.
    - When stairs are rigidly attached to both floor levels, the stair structure will try to act like a diagonal brace and could be damaged as shown in Figure 6.3.8.1-3.

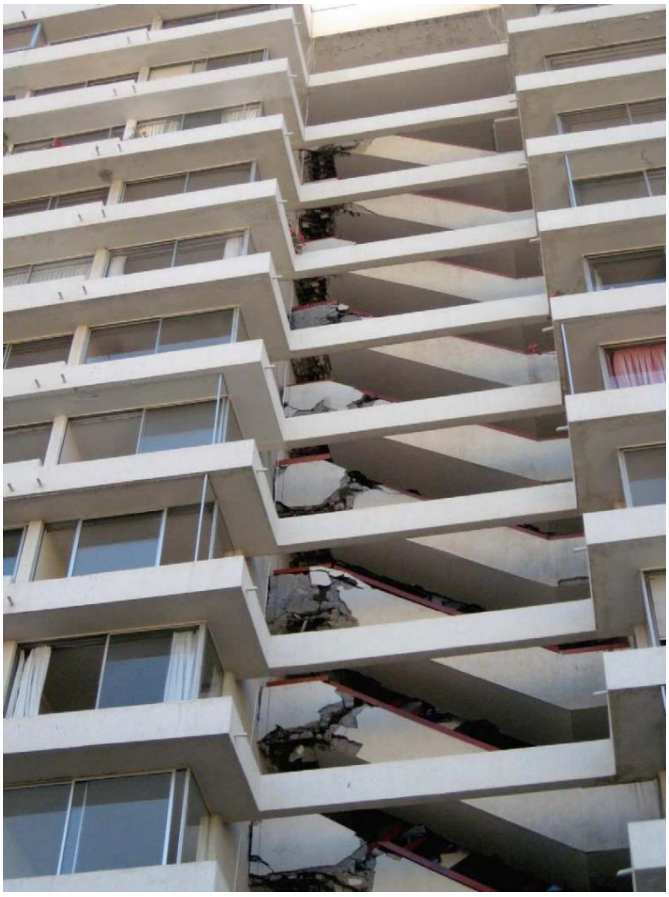


Figure 6.3.8.1-3 Stairs damaged up the full height of this apartment building in Viña del Mar in the 2010 magnitude-8.8 Chile Earthquake (Photo courtesy of Santiago Pujol, Purdue University). The stairs were rigidly attached at adjacent floors and behaved like diagonal braces although they were neither designed nor detailed to function as structural braces.

Seismic Mitigation Considerations

- Precast connection details in Christchurch, New Zealand often featured sliding joints in "pockets" that allowed only limited movement that tended to put the stair in compression. After stairs were compressed and shortened in one direction, the bearing length was reduced for sliding in the other direction. See Figure 6.3.8.1-6. Sliding joints on stairs can also cause collapse if the bearing length is simply too small. Guidelines in New Zealand recommend providing safe movement for 1.5 x the maximum expected drift.

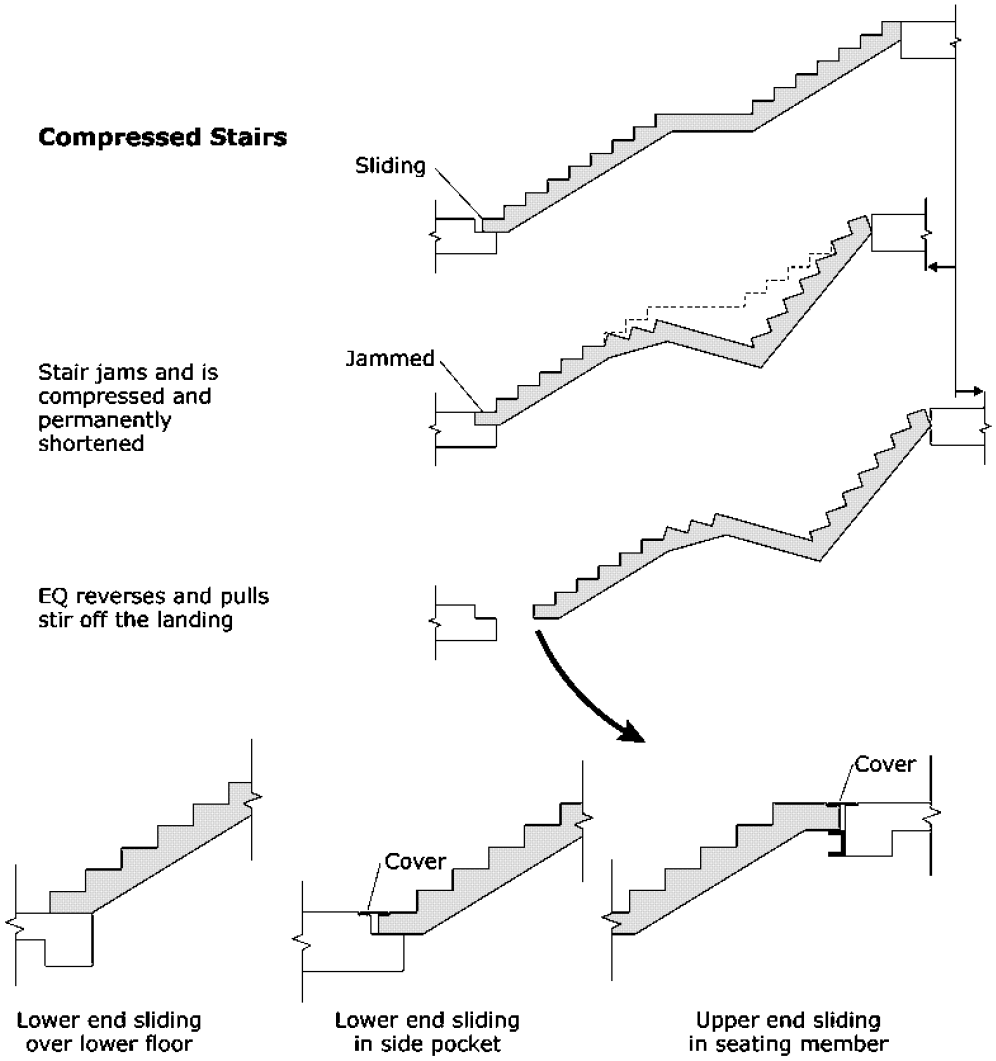


Figure 6.3.8.1-6 Figure showing how inadequate sliding surface can compress and then drop precast stair sections.

در شکل های فوق (FEMA-E74) اشاره شده است که رمپ راه پله را می توان به صورت اتکایی (اتکای رمپ بر روی دال و یا تیر بتنی) اجرا نمود. در این حالت دو حالت اجرا محتمل است:

۱- اتکای رمپ بدون مهار انتهایی

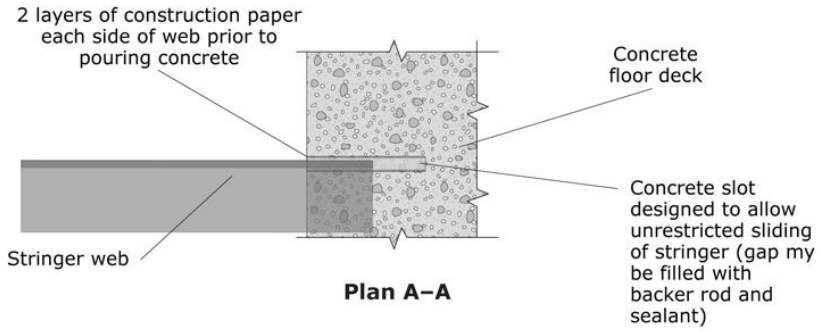
۲- اتکای رمپ همراه با مهار انتهایی آن

رمپ مانند مهار بند ممکن است تحت نیروی فشاری و یا کششی قرار گیرند. اگر رمپ تحت نیروی فشاری قرار گیرد و طبق حالت دوم انتهای رمپ مهار داشته باشد، ممکن است طول آن (به دلیل تاشدگی و خرابی رمپ) کاهش یابد. در این حالت مطابق شکل فوق در برگشت (کشش) از تکیه گاه رها میشود. بنابراین طول تکیه گاه رمپ باید به اندازه کافی مهیا باشد.

برخی دیتایلها جهت جداسازی راه پله نیز در FEMA-E74 ارائه شده است:

Seismic Mitigation Considerations

- In order to prevent stairs from behaving like diagonal struts between adjacent floors, the stairs should be detailed with a fixed connection at one floor and a sliding connection at the other that allows movement parallel to the direction of the stair. Movement allowance must be adequate for the maximum possible drift, or connections provided with a fail-safe mechanism to prevent gravity failure. See Figures 6.3.8.1-7 (steel) and 6.3.8.1-8 (wood).



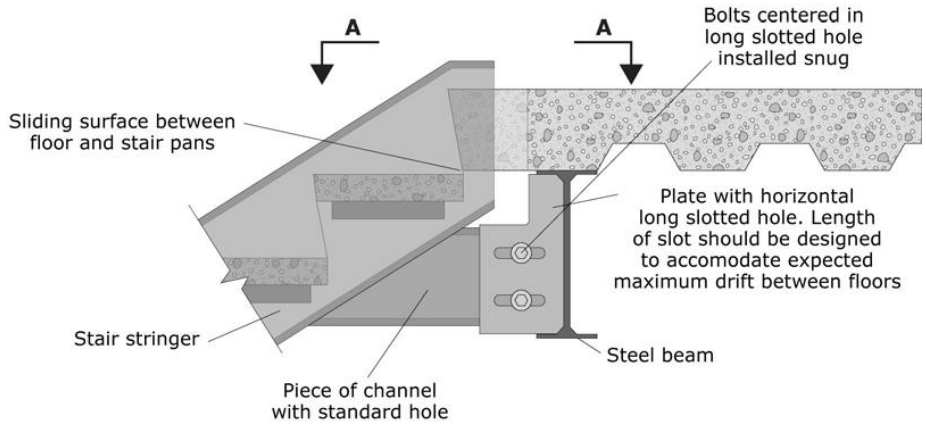


Figure 6.3.8.1-7 Example slip connection for steel stair stringer (ER).

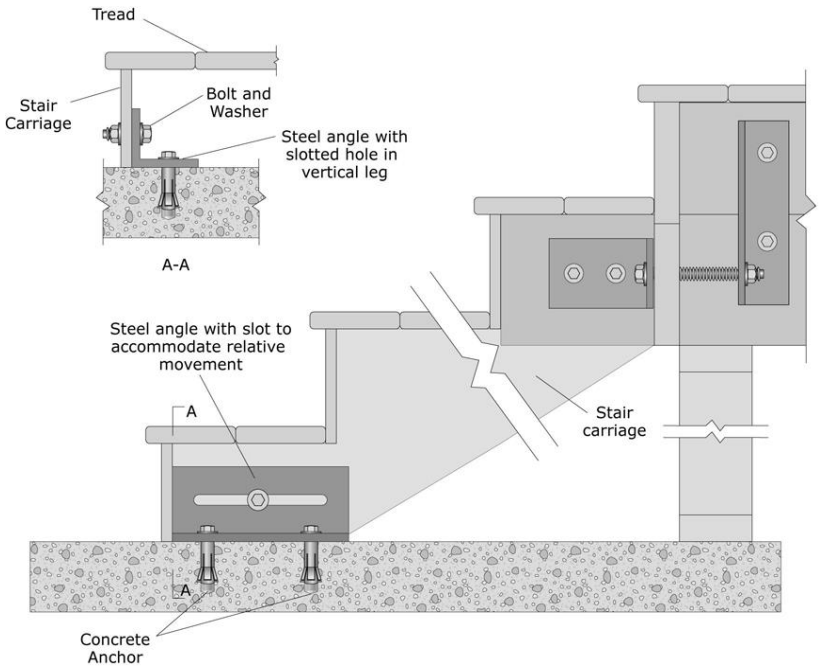
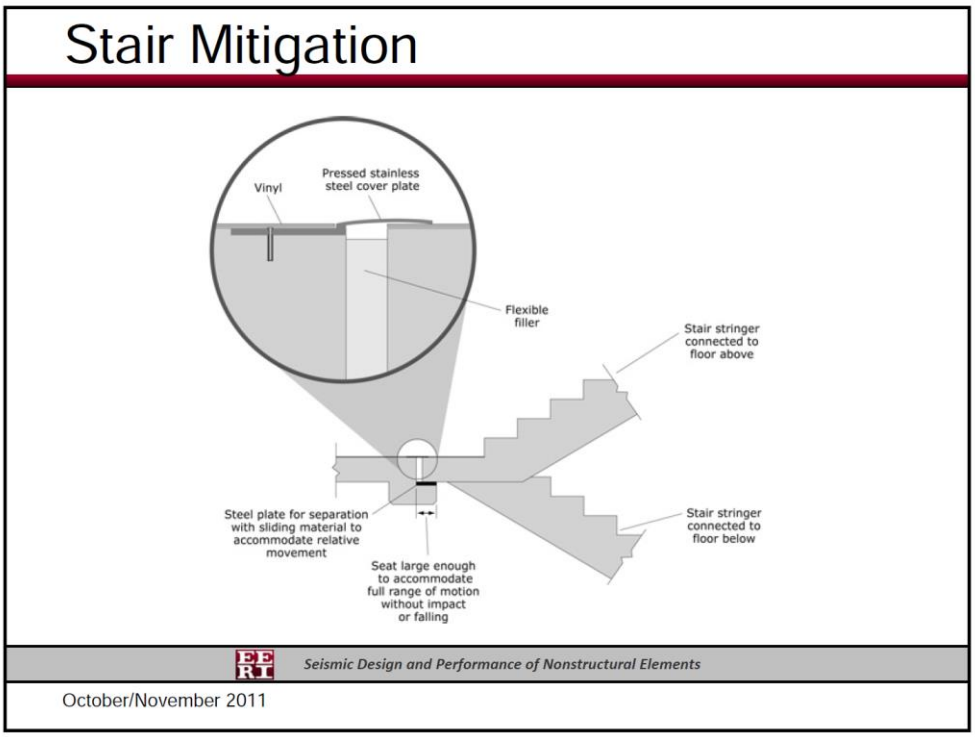


Figure 6.3.8.1-8 Example slip connection for wood stair with single run between floors (ER).





Damage to Stairs

People being lowered through the windows in the 17-storey Forsyth Barr building due to failure of the stairs in the February 2011 earthquake





Hotel Grand Chancellor's stairwells also disintegrated into rubble

مقاله زیر مربوط به بررسی رفتار رمپ های راه پله با دال بتنی می باشد که بخش هایی از آنرا مفید دانستم.

در این مقاله به تغییر ضوابط لرزه ای آیین نامه چین پس از زلزله ۲۰۰۸ اشاره می کند.

Seismic Performance of Reinforced-Concrete Stairways during the 2008 Wenchuan Earthquake

Bixiong Li[1] and Khalid M. Mosalam, Ph.D., P.E., M.ASCE[2]

JOURNAL OF PERFORMANCE OF CONSTRUCTED FACILITIES © ASCE / NOVEMBER/DECEMBER 2013

Stairway Structural Design and Analysis

Stairways are usually designed to be integrated rigidly with the main structure; therefore, the stairways strongly interact with the main structure during earthquakes. According to the Chinese seismic code (MOHURD of the People's Republic of China 2001) before 2008, structural analyses of the main structures were carried out without the stairways and earthquake actions were not considered in the structural analyses of the stairways in all types of buildings. RC stairways typically were designed for gravity loads as one continuous, folded, inclined slab or as a monolithic slab-and-beam system supported at the landing. A provision stating that "seismic analysis on the main structure should be carried out including the stair components," was added to the revised Chinese seismic code (MOHURD of the People's Republic of China 2008) after the 2008 Wenchuan earthquake.

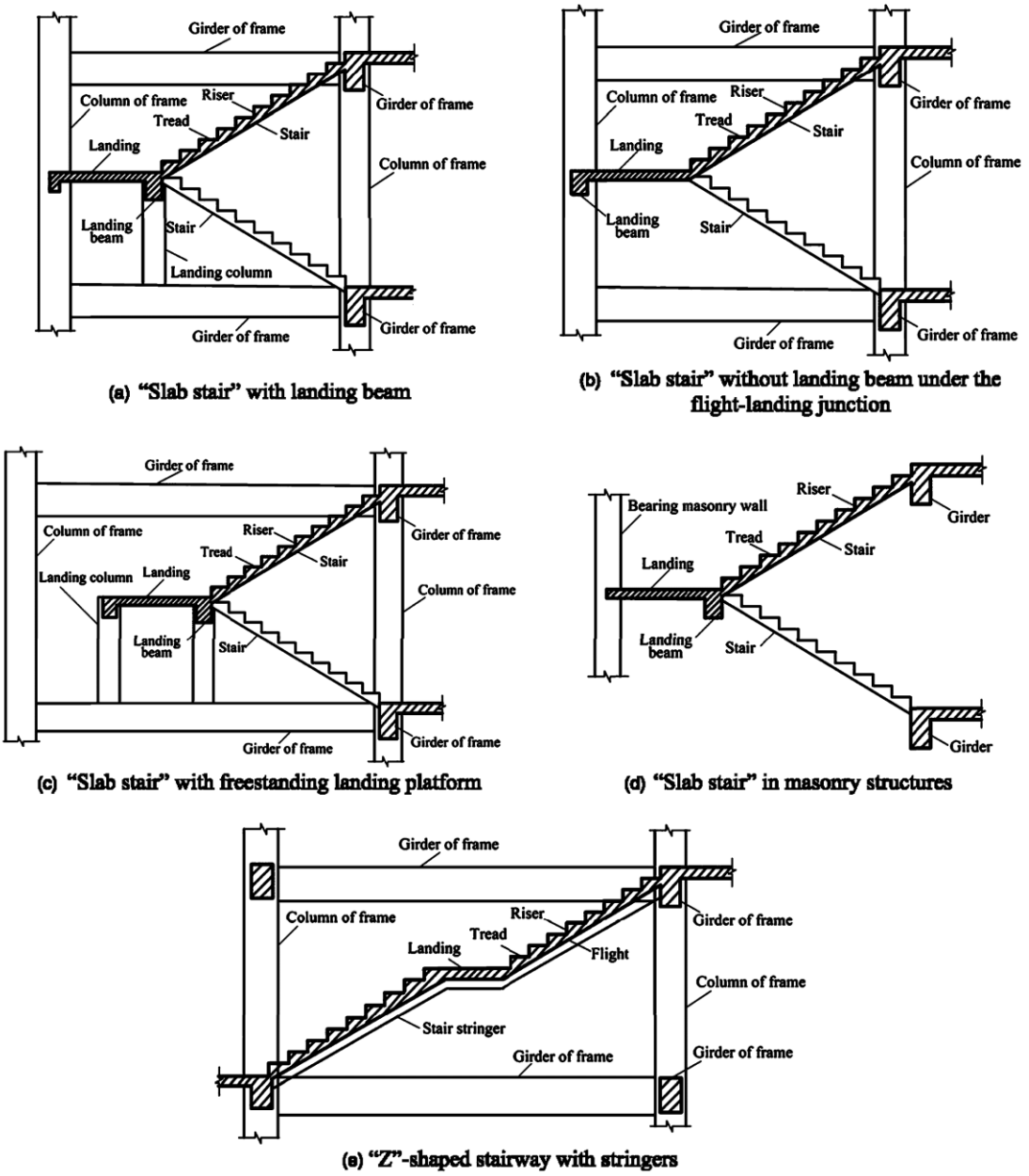
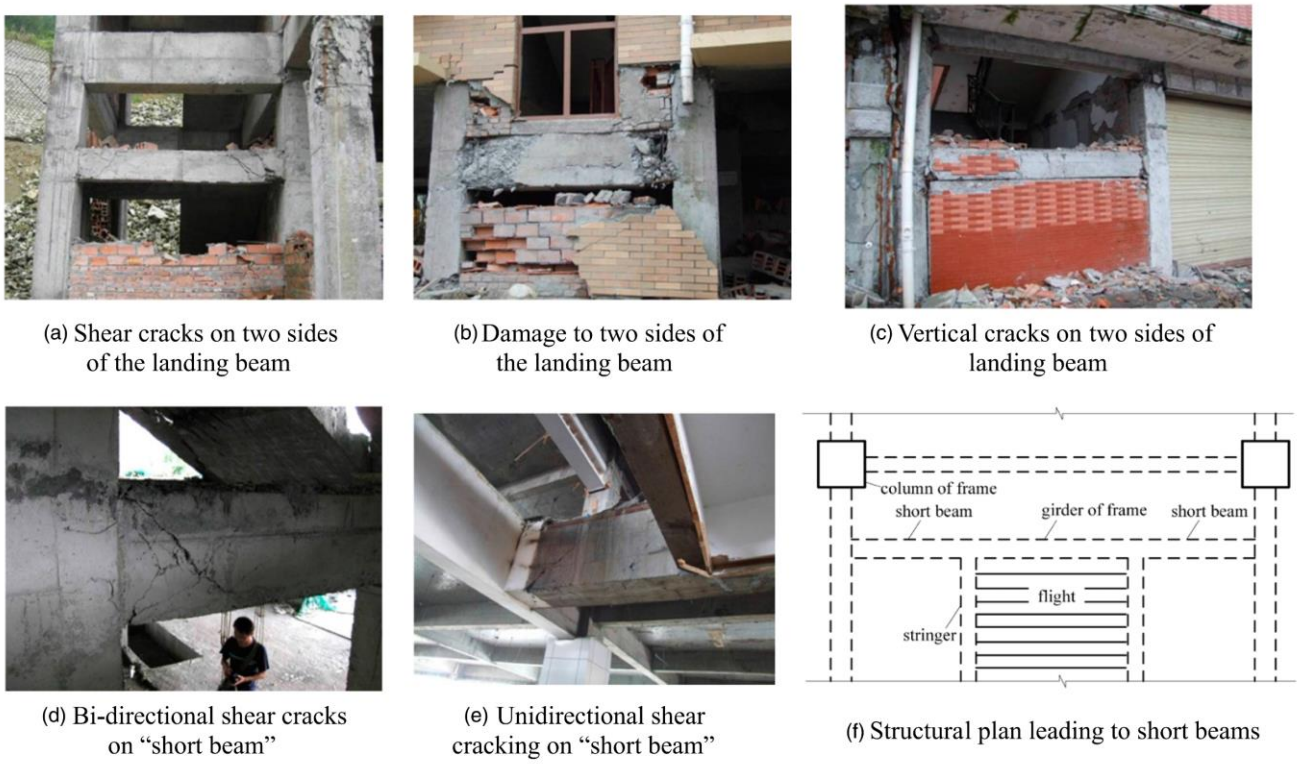


Fig. 1. Typical stairway configurations in Wenchuan earthquake area: (a) slab stair with landing beam; (b) slab stair without landing beam under the flight-landing junction; (c) slab stair with freestanding landing platform; (d) slab stair in masonry structures; (e) Z-shaped stairway with stringers

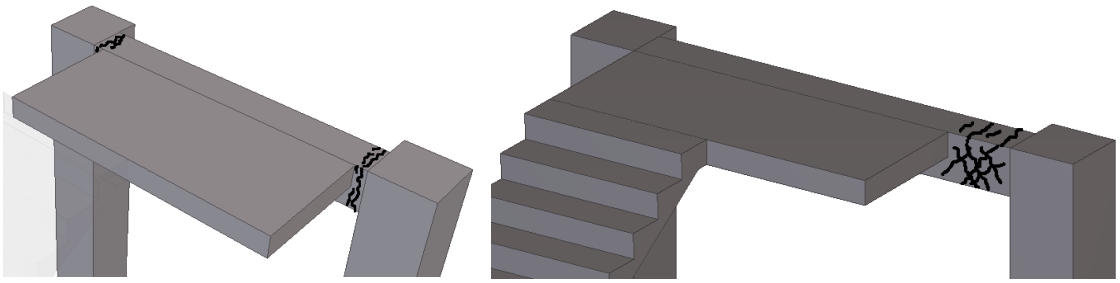


(a) Shear cracks on two sides of the landing beam
(b) Damage to two sides of the landing beam
(c) Vertical cracks on two sides of landing beam
(d) Bi-directional shear cracks on "short beam"
(e) Unidirectional shear cracking on "short beam"
(f) Structural plan leading to short beams

Fig. 3. Damage to short beams: (a) shear cracks on two sides of the landing beam; (b) damage to two sides of the landing beam; (c) vertical cracks on two sides of the landing beam; (d) bidirectional shear cracks on short beam; (e) unidirectional shear cracking on short beam; (f) structural plan leading to short beams

- In some cases, shear failures concentrated at the two ends of the landing beam, as shown in Figs. 2(c) and 3(a and b)
- Vertical cracks at the two ends of the landing beam were detected [Fig. 3(c)]. This type of damage is attributed to insufficient anchorage length of reinforcing bars in the joints.
- In some cases, short beams were formed in the main structure owing to the layout of the stairway components, such as the beams in Figs. 3(d and e).
- Inclined stringers provided vertical and horizontal restraints to the beams at the intermediate location of the stringers leading to short beams. No cracks were observed in other beams of this floor away from the stairway (i.e., the cracks that developed in the beams supporting the stairway were owing to the effect of the stairway itself).

به دو شکل زیر توجه کنید. این دو شکل اهمیت مدلسازی رمپ پله و بررسی برش در تیرهای نگهدارنده رمپ را نشان میدهد. این برش تنها زمانی آشکار میشود که رمپ پله در مدل ایتبس ترسیم و سپس برش تیر بررسی شود.



Damage to Beam-Column Joints Adjacent to Stairways

As mentioned previously, a stairway cast monolithically with the structural frame behaves as a truss, and, because of its rigidity, it attracts large lateral forces. Because of earthquake loads, shear force and torsion concentrate at the beam-column joints of the three-dimensional configuration of the stairway. The beam-column joints around the stairway were damaged more severely than those in other parts of the main structures [Figs. 4(a and b)].

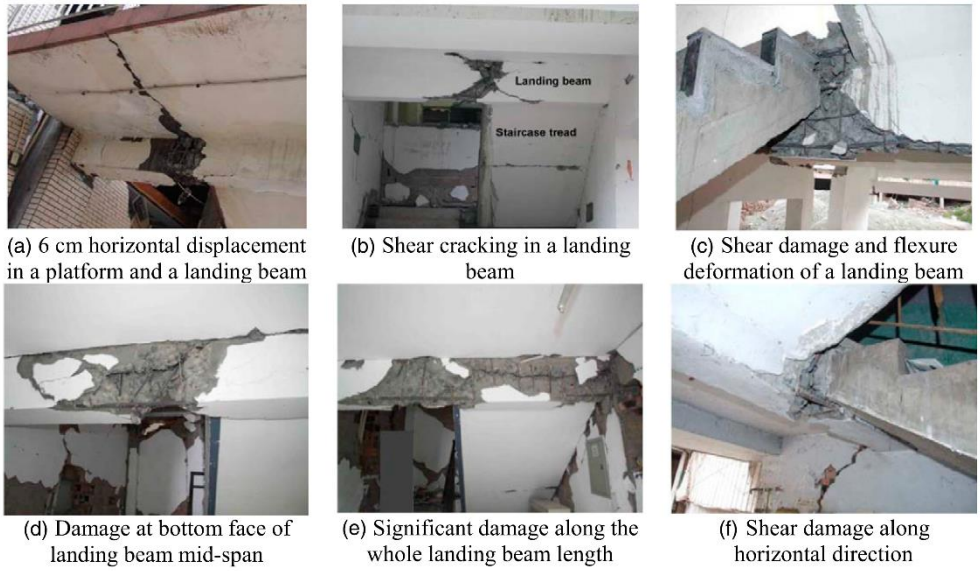


(a) Concrete spalling in slab-column joint (b) Failure of joints

Fig. 4. Damage to beam slab-column joints: (a) concrete spalling in slab-column joint; (b) failure of joints

Damage to Landing Beams or Slabs

Damaged landing beams generally failed in shear at their midspan where the two flights intersecting at the landing beam separated. Fig. 9(a) shows a platform that was broken into two parts where dislocation of about 6 cm in the horizontal direction occurred between the two parts during the earthquake. Fig. 9(b) shows shear damage in the middle of the landing beams where inclined shear cracks can be observed. This type of damage was widespread in the epicenter region of the Wenchuan earthquake. Fig. 9(c) shows shear damage with visible flexural deformation of the landing beam. In some cases, concrete damage started from the bottom face of the landing beam midspan due to horizontal forces caused by the truss behavior of the stairway [Fig. 9(d)]. Spreading of damage and concrete cover spalling of the landing beam along the whole beam length, because of a combination of straining actions, are shown in Fig. 9(e). Observed widely in masonry structures with reinforced-concrete stairways, horizontal shear cracking occurred in the landing beam and spread to the landing slab or along the junction between the landing beam and the landing slab, especially when the landing beam was weak [Fig. 9(f)].



(a) 6 cm horizontal displacement in a platform and a landing beam

(b) Shear cracking in a landing beam

(c) Shear damage and flexure deformation of a landing beam

(d) Damage at bottom face of landing beam mid-span

(e) Significant damage along the whole landing beam length

(f) Shear damage along horizontal direction

Fig. 9. Observed failure of landing beams: (a) 6-cm horizontal displacement in a platform and a landing beam; (b) shear cracking in a landing beam; (c) shear damage and flexure deformation of a landing beam; (d) damage at bottom face of landing beam midspan; (e) significant damage along the whole landing beam length; (f) shear damage along horizontal direction

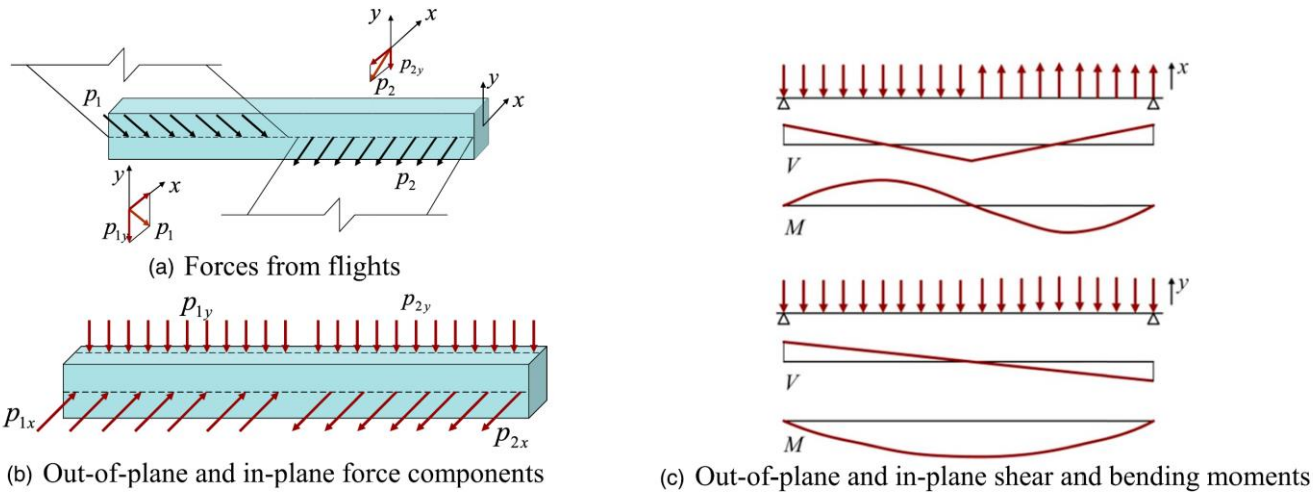


Fig. 10. Interaction between flights and landing beam causing midspan shear failures: (a) forces from flights; (b) out-of-plane and in-plane force components; (c) out-of-plane and in-plane shear and bending moments

Damage to Stair Flights

Stair flights were vulnerable to seismic actions. Various types of damage were induced by unanticipated stresses in the inclined flights or at the connections to the landing beams. Figs. 12(a–i) show several types of damage due to tension and compression generated by the complex diagonal truss action of the stairway.

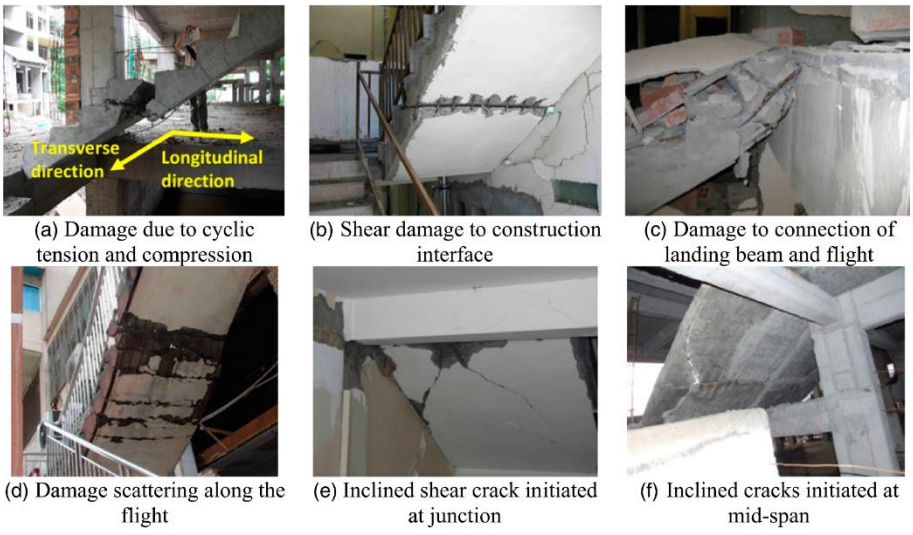


Fig. 12. Damage to stair flights: (a) damage due to cyclic tension and compression; (b) shear damage to construction interface; (c) damage to connection of landing beam and flight; (d) damage scattering along the flight; (e) inclined shear crack initiated at junction; (f) inclined cracks initiated at midspan

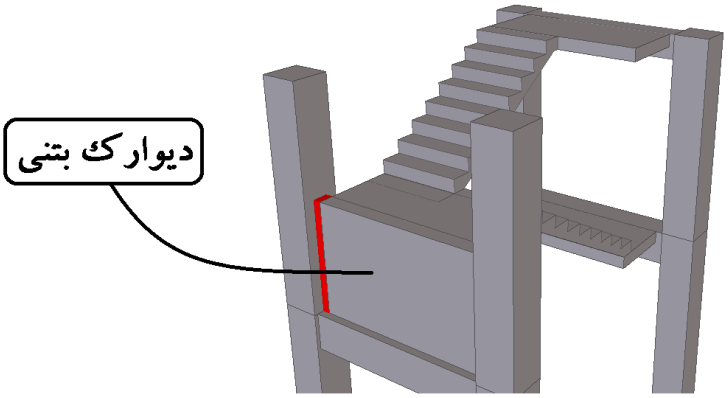
Concluding Remarks

Based on the field observations of the seismic performance of various types of RC structures and stairway systems during the 2008 Wenchuan earthquake, the following remarks can be made:

1. The stairways interacted with the primary structure and unanticipated responses that were not considered during the design stage occurred. Damage observed in main structures was due to interactions with stairways and in stairways due to high stiffness and corresponding high force demand, with insufficient strength due to inadequate design.
2. Primary structures have been affected by (a) the formation of short columns because of landings connected at midheight, resulting in brittle shear failure; (b) the formation of short beams because of geometric configurations of stairway components, leading to a significant increase in shear stresses; (c) the formation of high local stresses in the beam-column joints of stairways; and (d) shear cracking of structural enclosure walls.
3. Damage to stairway components included the (a) failure of brittle enclosure materials; (b) cracking of concrete or buckling of reinforcing bars at the middle of the stair flights; (c) shear damage at the horizontal construction joint interfaces; (d) cracking and spalling of concrete cover at the stair flight-landing junction; (e) formation of high local stresses in the landing slab of L-shaped stairways; (f) existence of high local stresses at the middle of landing beams where the two separate connecting flights meet; and (g) disruption of building services due to collapsed stairway.
4. A better understanding of stairway damage mechanisms requires detailed information about the performance of stairways during moderate and strong earthquake shaking. According to the identified response and damage mechanisms, a methodology for the evaluation of stairway contribution to structural response in terms of both overall and local responses should be developed. Eventually, this would lead to the establishment of standard details and designs for various stairway design strategies in codes and specifications. Therefore, better designs of stairways will survive forces and motions from future earthquake shaking.

در ادامه بحث یک سری مدلسازی رمپ پله در نرم افزار انجام دادن که نتایج آنها را جهت آشنایی همکاران قرار میدهم.

۳-۲۸ راه پله دو رمپ متصل به دیوارک بتنی



مطابق شکل زیر مدل یک طبقه از راه پله با سختی نشان داده شده مدلسازی گردید.

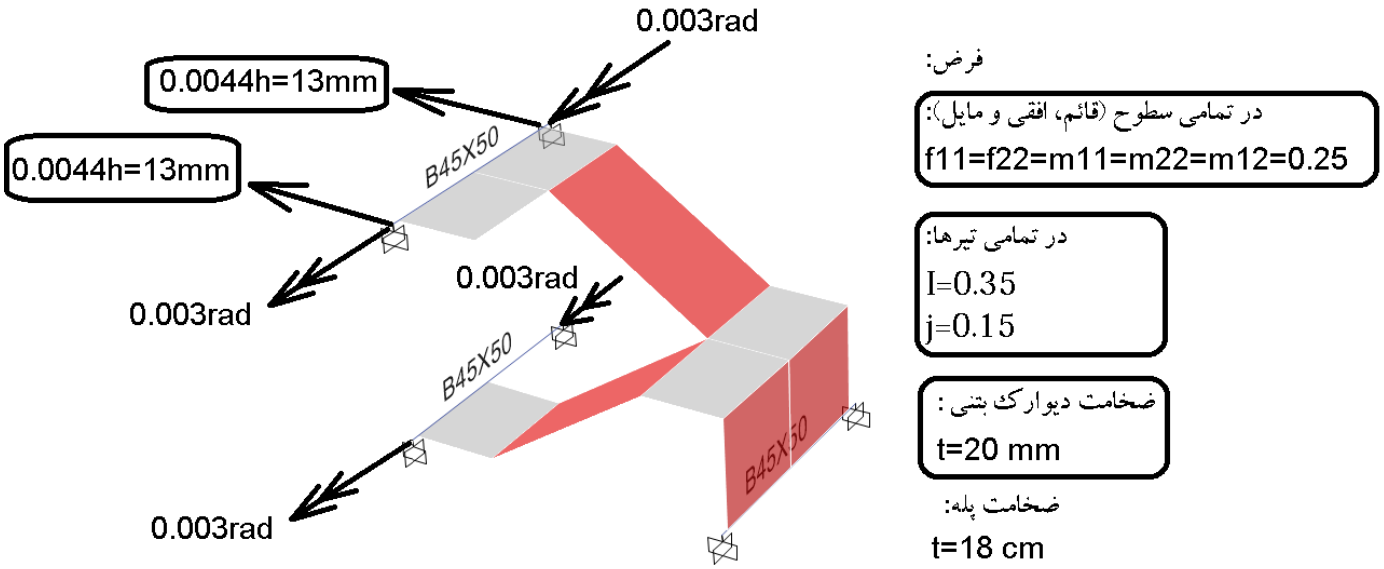
بار مرده کف سازی و نیز زنده به ترتیب برابر

$$Dead_{\text{کف سازی}} = 300\frac{kg}{m^2}$$

$$Live = 500\frac{kg}{m^2}$$

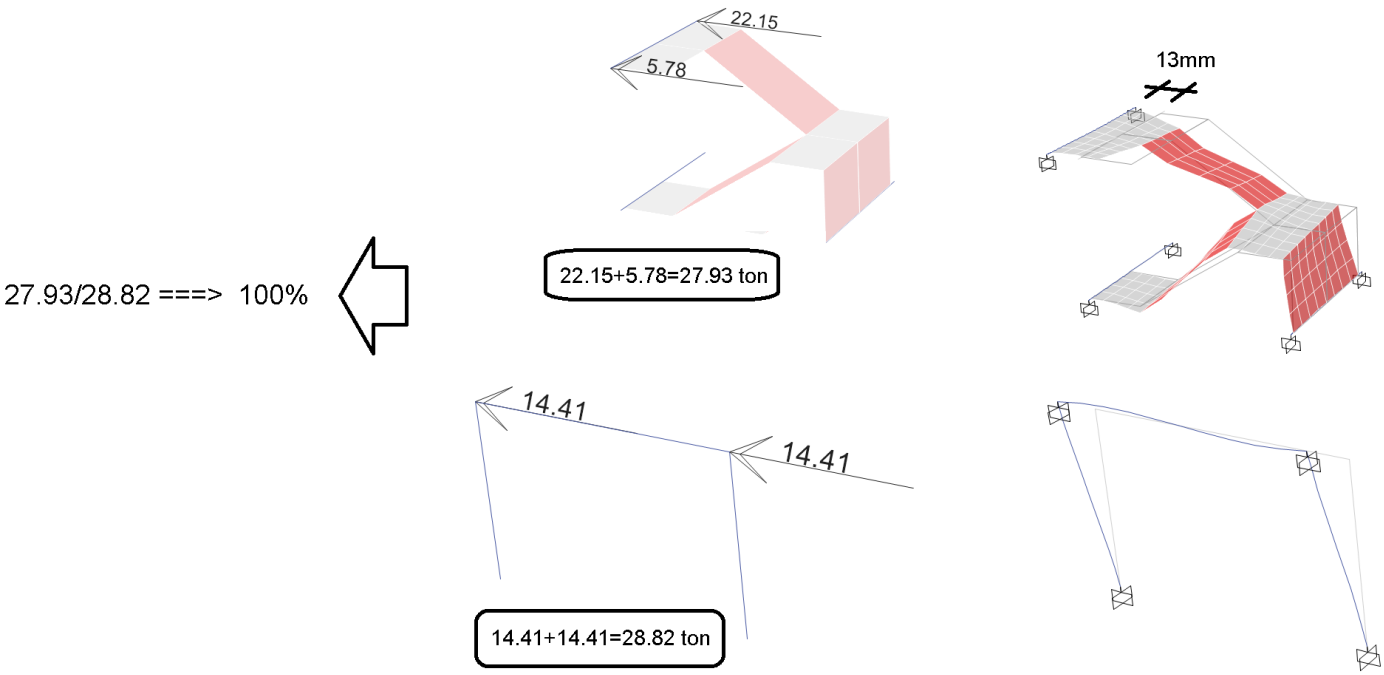
$$E = 13\ mm$$

در یک سازه بتنی هفت طبقه دورانها و تغییرمکانها در طبقه ای که دریفت سازه حداکثر مقدار خود را داشت، تغییرمکانها و دوران سازه را استخراج کردم و به رمپ مدلسازی شده اعمال کردم. شکل زیر تغییرمکانهای اعمال شده را نشان میدهد.



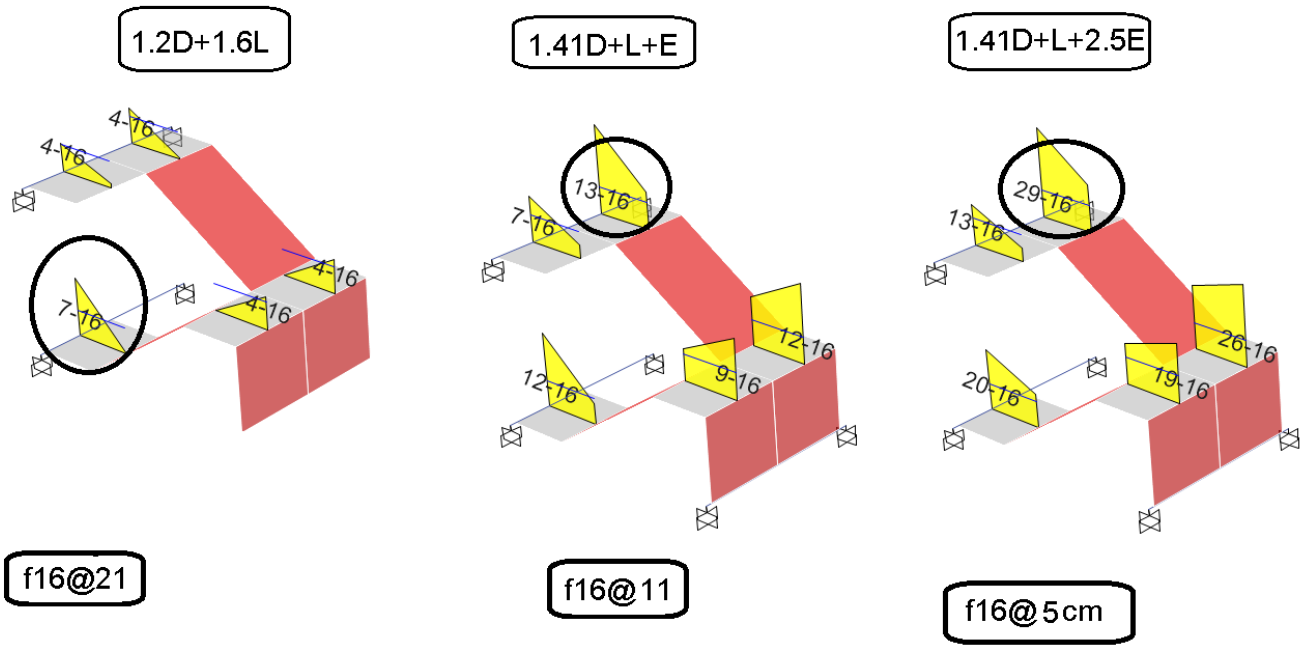
با فرض اینکه در طبقه جابجایی نسبی "خطی" برابر با $\frac{0.02}{C_d}h = \frac{0.02}{4.5} \times 3m = 0.0044 \times 3m = 13\ mm$ ایجاد شود، نیروی وارد بر راه پله و قاب یک دهانه مطابق شکل زیر خواهد بود.

شکل زیر نشان میدهد اگر جابجایی یکسان به یک رمپ پله اعمال شود و همان جابجایی به یک قاب متعارف (ستون 50x50 و تیر 40x50) اعمال شود، نیروی وارد بر آنها تقریبا با هم برابر خواهد بود. در هر دو مدل حدود ۲۸ تن نیرو اعمال شده است (البته برای رمپ با مشخصات ارائه شده در صفحه قبل)

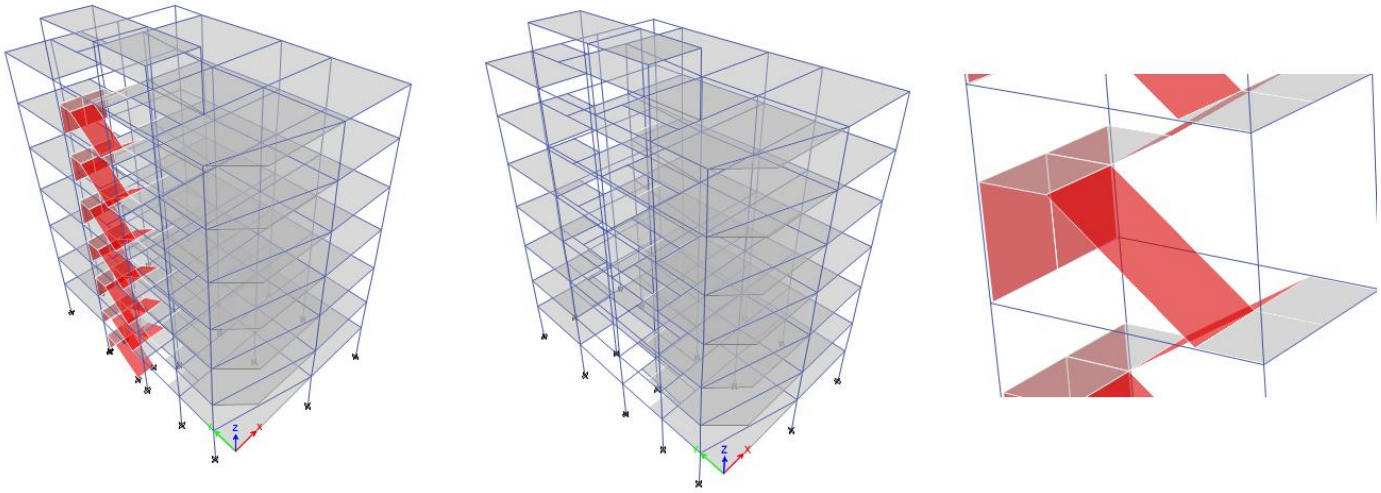


پس نتیجه میشود رمپ پله در این حالت تقریبا معادل یک دهانه قاب خمشی سختی دارد. بنابراین برای مثال اگر پلان یک سازه ای در یک راستا دارای ۱۰ دهانه قاب خمشی باشد، پس از مدل کردن رمپ پله سختی آن به اندازه یک دهانه افزایش میابد (حدود ۱۰ درصد)

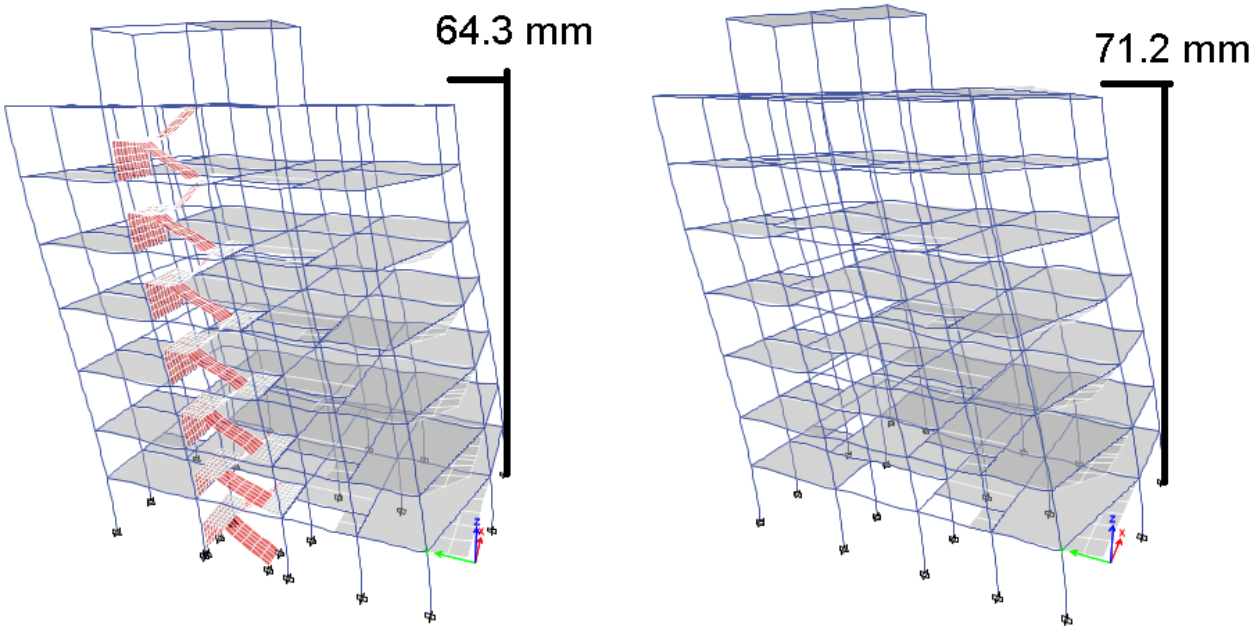
نتایج طراحی خمشی دالها تحت اثر ترکیب بارهای مختلف به صورت زیر می باشد. در حالت سوم (ترکیب بار تشدید یافته) میلگرد خمشی دال بتنی پله حدود $\varphi 15@5cm$ بدست میاید که حجم بسیار بالایی می باشد و در ساخت و ساز رایج چنین حجمی از میلگرد در رمپ پله استفاده نمیشود.



مطابق شکل های زیر دو مدل (با راه پله و بدون راه پله) ساختم. مقایسه نتایج نشان میدهد که سختی سازه حدود ۱۰ درصد تغییر می کند. و بنابراین اثر آن ناچیز نبوده و نمی توان از مدلسازی راه پله صرف نظر کرد.

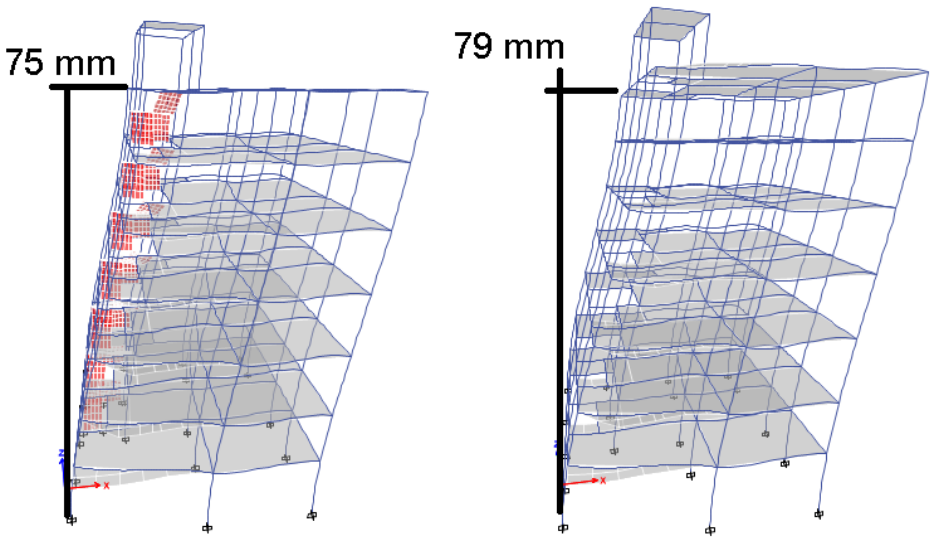


10% کاهش در جابجایی سازه

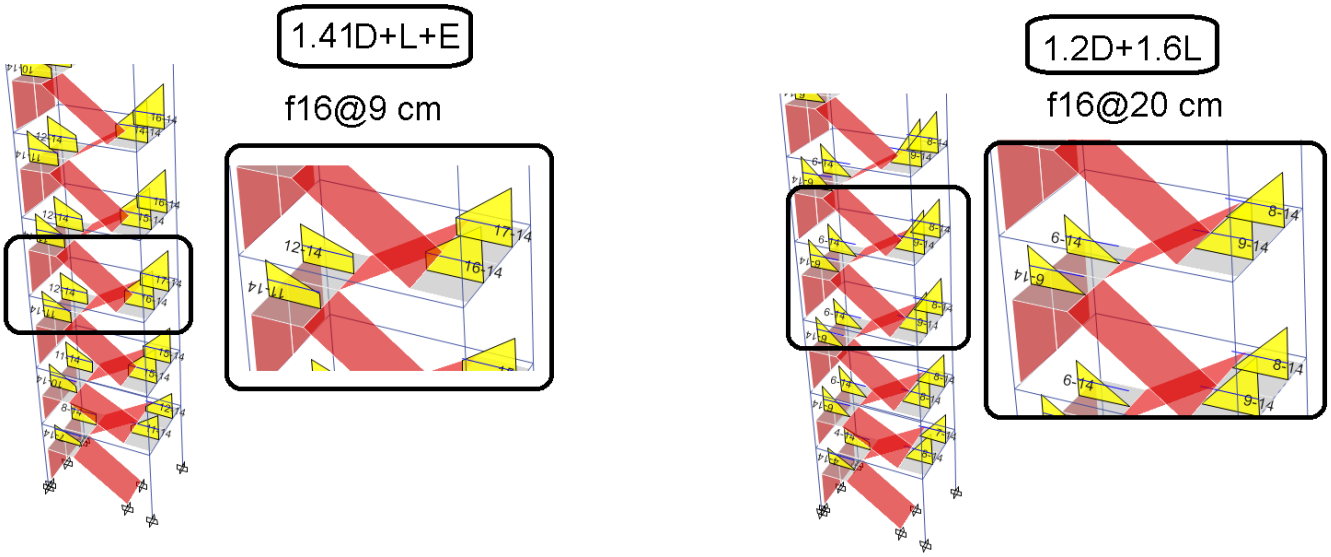


در شکل زیر سختی سازه در راستای عمود بر رمپ پله مقایسه شده است.

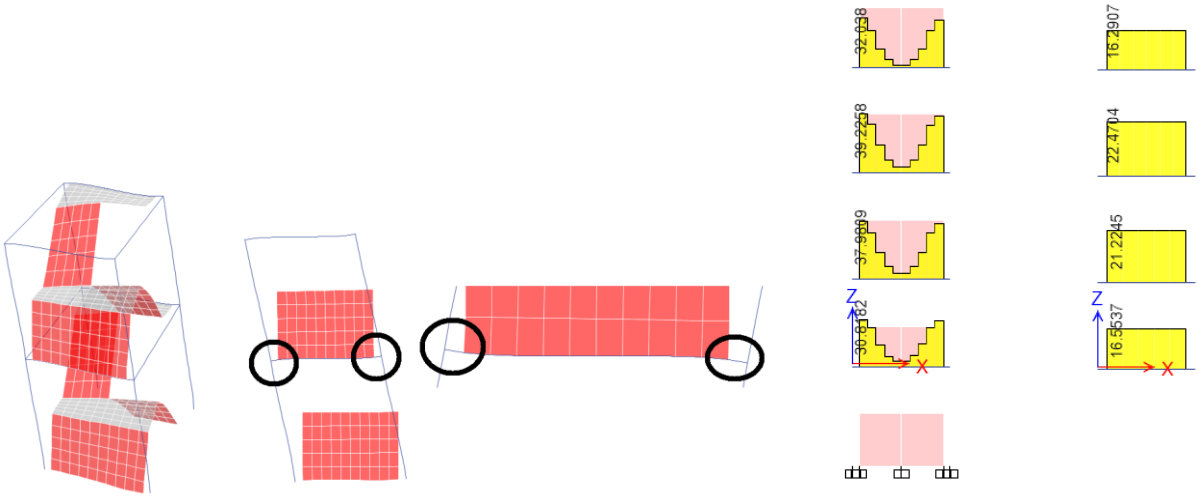
کاهش 5% در جابجایی سازه



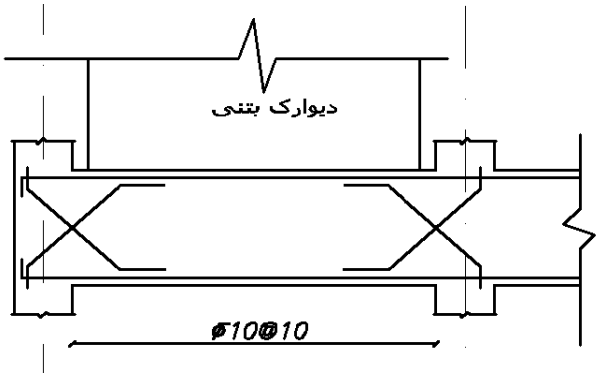
- تاثیر رمپ راه پله در این مورد مدل ناچیز نبوده و بنابراین توصیه می شود در این موارد طراح اثر مدلسازی راه پله را منظور کند.



شکل زیر برش در تیر حمل کننده دیوارک برشی را نشان میدهد. برش ناشی از زلزله در این تیر به طور قابل ملاحظه ای افزایش یافته. به طوریکه در تیر بدون دیوار برشی برش حداکثر ناشی از زلزله برابر 22 ton و در همان تیر همراه با دیوار برش به 39 ton افزایش میابد.

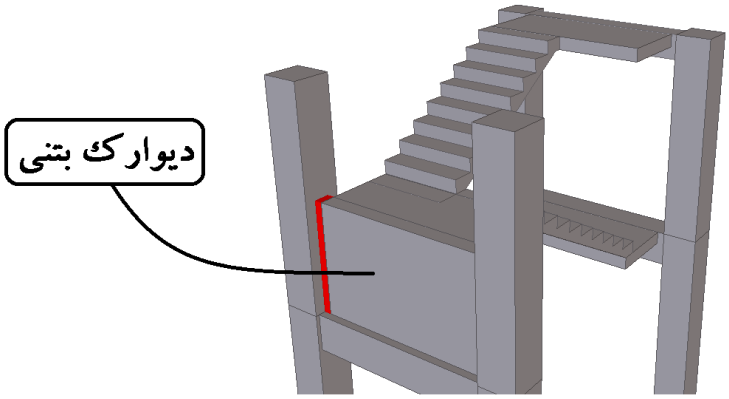


با توجه به اینکه راستای ترک برشی به دلیل وجود دیوارک بتنی، تقریبا قائم خواهد بود، توصیه میشود آرماتور برش اصطکاک مطابق شکل زیر بر اساس نیروی برشی تیر محاسبه شود.

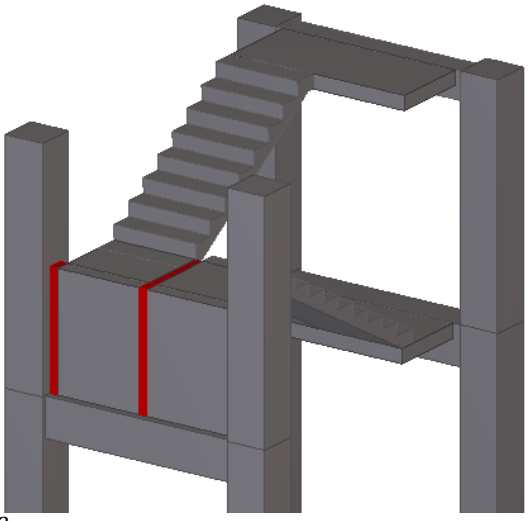


نکات مهم طرح:

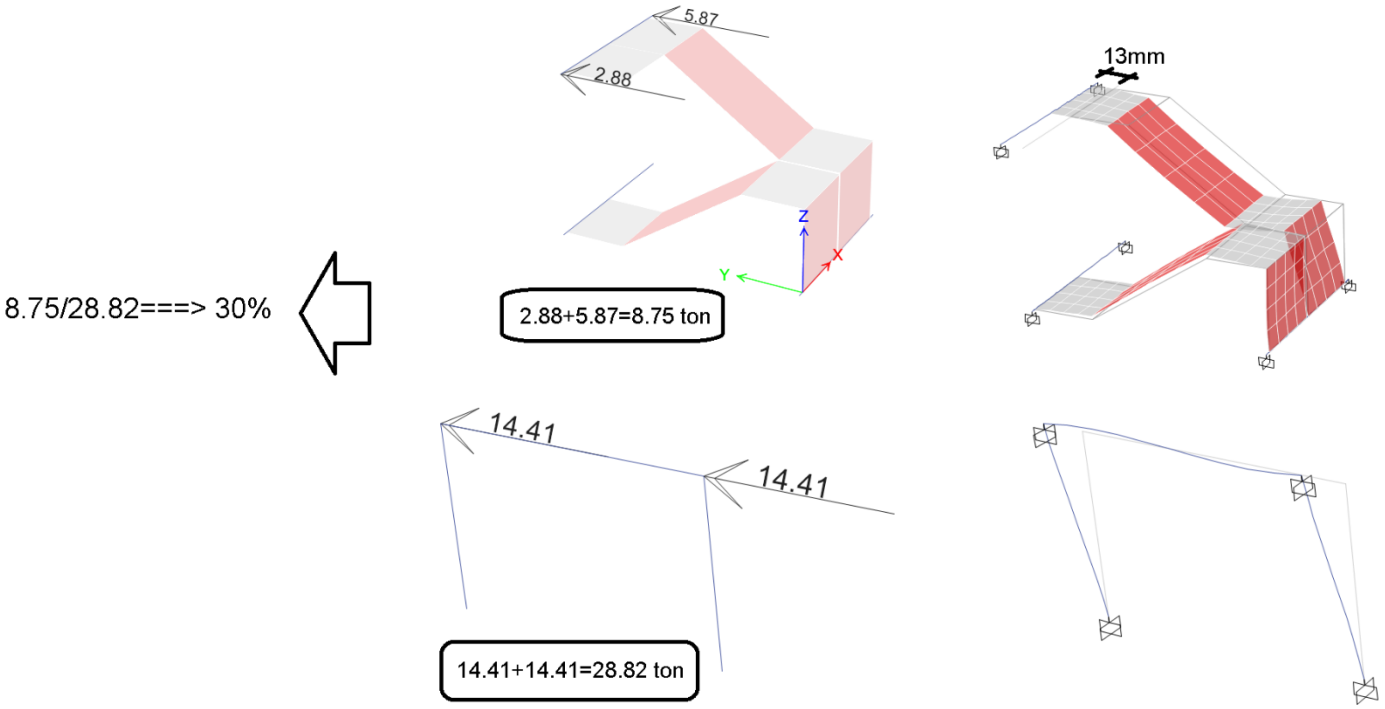
- **اثر راه پله باید در مدلسازی منظور شود.**
- **افزایش چشم گیر در میلگردهای خمشی رمپ پله**
- **اثر برش در تیر تحمل کننده دیوارک باید منظور شود و در صورت نیاز از آرماتور برش اصطکاک استفاده شود.**



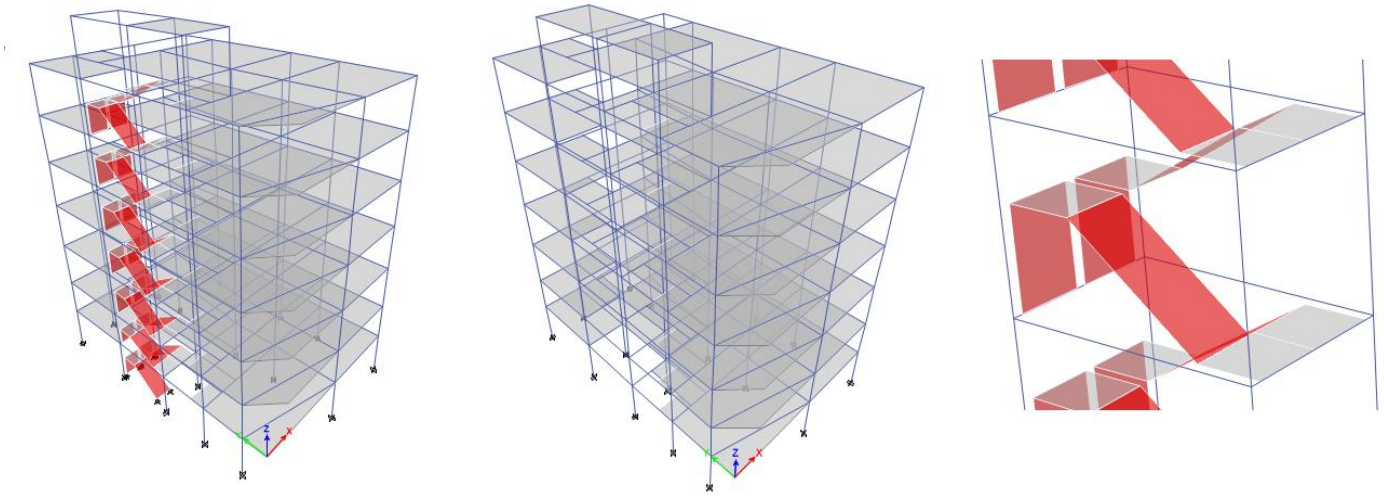
جهت کاهش اثر اندرکنش پله با قاب می توان مطابق شکل زیر مابین دو رمپ درزی به اندازه 0.01 ارتفاع طبقه (حدود 3 cm) قرار داد.



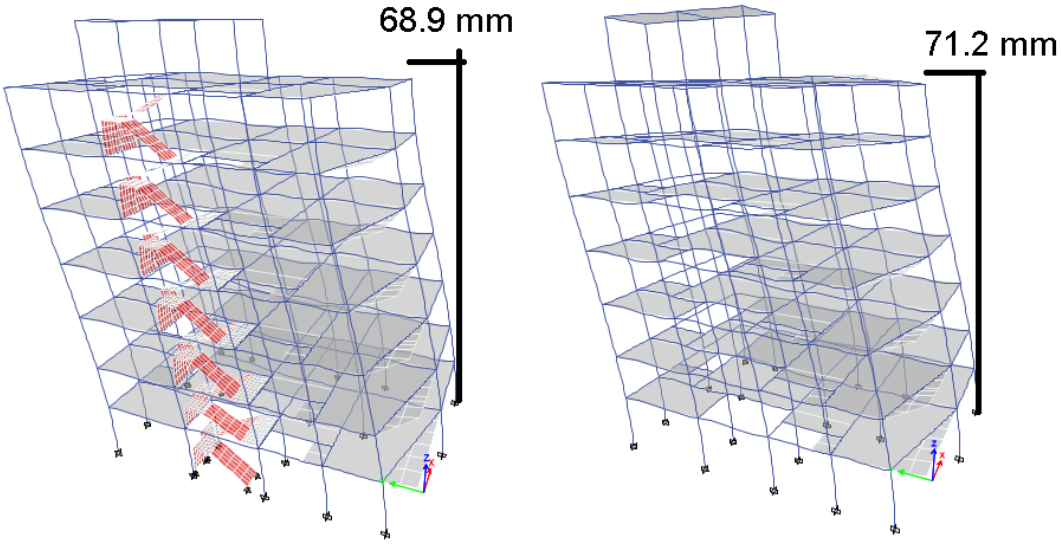
با فرض اینکه در طبقه جابجایی نسبی "خطی" برابر با $\frac{0.02}{C_d}h = \frac{0.02}{4.5} \times 3m = 0.0044 \times 3m = 13\ mm$ ایجاد شود، نیروی وارد بر راه پله و قاب یک دهانه مطابق شکل زیر خواهد بود:



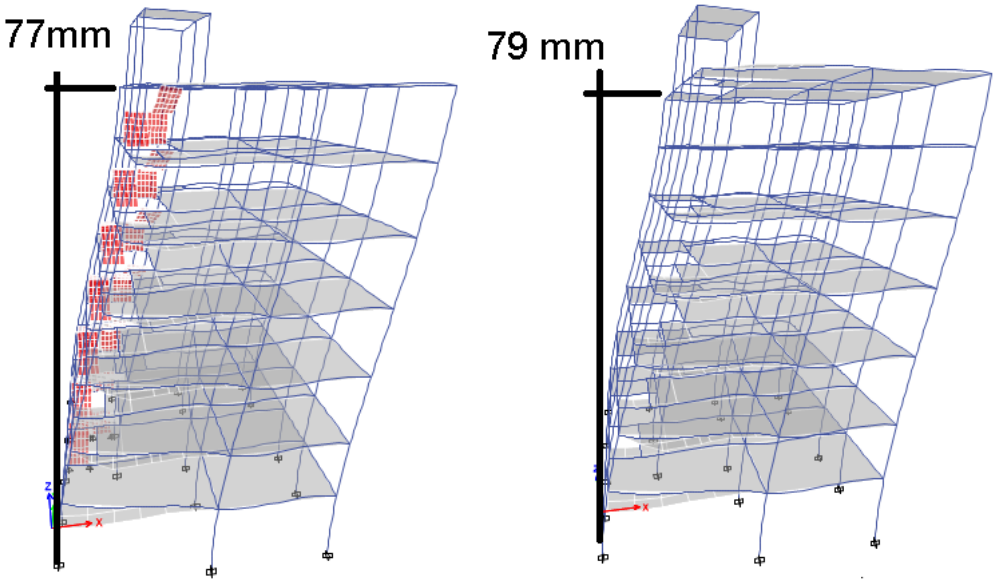
نتایج طراحی خمشی دالها تحت اثر ترکیب بارهای مختلف به صورت زیر می باشد.

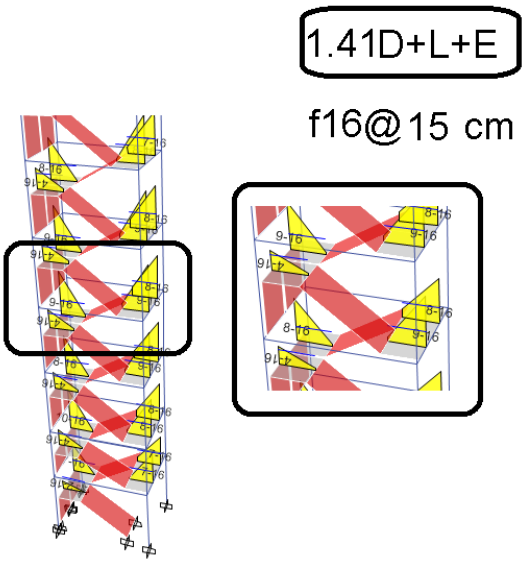


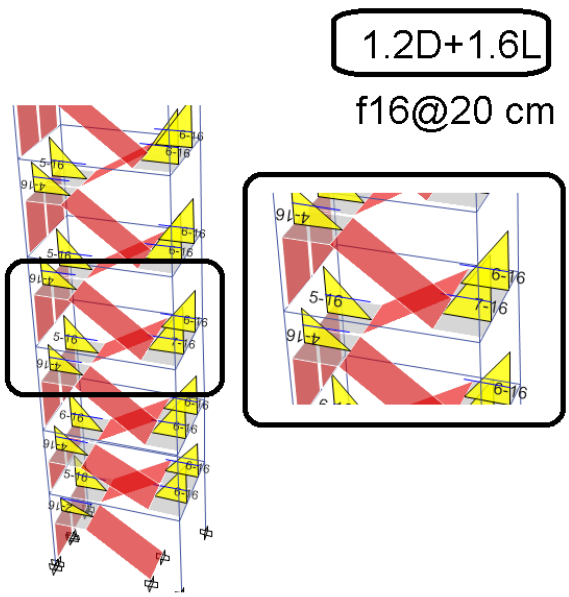
3% کاهش در جابجایی سازه



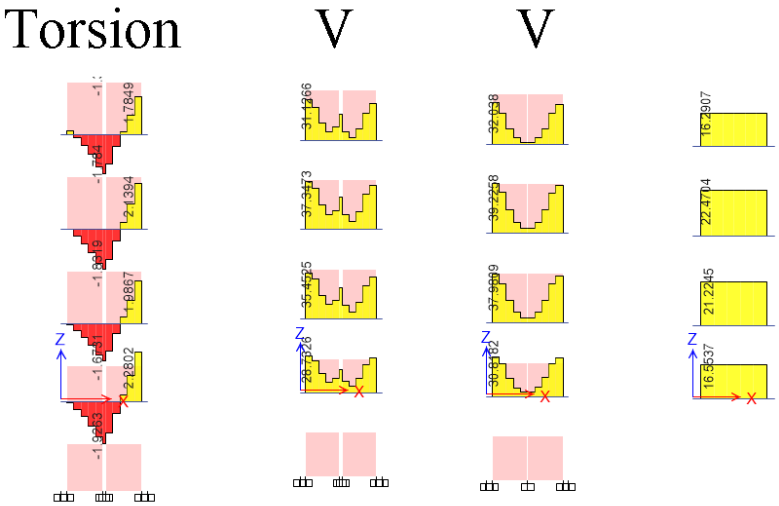
3% کاهش در جابجایی سازه



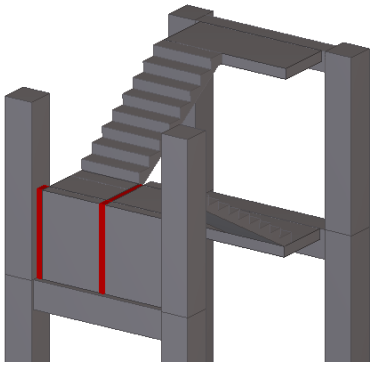




برش و پیچش تیر زیر دیوارک برشی

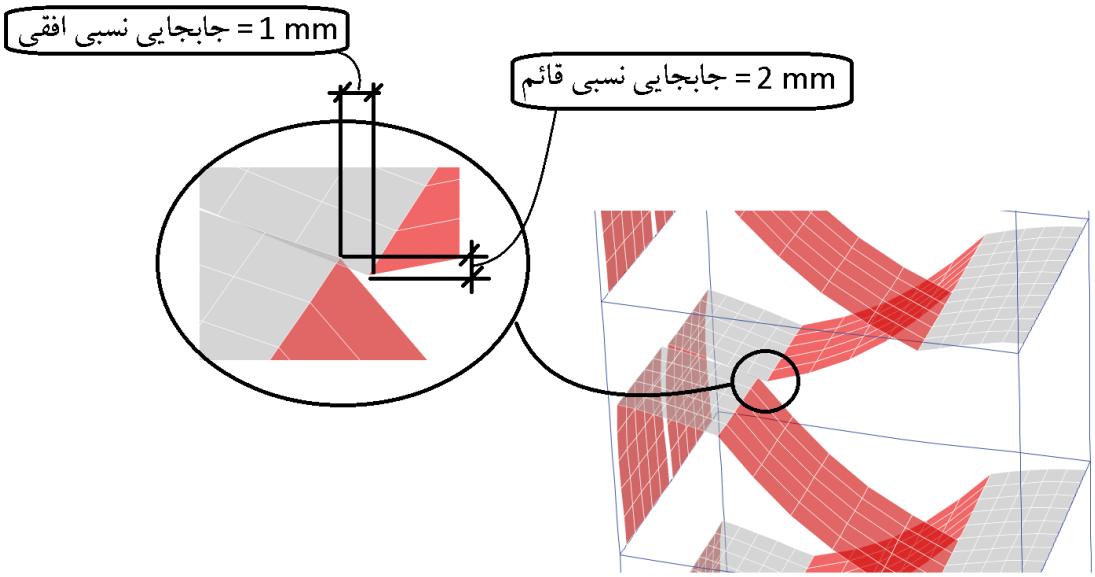


نکات مهم طرح:

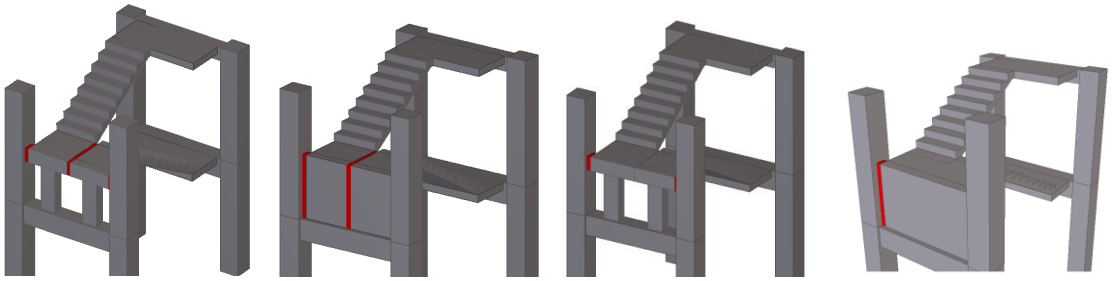


- اثر راه پله باید در مدلسازی منظور شود.
- برش قابل توجه در انتها ی تیر تحمل کننده دیوارک
- برش قابل توجه در وسط تیر تحمل کننده دیوارک
- پیچش در تیر
- میلگردهای رمپ بر اساس ترکیب بارهای شامل زلزله و از نرم افزار استخراج شود.
- کاهش میلگرد های خمشی دال نسبت به طرح قبلی

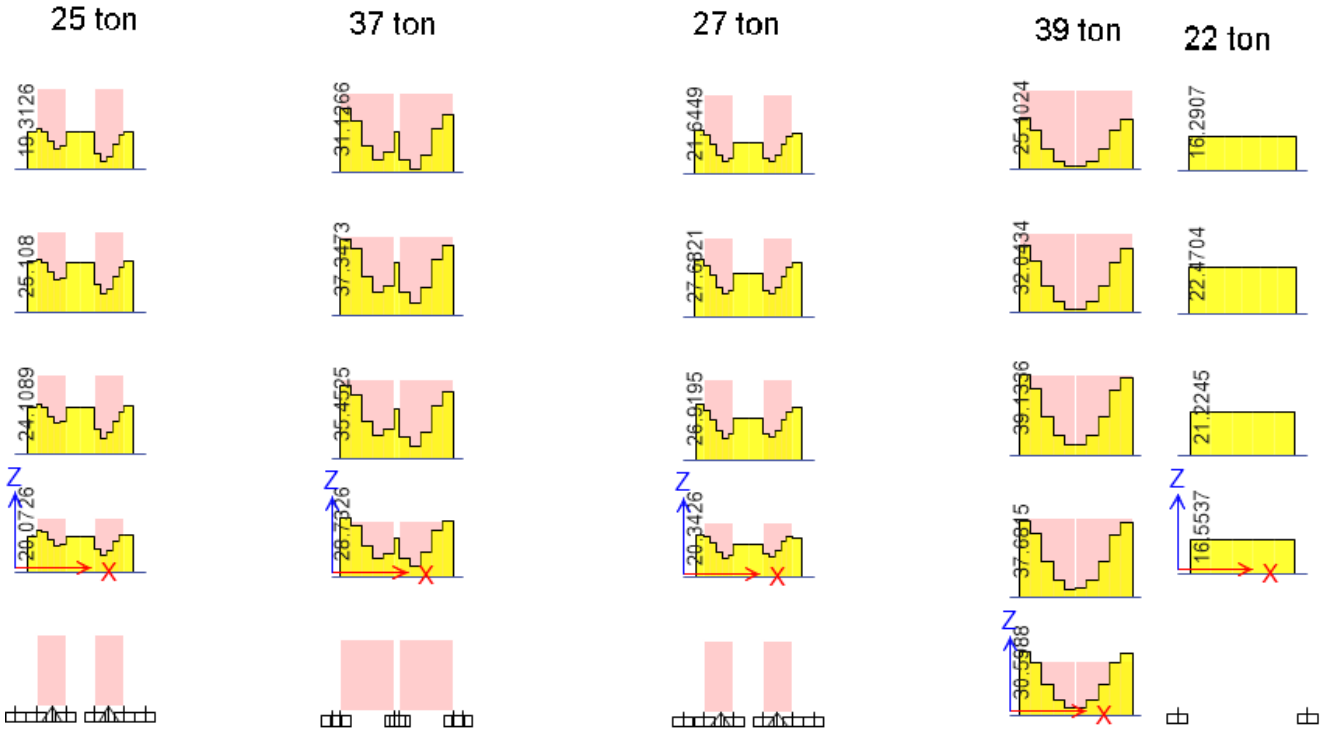
- نقطه ضعف این طرح تغییرمکان نسبی بین رمپ ها می باشد باید با قرار دادن درز مناسب مانع از آسیب به سفید کاری شد.
- نقطه ضعف این طرح برش و پیچش قابل توجه در تیر نگهدارنده دیوارک می باشد.

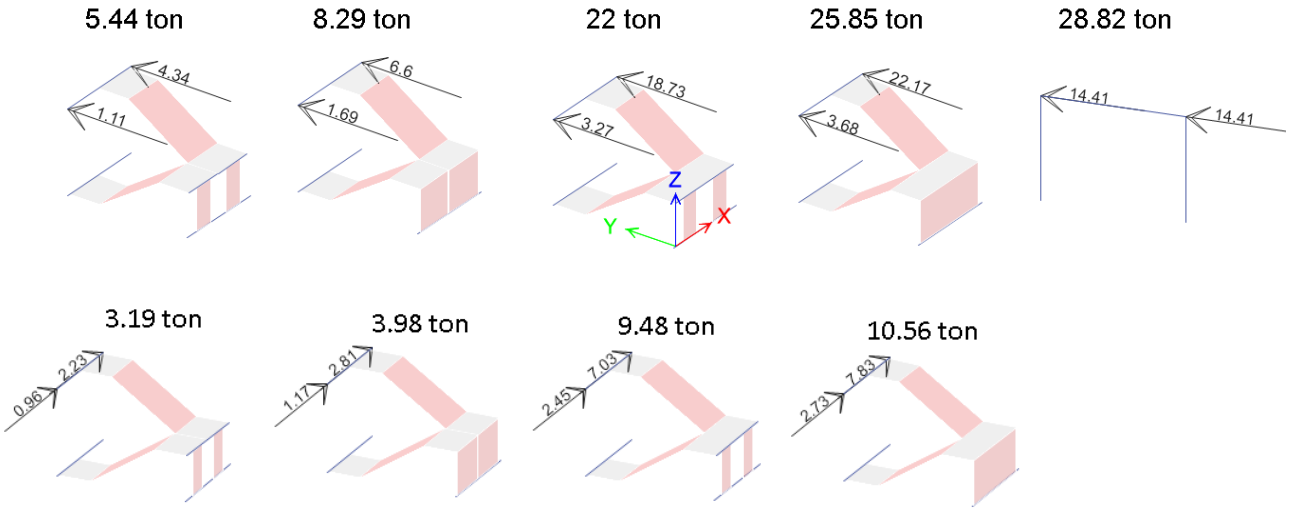


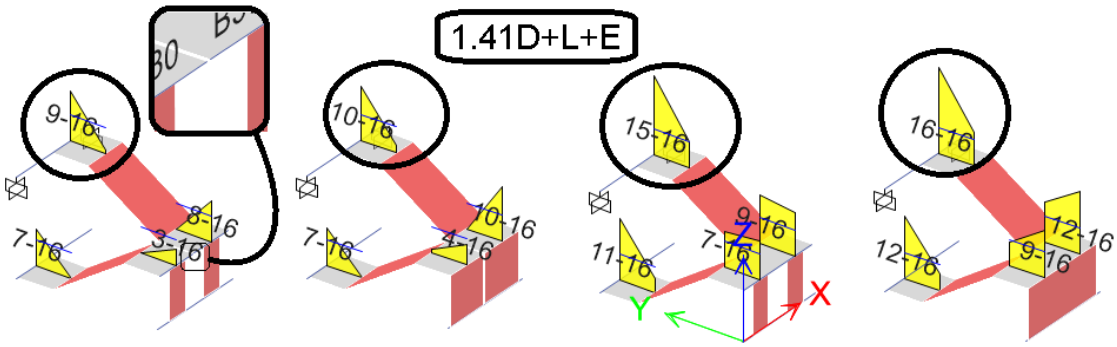
در شکلهای زیر انواع مدلهای ساخت راه پله مقایسه شده اند.



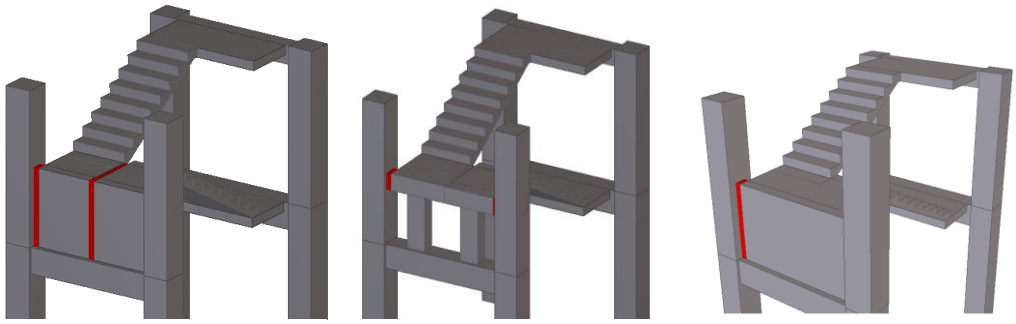
نمودارهای زیر حداکثر برش ایجاد شده در تیرهای تراز طبقه را نشان دهد. آخرین ستون سمت راست مربوط به مدلی است که در آن راه پله مدل نشده است.

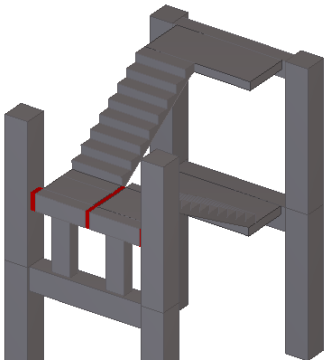






نسبت D/C دیوارک ها با فرض دو شبکه میلگرد قائم f16@150:



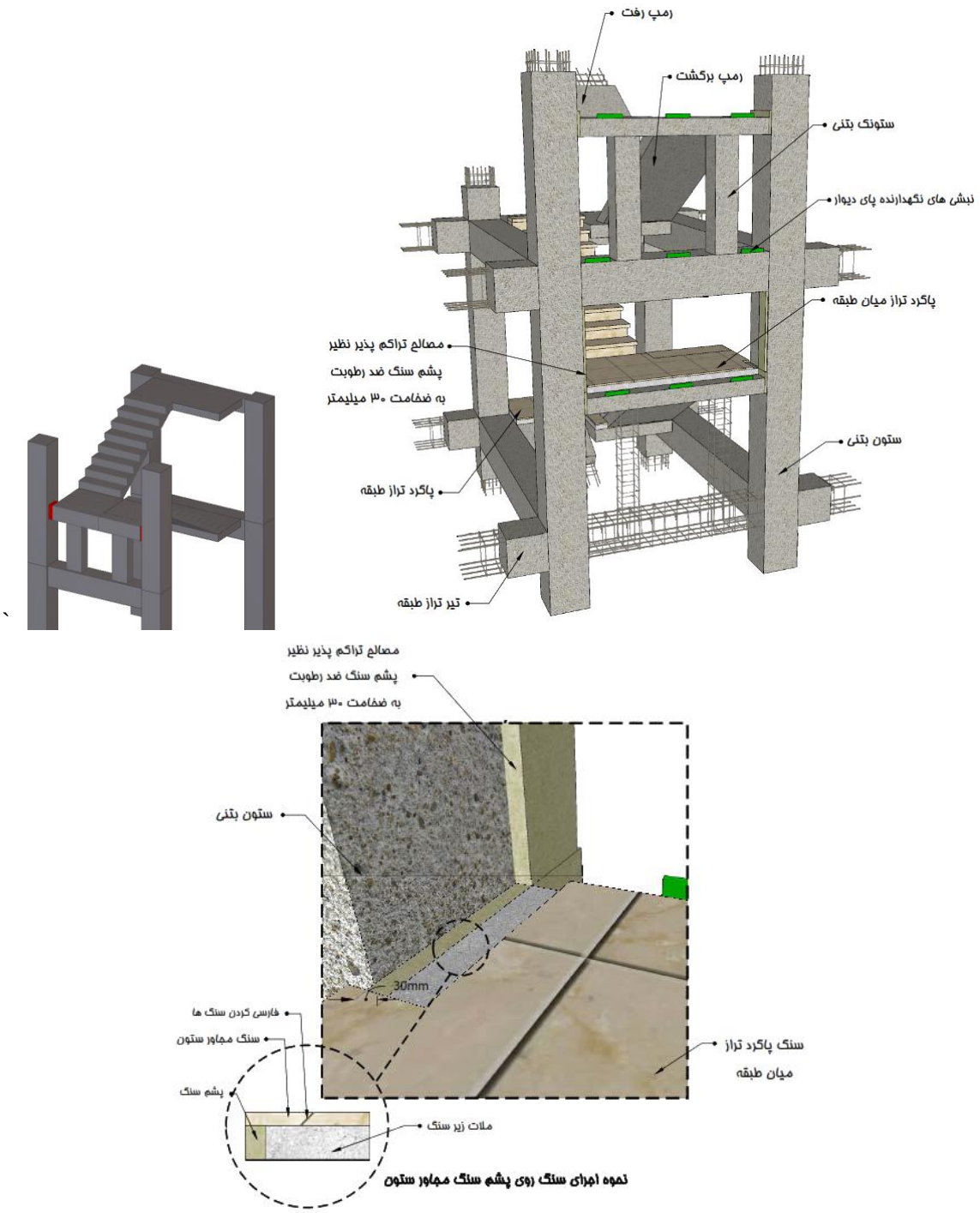




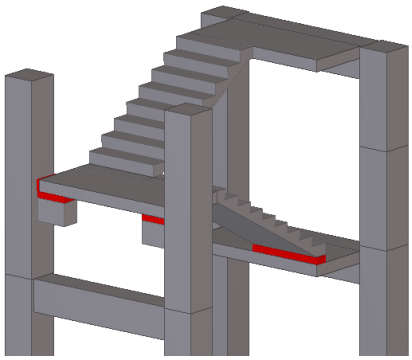
۴-۲۸ دیتایلهای پیشنهادی در پیوست مبحث ششم

در پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشند، در صورت اتصال راه‌پله‌ها به قاب سازه‌ای باید اثر آن در باربری لرزه‌ای و نیروهایی که به تیر و ستون اطراف آن براثر این باربری وارد می‌شود لحاظ شود. در این حالت لازم است اجزای راه‌پله شامل شمشیری‌ها، دال بتنی پله و پاگردها مدل‌سازی شوند. در این خصوص لازم است یکبار سازه بدون لحاظ نمودن سختی اجزای پله، مدل و طراحی شود تا سیستم باربرجانبی سازه به تنهایی قادر به تحمل کل نیروی زلزله طرح باشد و یکبار هم با مدل کردن اجزای پله و در نظر گرفتن تأثیر سختی آن، سازه مورد بررسی مجدد قرار گرفته و اجزای پله نیز تحت نیروهای ایجاد شده در آنها طراحی شوند. باید توجه شود در سازه‌های بتنی اجرای تیر و اتصال دال راه پله در تراز پاگرد میان طبقه باعث ایجاد ستون کوتاه در ستون‌های مجاور راه پله می‌شود. جهت جلوگیری از تشکیل ستون کوتاه می توان بجای اجرای تیر نیم طبقه، آن را در همان تراز طبقه اجرا نمود و بر روی آن دو ستونک اجرا کرد. سپس بر روی این ستونک ها تیری اجرا می‌شود که به ستون‌های اطراف متصل نبوده و انتهای آن با ستون‌های اطراف فاصله ای حداقل به اندازه ۰٫۰۱ ارتفاع طبقه دارد. نهایتاً دال پله و پاگردها در تراز نیم طبقه به این تیر قرار گرفته بر روی ستونک ها متصل می‌شوند. لازم به ذکر است تیر نشیمن قرار گرفته در تراز طبقه که ستونک‌ها بر روی آن قرار دارند بایستی تحت پیچش ایجاد شده ناشی از بارهای ثقلی و لرزه‌ای طراحی شود. اعمال ضریب کاهش سختی پیچشی بر روی این تیر مجاز نیست (شکل پ۶-۳۸).

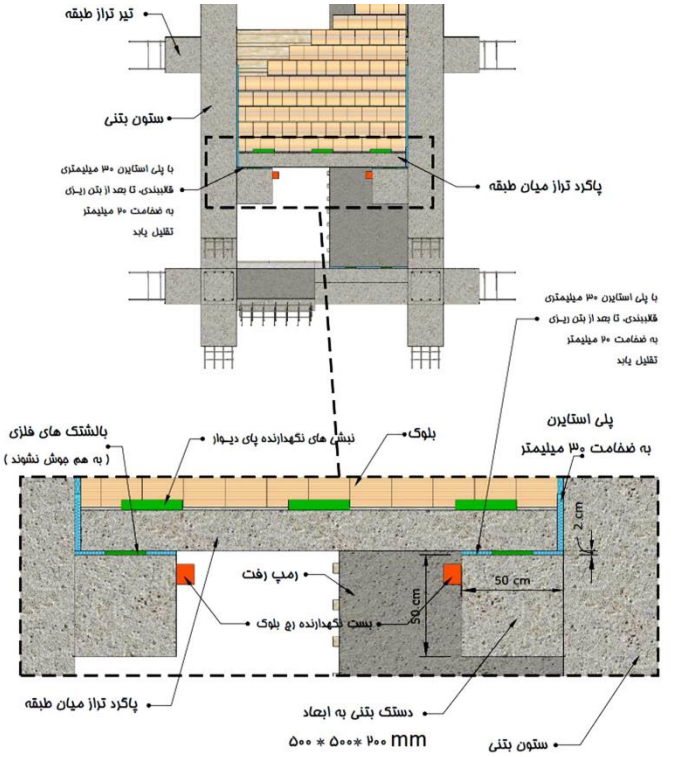
؟

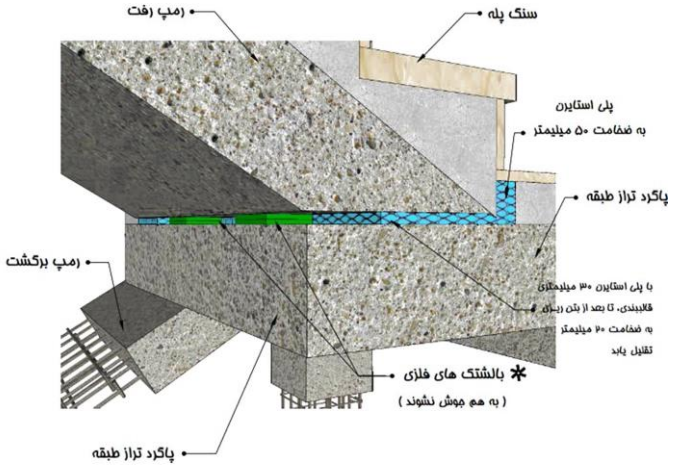


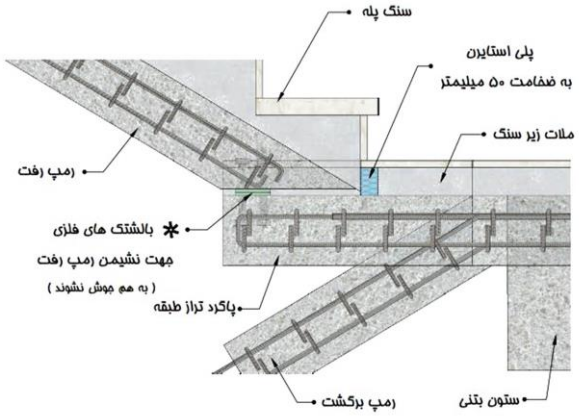
شکل پ۳۸-۶- اجرای پاگرد راه پله بر روی ستونک جهت جلوگیری از ایجاد ستون کوتاه



یک روش دیگر برای کاهش اندرکنش پله و سازه، جداسازی آن مطابق جزئیات ارائه شده در شکل‌های پ۶-۳۹ و پ۶-۴۰ در تراز پاگرد میان طبقه و تراز پاگرد پایین هر طبقه می‌باشد. براساس این جزئیات از ایجاد ستون کوتاه در ستون‌های مجاور راه پله و آسیب به دال راه پله به علت جذب نیروی جانبی توسط راه پله جلوگیری می‌شود (حداقل پهنا دستک بتنی برابر ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد). رمپ راه پله فقط در تراز پاگرد طبقه از طریق بالشتک فلزی بر روی دال پاگرد می نشیند و اتصال رمپ و دال پاگرد در تراز میان طبقه به صورت پیوسته اجرا می‌شود. این بالشتک‌های فلزی باید در داخل هسته بتنی مهار شده باشند.

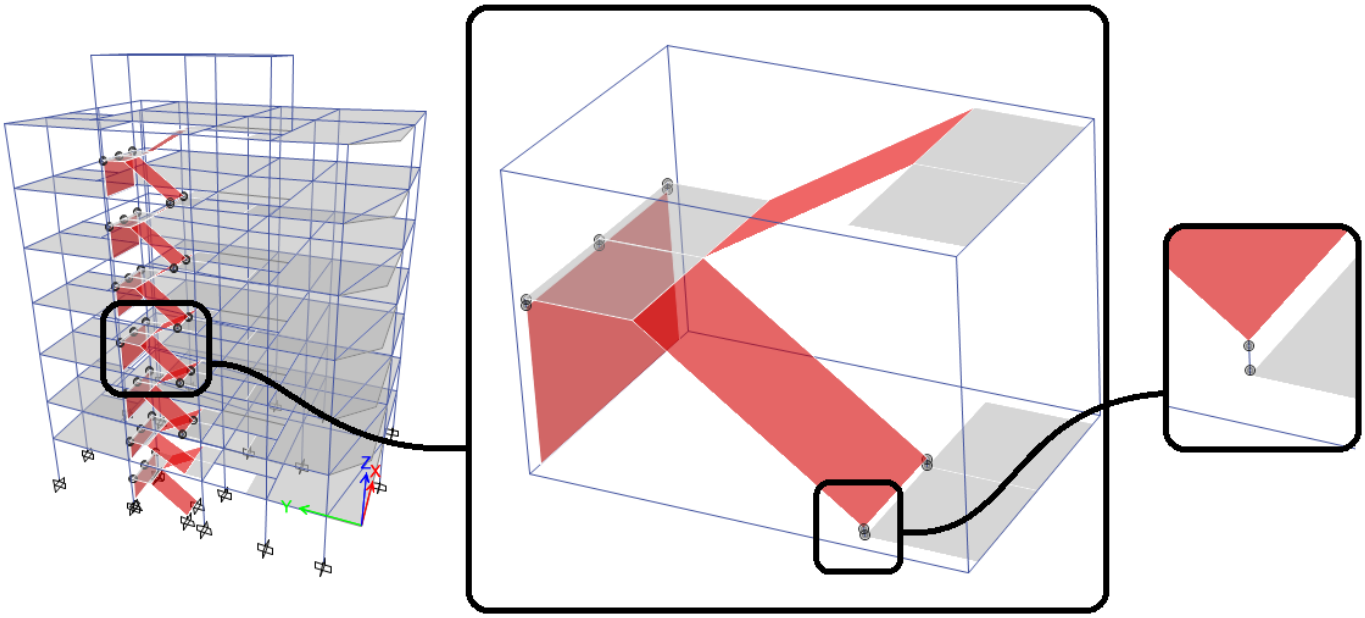




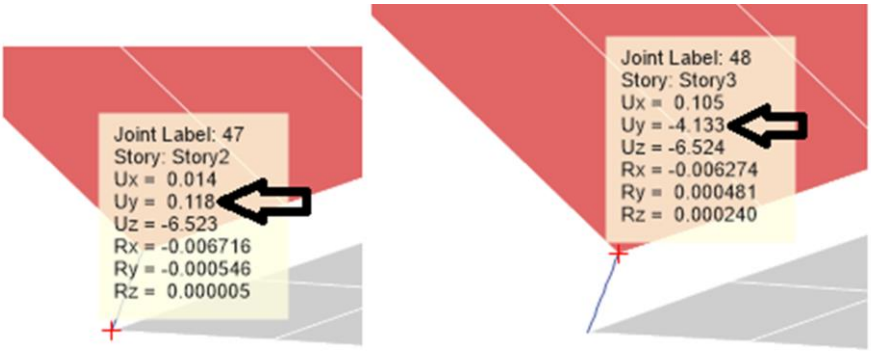


* در صورتیکه عرض رمپ پله بیشتر از ۱۲۰۰ میلیمتر باشد، تعداد بالشتک های فلزی در سه ردیف اجرا می شوند

در دیتایلهای پیشنهادی پیوست ششم مبحث ششم یکی از روشهای جداسازی رمپ بتنی پله ارائه شده است (صفحات قبل).
تنها نگرانی که از دیتایل پیشنهاد شده ممکن است ایجاد شود، ترک خوردگی ها و آسیب های موضعی وارده به سفید کاری رمپ راه پله میباشد. در یک مدل سازی پس از مدلسازی رمپ پله به صورت اتکایی مطابق شکل زیر، تغییر شکل نسبی رمپ را تحت اثر وزن خود وزن و نیز اثر خزش بررسی کردم.



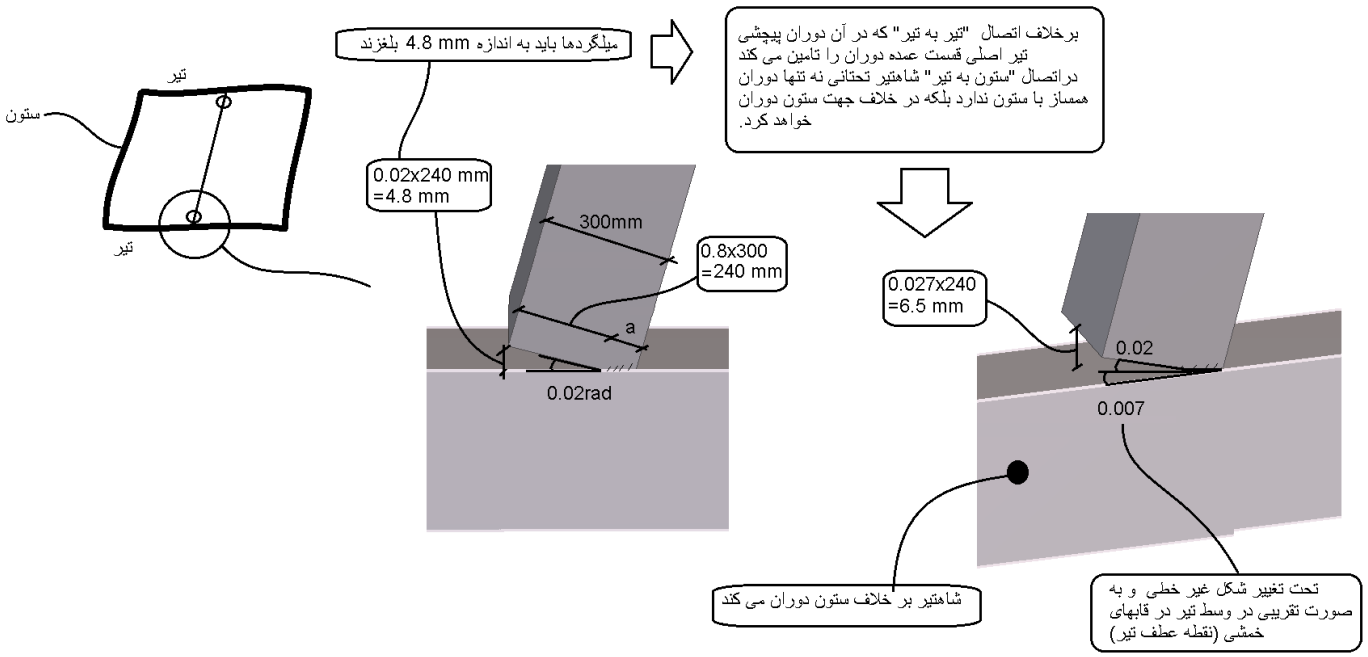
مطابق شکل زیر تغییر مکان نسبی رمپ تحت بار مرده حدود 4 mm می باشد. با توجه به اینکه سفید کاری پس از اجرای رمپ انجام میشود، خوشبختانه این تغییر مکان احساس نخواهد شد.
مقدار خزش حدود دو برابر مقدار فوق (2*4=8 mm) خواهد بود.
عمده مقدار خزش نیز در ۳ ماهه اول رخ می دهد که احتمالا سفید کاری آنرا تجربه نخواهد کرد.
بنابراین تغییر مکان نسبی که سفید کاری آنرا احساس خواهد کرد، حدود 4mm خواهد بود.
به نظر نمی رسد این مقدار از تغییر مکان نسبی آسیب خاصی به سفید کاری وارد کند.
با توجه به اینکه این نوع از اجرا هنوز در کشور تجربه نشده است، نمی توان با قاطعیت اظهار نظر کرد.

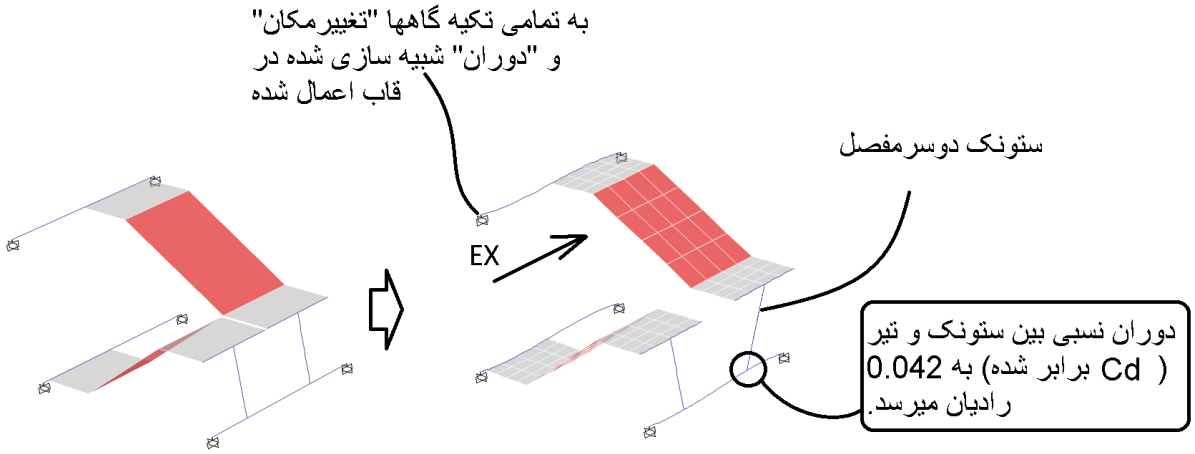


جابجایی نسبی رمپ روی دال تحت بار مرده (بدون خزش):
4.133+0.118=4.2 mm

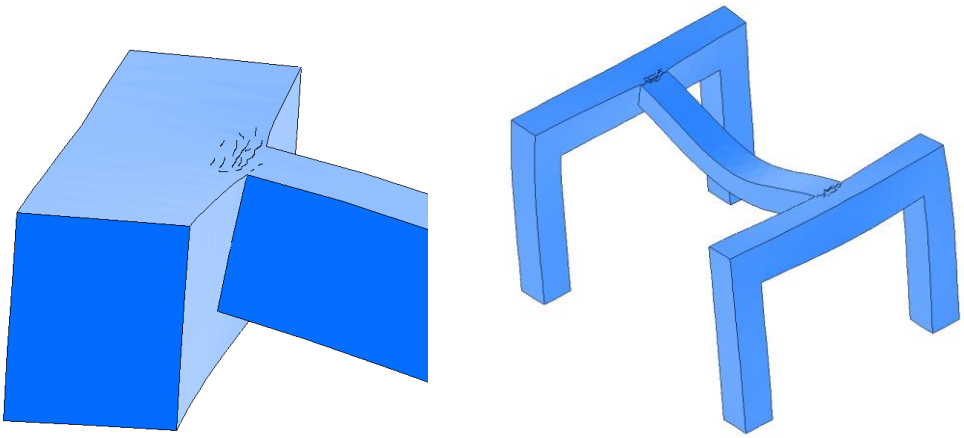
یکی از موارد مهمی که مطرح است، استفاده از ستونک بتنی می باشد. برخی از همکاران ستونک بتنی را به صورت مفصل در نظر میگیرند. فرض استفاده از اتصال مفصلی در مورد ستونک همراه با ابهام هست و توصیه نمی شود (نظر شخصی).

در شکلهای زیر نشان داده ام که در ستونکها هنگام زلزله تقاضای دوران در محل اتصال ستون به تیر بالا بوده و به همین جهت فرض مفصل برای آن توصیه نمی شود.

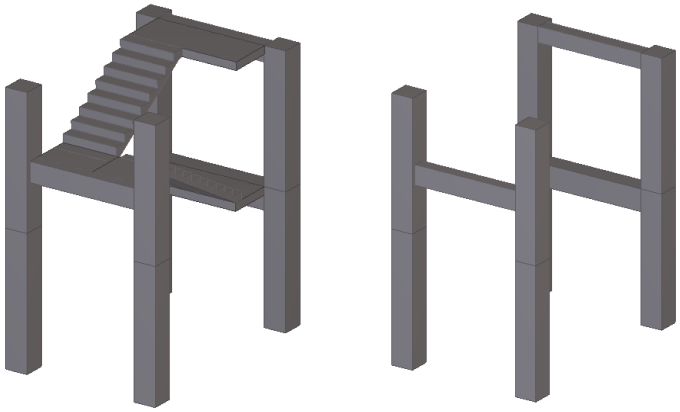




در حالیکه مطابق شکل زیر در اتصال تیر به تیر، به علت دوران پیچشی شاهتیر، تقاضای دوران در اتصال کمتر می باشد و در حقیقت شاهتیر با تیر فرعی همساز بوده و همراه با تیر فرعی دوران کرده و بخشی از تقاضای دوران را از طریق ترکهای خمشی و پیچشی تامین میکند. گرچه حتی در این حالت نیز توصیه می شود اتصال مفصل فرض نشود.



در شکلها و مدلهای زیر تاثیر رمپ راه پله در مدلهای با تیر میان طبقه را بررسی کرده ام.



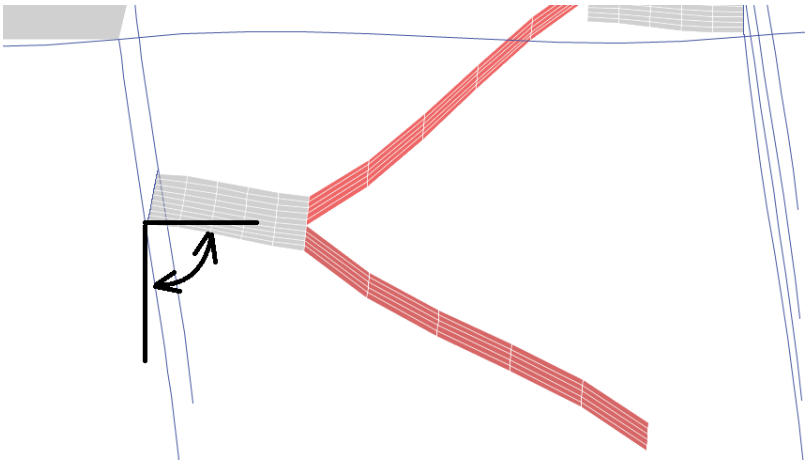
میزان کاهش در سختی سازه پس از مدلسازی رمپ پله

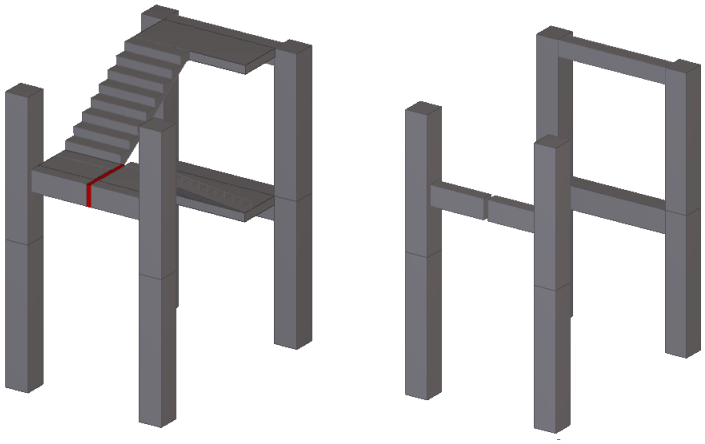
8% افزایش سختی در راستای طولی رمپ

3% افزایش سختی در راستای عرضی رمپ

نکته مهم:

ایجاد پیچش قابل توجه در تیر میان طبقه تحت زلزله





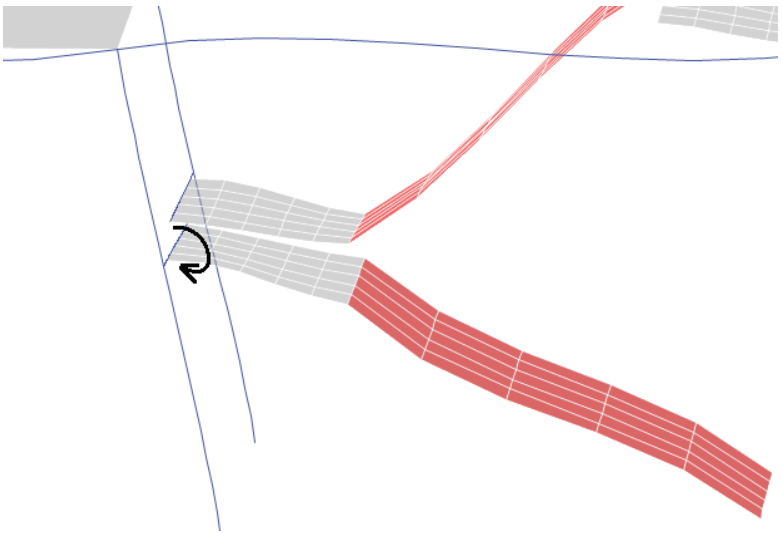
میزان کاهش در سختی سازه پس از مدلسازی رمپ پله

9% افزایش سختی در راستای طولی رمپ

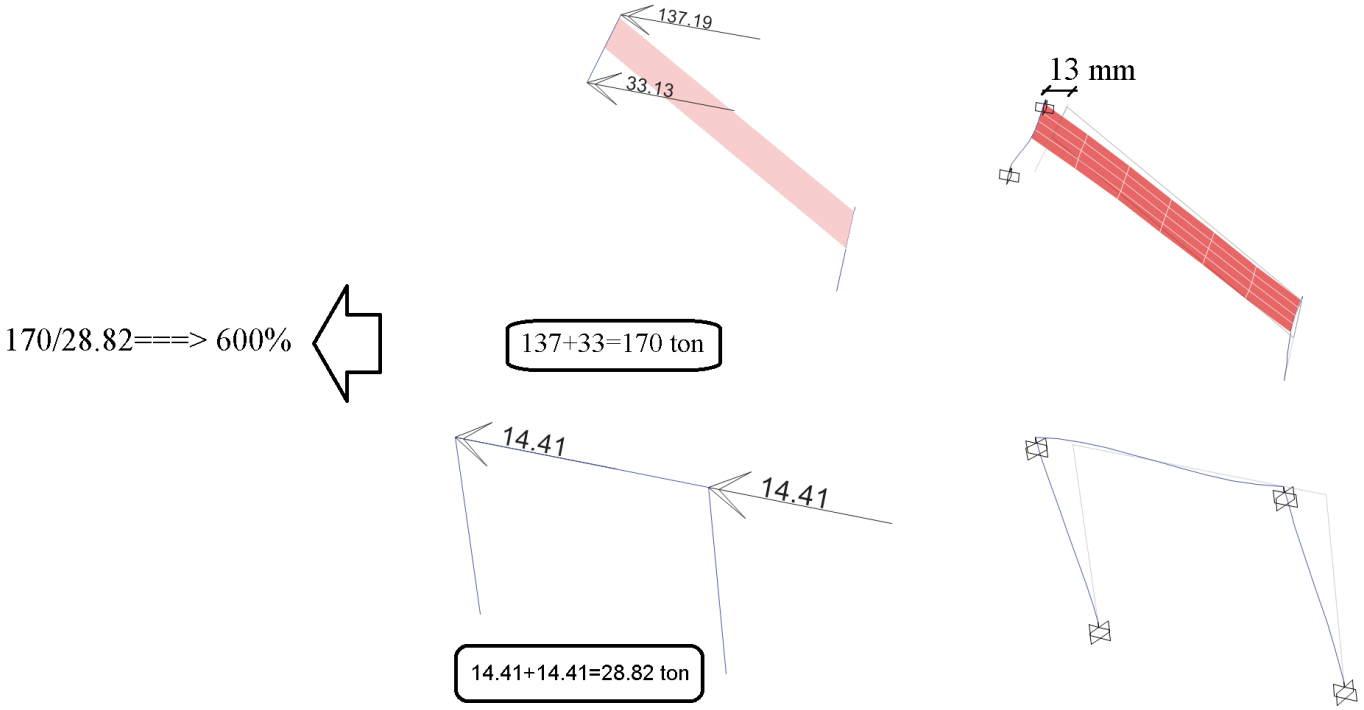
3% افزایش سختی در راستای عرضی رمپ

نکته مهم:

ایجاد پیچش قابل توجه در تیر میان طبقه تحت زلزله

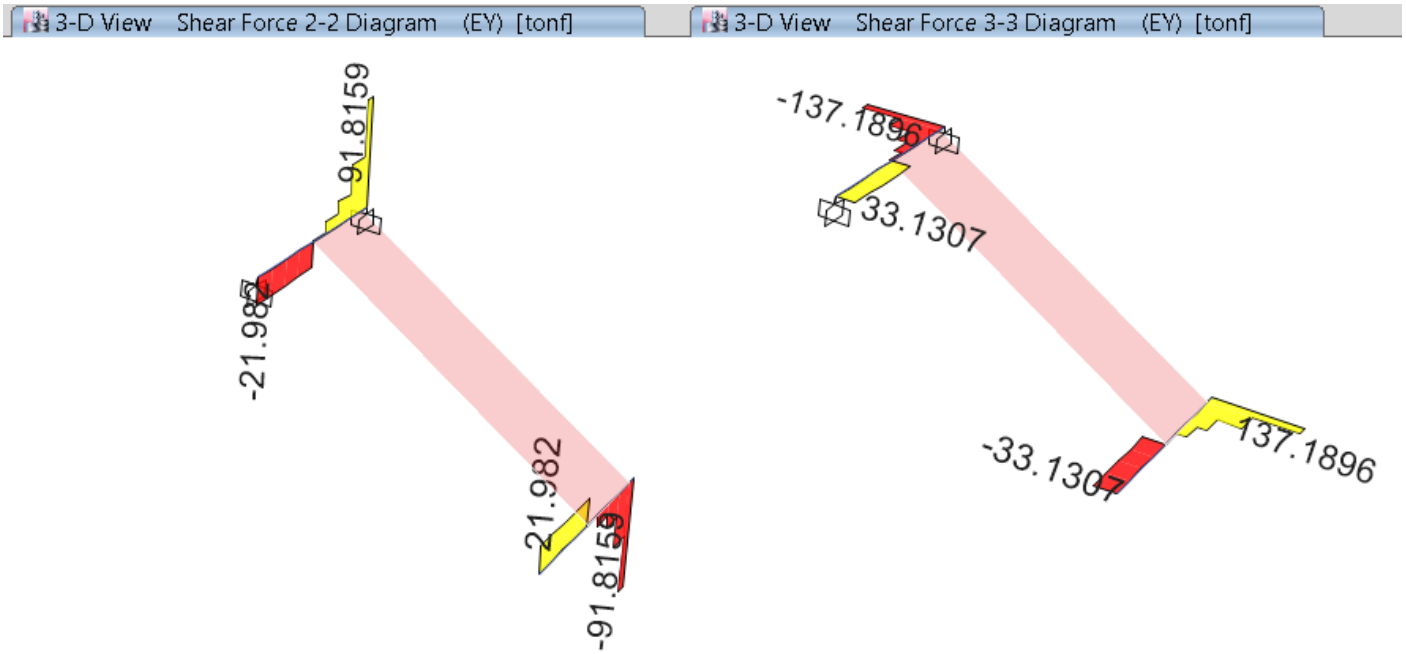


بررسی رفتار تک رمپ:



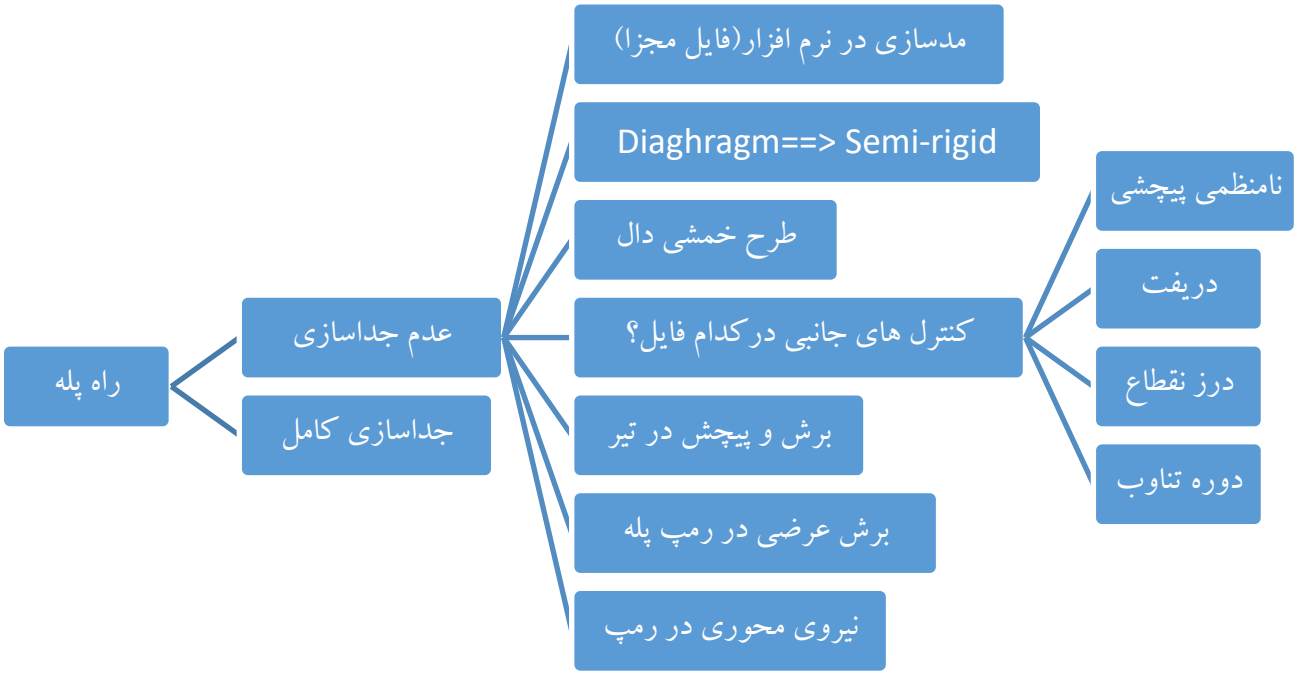
در رمپ فوق تحت زلزله عمده نیرو محوری می باشد و میلگردهای طولی رمپ برای اندرکنش خمش (ناشی از بار ثقلی) و نیروی محوری (ناشی از زلزله) طراحی شوند.

برش افقی قابل توجهی در تیر تحمل کننده رمپ ایجاد میشود:



در فلوچارت زیر موارد مهمی که طراح باید (در صورت عدم جداسازی راه پله) مد نظر داشته باشد را به نمایش گذاشته ام.

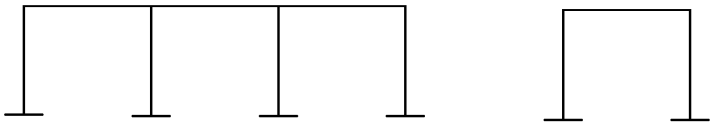
در رابطه با کنترل دریفت، نامنظمی پیچشی، ... توصیه بنده این است که این موارد کماکان مانند سابق در مدل بدون راه پله کنترل شوند.



۲۹ تعیین درجه نامعینی سازه

۲۹-۱ مفاهیم، تعاریف و متن آیین نامه

از درس تحلیل سازه ها به یاد داریم که درجه نامعینی سازه سمت چپ در شکل زیر بیشتر از سازه سمت راست می باشد. درجه نامعینی سازه الف $n=3$ می باشد و درجه نامعینی سازه ب برابر $n=9$ می باشد.



ب الف

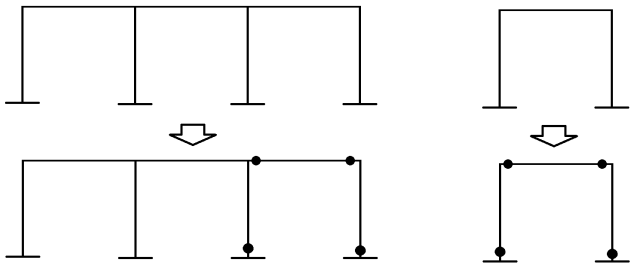
شکل ۱ الف) قاب تک دهانه ب) قاب سه دهانه

تحت زلزله سازه ب بهتر از سازه الف عمل خواهد کرد.

علت بهتر بودن سازه ب:

به شکل ۲ توجه نمایید. در سازه الف که تنها یک دهانه دارد، در صورت خرابی یک تیر و دو ستون (با تشکیل تنها ۴ مفصل پلاستیک) سازه دچار فروریزش می شود. در حالیکه در سازه ب که سه دهانه باربر دارد، سازه پس از تشکیل ۴ مفصل پلاستیک، پایداری خود را از دست نمی دهد. در قابهای خمشی با افزایش "تعداد دهانه ها"، درجه نامعینی نیز افزایش یافته و در نتیجه تعداد اعضای باربر جانبی افزایش می یابد.

با افزایش درجه نامعینی شکل پذیری سازه افزایش یافته و قدرت استهلاک انرژی در آن افزایش می یابد.



ب) الف)

شکل ۲، الف سازه با چهار مفصل ناپایدار می شود، ب) برای ناپایداری سازه بیش از چهار مفصل لازم است.

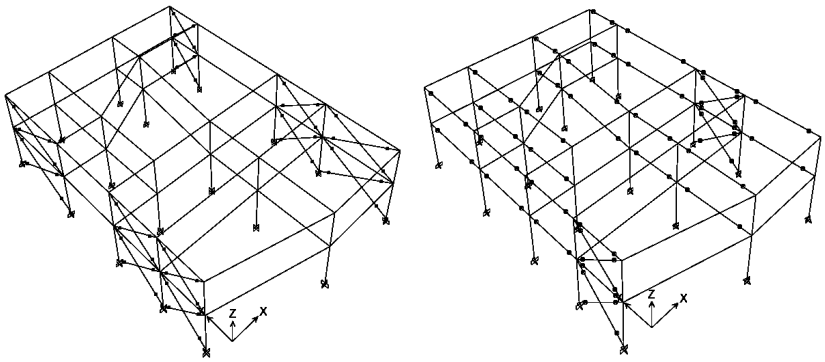
افزایش "تعداد" سیستم های باربر جانبی در سازه این اطمینان را به طراح می دهد که از بین رفتن یک یا چند عضو باربر جانبی در زلزله، موجب فروریزش سازه نخواهد شد. بنابراین سازه هایی که تعداد دهانه های قابهای خمشی آن، تعداد مهاربندهای آن، و یا دیوارهای برشی آن بیشتر باشد، از نظر آیین نامه مطلوب تر خواهد بود.

در سیستم قاب خمشی رایج در ایران در سازه های متعارف معمولا تعداد دهانه های قابهای خمشی بالا بوده و سازه هایی که دارای قاب خمشی هستند، (به شرط اینکه نامنظمی پیچشی نداشته باشند) از درجه نامعینی کافی برخوردار هستند.

تعریف: سازه با درجه نامعینی بالا به سازه ای گفته می شود که در آن (در راستای x یا y) نیروی زلزله توسط "چندین" جزء مختلف (مانند چند دهانه قاب خمشی، قاب مهاربندی، دیوار برشی) تحمل شود، به طوریکه با از دست رفتن یکی از این چند جزء، سازه دچار افت مقاومت شدید نشود.

به شکل ۳ توجه نمایید. سازه الف در راستای y در هر طبقه تنها با دو دهانه مهاربند (شامل چهار عضو قطری)، نیروی زلزله را تحمل خواهند کرد. اگر یکی از این چهار عضو قطری آسیب ببینند، سازه دچار ضعف شدید خواهد شد و احتمالا به علت از دست دادن تقارن، سازه دچار پیچش شدید شده و تخریب می شود.

سازه ب دارای شش دهانه مهاربند (شامل ۱۲ عضو قطری) در هر طبقه می باشد. بنابراین تعداد اجزای باربر قابل توجه بوده و مسلما با آسیب دیدن یک عضو قطری، سازه دچار افت مقاومت شدید و یا پیچش شدید نخواهد شد. آسیب پذیری سازه ب در مقابل از دست دادن یک عضو قطری کمتر از سازه الف می باشد.



ب الف

شکل ۳، الف) سازه با یک دهانه مهاربند در هر طرف مرکز جرم، ب) سازه با سه دهانه مهاربند در هر طرف مرکز جرم

ضریب نامعینی سازه در بند ۳-۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ تعریف شده است. طبق این بند در صورتی که سازه ای دارای درجه نامعینی پایین باشد، نیروی زلزله آن سازه باید به اندازه ۲۰ درصد افزایش یابد. این افزایش در زلزله در ترکیب بارها قابل اعمال می باشد. به ترکیب بارهای زیر توجه نمایید:

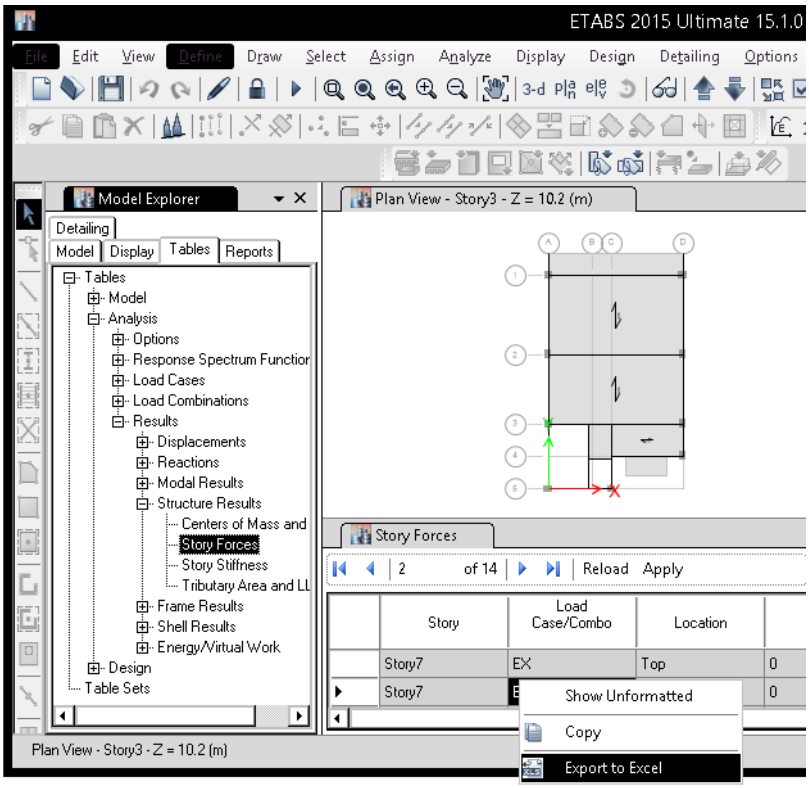
$$1.2D + L + \rho E + 0.2\,S$$
$$0.9D + \rho E$$

در صورتی که درجه نامعینی سازه پایین باشد (سازه با تعداد دهانه های کم)، ضریب ρ برابر 1.2 خواهد بود و در نتیجه در ترکیب بارها باید نیروی زلزله افزایش یابد. اگر در جه نامعینی سازه بالا باشد، ضریب ρ برابر ۱ خواهد بود و نیازی به افزایش نیروی زلزله نخواهد بود.

بنابراین مهندسین تلاش خواهند کرد که در طراحی سازه ها به گونه ای عمل کنند که تعداد دهانه های باربر حداقل های آیین نامه را تامین کند تا مجبور نشوند سازه را برای زلزله *1.2* برابر طراحی نمایند.

۲۹-۱-۱ طبقاتی که برش در آنها از 0.35 درصد برش پایه تجاوز می کند

کنترل درجه نامعینی در طبقات آخر لازم نیست. طبق استاندارد ۲۸۰۰ لازم نیست در طبقاتی که برش ناشی از زلزله در آنها کمتر از *0.35* برش پایه می باشد، درجه نامعینی در آن طبقه کنترل شود. برای تعیین اینکه چند طبقه آخر سازه نیاز به کنترل ندارند می توان برش طبقات را از طریق نرم افزار (گزینه *Story Shear* در شکل زیر) بدست آورد. پس از تحلیل سازه ابتدا برش طبقات را در نرم افزار مشاهده می کنیم:



شکل ٤ استخراج نیروی برشی طبقات از نرم افزار ETABS 2015

جدول ۱ نمونه نیروی برشی وارد بر طبقات در یک سازه ٦ طبقه.

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/ Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story6	EX	Top	0	-428	0	2910	0	-1
Story6	EX	Bottom	0	-428	0	2910	0	-1488
Story5	EX	Top	0	-728	0	5163	0	-1488
Story5	EX	Bottom	0	-728	0	5163	1	-4060
Story4	EX	Top	0	-959	0	6911	1	-4060
Story4	EX	Bottom	0	-959	0	6911	2	-7513
Story3	EX	Top	0	-1122	0	8142	2	-7513
Story3	EX	Bottom	0	-1122	0	8142	4	-11613
Story2	EX	Top	0	-1224	0	8912	4	-11613
Story2	EX	Bottom	0	-1224	0	8912	10	-16107
Story1	EX	Top	0	-1270	0	9252	10	-16107
Story1	EX	Bottom	0	-1270	0	9252	15	-21052

در شکل فوق خروجی نرم افزار نمایش داده شده است. برش پایه کل سازه تحت EX برابر 1270 kN می باشد. به طبقه Story6 نیروی 428 kN وارد شده است که معادل $\frac{428}{1270} = 0.337$ می باشد که کمتر از 0.35 برش پایه می باشد. بنابراین کنترل درجه نامعینی تنها در طبقات 1 تا 5 انجام خواهد شد.

در سازه های کوتاه (تا ۵ یا ۶ طبقه) معمولا تنها طبقه آخر دارای برش پایه ای کمتر از 0.35 برش پایه خواهد بود و در سازه های بلندتر ممکن است در بیش از یک طبقه برش پایه کمتر از 0.35 برش پایه باشد.

۲۹-۱-۲ متن استاندارد ۲۸۰۰

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۲-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بارجانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با ۱/۲ افزایش داده شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به‌دست می‌آید.

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۳-۲)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

جدول ۳-۲ محدویت‌های مربوط به ρ =1.0

نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی‌شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم‌بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ‌تر از ۱/۰	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها

۳-۳-۲-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابربا ۱/۰ منظور شود:

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متراز تراز پایه

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر $P-\Delta$

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۳-۱۵)

چ- در کلیه اعضایی که مشمول طراحی برای زلزله تشدیدیافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.

۲-۲۹ فلوچارت تعیین ضریب نامعینی

در استاندارد ۲۸۰۰ برای بررسی درجه نامعینی دو روش الف و ب ارائه شده است:

روش الف: سازه های منظم

روش ب: سایر ساختمان ها (سازه های نامنظم و نیز سازه های منظمی که شرایط بند الف را ارضا نمی کنند).

- در روش الف در هر دو جهت ρ یکسان خواهد بود (نمی توان در یک جهت ρ را ۱ منظور نمود و در جهت دیگر ρ را ۱/۲ در نظر گرفت).
- در صورت استفاده از روش ب طراح می تواند بر حسب مورد تنها یکی از دو جهت را با ضریب ۱/۲ تشدید کند.

به فلوچارت ارائه شده در شکل ۸ توجه نمایید. این فلوچارت برگرفته از FEMA P-751 می باشد و مراحل گام به گام تعیین درجه نامعینی را نشان می دهد. در ادامه توضیحاتی در رابطه با این گامها ارائه میشود:

گام ۱- در تمامی سازه های "یک" و "دو" طبقه هر ارتفاعی که داشته باشند، ضریب Rho برابر یک خواهد بود. همچنین تمامی سازه هایی که زیر ۱۰ متر باشند این ضریب برابر یک خواهد بود.

گام ۲- ابتدا در سازه اصلی تحلیل خطی انجام خواهد شد.

گام ۳- طبقاتی که درجه نامعینی آنها باید بررسی شود باید مشخص شود (یک یا چند طبقه آخر نیازی به کنترل ندارند). نحوه تعیین تعداد طبقات در مثالهای کاربردی انتهای این نوشتار نشان داده شده است.

گام ۴- بررسی شود که آیا با استفاده از روش الف می توان نتیجه گرفت که مقدار $\rho = 1$ می باشد؟

شرایط الف:
- منظم در پلان
- و
- حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم ، در هر دو امتداد عمود برهم ، موجود باشد

اگر هر دو شرط فوق همزمان برقرار بود ضریب اگر سازه نامنظم باشد و یا اینکه تعداد دهانه های باربر کافی نباشد، در این صورت طراح دو راهکار خواهد داشت:

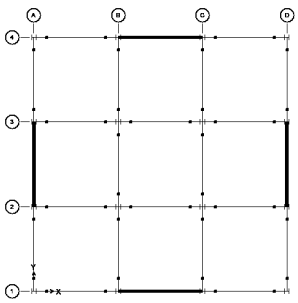
- یا باید مقدار ρ را در هر دو جهت برای Ex و Ey برابر ۱/۲ فرض نماید.
- و یا اینکه از روش ب استفاده کند (به امید اینکه در صورت استفاده از روش ب مقدار ρ برابر یک بدست آید).

گام ۵- در شروع استفاده از روش ب ابتدا پرسیده می شود که آیا سازه نامنظمی پیچشی شدید دارد یا نه؟

ρ سازه های نامنظم شدید پیچشی (در صورتی که بالای دو طبقه و بیش از ۱۰ متر باشد) همیشه 1.2 خواهد بود و نیازی به بررسی ندارد.

گام ۶- طبق آنچه که در راهنمای لرزه ای آیین نامه بارگذاری آمریکا [2] و نیز FEMA P-751[3] آمده است، دیوارهای برشی که طول آن بیشتر از ارتفاع آنها باشد، احتمال فروریزش آنها در زلزله پایین بوده و در کنترل درجه نامعینی لازم نیست این نوع دیوارها حذف شوند. اگر برای مثال ارتفاع طبقه ۳ متر باشد، و طول تمامی دیوارهای برشی بیشتر از ۳ متر باشد، این دیوارها لازم نیست حذف شوند. دیوارهایی که طول آنها کمتر از ۳ متر باشد، رفتاری مانند ستون داشته و احتمال تخریب آنها در زلزله بیشتر است.

در این قسمت سوال می شود که آیا سازه "تنها" شامل دیوار برشی با نسبت ارتفاع به طول کمتر از یک می باشد یا نه؟ برای مثال در سازه های فولادی اگر از قاب ساده ساختمانی همراه با دیوار برشی استفاده شود، "تنها" سیستم باربر جانبی سازه دیوار برشی خواهد بود و اگر طول این دیوارها بلند باشد (بلندتر از ارتفاع آنها)، می توان ضریبρ را برابر با یک در نظر گرفت. برای مثال پلان سازه شکل زیر طول تمامی دیوارها برابر ۵ متر می باشد و ارتفاع آنها در طبقه برابر ۳/۲ متر می باشد. و از آنجا که تنها سیستم باربر دیوارها می باشند، ضریب نامعینی این سازه برابر یک خواهد بود.



شکل ۵ سیستم قاب ساده فولادی همراه با دیوار برشی بتنی.

در سیستم های "دوگانه" که شامل دیوار برشی + قاب خمشی هستند، اگر طول دیوارها بیش از ارتفاع طبقه باشد، در بررسی کفایت سازه تنها باید احتمال حذف اجزای قاب خمشی بررسی شود.

گام ۷- برای انتخاب اعضای بحرانی دو معیار داریم:

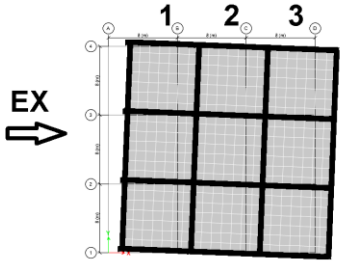
- معیار پیچش
- معیار افت مقاومت

- در گام ۷ معیار پیچش مد نظر است.

چگونه موثرترین عضو از نظر معیار پیچش را بیابیم؟

قبل از حذف باید بررسی شود که کدام طبقه بیشترین نامنظمی پیچشی را دارد ($\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ از همه بیشتر است).

سپس تغییر شکل سازه مانند شکل زیر تحت زلزله برسی شود. برای افزایش پیچش در طبقه باید تیرهای "کناری" سازه انتخاب شوند. این انتخاب بر اساس تغییرشکل سازه تحت اثر زلزله انجام می شود. در شکل زیر یکی از تیرهای شماره ۱، ۲ یا سه باید انتخاب شوند. از بین این سه تیر نیز (اگر مقطع تیرها یکسان باشد) تیری بحرانی تر خواهد بود که طول آن کمتر باشد. علت: تیرهای کوتاه تاثیر بیشتری در سختی جانبی سازه دارند.



شکل ٦ انتخاب تیر بحرانی بر اساس معیار پیچش

پس از تعیین عضوی که حذف آن بیشترین تاثیر را در پیچش طبقه خواهد داشت، باید از مدل اصلی یک کپی (save as..) تهیه کرده و در مدل جدید عضو مورد نظر حذف می شود. حذفیات بر اساس جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ انجام خواهد شد. حذفیات شامل موارد زیر می باشد:

- مهاربند

در صورتی که در سازه مهاربند داشته باشیم، "یکی" از مهاربندها از مدل حذف خواهند شد. در صورتی که مهاربند ضربدری داشته باشیم، تنها یکی از قطری ها حذف خواهد شد. این حذف تنها در "یکی از طبقات" انجام خواهد شد و لازم نیست در کلیه طبقات مهاربند مورد نظر حذف شود.

- قاب خمشی

در صورتی که قاب خمشی داشته باشیم، یکی از تیرهای قاب خمشی در "یکی از طبقات" باید در مدل دوسرمفصل شود (دو سرمفصل کردن تیر در حقیقت موجب از دست رفتن باربری جانبی آن دهانه می شود)

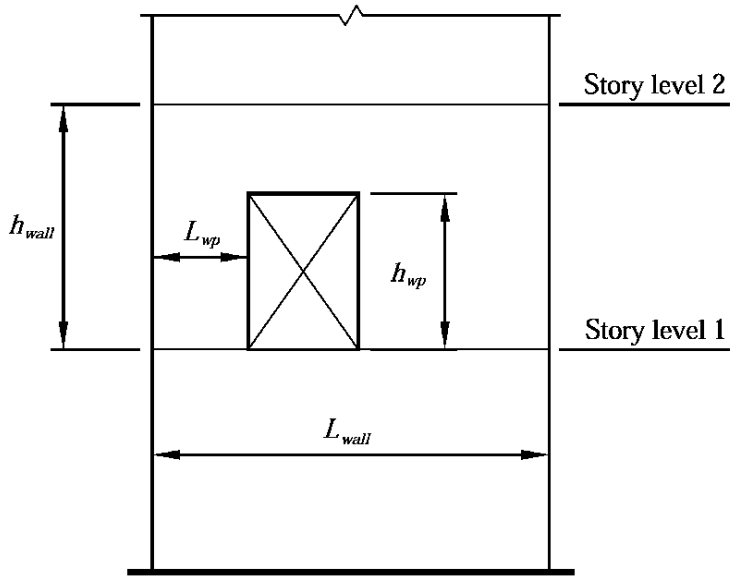
- دیوار برشی

در صورتی که دیوار برشی داشته باشیم، تنها دیوارهایی که طول کم دارند (طولشان کمتر از ارتفاع طبقه می باشد)، باید حذف شوند. به متن جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ توجه نمایید. عبارت عنوان شده در این جدول به صورت زیر می باشد:

" سیستم با دیوار برشی عادی **یا** دیوار برشی هم بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگتر از ۱"

به "یا" در عبارت فوق دقت نمایید. آیا شرط "نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگتر از ۱" تنها به دیوار برشی هم بسته (دیوارهای کوپله) اشارت می کند و دیوارهای برشی عادی با هر طولی که داشته باشند، باید حذف آنها از مدل بررسی شود؟ بررسی مراجع مختلف (از جمله FEMA p 750) نشان می دهد که منظور نویسندگان آیین نامه از شرط نسبت ارتفاع به طول هم مربوط به دیوار عادی می باشد و هم دیوار هم بسته را شامل می شود.

شکل ۷ نحوه محاسبه نسبت ارتفاع به طول را در دیوارها نشان میدهد.



$$\text{نسبت ارتفاع به طول در دیوار برشی} = \frac{h_{wall}}{L_{wall}}$$

$$\text{نسبت ارتفاع به طول در دیوار برشی هم بسته} = \frac{h_{wp}}{L_{wp}}$$

h_{wall} = ارتفاع دیوار برشی
h_{wp} = ارتفاع دیوار برشی هم بسته
L_{wall} = طول دیوار برشی
L_{wp} = طول دیوار برشی هم بسته

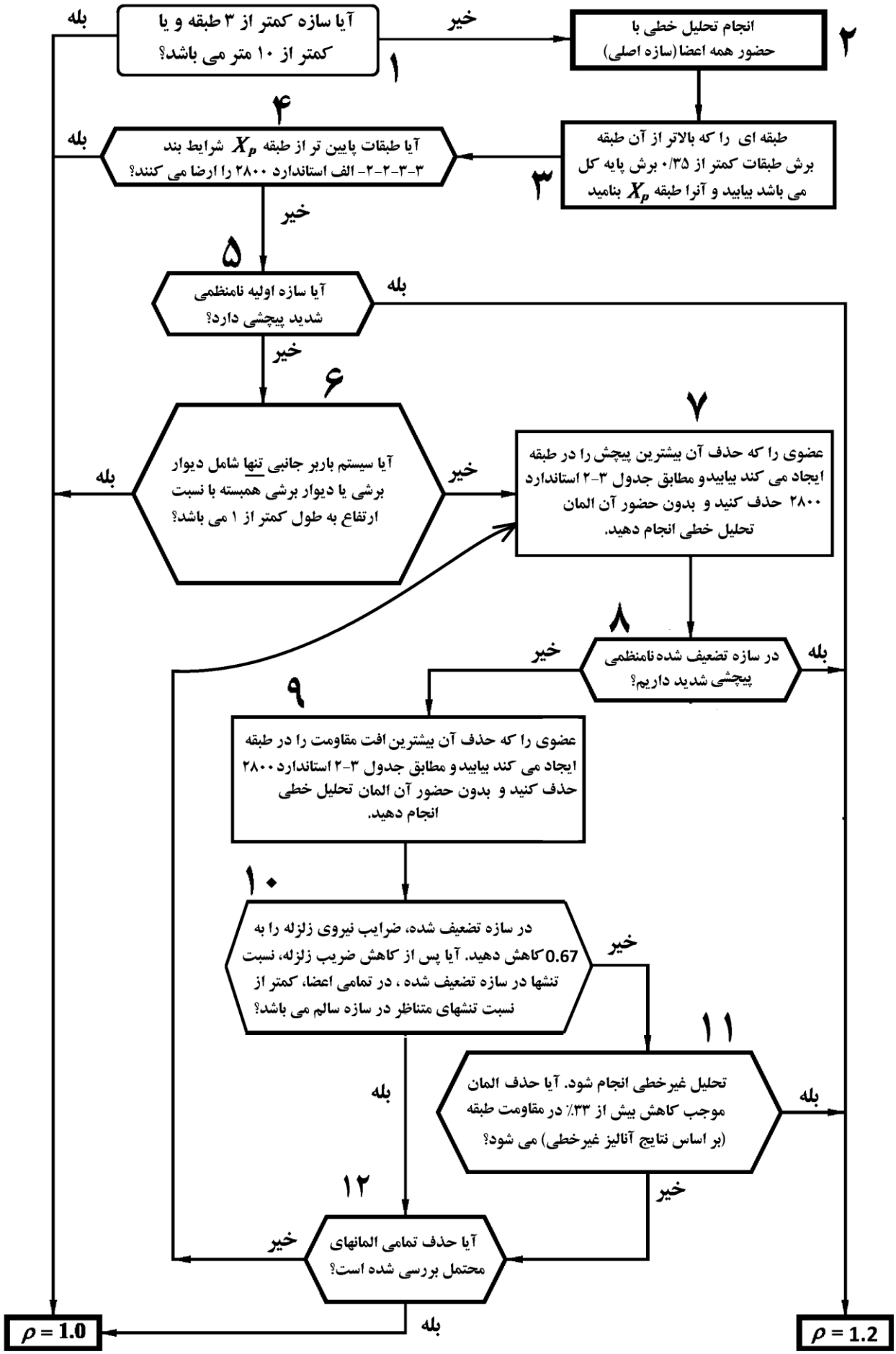
شکل ۷ تعیین نسبت ارتفاع به طول دیوارهای برشی (مرجع FEMA P 750)

گام ۸- در مدلی که عضو مورد نظر حذف شده تحلیل خطی انجام می شود و بررسی می شود که آیا سازه پس از حذف عضو نامنظمی شدید پیچشی دارد یا نه؟ در صورتی که سازه پیچش شدید داشته باشد، پاسخ سوال در قسمت ۸ "بلی" بوده و ضریب نامعینی برابر ۱/۲ خواهد بود. در غیر این صورت به گام ۹ خواهیم رفت

گام ۹- در این گام باید تیر بحرانی از نظر کاهش مقاومت طبقه انتخاب شود. در قابهای خمشی برای تعیین موثرترین تیر در کاهش مقاومت طبقه می توان از دیاگرام انرژی اعضا استفاده کرد (به مثالهای کاربردی مراجعه کنید).

گام ۱۰- در این قسمت یک برآورد اولیه از کاهش مقاومت جانبی طبقه انجام می شود. طبق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ پس از حذف عضو از سیستم نباید بیش از ۳۳ درصد کاهش مقاومت داشته باشیم. همانطور که در قسمت تعاریف عنوان گردید دو روش برای محاسبه مقاومت طبقه وجود دارد: روش خطی و روش غیرخطی. انجام آنالیز غیر خطی هزینه بر بوده و مستلزم صرف وقت می باشد. در قسمت ۹ ابتدا به روش آنالیز خطی یک برآورد اولیه از تغییرات نسبت تنشها در سازه انجام می شود.

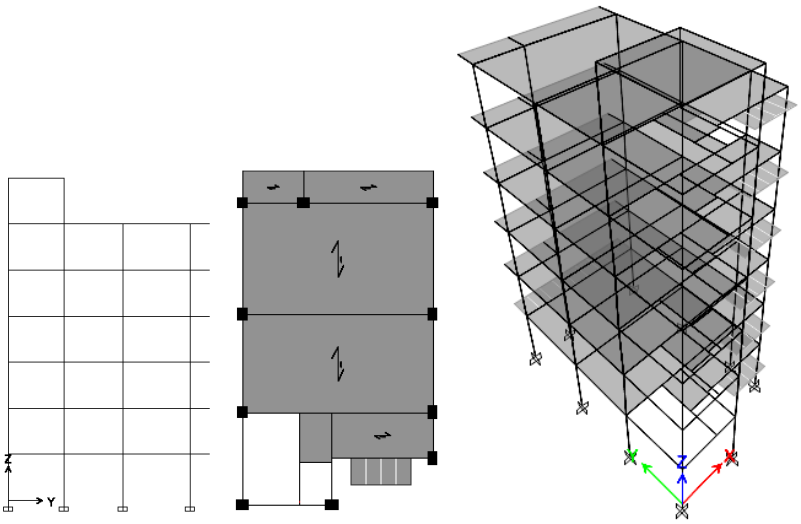
- ابتدا در سازه اولیه (که در آن عضو حذف نشده) نسبت تنشها در تمامی اعضای طبقه محاسبه می شود.
- سپس در سازه تضعیف شده (پس از حذف عضو) تمامی ضرایب نیروهای زلزله به 0.67 کاهش می یابند. مثلا اگر ضریب زلزله در سازه سالم برابر C=0.13 باشد، در سازه تضعیف شده به C=0.67*0.13 تبدیل می شود. سپس در سازه تضعیف شده نسبت تنش ها محاسبه و با نسبت تنش ها در سازه سالم مقایسه می شود. نسبت تنش تک تک ستونها در سازه تضیف شده باید کمتر از نسبت تنش متناظر همان ستون در سازه اصلی باشد. در سازه های فولادی نسبت تنش تیرها نیز باید بررسی شود. در سازه های بتنی باید نسبت میلگرد مورد نیاز در سازه تضیف شده (rebar percentage) در تک تک تیرها (به جز تیری که دوسرمفصل شده) کمتر از مقدار متناظر آن در سازه سالم باشد. در این صورت می توان ادعا کرد که افت مقاومت جانبی طبقه در سازه تضعیف شده کمتر از ۳۳ درصد می باشد.



شکل ۸ فلوچارت تعیین ضریب نامعینی

۲۹-۲-۱ مثال ۱

مثال اول مربوط به یک سازه ۶ طبقه با سیستم قاب خمشی در هر دو جهت می باشد. پلان و نمای سه بعدی سازه در شکل ۹ نشان داده شده است.



شکل ۹ سازه مربوط به مثال ۱

برای تعیین درجه نامعینی بر اساس فلوچارت شکل ۸ عمل می شود:

گام ۱: **آیا سازه کمتر از ۳ طبقه و یا کمتر از ۱۰ متر می باشد؟**

سازه بالای سه طبقه میباشد و ضریب باید محاسبه شود.

گام۲: **انجام تحلیل خطی با حضور همه اعضا(سازه اصلی)**

انجام آنالیز خطی توسط نرم افزار انجام می شود.

گام ۳: **طبقه ای را که بالاتر از آن طبقه برش طبقات کمتر از ۰/۳۵ برش پایه کل می باشد بیابید و آنرا طبقه X_p بنامید**

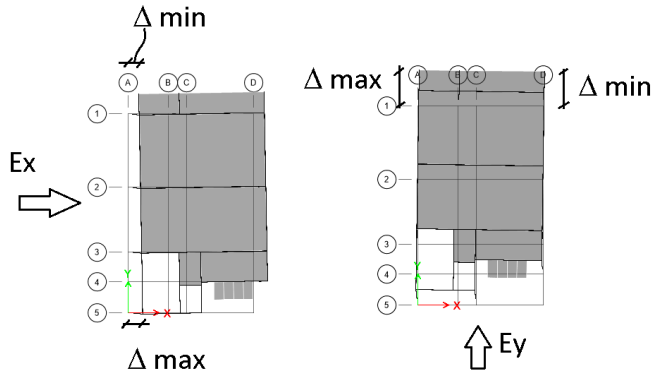
احتمالا برش طبقه بام زیر ۳۵ درصد باشد و بنابراین نیازی به بررسی کفایت طبقه آخر نخواهد بود. البته در این سازه طبقه بام عقب روی ندارد و مشابه طبقات پایین است و اگر طبقات پایین کفایت داشته باشند، طبقه بام نیز مشکلی نخواهد داشت.

گام ۴ **آیا طبقات پایین تر از طبقه X_p شرایط بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ را ارضا می کنند؟**

تنها در سازه های کاملا منظم می توان از روش الف برای تعیین درجه نامعینی استفاده نمود. بنابراین ابتدا باید بررسی شود که این سازه منظم هست یا نه؟

بررسی نامنظمی پیچشی:

شکل ۱۰ تغییر مکان جانبی طبقه تحت زلزله های Ex و Ey نمایش داده شده است. تغییر شکلها باید با منظور کردن 5 درصد خروج از مرکزیت اتفاقی بدست آمده باشند. همانطور که در شکلها مشاهده می شود Δ_{max} و Δ_{min} در هر دو راستا تفاوت کمی با هم دارند و مسلما در صورت محاسبه جابجایی نسبی طبقات نسبت $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ نسبی طبقه کمتر از 1.2 خواهد بود و بنابراین سازه نامنظمی پیچشی نخواهد داشت. در مواردی که نسبت های حاصل از خروجی نرم افزار ETABS به مقدار 1.2 نزدیک باشند، باید مقدار دقیق آن محاسبه شود.



شکل ۱۰ تغییرمکان جانبی سازه مثال ۱ تحت اثر زلزله های افقی

بررسی نامنظمی هندسی:

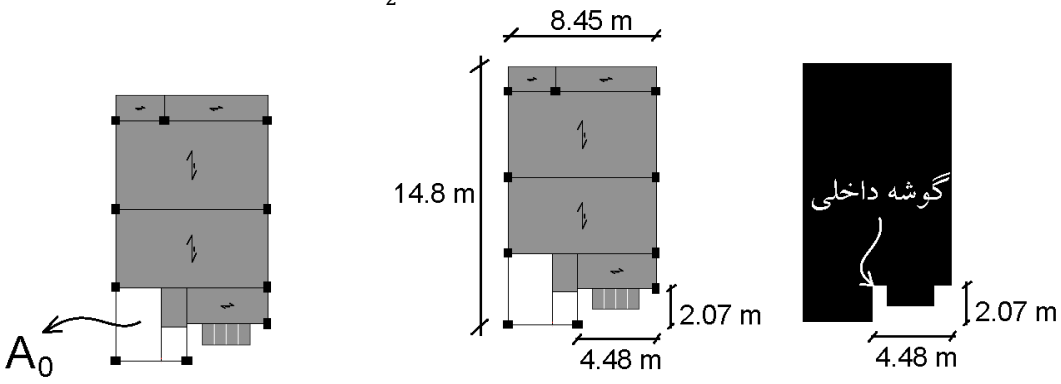
در گوشه داخلی که در شکل نشان داده شده است، در راستای عرضی سازه، پس رفتگی در پلان بیش از ۲۰ درصد می باشد ولی پس رفتگی در طول سازه کمتر از ۲۰ درصد می باشد:

$$\frac{4.48}{8.45} > 0.2$$
$$\frac{2.07}{14.8} < 0.2$$

طبق استاندارد ۲۸۰۰ سازه تنها زمانی نامنظم هندسی محسوب می شود که در هر دو راستا بیش از ۲۰ درصد پس رفتگی داشته باشیم. بنابراین این سازه نامنظمی هندسی ندارد.

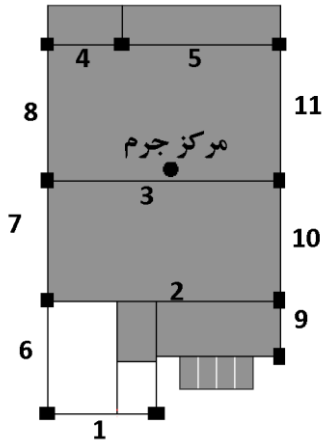
کنترل نامنظمی در دیافراگم:

مساحت مربوط به راه پله و آسانسور (A_0) کمتر از نصف مساحت کل سازه ($\frac{A}{2}$) می باشد و بنابراین نامنظمی دیافراگم نداریم.



شکل ۱۱ نامنظمی در پلان سازه الف) بررسی نامنظمی هندسی، ب) بررسی نامنظمی در دیافراگم

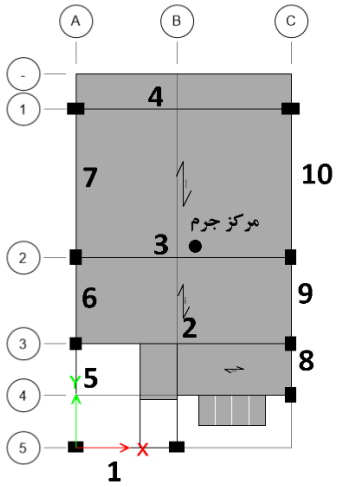
طبق بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ در سازه های منظم در صورتی که در هر طرف مرکز جرم سازه حداقل دو دهانه مقاوم جانبی (در هر دو امتداد عمود بر هم) داشته باشیم، ضریب نامعینی برابر یک خواهد بود. با توجه به شکل ۱۲ در راستای طولی ساز در سمت چپ سازه سه دهانه باربر خمشی (دهانه های *6,7,8*) و در سمت راست مرکز جرم نیز سه دهانه باربر خمشی (دهانه های *9, 10, 11*) قرار دارند و بنابراین این سازه در راستای طولی از درجه نامعینی کافی برخوردار می باشد. در راستای عرضی نیز در قسمت فوقانی دو دهانه (*4, 5*) و در قسمت پایین نیز سه دهانه (*1,2, 3*) قرار دارند. بنابراین در راستای عرضی نیز درجه نامعینی بالایی دارد.
بنابراین این سازه در دو راستای متعامد دارای درجه نامعینی کافی بوده و $\rho = 1$ می باشد.



شکل ۱۲ شماره گذاری تیرهای مثال ۱ و محل مرکز جرم طبقه

۲۹-۲-۲ مثال ۲

سازه مثال ۲ همان سازه مثال ۱ می باشد، با این تفاوت که یکی از ستونها در انتهای فوقانی سازه حذف شده است و بنابراین تعداد دهانه های قاب خمشی آن کمتر می باشد.
فرض اولیه: فرض نمایید سازه مثال ۲ منظم باشد.



شکل ۱۳ شماره گذاری تیرهای مثال۲ و محل مرکز جرم طبقه

گام ۱ **آیا سازه کمتر از ۳ طبقه و یا کمتر از ۱۰ متر می باشد؟**

سازه بالای سه طبقه میباشد و ضریب باید محاسبه شود.

گام۲ **انجام تحلیل خطی با حضور همه اعضا(سازه اصلی)**

انجام آنالیز خطی توسط نرم افزار انجام می شود.

گام ۳ طبقه ای را که بالاتر از آن طبقه برش طبقات کمتر از ۰/۳۵ برش پایه کل می باشد بیابید و آنرا طبقه X_p بنامید

با توجه به اینکه طبقات مشابه می باشد، نیازی به تعیین طبقات زیر ۳۵ درصد نمی باشد بدین معنی که اگر در طبقات پایین درجه نامعینی تامین شود، در طبقه بام نیز سازه نامعینی کافی خواهد داشت.

گام ۴ آیا طبقات پایین تر از طبقه X_p شرایط بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ را ارضا می کنند؟

فرض کنیم این سازه منظم است. سازه در راستای Y به حد کافی دهانه های قاب خمشی دارد ولی در راستای X در بالای مرکز جرم تنها یک دهانه قاب خمشی وجود دارد و بنابراین شرایط روش الف تامین نمی شود.

اگر طراح این سازه بخواهد طبق بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ عمل کند، با توجه به اینکه در "یکی" از دو راستای x و y، سازه درجه نامعینی کافی ندارد، زلزله "هر دو جهت" باید با ضریب $\rho = 1.2$ تشدید شود.

در نتیجه با وجود اینکه در راستای طولی (راستای y) به حد کافی دهانه باربر داریم، زلزله Ey نیز باید 1.2 برابر شود (در روش الف خشک و تر باهم می سوزند).

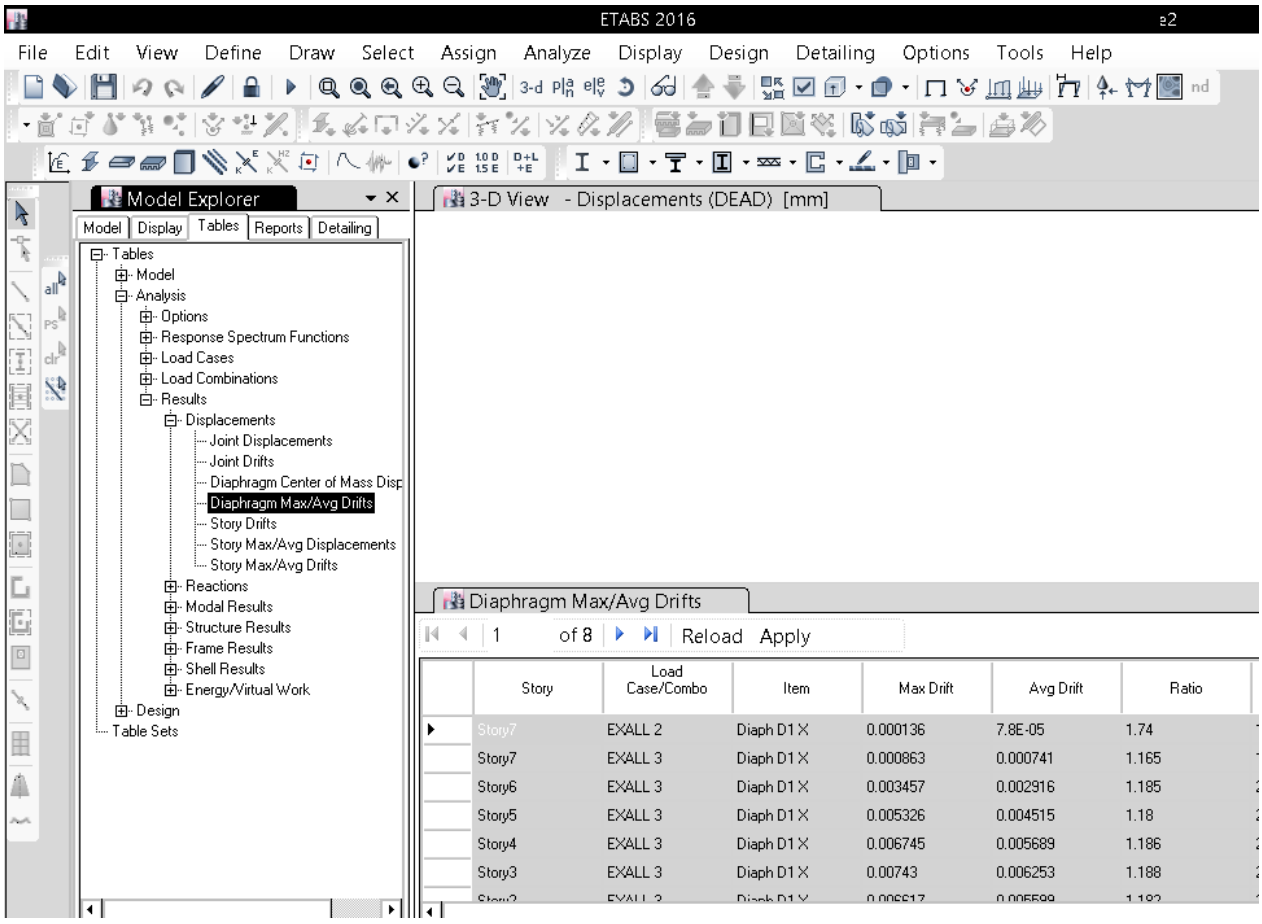
طراح می تواند برای اقتصادی شدن طرح به جای استفاده از روش الف، از روش ب استفاده نماید تا مجبور نشود در هر دو جهت ρ را 1.2 منظور کند. در صورت استفاده از روش ب، مقدار ρ به صورت جداگانه برای هر جهت محاسبه می شود.

شرایط الف ارضا نشد (سازه در راستای X فاقد دهانه کافی است) و باید به گام ۵ برویم:

گام ۵

آیا سازه اولیه نامنظمی شدید پیچشی دارد؟

سازه اولیه نامنظمی شدید پیچشی ندارد. مراحل کنترل نامنظمی پیچشی شدید این سازه در شکلهای زیر نمایش داده شده است:



شکل ۱٤ نحوه خروجی گرفتن از نرم افزار ETABS 2015 برای کنترل نامنظمی پیچشی

جدول ۲ خروجی نرم افزار را نشان می دهد. نسبت تغییرشکل حداکثر به تغییرشکل میانگین (ratio در جدول زیر) 1.18 که بسیار کمتر از 1.4 می باشد. بنابراین سازه اولیه نامنظمی پیچشی شدید ندارد. ضریب 1.203 مربوط به خرپشته بوده و لازم نیست منظور شود.

جدول ۲ خروجی نرم افزار برای سازه مثال ۲

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts

Story	Load Case/Com	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story7	EXALL 2	Diaph D1 X	0.000863	0.000741	1.165
Story7	EXALL 3	Diaph D1 X	0.000976	0.000812	1.203
Story6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003457	0.002916	1.185
Story6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002973	0.002812	1.057
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.005326	0.004515	1.18
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004576	0.004368	1.048
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.006745	0.005689	1.186
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005808	0.005506	1.055
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00743	0.006253	1.188
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.006397	0.006055	1.056
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.006617	0.005599	1.182
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00568	0.005433	1.045
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003324	0.002906	1.144
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002912	0.002907	1.002

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts

Story	Load Case/Com	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story7	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.000537	0.000495	1.086
Story7	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.00057	0.000516	1.104
Story6	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.001767	0.001759	1.005
Story6	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.001892	0.001759	1.076
Story5	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.002782	0.002779	1.001
Story5	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003007	0.002786	1.079
Story4	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003425	0.00341	1.004
Story4	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.00372	0.003425	1.086
Story3	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003788	0.003778	1.003
Story3	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004092	0.003792	1.079
Story2	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003556	0.003538	1.005
Story2	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003859	0.003556	1.085
Story1	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.002187	0.002187	1
Story1	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.002357	0.002195	1.074

- طبقه سوم بیشترین مقدار پیچش را دارد (تحت EXALL2)

گام ۶

آیا سیستم باربر جانبی تنها شامل دیوار برشی یا دیوار برشی همبسته با نسبت ارتفاع به طول کمتر از ۱ می باشد؟

در این سازه سیستم باربر جانبی قاب خمشی می باشد و دیوار برشی نداریم

گام ۷

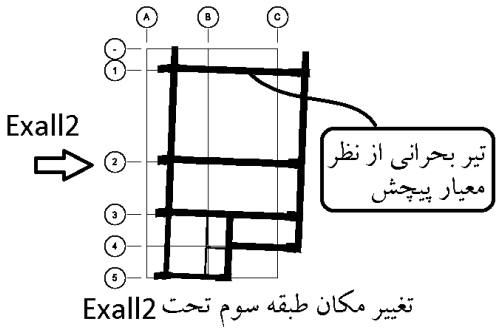
عضوی را که حذف آن بیشترین پیچش را در طبقه ایجاد می کند بیابیدو مطابق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.

- طبقه سوم بیشترین مقدار پیچش را دارد (تحت EXALL2) و بنابراین یکی از تیرهای طبقه ۳ باید حذف شود.

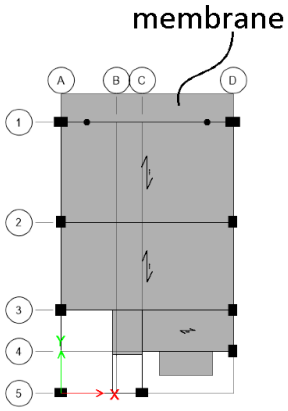
تغییر شکل سازه اولیه تحت زلزله EXALL2 در قسمت فوقانی سازه بیشتر است و بنابراین برای ایجاد بیشترین پیچش، بهتر است تیر شماره ۴ حذف شود.

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts

Story	ad Case/Com	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003457	0.002916	1.185
Story6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002973	0.002812	1.057
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.005326	0.004515	1.18
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004576	0.004368	1.048
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.006745	0.005689	1.186
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005808	0.005506	1.055
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00743	0.006253	1.188
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.006397	0.006055	1.056
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.006617	0.005599	1.182
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00568	0.005433	1.045
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003324	0.002906	1.144
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002912	0.002907	1.002



شکل ۱۵ سازه را پس از دوسرمفصل کردن تیر شماره ۴ طبقه سوم را نشان می دهد. پس از دوسرمفصل کردن تیر، دال طره که از نوع shell تعریف شده است، دارای مقاومت خمشی بوده به صورت یک تیر جایگزین خمشی عمل می کند. بنابراین پس از دوسرمفصل کردن، باید سختی خمشی دال طره متصل به آن نیز کاهش یابد. برای این منظور می توان در سازه تضعیف شده دال را از نوع membrane تعریف نمود. و یا می توان سختی های خمشی المان shell را مقداری نزدیک به صفر وارد کرد (m11=m22=m12=0.01)



شکل ۱۵ حذف مقاومت خمشی تیر طبقه سوم (شماره ۴) و کاهش سختی خمشی دال متصل به آن

- در فرایند فوق تنها زلزله راستای X بررسی شد.
- یکبار هم باید تیر بحرانی برای زلزله Y تعیین شود. بنابراین "دو" تیر بحرانی خواهیم داشت. یکی برای راستای X و دیگری برای راستای Y. در این مثال راستای Y بررسی نشده است. علت: برای راستای Y مقادیر $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ سازه اولیه پایین بودند و احتمال اینکه دوسرمفصل کردن یک تیر موجب شود مقدار $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ بزرگتر از 1.4 شود بسیار پایین است.

گام ۸: در سازه تضعیف شده نامنظمی پیچشی شدید داریم؟

در سازه ای که تیر آن دوسر مفصل شده است، نامنظمی پیچشی کنترل می شود. نتایج حاصل از تحلیل سازه در جدول ۳ نشان داده شده است. پس از حذف تیرها مقادیر ratio کمتر از 1.4 می باشند و بنابراین سازه پس از حذف مقاومت جانبی تیر شماره ۴ دچار پیچش شدید نشده است.

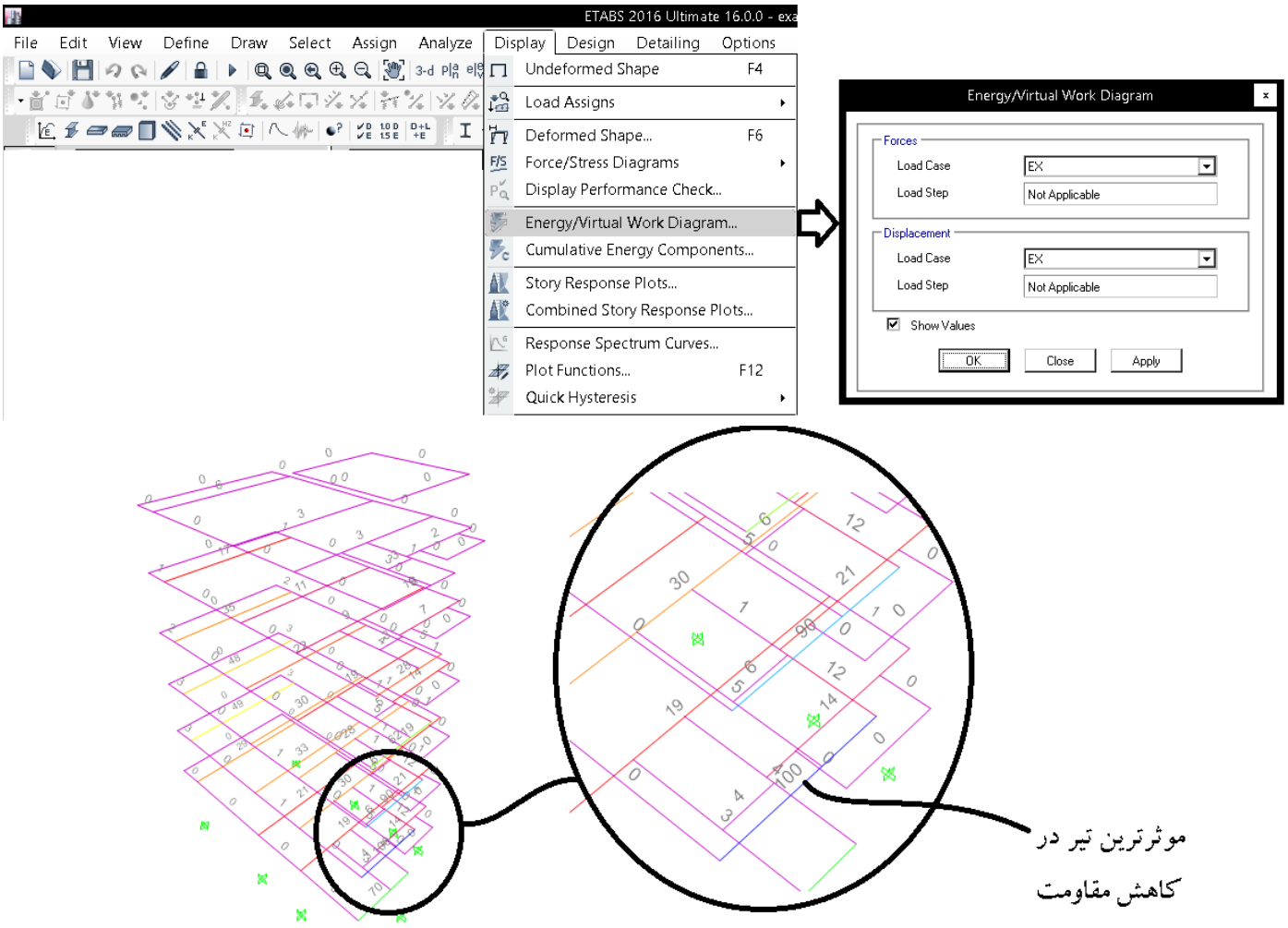
جدول ۳، جابجایی جانبی سازه پس از حذف تیر شماره ٤ در طبقه سوم

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story7	EXALL 2	Diaph D1 X	0.000879	0.000758	1.16
Story7	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00099	0.000826	1.198
Story6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003571	0.002989	1.195
Story6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003074	0.002876	1.069
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.005716	0.004757	1.202
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00492	0.004581	1.074
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.008072	0.006472	1.247
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.006976	0.006195	1.126
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.008859	0.007093	1.249
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.007655	0.006794	1.127
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.007014	0.005847	1.2
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00603	0.005651	1.067
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003411	0.002962	1.151
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002979	0.002956	1.008

گام ۹: **عضوی را که حذف آن بیشترین افت مقاومت را در طبقه ایجاد می کند بیابید و مطابق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.**

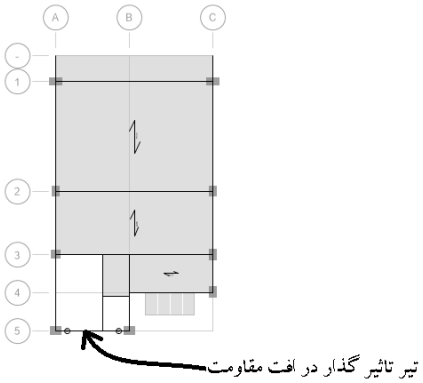
اولویت بندی بر اساس کاهش مقاومت طبقه:

انرژی داخلی می تواند به صورت تقریبی تاثیرگذارترین تیر را در کاهش مقاومت طبقه نشان دهد. بهتر است ستونها و کف ها در مدل پنهان شوند تا تنها انرژی تیرها نمایش داده شود. تیری که نسبت انرژی آن ۱۰۰ باشد، موثرترین تیر می باشد. در این سازه تیر بحرانی از نظر افت مقاومت تیر شماره ۱ در طبقه دوم می باشد.



شکل ۱۶ تعیین تیر تاثیرگذار در افت مقاومت بر اساس انرژی تیرها

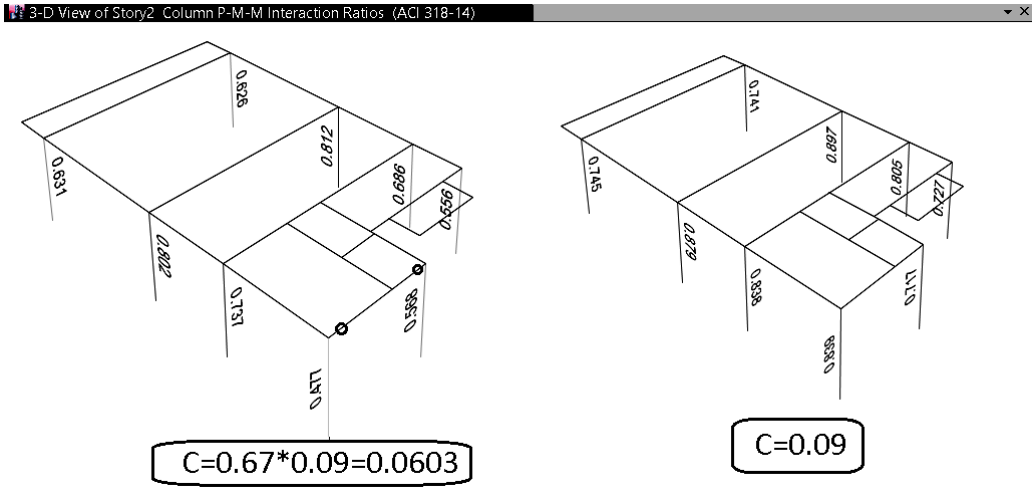
تاثیر گذارترین تیر در افت مقاومت تحت زلزله EX بر اساس انرژی اعضا تیر لبه پایین در طبقه دوم می باشد:



گام ۱۰

در سازه تضعیف شده، ضرایب نیروی زلزله را به 0.67 کاهش دهید. آیا پس از کاهش ضریب زلزله، نسبت تنشها در سازه تضعیف شده ، در تمامی اعضا، کمتر از نسبت تنشهای متناظر در سازه سالم می باشد؟

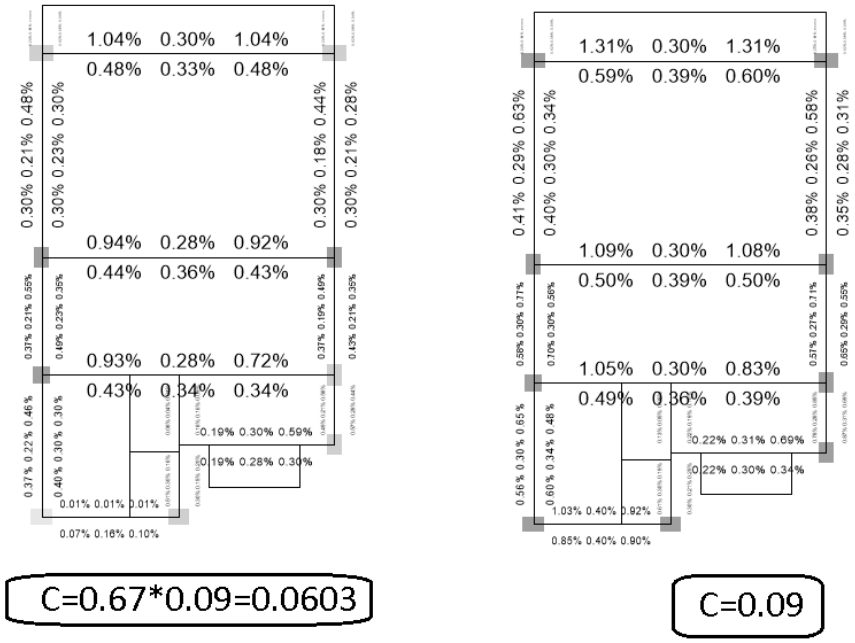
شکل ۱۷نسبت تنشها را در "طبقه دوم" قبل و پس از دو سرمفصل کردن تیر شماره ۱ نشان می دهد. در سازه سمت چپ، پس از دوسرمفصل کردن تیر، ضریب زلزله نیز کاهش یافته است نسبت تنش "تمامی ستونها نسبت به سازه اصلی" کاهش یافته است.



ب) الف)

شکل ۱۷، نسبت تنشها، الف) سازه سالم اولیه با ضریب زلزله اولیه C=0.09 ب) سازه تضعیف شده با ضریب زلزله کاهش یافته C=0.06

در شکل ۱۹ نسبت تنشها در تیرهای راستای X (راستایی که زلزله آن بررسی می شود) در سازه تضعیف شده، کمتر از سازه اولیه می باشد.



شکل ۱۸، درصد میلگرد مورد نیاز تیرها (Rebar Percentage) الف) سازه سالم اولیه با ضریب زلزله اولیه C=0.09 ب) سازه تضعیف شده با ضریب زلزله کاهش یافته C=0.0603

- با توجه به اینکه نسبت تنشهای ستونها و نیز درصد میلگرد تیرها در سازه تضعیف شده کاهش یافته است، بنابراین افت مقاومت سازه کمتر از ۳۳ درصد می باشد.
- علاوه بر موارد فوق، بهتر است آرماتور برشی تیرها نیز در دو سازه مقایسه شود.

- اگر نسبت تنش و یا میزان میلگرد لازم حتی در یک تیر و یا ستون در سازه (با زلزله کاهش یافته) نسبت به سازه (اولیه) افزایش نشان دهد، نمی توان با اطمینان گفت که افت مقاومت کمتر از ۳۳ درصد است. در این صورت یا باید ضریب نامعینی برابر 1.2 منظور شود و یا اینکه تحلیل غیر خطی انجام شود و به صورت دقیق مقاومت طبقه محاسبه شود.

گام ۱۲

- **با توجه به اینکه در گامهای قبلی سازه از نظر پیچش و افت مقاومت کنترل گردید و نتیجه مثبت بود، نیازی به کنترل گام ۱۱ نمی باشد و می توان از گام ۱۰ به گام ۱۲ رفت.**

در این سازه تنها کفایت سازه برای زلزله راستای X کنترل شد.
یکبار دیگر باید مراحل ۷ تا ۱۲ برای زلزله راستای Y تکرار شود.

با توجه به مراحل فوق فایلهای زیر باید تهیه شوند:

۱۵-فایل main.edb که فایل اصلی طراحی می باشد و هیچکدام از اعضا حذف نمی شوند.
۱۶-فایل Rho-Torsion-X: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار پیچش تحت زلزله EX تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی سازه نباید دچار نامنظمی پیچشی شدید شود.
۱۷-فایل Rho-Torsion-Y: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار پیچش تحت زلزله EY تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی سازه نباید دچار نامنظمی پیچشی شدید شود.
۱۸-فایل Rho-Strength-X: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار افت مقاومت تحت زلزله EX تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی افت مقاومت سازه باید کمتر از ۳۳ درصد باشد.
۱۹-فایل Rho-Strength-Y: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار افت مقاومت تحت زلزله EY تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی افت مقاومت سازه باید کمتر از ۳۳ درصد باشد.

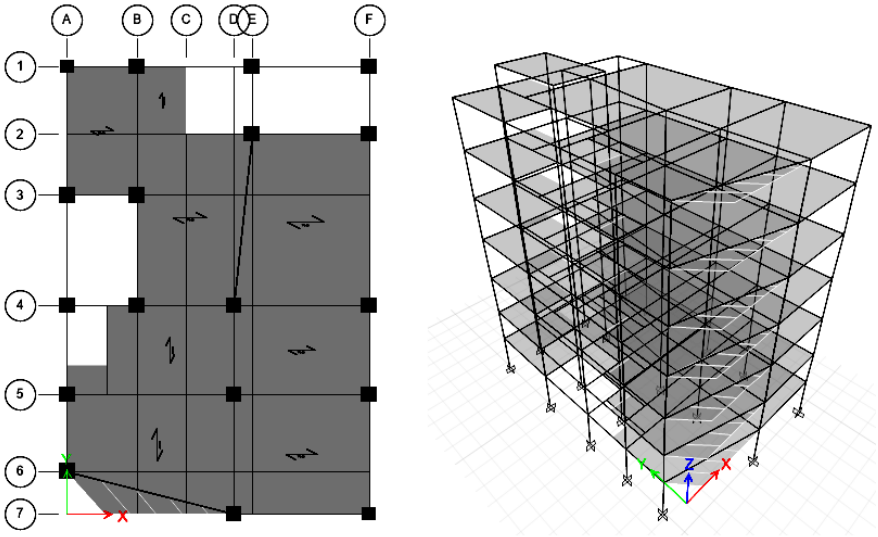
آیا کنترل سازه برای زلزله راستای Y در این سازه لازم است؟
در این سازه با توجه به اینکه تعداد دهانه های باربر در راستای Y بیشتر از راستای X است، شرایط سازه از نظر افت مقاومت طبقه در راستای Y بهتر از راستای X است. از طرفی با توجه به اینکه در سازه اولیه تحت زلزله Y شرایط نامنظمی پیچشی بهتر از راستای X می باشد، مسلما کنترل راستای Y همانند راستای X پاسخگوی شرایط خواهد بود و بنابراین کنترل آن لازم نیست.

۱-۲-۲-۲۹ نتیجه گیری

- در مثال ۲ در صورت استفاده از روش الف طراح باید مقدار درجه نامعینی را در هر دو جهت برابر ۱/۲ منظور می کرد. در حالیکه با استفاده از روش ب نشان داده شد که می توان مقدار درجه نامعینی را در هر دو جهت برابر یک منظور نمود.
- آنچه در روش ب مهم می باشد، این است که سازه اولیه تا حد ممکن تحت زلزله های EX و EY پیچش کمتری داشته باشد تا با حذف اعضا پیچش سازه از مرز نامنظمی پیچشی شدید عبور نکند.

۳-۲-۲۹ مثال ۳

مثال سوم مربوط به یک قاب خمشی بتنی ۷ طبقه می باشد



شکل ۱۹ سازه مثال سوم، قاب خمشی بتنی در هر دو راستا.

گام ۱

آیا سازه کمتر از ۳ طبقه و یا کمتر از ۱۰ متر می باشد؟

سازه بالای دو طبقه بوده و بیش از ۱۰ متر ارتفاع دارد و بنابراین محاسبه Rho الزامی است.

گام ۲

انجام تحلیل خطی با حضور همه اعضا(سازه اصلی)

انجام تحلیل خطی در سازه.

گام ۳

طبقه ای را که بالاتر از آن طبقه برش طبقات کمتر از ۰/۳۵ برش پایه کل می باشد بیابید و آنرا طبقه X_p بنامید

شکل زیر برش طبقات را نشان می دهد. برش کل پایه برابر 2843 kN می باشد. ۳۵ درصد برش پایه برابر 995 kN می باشد.
برش طبقه ۷ برابر 828 kN می باشد که کمتر از 995 kN می باشد. بنابراین تنها در ۶ طبقه اول درجه نامعینی کنترل خواهد شد.

TABLE: Story Forces				
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX
			kN	kN
Story8	EX	Bottom	0	0
Story7	EX	Bottom	0	-828.077
Story6	EX	Bottom	0	-1433.786
Story5	EX	Bottom	0	-2019.7735
Story4	EX	Bottom	0	-2386.274
Story3	EX	Bottom	0	-2634.1247
Story2	EX	Bottom	0	-2772.3493
Story1	EX	Bottom	0	-2843.7426

گام ۴

آیا طبقات پایین تر از طبقه X_p شرایط بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ را ارضا می کنند؟

این سازه در پلان نامنظم می باشد. علت: دو تیر مورب داریم و بنابراین در این سازه اجزای قائم باربر جانبی غیر موازی داریم و بنابراین "نامنظمی سیستم های غیرموازی" داریم و باید برای تعیین ضریب نامعینی از روش ب استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شود. علاوه بر نامنظمی سیستم های ناموازی، در گام ۵ خواهیم دید که سازه دارای نامنظمی پیچشی نیز می باشد.

گام ۵

آیا سازه اولیه نامنظمی شدید پیچشی دارد؟

سازه اولیه نامنظمی شدید پیچشی ندارد. جدول ۴ خروجی نرم افزار را نشان می دهد. نسبت تغییرشکلها (ratio در جدول زیر) 1.24 است که کمتر از ۱/۴ می باشد. بنابراین سازه اولیه نامنظمی پیچشی شدید ندارد. البته مقدار این نسبت از ۱/۲ بیشتر بوده و سازه نامنظمی پیچشی دارد ولی شدید نیست.

جدول ٤ خروجی نرم افزار برای سازه مثال ۳

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story8	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.000789	0.000755	1.046
Story8	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.000853	0.00081	1.053
Story7	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.00243	0.002336	1.04
Story7	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.002486	0.002304	1.079
Story6	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.002776	0.002598	1.069
Story6	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.002712	0.002517	1.077
Story5	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.00345	0.003278	1.053
Story5	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003433	0.003234	1.061
Story4	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004188	0.00399	1.05
Story4	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004177	0.003952	1.057
Story3	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004369	0.004166	1.048
Story3	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004374	0.004132	1.058
Story2	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003542	0.00336	1.054
Story2	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003523	0.003327	1.059
Story1	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.001913	0.001797	1.064
Story1	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.001935	0.001776	1.089

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story8	EXALL 2	Diaph D1 X	0.001492	0.001122	1.33
Story8	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00139	0.00112	1.241
Story7	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002712	0.002552	1.063
Story7	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003342	0.002619	1.276
Story6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.0031	0.003041	1.019
Story6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003828	0.003124	1.225
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003814	0.003763	1.014
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004619	0.003818	1.21
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004677	0.004615	1.013
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005642	0.004679	1.206
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00479	0.004744	1.01
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005792	0.004804	1.206
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003809	0.003723	1.023
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004453	0.003751	1.187
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002057	0.001951	1.054
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002288	0.001957	1.169

گام ۶

سازه فاقد دیوار برشی می باشد.

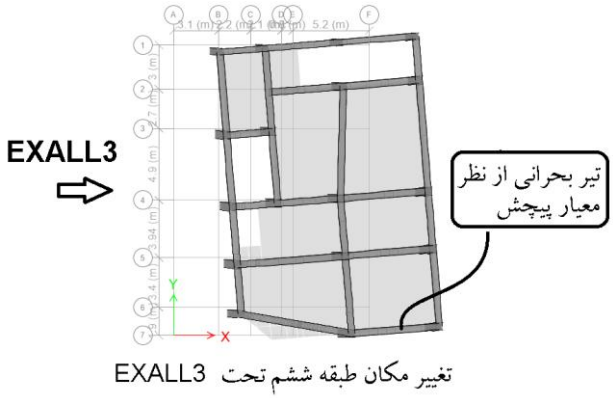
گام ۷

عضوی را که حذف آن بیشترین پیچش را در طبقه ایجاد می کند بیابیدو مطابق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.

- طبقه هفتم بیشترین مقدار پیچش را دارد (تحت EXALL3)

ولی برش طبقه هفتم زیر ۳۵ درصد است و لازم نیست کنترل شود. پس از طبقه هفتم، بیشترین پیچش مربوط به طبقه ششم می باشد که در آن تحت EXALL3 نسبت تغییر مکان طبقه برابر است با Ratio=1.225.

تغییر شکل سازه اولیه تحت زلزله EXALL3 در قسمت تحتانی سازه بیشتر است:



تغییر مکان طبقه ششم تحت EXALL3

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story8	EXALL 2	Diaph D1 X	0.001492	0.001122	1.33
Story8	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00139	0.00112	1.241
Story7	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002712	0.002552	1.063
Story7	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003342	0.002619	1.276
Story6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.0031	0.003041	1.019
Story6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003828	0.003124	1.225
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003814	0.003763	1.014
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004619	0.003818	1.21
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004677	0.004615	1.013
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005642	0.004679	1.206
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00479	0.004744	1.01
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005792	0.004804	1.206
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003809	0.003723	1.023
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004453	0.003751	1.187
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002057	0.001951	1.054
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002288	0.001957	1.169

- در فرایند فوق تنها زلزله راستای X بررسی شد. یکبار هم باید تیر بحرانی برای زلزله Y تعیین شود. بنابراین "دو" تیر بحرانی خواهیم داشت. یکی برای راستای X و دیگری برای راستای Y. در این مثال راستای Y بررسی نشده است. علت: برای راستای Y مقادیر $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ سازه اولیه پایین بودند و احتمال اینکه دوسرمفصل کردن یک تیر موجب شود مقدار $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ بزرگتر از 1.4 شود بسیار پایین است.

گام ۸:

در سازه تضعیف شده نامنظمی پیچشی شدید داریم؟

در سازه ای که تیر آن دوسر مفصل شده است، نامنظمی پیچشی کنترل می شود. نتایج حاصل از تحلیل سازه در زیر نشان داده شده است. پس از حذف تیر مقادیر ratio در طبقه ششم کمتر از 1.4 می باشند و بنابراین سازه پس از دوسرمفصل کردن تیر دچار پیچش شدید نشده است.

جدول ۵، جابجایی جانبی سازه پس از حذف تیر لبه پایین در طبقه ششم

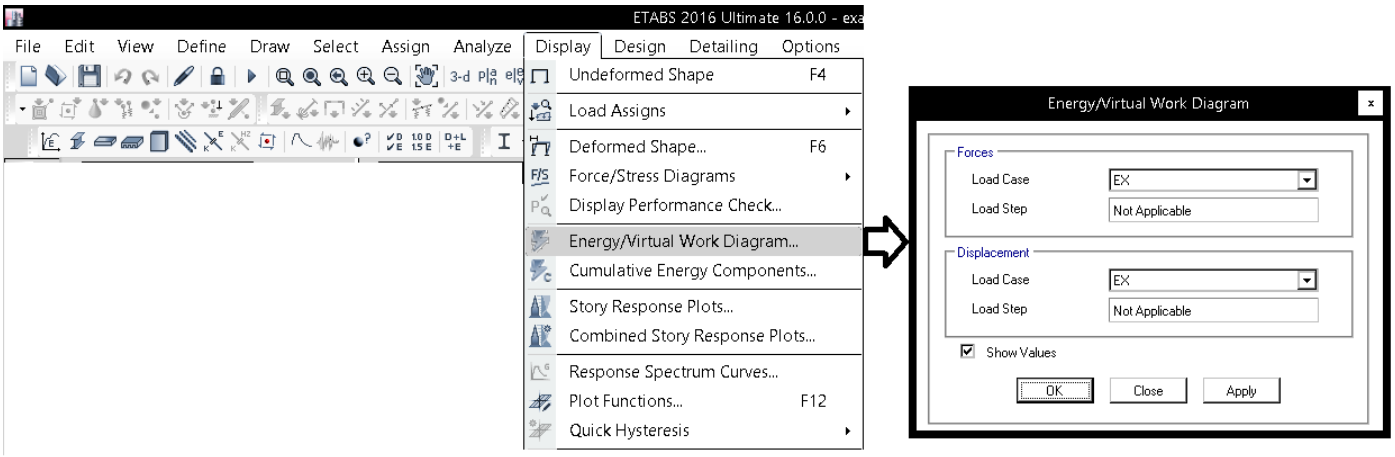
TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story8	EXALL 2	Diaph D1 X	0.001523	0.001154	1.32
Story8	EXALL 3	Diaph D1 X	0.001428	0.00116	1.231
Story7	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002936	0.002657	1.105
Story7	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00362	0.002749	1.316
Story6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00334	0.003171	1.054
Story6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004126	0.003262	1.265
Story5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003843	0.003776	1.018
Story5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004655	0.003835	1.214
Story4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004685	0.004619	1.014
Story4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005653	0.004685	1.207
Story3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004791	0.004745	1.01
Story3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.005794	0.004805	1.206
Story2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00381	0.003723	1.023
Story2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004454	0.003752	1.187
Story1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002057	0.001952	1.054
Story1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002288	0.001957	1.169

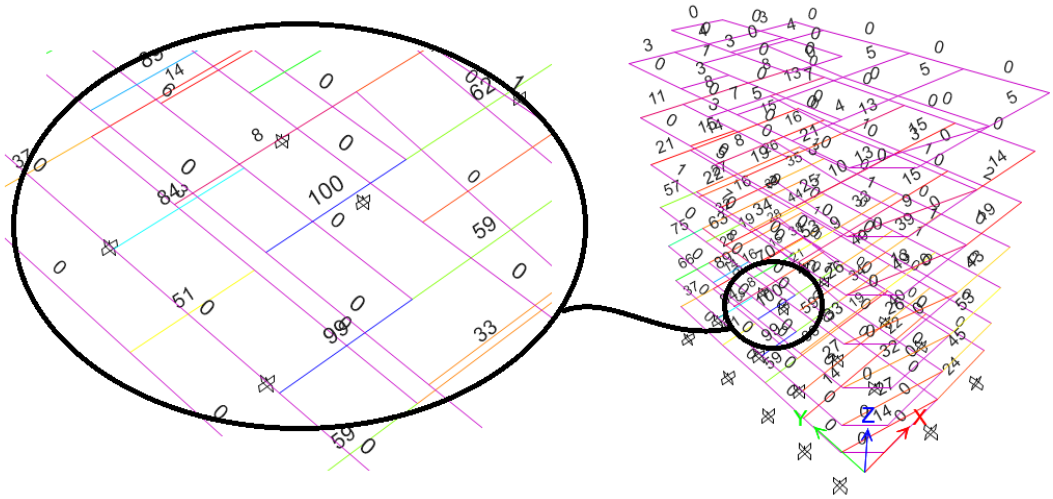
گام ۹:

عضوی را که حذف آن بیشترین افت مقاومت را در طبقه ایجاد می کند بیابید و مطابق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.

اولویت بندی بر اساس کاهش مقاومت طبقه:

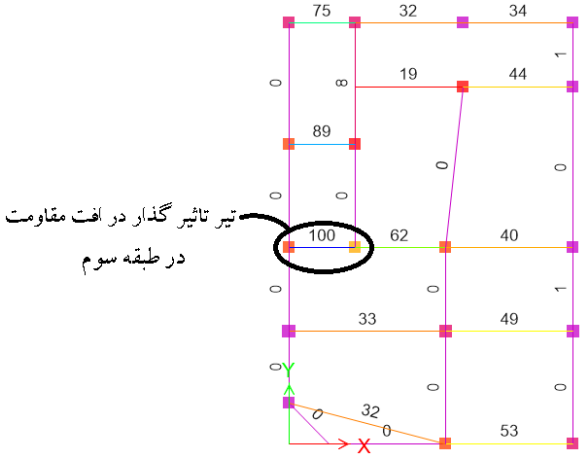
انرژی داخلی می تواند به صورت تقریبی تاثیرگذارترین تیر را در کاهش مقاومت طبقه نشان دهد. بهتر است ستونها و کف ها در مدل پنهان شوند تا تنها انرژی تیرها نمایش داده شود. تیری که نسبت انرژی آن ۱۰۰ باشد، موثرترین تیر می باشد. در این سازه تیر بحرانی از نظر افت مقاومت تیر شماره ۱ در طبقه دوم می باشد.





شکل ۲۰ تعیین تیر تاثیرگذار در افت مقاومت بر اساس انرژی تیرها

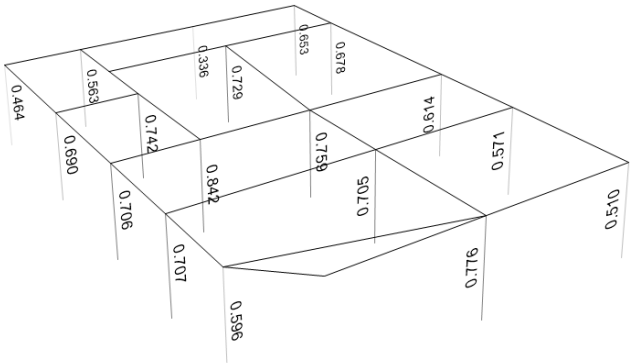
تاثیر گذارترین تیر در افت مقاومت تحت زلزله EX بر اساس انرژی اعضا تیر کوتاه میانی در طبقه سوم می باشد:



گام ۱۰

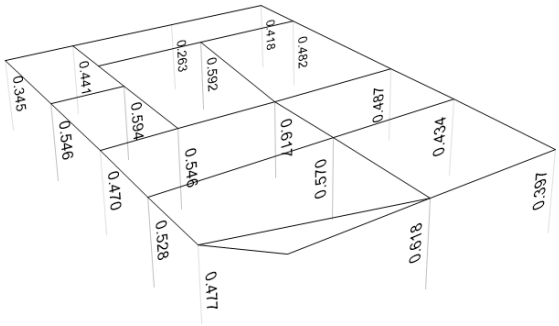
در سازه تضعیف شده، ضرایب نیروی زلزله را به 0.67 کاهش دهید. آیا پس از کاهش ضریب زلزله، نسبت تنشها در سازه تضعیف شده ، در تمامی اعضا، کمتر از نسبت تنشهای متناظر در سازه سالم می باشد؟

در سازه سمت چپ، پس از دوسرمفصل کردن تیر، ضریب زلزله نیز کاهش یافته است نسبت تنش "تمامی ستونها نسبت به سازه اصلی" کاهش یافته است:



C=0.13

الف)

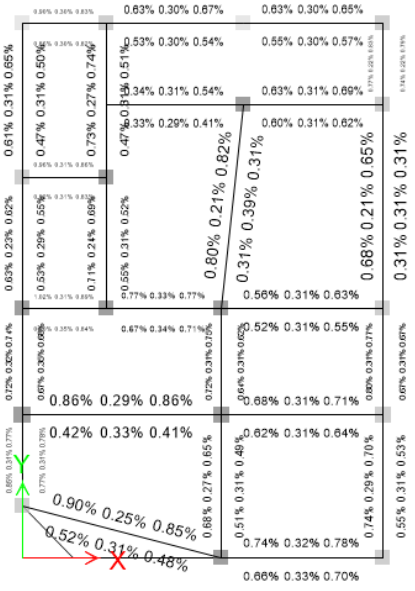


C=0.67*0.13=0.0871

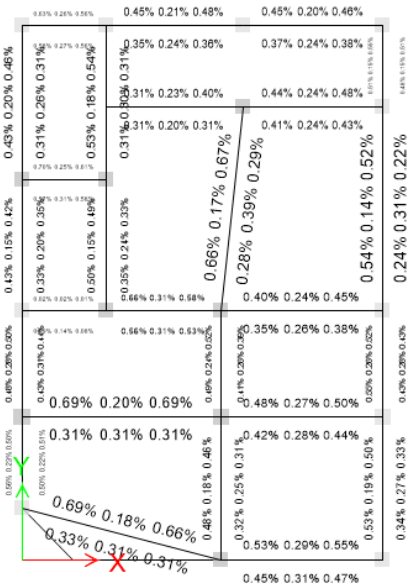
ب)

شکل ۲۱، نسبت تنشها، الف) سازه سالم اولیه با ضریب زلزله C=0.13 ب) سازه تضعیف شده با ضریب زلزله کاهش یافته C=0.087

در شکل زیر نسبت تنش در تیرهای راستای X (راستایی که زلزله آن بررسی می شود) در سازه تضعیف شده، کمتر از سازه اولیه می باشد.



C=0.13



C=0.67*0.13=0.0871

شکل ۲۲، درصد میلگرد مورد نیاز تیرها (Rebar Percentage) الف) سازه سالم اولیه با ضریب زلزله اولیه C=0.13 ب) سازه تضعیف شده با ضریب زلزله کاهش یافته C=0.0871

- با توجه به اینکه نسبت تنشهای ستونها و نیز درصد میلگرد تیرها در سازه تضعیف شده کاهش یافته است، بنابراین افت مقاومت سازه کمتر از ۳۳ درصد می باشد.
- علاوه بر موارد فوق، بهتر است آرماتور برشی تیرها نیز در دو سازه مقایسه شود.

- اگر نسبت تنش و یا میزان میلگرد لازم حتی در یک تیر و یا ستون در سازه (با زلزله کاهش یافته) نسبت به سازه (اولیه) افزایش نشان دهد، نمی توان با اطمینان گفت که افت مقاومت کمتر از ۳۳ درصد است. در این صورت یا باید ضریب نامعینی برابر 1.2 منظور شود و یا اینکه تحلیل غیر خطی انجام شود و به صورت دقیق مقاومت طبقه محاسبه شود.

گام ۱۲

- **با توجه به اینکه در گامهای قبلی سازه از نظر پیچش و افت مقاومت کنترل گردید و نتیجه مثبت بود، نیازی به کنترل گام ۱۱ نمی باشد و می توان از گام ۱۰ به گام ۱۲ رفت.**

در این سازه تنها کفایت سازه برای زلزله راستای X کنترل شد.
یکبار دیگر باید مراحل ۷ تا ۱۲ برای زلزله راستای Y تکرار شود.

با توجه به مراحل فوق فایلهای زیر باید تهیه شوند:

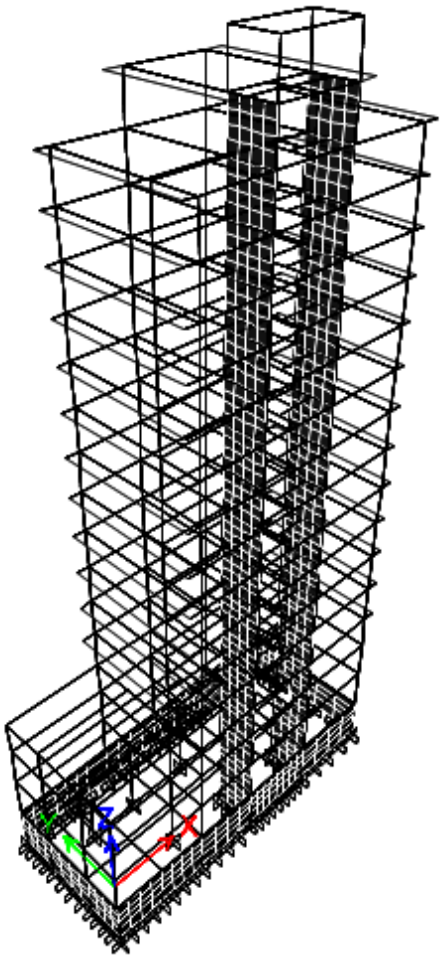
۲۰-فایل main.edb که فایل اصلی طراحی می باشد و هیچکدام از اعضا حذف نمی شوند.
۲۱-فایل Rho-Torsion-X: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار پیچش تحت زلزله EX تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی سازه نباید دچار نامنظمی پیچشی شدید شود.
۲۲-فایل Rho-Torsion-Y: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار پیچش تحت زلزله EY تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی سازه نباید دچار نامنظمی پیچشی شدید شود.
۲۳-فایل Rho-Strength-X: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار افت مقاومت تحت زلزله EX تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی افت مقاومت سازه باید کمتر از ۳۳ درصد باشد.
۲۴-فایل Rho-Strength-Y: در این فایل تیر بحرانی بر اساس معیار افت مقاومت تحت زلزله EY تعیین و دوسرمفصل می شود. پس از دوسرمفصل کردن تیر بحرانی افت مقاومت سازه باید کمتر از ۳۳ درصد باشد.

۲۹-۲-۳-۱ نتیجه گیری

- این سازه نامنظم بود و با روش ب کنترل گردید. و نشان داده شد که حذف عضو بحرانی موجب پیچش شدید نمی شود و افت مقاومت نیز کمتر از ۳۳ درصد خواهد بود و بنابراین ضریب نامعینی برابر ۱ خواهد بود.

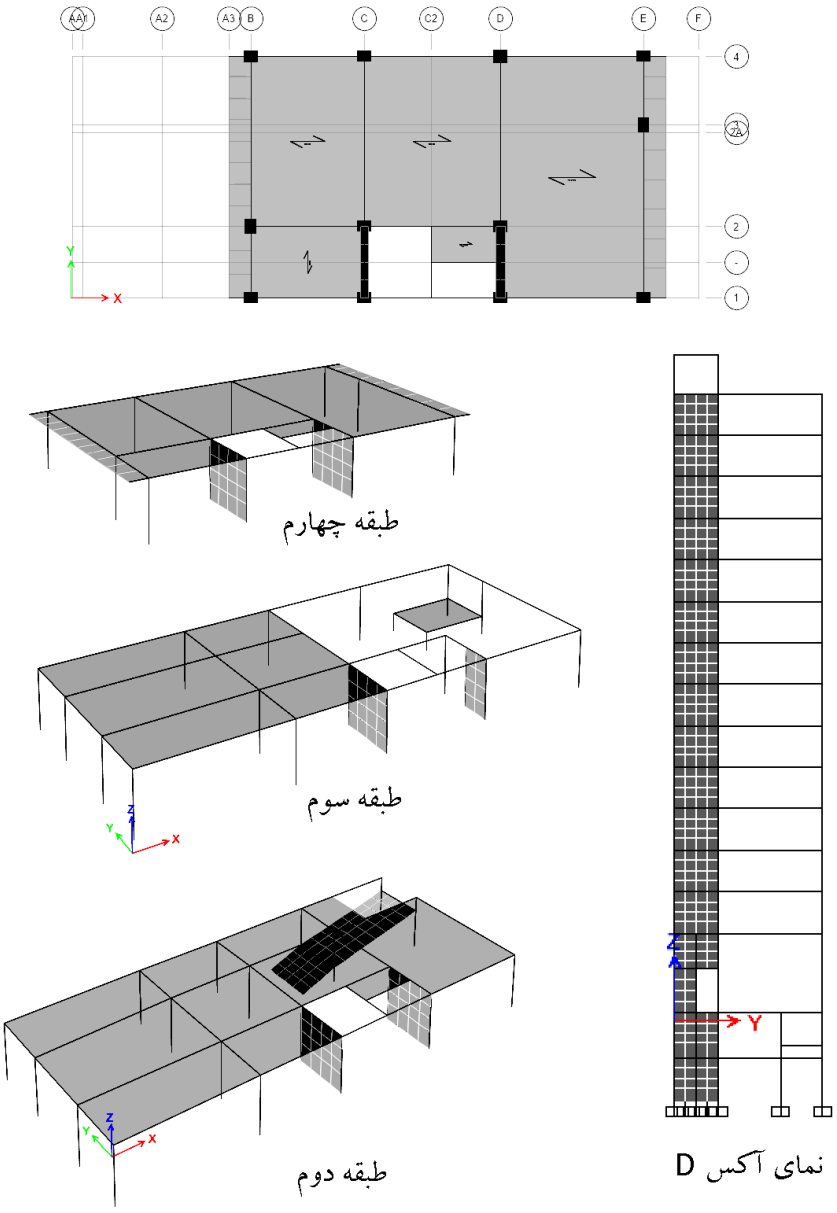
۲۹-۲-۴ مثال۴

مثال ۴ مربوط به یک سازه ۱۷ طبقه می باشد که در یک جهت دارای سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی+دیوار برشی می باشد و در راستای دیگر قاب خمشی بتنی می باشد. نمای سه بعدی سازه را نشان می دهد.



شکل ۲۳ نمای سه بعدی سازه مثال ۴

این سازه در راستای عرضی (راستای y) دو دیوار برشی دارد. یک از دیوارها که نمای آن در شکل نشان داده شده است، در طبقه سوم کاهش مقطع دارد. البته چنین طرحی توصیه نمیشود و اگر در یک راستا دیوار برشی استفاده شود، بهتر است در راستای متعامد نیز از دیوار برشی استفاده شود.



شکل ۲۴ سازه مربوط به مثال ۴

گام ۱ **آیا سازه کمتر از ۳ طبقه و یا کمتر از ۱۰ متر می باشد؟**

سازه بلندتر از ۳ طبقه بوده و باید ضریب نامعینی محاسبه شود.

گام۲ **انجام تحلیل خطی با حضور همه اعضا(سازه اصلی)**

گام ۳

طبقه ای را که بالاتر از آن طبقه برش طبقات کمتر از ۰/۳۵ برش پایه کل می باشد بیابید و آنرا طبقه X_p بنامید

برای تعیین طبقاتی که درجه نامعینی آن باید بررسی شود از خروجی نرم افزار استفاده می شود. برش پایه کل سازه برابر ۲۷۷ تن می باشد. ۳۵ درصد برش پایه برابر ۹۷ تن می باشد. بنابراین برش طبقه ۱۴ تا طبقه آخر کمتر از ۳۵ درصد برش پایه بوده و نیازی به بررسی درجه نامعینی ندارند.

جدول ٦، برش طبقات تحت زلزله EY در سازه مثال ٤

TABLE: Story Forces					
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY
			tonf	tonf	tonf
END	EY	Bottom	0	0	0
PENT	EY	Bottom	0	0	-12.6785
STORY16	EY	Bottom	0	0	-40.4214
STORY15	EY	Bottom	0	0	-67.6296
STORY14	EY	Bottom	0	0	-93.016
STORY13	EY	Bottom	0	0	-116.908
STORY12	EY	Bottom	0	0	-139.7058
STORY11	EY	Bottom	0	0	-160.976
STORY10	EY	Bottom	0	0	-180.6364
STORY9	EY	Bottom	0	0	-198.7808
STORY8	EY	Bottom	0	0	-214.9999
STORY7	EY	Bottom	0	0	-229.2119
STORY6	EY	Bottom	0	0	-241.5084
STORY5	EY	Bottom	0	0	-251.81
STORY4	EY	Bottom	0	0	-261.7179
STORY3	EY	Bottom	0	0	-267.6561
STORY2	EY	Bottom	0	0	-273.5485
STORY1	EY	Bottom	0	0	-277.8379

گام ۴

آیا طبقات پایین تر از طبقه X_p شرایط بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ را ارضا می کنند؟

سازه نامنظم پیچشی دارد و بنابراین شرایط الف ارضا نمی شود (شرط منظم بودن در پلان). جدول زیر خروجی نرم افزار را برای این سازه نشان می دهد:

جدول ۷ کنترل نامنظمی پیچشی در سازه مثال ٤

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
END	EXALL 2	Diaph D1 X	0.001178	0.001153	1.022
END	EXALL 3	Diaph D1 X	0.001218	0.001209	1.007
PENT	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002209	0.002071	1.067
PENT	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002086	0.002042	1.022
STORY16	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002342	0.002202	1.063
STORY16	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00221	0.002172	1.017
STORY15	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002446	0.002282	1.072
STORY15	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002279	0.002248	1.014
STORY14	EXALL 2	Diaph D1 X	0.002717	0.002534	1.073
STORY14	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002528	0.002496	1.013
STORY13	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003159	0.002961	1.067
STORY13	EXALL 3	Diaph D1 X	0.002965	0.002922	1.015
STORY12	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003481	0.003273	1.063
STORY12	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003287	0.003233	1.017
STORY11	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003851	0.003637	1.059
STORY11	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003663	0.003596	1.019
STORY10	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004037	0.003833	1.053
STORY10	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003888	0.003798	1.024
STORY9	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004193	0.004006	1.047
STORY9	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004092	0.003976	1.029
STORY8	EXALL 2	Diaph D1 X	0.00434	0.00416	1.043
STORY8	EXALL 3	Diaph D1 X	0.00426	0.004132	1.031
STORY7	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004362	0.004189	1.041
STORY7	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004301	0.004161	1.033
STORY6	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004316	0.004156	1.038
STORY6	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004277	0.00413	1.036
STORY5	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004515	0.004387	1.029
STORY5	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004534	0.004368	1.038
STORY4	EXALL 2	Diaph D1 X	0.004387	0.00431	1.018
STORY4	EXALL 3	Diaph D1 X	0.004483	0.004301	1.042
STORY3	EXALL 2	Diaph D1 X	0.003578	0.003576	1.001
STORY3	EXALL 3	Diaph D1 X	0.003807	0.003586	1.062
STORY2	EXALL 2	Diaph D1 X	0.001665	0.001568	1.062
STORY2	EXALL 3	Diaph D1 X	0.001809	0.001595	1.134
STORY1	EXALL 2	Diaph D1 X	0.000033	0.000031	1.065
STORY1	EXALL 3	Diaph D1 X	0.000036	0.000031	1.132

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	d Case/Com	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
END	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003887	0.003823	1.017
END	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003899	0.003844	1.014
PENT	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004009	0.00393	1.02
PENT	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004057	0.003954	1.026
STORY16	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004198	0.003978	1.055
STORY16	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004343	0.003966	1.095
STORY15	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004473	0.00412	1.086
STORY15	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.00442	0.004102	1.077
STORY14	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004705	0.004266	1.103
STORY14	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004558	0.004244	1.074
STORY13	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004955	0.004419	1.121
STORY13	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004704	0.00439	1.071
STORY12	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005144	0.004532	1.135
STORY12	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004806	0.004498	1.068
STORY11	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005292	0.004614	1.147
STORY11	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004888	0.004576	1.068
STORY10	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005358	0.004642	1.154
STORY10	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004915	0.004601	1.068
STORY9	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005364	0.004625	1.16
STORY9	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.0049	0.004583	1.069
STORY8	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005315	0.00456	1.166
STORY8	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004831	0.004516	1.07
STORY7	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005195	0.004443	1.169
STORY7	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004721	0.0044	1.073
STORY6	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004978	0.004258	1.169
STORY6	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004546	0.004217	1.078
STORY5	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004489	0.003919	1.145
STORY5	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004196	0.003825	1.097
STORY4	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003754	0.003057	1.228
STORY4	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003802	0.00337	1.128
STORY3	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.00303	0.002333	1.298
STORY3	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.002867	0.002588	1.108
STORY2	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.001436	0.001209	1.188
STORY2	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.001628	0.001352	1.205
STORY1	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.000165	0.000135	1.22
STORY1	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.000156	0.000135	1.152

گام ۵

آیا سازه اولیه نامنظمی شدید پیچشی دارد؟

سازه اولیه نامنظمی شدید پیچشی ندارد. جدول ۴ خروجی نرم افزار را نشان می دهد. نسبت تغییرشکل حداکثر به تغییرشکل میانگین (ratio در جدول زیر) 1.298 که کمتر از 1.4 می باشد. بنابراین سازه اولیه نامنظمی پیچشی شدید ندارد. البته مقدار این نسبت از 1.2 بیشتر بوده و سازه نامنظمی پیچشی دارد.

گام ۶

آیا سیستم باربر جانبی تنها شامل دیوار برشی یا دیوار برشی همبسته با نسبت ارتفاع به طول کمتر از ۱ می باشد؟

در گام ۶ سوال می شود که آیا سیستم باربر جانبی سازه "تنها" شامل دیوار برشی می باشد؟ با توجه به اینکه سیستم سازه دوگانه می باشد بنابراین علاوه بر دیوار قاب خمشی نیز داریم و پاسخ منفی خواهد بود.

نکته: در سازه هایی که دارای دیوار برشی هستند، اگر طول دیوار در طبقه بیش از ارتفاع باشد لازم به حذف دیوار نخواهد بود. علت: احتمال خرابی دیوارهای طویل در زلزله پایین بوده و در تشکیل سازه تضعیف شده تنها دیوارهای با نسبت ارتفاع به طول بزرگتر از یک از مدل حذف خواهند شد. در این سازه در تمامی طبقات طول دیوارهای برشی بیش از ارتفاع می باشد و تنها در طبقه سوم به علت ایجاد بازشو، طول دیوار کاهش یافته و می توان در مدل تضعیف شده، اثر حذف این دیوار را بررسی نمود.

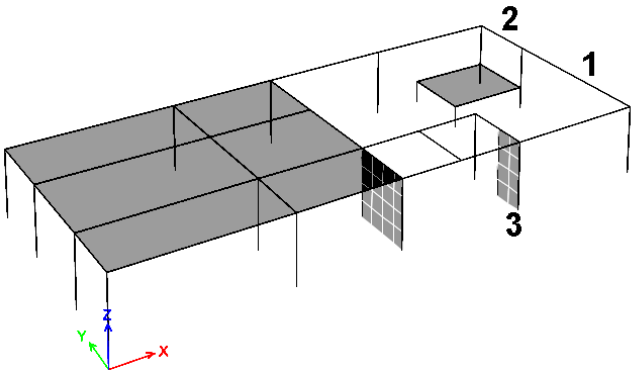
گام ۷

عضوی را که حذف آن بیشترین پیچش را در طبقه ایجاد می کند بیابیدو مطابق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.

در طبقه سوم سازه که یکی از دیوارهای برشی کاهش مقطع دارد، پیچش طبقه (برای زلزله راستای Y) به حداکثر مقدار خود رسیده است.

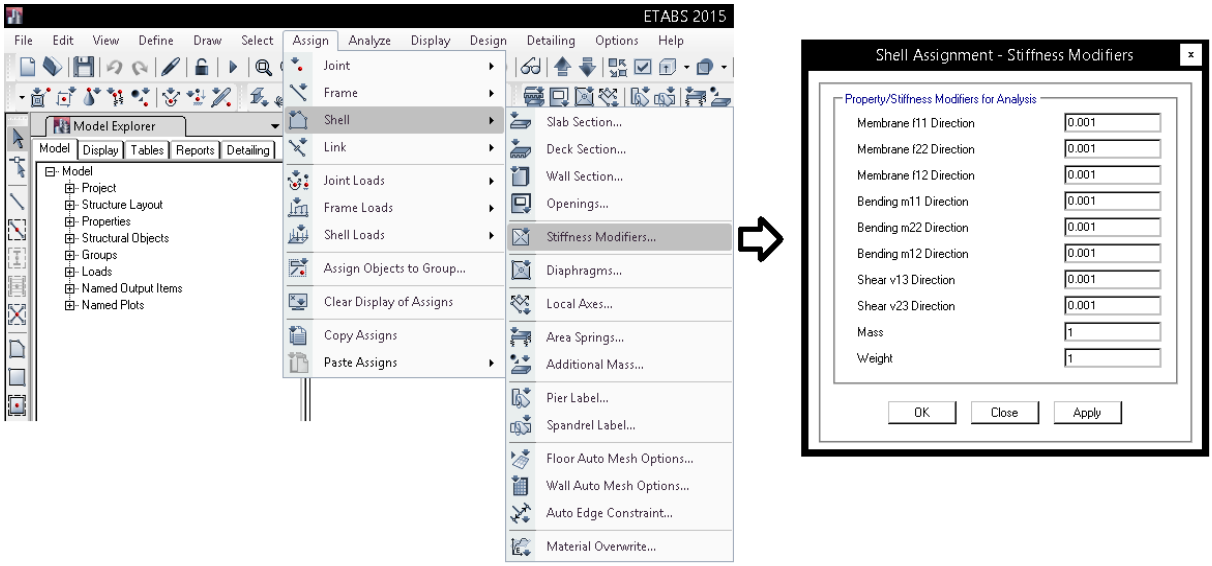
بنابراین بحرانی ترین طبقه، طبقه سوم می باشد.

احتمال می رود اگر یکی از اعضای طبقه سوم حذف شود، در سازه نامنظمی شدید پیچشی داشته باشیم. در شکل ۲۵ نمای سه بعدی طبقه سوم نشان داده شده است. در این سازه با افزایش ابعاد تیرهای ۱ و ۲ سعی شده است تا حد امکان از پیچش سازه اولیه کاسته شود. با این وجود نسب تغییرمکان حداکثر به تغییرمکان میانگین در این طبقه به ۱/۲۹ رسیده است. طول دیوار برشی ۳ که در شکل نشان داده شده است، کمتر از ارتفاع آن است و با توجه به سختی بالای دیوارهای برشی، اولویت با حذف این دیوار می باشد.



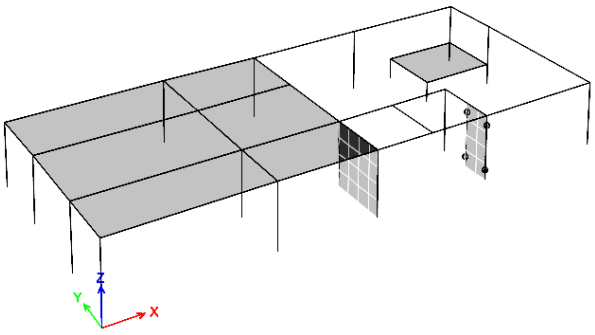
شکل ۲۵ نمای سه بعدی طبقه سوم

برای حذف دیوار برشی شماره ۳ از مدل باید سختی المانهای shell آن کاهش یابد. برای این منظور باید این المانها انتخاب گردیده و مطابق شکل زیر تمامی ضرایب سختی آن یک مقدار کوچک وارد می شود.



شکل ۲۶ کاهش سختی المانهای shell دیوار شماره ۳

همچنین ستونهای اطراف دیوار برشی مطابق شکل ۲۷ باید دوسرمفصل شوند. دقت نمایید که دو ستون نشان داده شده در شکل، اجزای مرزی دیوار محسوب شده و همراه با آن باید باربری جانبی ستونها نیز حذف شود.



شکل ۲۷ دوسرمفصل کردن ستونهای اطراف دیوار

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

گام ۸

در سازه تضعیف شده نامنظمی پیچشی شدید داریم؟

پس از حذف دیوار و اجزای مرزی دو طرف آن، باید نامنظمی پیچشی سازه بررسی شود. پس از حذف نسبت تغییر شکل حداکثر به تغییر شکل میانگین در طبقه سوم تحت اثر EYALL2 به ۱/۳۷۱ می رسد که کمتر از مرز ۱/۴ می باشد (جدول ۸).
بنابراین پس از حذف دیوار برشی، سازه دچار نامنظمی پیچشی شدید نمی شود.

جدول ۸، مقادیر جابجایی طبقات پس از تضیف سازه

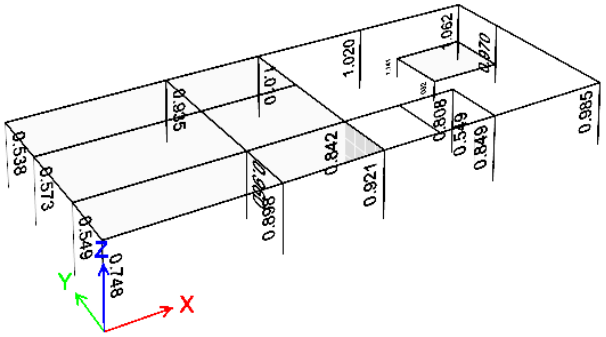
TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
END	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003912	0.003847	1.017
END	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003922	0.003867	1.014
PENT	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004033	0.003955	1.02
PENT	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.00408	0.003977	1.026
STORY16	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004222	0.004002	1.055
STORY16	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004365	0.003989	1.094
STORY15	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004498	0.004144	1.085
STORY15	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004443	0.004125	1.077
STORY14	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.00473	0.004292	1.102
STORY14	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004582	0.004268	1.074
STORY13	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004981	0.004446	1.121
STORY13	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004729	0.004416	1.071
STORY12	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005172	0.00456	1.134
STORY12	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004832	0.004525	1.068
STORY11	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005323	0.004644	1.146
STORY11	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004916	0.004605	1.068
STORY10	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005391	0.004674	1.153
STORY10	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004944	0.004632	1.067
STORY9	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005401	0.00466	1.159
STORY9	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004931	0.004616	1.068
STORY8	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005357	0.004597	1.165
STORY8	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004864	0.004552	1.068
STORY7	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005242	0.004484	1.169
STORY7	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004755	0.004439	1.071
STORY6	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.005033	0.004304	1.169
STORY6	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004581	0.004261	1.075
STORY5	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.004559	0.003973	1.147
STORY5	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.004232	0.003877	1.091
STORY4	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003866	0.003105	1.245
STORY4	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.003789	0.003417	1.109
STORY3	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.003309	0.002413	1.371
STORY3	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.002781	0.002657	1.047
STORY2	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.001402	0.001204	1.164
STORY2	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.001653	0.001347	1.227
STORY1	EYALL 2	Diaph D1 Y	0.000163	0.000134	1.217
STORY1	EYALL 3	Diaph D1 Y	0.000154	0.000135	1.148

گام ۹ عضوی را که حذف آن بیشترین افت مقاومت را در طبقه ایجاد می کند بیابید و مطابق جدول ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.

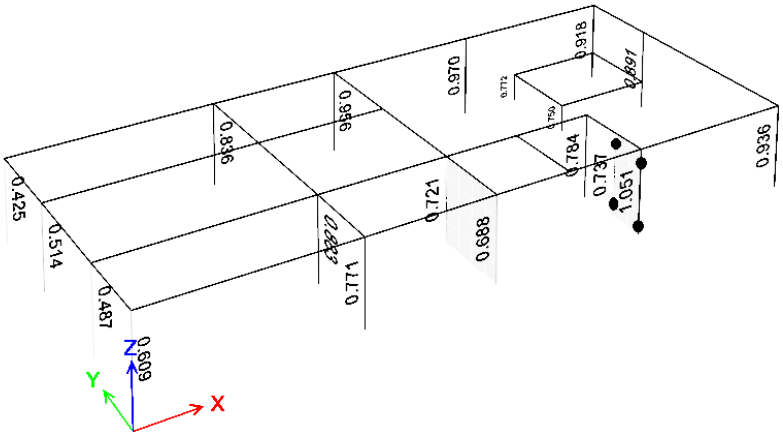
در تمامی طبقات طول دیوارها بیشتر از ارتفاع آنها می باشد.
تنها در طبقه سوم یک دیوار با طول کم داریم که قابلیت حذف دارد و تنها عضوی که ممکن است حذف آن موجب کاهش شدید مقاومت طبقه شود، همین دیوار است.

گام ۱۰ در سازه تضعیف شده، ضرایب نیروی زلزله را به 0.67 کاهش دهید. آیا پس از کاهش ضریب زلزله، نسبت تنشها در سازه تضعیف شده ، در تمامی اعضا، کمتر از نسبت تنشهای متناظر در سازه سالم می باشد؟

شکل زیر نسبت تنشها را در طبقه سوم قبل و پس از حذف دیوار نشان می دهد. در شکل ب که دیوار حذف شده است، ضریب زلزله نیز به 0.67 مقدار اولیه کاهش داده شده است. در شکل ب تمامی نسبت تنش ها در ستونها نسبت به سازه اولیه کاهش نشان میدهد. بنابراین حذف دیوار نتوانسته به اندازه ۳۳ کاهش مقاومت ایجاد کند.



الف)

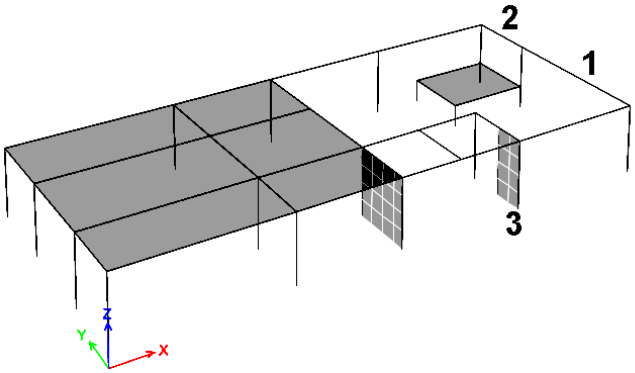


ب)

شکل ۲۸، نسبت تنشها ستونها، الف) سازه سالم اولیه با ضریب زلزله اولیه C ب) سازه تضعیف شده با ضریب زلزله کاهش یافته 0.67*C

گام ۱۲ **آیا حذف تمامی المانهای محتمل بررسی شده است؟**

جهت اطمینان از کفایت سازه و بالا بودن درجه نامعینی آن، علاوه بر حذف دیوار در طبقه سوم، بهتر است تیر شماره ۲ که در شکل زیر نشان داده شده، نیز حذف شود و مراحل ۷ تا ۱۰ تکرار شوند. با توجه به اینکه ابعاد مقاطع تیرهای ۱ و ۲ یکسان هستند، از بین دو تیر ۱ و ۲، تیر کوتاهتر بحرانی تر خواهد بود و نیازی به کنترل حذف تیر شماره ۱ نمی باشد. مراحل کنترل حذف تیر مشابه مراحل کنترل حذف دیوار می باشد و در این نوشتار برای جلوگیری از اطاله مطلب، کنترل حذف تیر ۲ انجام نشده است.



شکل ۲۹ نمای سه بعدی طبقه سوم

کنترل سازه برای زلزله جهت X:

در راستای x، سازه دارای سیستم قاب خمشی می باشد، سازه اولیه در این راستا نامنظم پیچشی نمی باشد و با توجه به تعداد بالای قابهای خمشی در این راستا، مسلما حذف یک تیر از سازه، موجب کاهش مقاومت شدید و یا پیچش شدید نخواهد شد و بنابراین نیازی به کنترل راستای x نمی باشد.

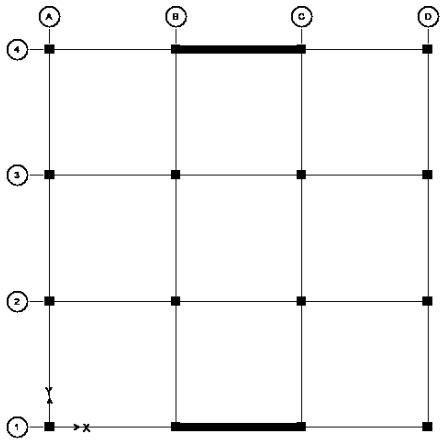
۲۹-۲-۴-۱ نتیجه گیری

در این سازه در هر دو راستا تعداد قابهای خمشی و دیوار برشی به صورت قابل توجهی بالا بود. سازه هایی که در آنها تعداد اجزای باربر جانبی بالا می باشد، اصولا سازه هایی با درجه نامعینی بالا می باشند. طول دیوارهای برشی در تمامی طبقات بیش از ارتفاع طبقه بود و بنابراین این دیوارها در لیست حذفیات گنجانده نشدند.

تنها در طبقه سوم یک دیوار با طول کم وجود داشت که ممکن بود با حذف آن سازه دچار پیچش شدید و یا افت مقاومت شود. پس از حذف این دیوار نیز مشاهده شد که سازه کفایت کافی را دارد و بنابراین مقدار ضریب نامعینی در هر دو راستا برابر یک می باشد.

۲۹-۲-۵ مثال ۵

مثال ۵ مربوط به یک سازه ۵ طبقه با پلان منظم می باشد که در راستای غربی شرقی دارای سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی +دیوار برشی بتنی می باشد و در راستای دیگر قاب خمشی بتنی می باشد. طول تمامی دهانه ها برابر ۵ متر و ارتفاع طبقات برابر ۳ متر می باشد.



شکل ۳۰ پلان سازه مثال ۵

گام ۱ **آیا سازه کمتر از ۳ طبقه و یا کمتر از ۱۰ متر می باشد؟**

سازه بلندتر از ۳ طبقه بوده و باید ضریب نامعینی محاسبه شود.

گام۲ **انجام تحلیل خطی با حضور همه اعضا(سازه اصلی)**

گام ۳ **طبقه ای را که بالاتر از آن طبقه برش طبقات کمتر از ۰/۳۵ برش پایه کل می باشد بیابید و آنرا طبقه X_p بنامید**

با توجه به اینکه سازه ۵ طبقه می باشد، با توجه به تجربیات مثالهای قبلی، تمامی طبقات، به جز پشت بام باید منظور شوند.

گام ۴ **آیا طبقات پایین تر از طبقه X_p شرایط بند ۳-۳-۲-۲- الف استاندارد ۲۸۰۰ را ارضا می کنند؟**

سازه منظم می باشد و می توان از روش الف استفاده نمود. تعداد دهانه ها برای راستای Y کافی می باشد (۶ دهانه قاب خمشی در هر سمت مرکز جرم وجود دارد). در راستای X نیز در هر سمت مرکز جرم، ۵ دهانه قاب خمشی همراه با یک دیوار برشی به طول ۵ وجود دارد. دیوار برشی $\frac{5}{3} = 1.67$ دهانه محسوب می شود و در نتیجه در کل در هر سمت مرکز جرم ۶/۶۷ دهانه باربر خواهیم داشت و سازه در این راستا نیز دهانه باربر به حد کافی دارد. و ضریب نامعینی برابر $\rho = 1$ خواهد بود.

نکته: متن استاندارد ۲۸۰۰ برای شمارش تعداد دهانه ها به شرح زیر می باشد:

"الف- در ساختمانهای منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در دو امتداد عمود بر هم، موجود باشد. در سیستم های دارای دیوار برشی تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه بدست می آید."

از متن فوق ممکن است چنین برآید که در سازه مثال ۵ در شمارش تعداد دهانه ها تنها باید دیوار برشی منظور شود. در این صورت در هر سمت مرکز جرم تنها ۱/۷ دهانه خواهیم داشت و ضریب نامعینی برابر ۱/۲ خواهد شد.

متن زیر نیز مربوط به ASCE7-10 می باشد که ضریب نامعینی در استاندارد ۲۸۰۰ برگرفته از آن می باشد. با دقت به متن اصلی استنباط می شود که باید تعداد دهانه های دیوار برشی با دهانه های مربوط به قاب خمشی تجمیع شود.

b. Structures that are regular in plan at all levels provided that the seismic force-resisting systems consist of at least two bays of seismic force-resisting perimeter framing on each side of the structure in each orthogonal direction at each story resisting more than 35 percent of the base shear. The number of bays for a shear wall shall be calculated as the length of shear wall divided by the story height or two times the length of shear wall divided by the story height, h_{sx}, for light-frame construction.

متن استاندارد ۲۸۰۰:

در سیستم های دارای دیوار برشی تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه بدست می آید

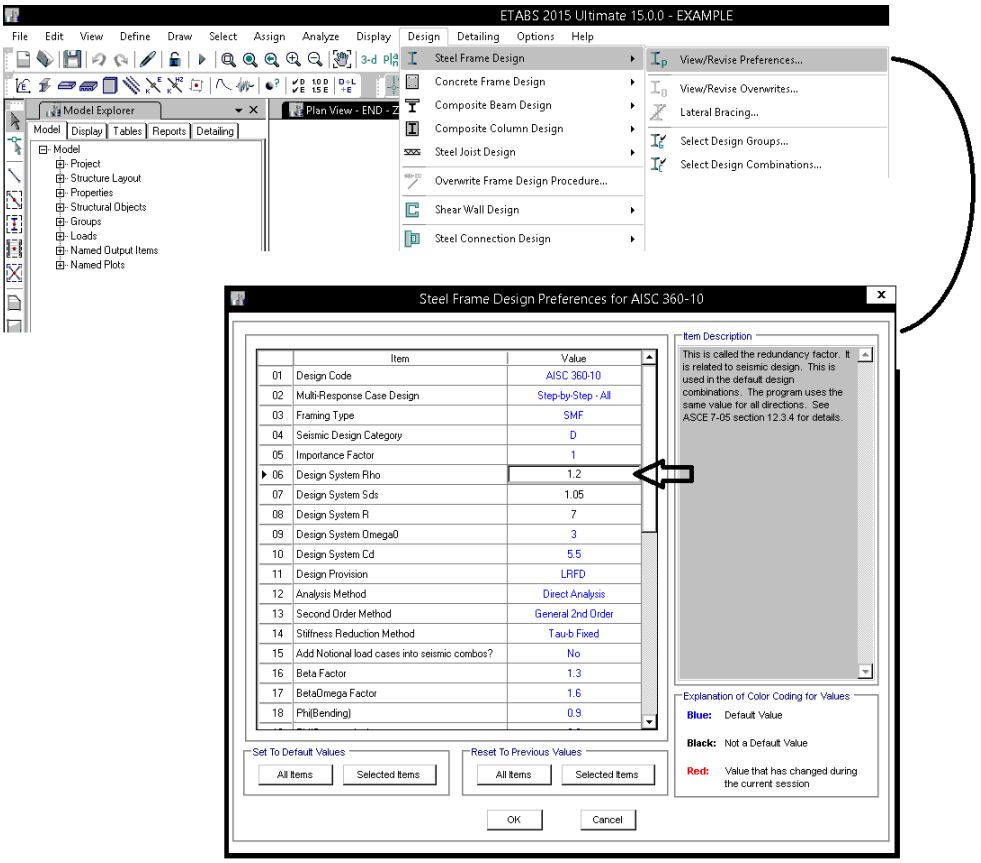
متن ASCE7-10:

در دیوار برشی تعداد تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه بدست می آید

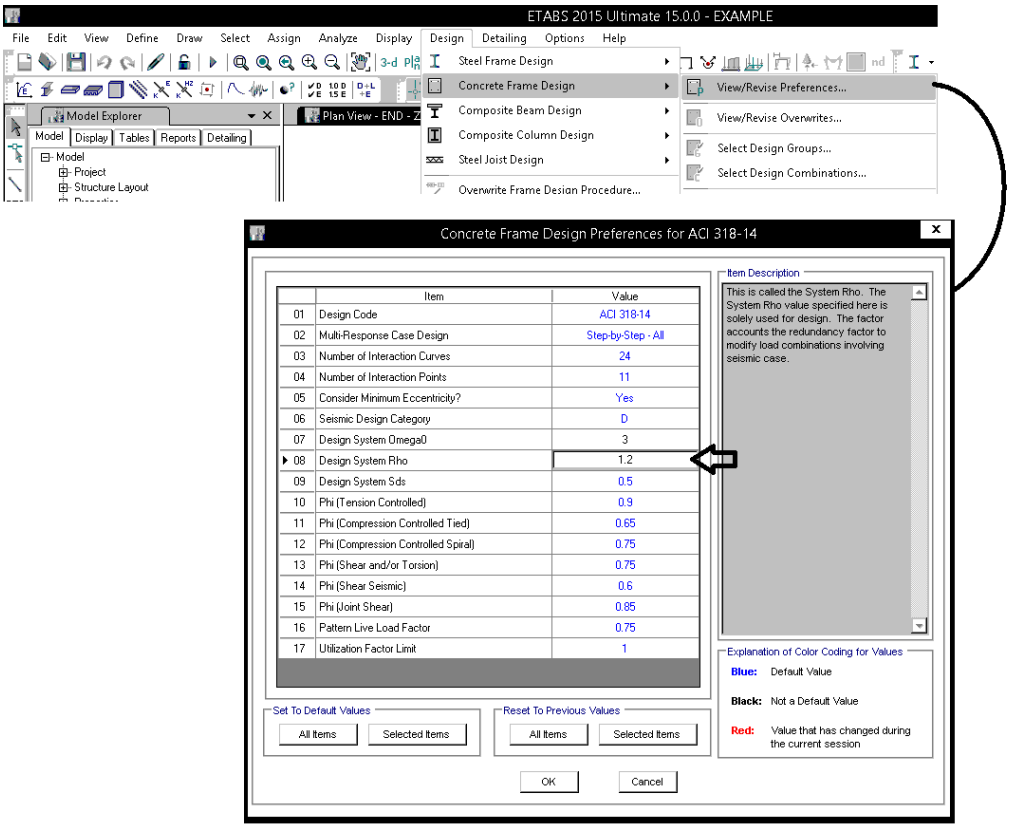
دقت شود که اصولا سازه های دارای سیستم دوگانه، سازه هایی با درجه نامعینی بالا می باشند. در صورت عدم منظور کردن قاب های خمشی در شمارش تعداد دهانه ها، بسیاری از سیستم های دوگانه فاقد درجه نامعینی کافی خواهند شد که با مفاهیم و اصول تعیین درجه نامعینی مطابقت ندارد. شاید چنین به نظر آید که با توجه به اینکه سهم بارگیری دیوار برشی بالا می باشد و عمده زلزله را دیوار برشی تحمل می کند، بنابراین بهتر است در شمارش تعداد دهانه ها، از قاب خمشی صرف نظر شود. در پاسخ باید گفت که یکی از شرایط دوگانه محسوب شدن سازه این است که تحمل قابهای خمشی حداقل ۲۵ درصد برش پایه باشد. در غیر این صورت سیستم دوگانه محسوب نشده و تنها در این حالت است که باید از شمارش قابهای خمشی صرف نظر شود.

بنابراین از نظر نگارنده در سیستم های دوگانه در شمارش تعداد دهانه باید قابهای خمشی نیز همراه با دیوار برشی شمارش شوند.

۳-۲۹ اعمال ضریب نامعینی در نرم افزار

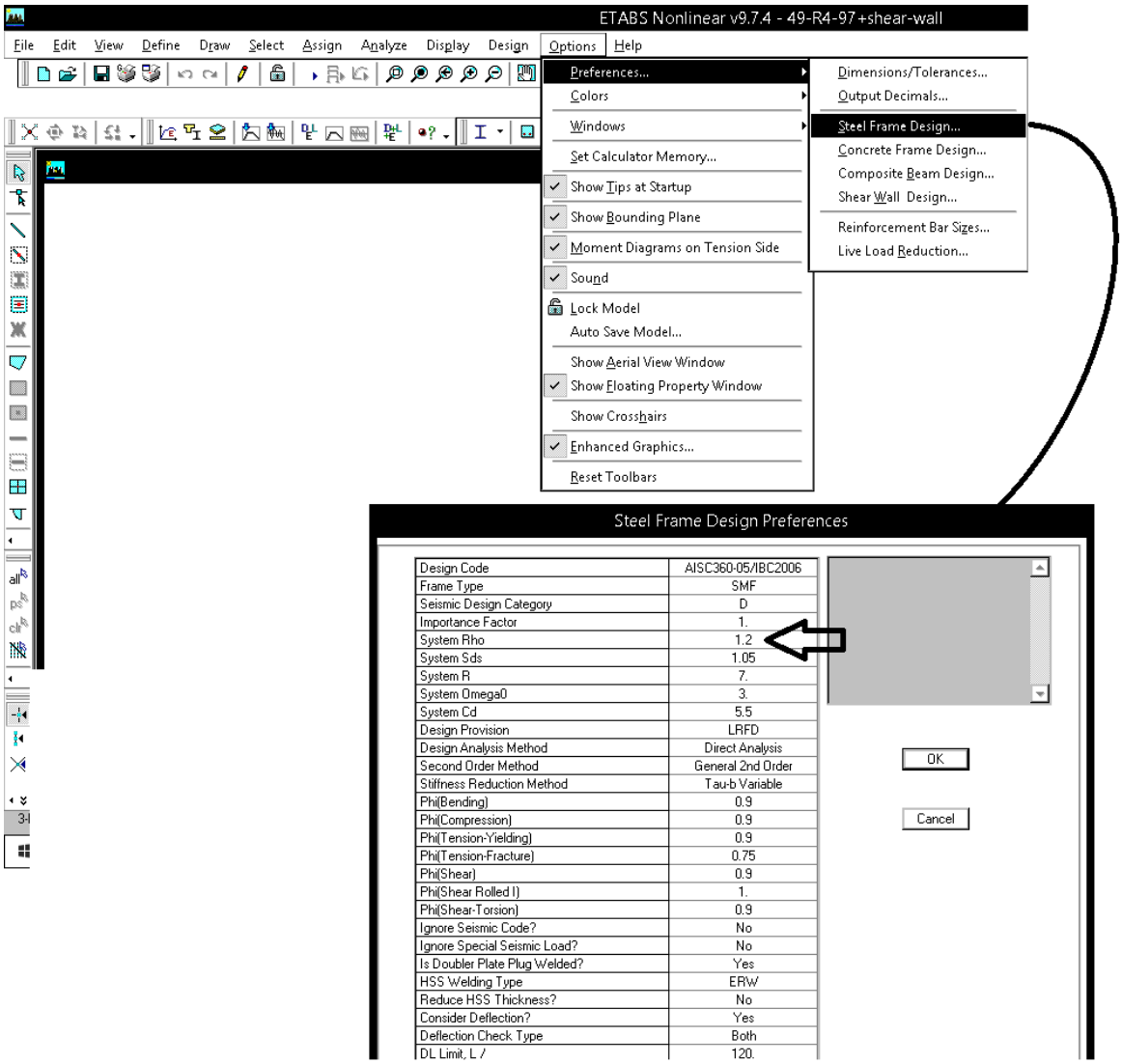


در سازه های بتنی:



 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

در سازه های فولادی:



Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.2
System Sds	1.05
System R	7.
System Omega0	3.
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1.
Phi(Shear-Torsion)	0.9
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.

تلگرام:

سلام آقای دکتر در خصوص ضریب نامعینی که در جزوه تان توضیح دادید یک سوال دارم برای سازه های منظم داشتن دو دهانه در هر طرف مرکز جرم جهت عدم اعمال ضریب 1.2 الزامی است در صورتیکه در سازه های نامنظم به جای اینکه ضوابط سخت گیرانه تر باشد بر عکس شده مثلا با وجود یک دهانه مهاربند در طرفین مرکز جرم میتواند با حذف یک عضو مهاربند ضربدری کمتر از ۳۳درصد از مقاومت جانبی کاهش یابد دلیل آن چیست من به نظرم می رسد منظور آیین نامه از حذف یک مهاربند حذف یک دهانه مهاربند می باشد

پاسخ: با سلام، دو روش برای تعیین rho داریم: روش الف و روش ب

روش الف: تنها در سازه های منظم در پلان قابل استفاده است و سخت گیرانه می باشد (هر دو جهت را 1.2 می گیرد)

روش ب: در تمامی سازه ها (چه منظم و چه نامنظم) قابل استفاده بوده و در این حالت طراح می تواند rho را در دو جهت متعامد متفاوت در نظر بگیرد.

روش ب دقیق است و به همین جهت اگر شما از ب استفاده نمایید اجازه می یابید که مقدار rho را کمتر در نظر بگیرید.

کانال تلگرام:

باسلام و احترام، در محاسبه ضریب ro،در آیین نامه ۲۸۰۰ ذکر شده که تعداد دهانه های مهار بندی شده یا قاب خمشی در طرفین مرکز جرم بعضی از همکاران میفرمایند منظور از دهانه ،تعداد قابهای طرفین مرکز جرم میباشد،لطفا بفرمایید در قاب خمشی بتنی ملاک تعداد دهانه میباشد یا تعداد قابها؟ممنون:::...

پاسخ: با سلام، خیر دهانه ها معیار هستند. هم در استاندارد ۲۸۰۰ و هم در آیین نامه آمریکا صراحتا صحبت از دهانه کرده است.

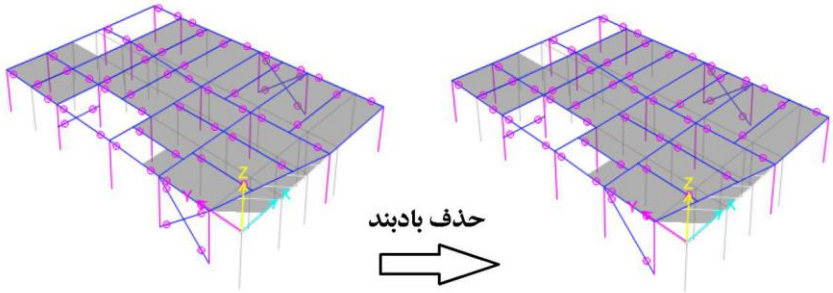
کانال تلگرام:

نکته ای در رابطه با ضریب نامعینی سازه های مهاربندی شده (یک دهانه در هر طرف مرکز جرم):

**به شکل زیر توجه نمایید. اگر با سازه منظم باشد و با روش الف سازه را بررسی کنیم، درجه نامعینی آن 1.2 خواهد بود (چون تنها یک دهانه دارد)

** اگر با روش ب کنترل شود، مطابق شکل باید تنها یک مهاربند حذف شود. در این صورت اگر سازه دچار پیچش شدید نشود آیا rho=1 خواهد بود؟

باید بررسی شود که آیا افت مقاومت ۳۳ درصدی دارد یا نه. ممکن است چنین استنباط شود که چون یکی از ۴ قطری مهاربند را حذف کرده ایم، بنابراین افت مقاومت برابر ۲۵ درصد بوده و مشکل افت مقاومت نداریم.



در حالیکه چنین نیست:

۱- در سازه حذف شده باید ضرایب 0.7 و 0.5 مربوط به طول کمانشی مهاربند باقی مانده باید به ۱ افزایش یابد. در نتیجه مقاومت آن نسبت به سازه اولیه کاهش می یابد.

۲- در کنترل مقاومت ما باید مهاربند کششی (را که قوی تر است) حذف کنیم و مسلما مهاربند باقی مانده که فشاری عمل می کند ضعیف تر خواهد بود.

۳- سازه پس از حذف مهاربند دچار پیچش شده و توزیع نیروها مساوی نخواهد بود و استنباط اینکه تنها ۲۵ درصد افت داریم نادرست است.

نتیجه نهایی: در روش ب نیز احتمالا سازه فوق به علت افت مقاومت مردود محسوب شده و ضریب نامعینی برابر 1.2 خواهد بود.

کانال تلگرام:

آیا ضریب نامعینی در جهات مختلف می تواند با هم برابر نباشد مثلا در یک جهت برابر با 1 و در جهت دیگر برابر با 1.2

پاسخ: با سلام، طبق استاندارد ۲۸۰۰ اگر از روش الف استفاده شود، هر دو جهت باید یکسان باشند (اگر یک طرف 1.2 شد، راستای دیگر نیز باید به ناچار 1.2 منظور شود). ولی اگر از روش ب استفاده شود، می توان در یک راستا یک و در راستای دیگر 1.2 منظور کرد.

۲۹-۳-۱ مراجع

۱- آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، شماره نشر: ض-۲۵۳

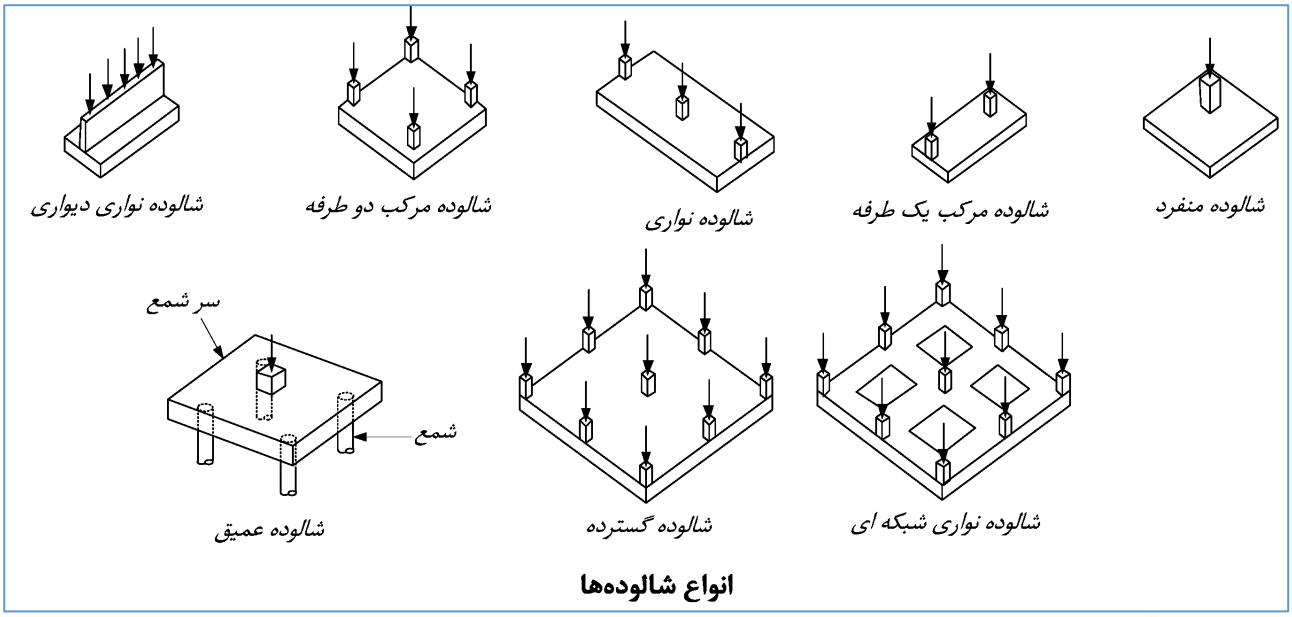
2- Minimum Design Loads for Buildings and other Structures, ASCE/SEI 7-10, 2010.

3- Seismic Loads, Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-05, Finley A. Chaney, Ph.D., P.E., ASCE, 2010.

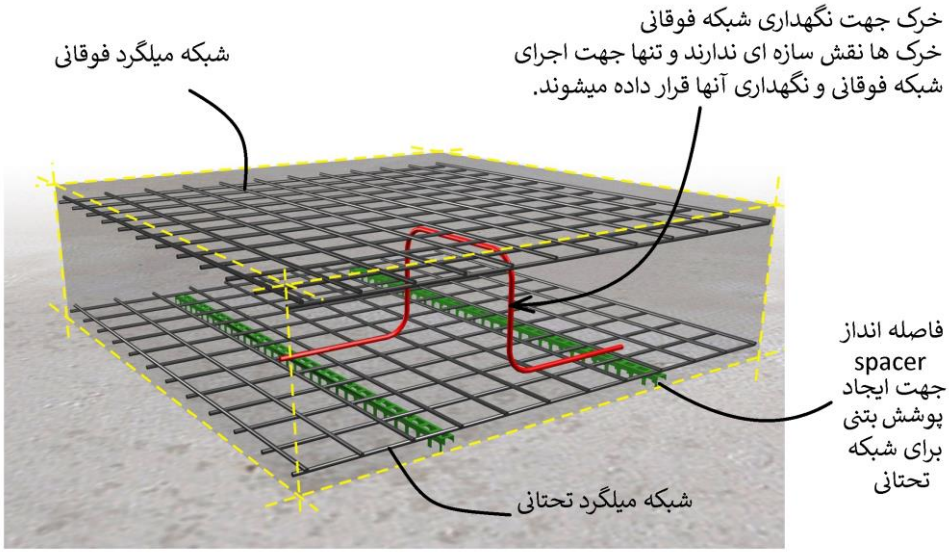
4- NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, FEMA P-750 / 2009 Edition, 2009.

۳۰ طراحی فونداسیون

شکل زیر برگرفته از مبحث نهم (بند ۹-۱۵-۱ مبحث نهم) میباشد. در این شکل انوع شالوده ها طبقه بندی شده اند.



انواع شالوده‌ها

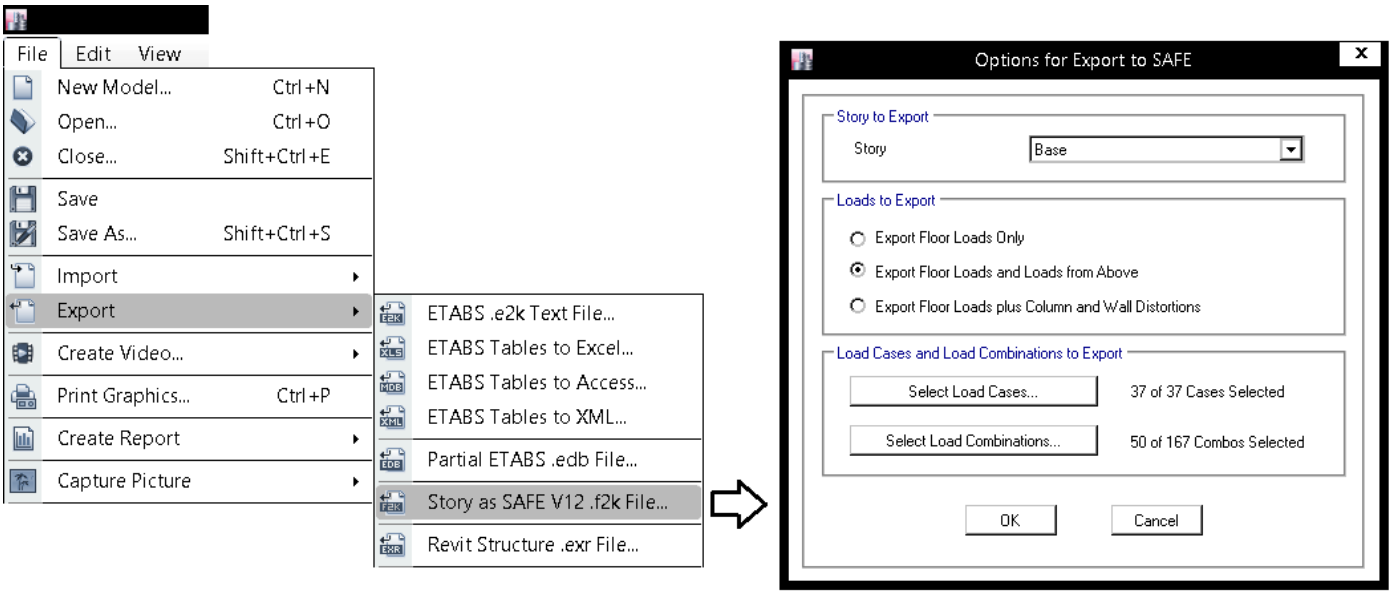


میلگرد گذاری پی گسترده



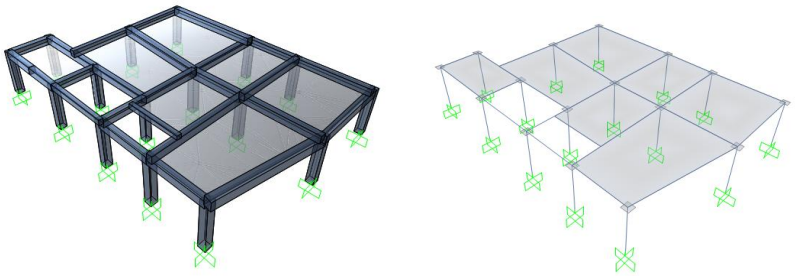
میلگرد گذاری پی نواری

۳۰-۱ انتقال عکس العملهای تکیه گاهی از ETABS



Export Floor Loads Only:

- تنها نیروی وارد بر کف ها و تیرهای طبقه و گرههای طبقه منتقل می شود.
- در انتهای ستونها المانهای slab از نوع stiff به صورت اتوماتیک ایجاد می شود و نیازی به تعریف دستی آنها نیست.
- خود ستونها (تنها ستونهای زیر دال) مدل می شوند و بنابراین سختی ستونها در تغییر شکلها منظور می شود.
- دیوارهای زیرین به صورت wall مدل می شوند و دیوارهای فوقانی نیز (بر خلاف ستونها) به صورت تیر عمیق از نوع beam مدل می شوند.

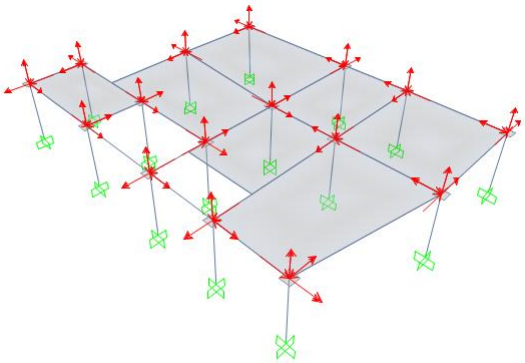


Export Floor Loads and loads from above:

- مشابه گزینه بالا می باشد با این تفاوت که نیروی انتهای ستونهای فوقانی به صورت نیروهای گرهی و با پسوند Above وارد می شوند.

<u>برای طراحی فونداسیون توصیه می شود از این گزینه استفاده شود.</u>

برخی از مهندسین برای طراحی دالها نیز از این گزینه استفاده می کنند. در این صورت اثرات "بارهای" ناشی از زلزله از طبقات فوقانی (شکل زیر را ببینید) به انتهای ستونها وارد میشود و این نیروها لنگرها و برش را در دال طبقه تغییر می دهد و بنابراین ادعا کرد در صورت استفاده از حالت دوم دال برای نیروهای لرزه ای طراحی شده است.

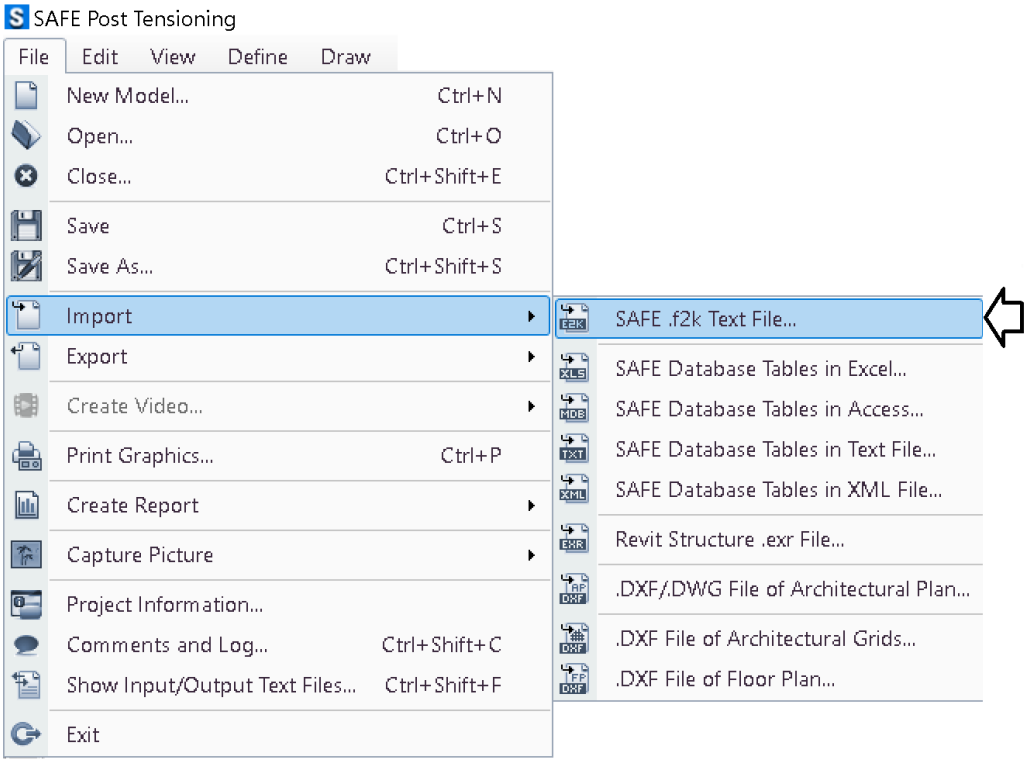


Export Floor Loads plus column and wall distortions:

- در انتهای ستونها علاوه بر نیروهای وارد از طبقات بالا، تغییر مکان و جابجایی ناشی از انواع بارها که توسط ETABS محاسبه شده است نیز منتقل می شوند.
- ستونها در مدل ترسیم نمی شوند. علت: با توجه به اعمال تغییر مکانها در گرهها نیازی به مدل کردن ستونها و دیوارها جهت منظور کردن سختی آنها در محاسبه تغییر شکلها نیست.
- در انتهای ستونها المانهای slab از نوع stiff به صورت اتوماتیک ایجاد نمی شود و باید به صورت دستی آنها را تعریف کرد.

توصیه می شود برای طراحی دالها از این گزینه استفاده می کنند.

پس از export کردن عکس العملهای تکیه گاهی، در نرم افزار SAFE باید فایل ایجاد شده از طریق منوی زیر فراخوانی شود:



۳۰-۲ انتقال بارهای دینامیکی در پی

آیا می توان بارهای دینامیکی (و ترکیب بارهای مربوطه) را به SAFE منتقل نمود؟

آیا SAFE قادر است اثرات بارهای دینامیکی را به طور صحیح در طراحی منظور کند؟

به متن زیر از سایت CSI توجه نمایید:

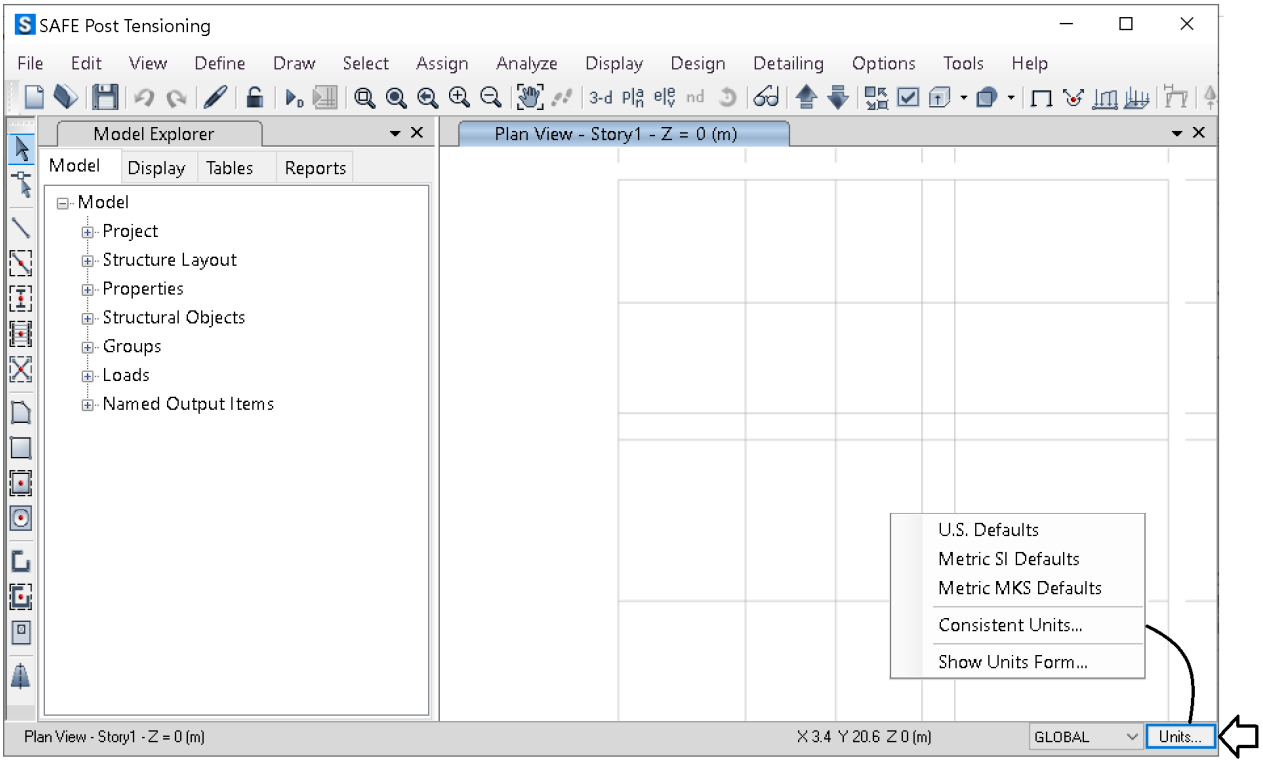
For foundation analysis and design, nonlinear uplift cases may not be converted from spectrum combinations because response-spectrum analysis is a linear formulation. As an alternative, spectrum story forces may be applied within ETABS manually as a lateral load case, then response may be exported to SAFE for foundation design.

با توجه به متن فوق در مواردی که احتمال می رود در پی تحت بارهای وارد شده کشش (uplift) داشته باشیم، بهتر است برای طراحی پی از زلزله های استاتیکی استفاده کنیم. اگر اصرار بر استفاده از بارهای دینامیکی باشد (به جهت استفاده از تخفیف ۱۰ یا ۱۵ درصدی در بار زلزله) می توان ابتدا در ایتبس بارهای استاتیکی از نوع user load و بر اساس برشهای دینامیکی در طبقات تعریف کرد و سپس بارهای تعریف شده از نوع user load را به SAFE منتقل نمود.

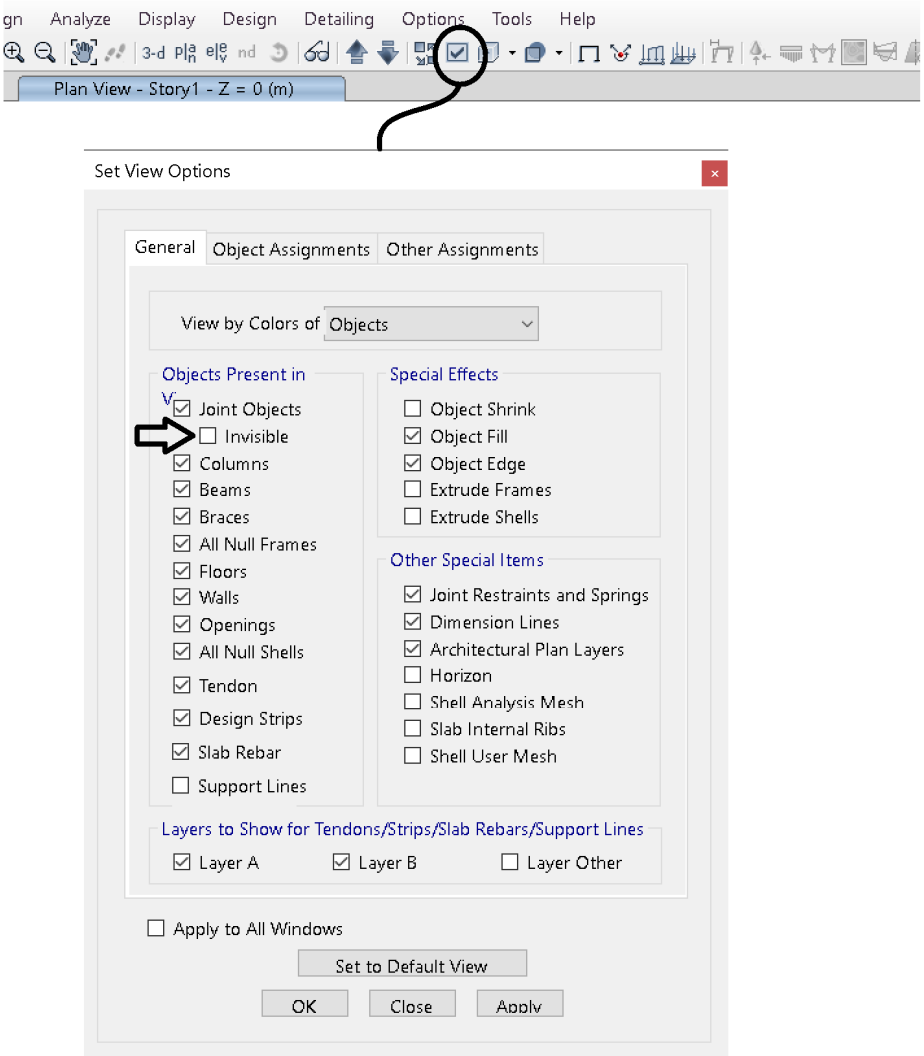
برای آشنایی با نحوه تعریف بار استاتیکی معادل (User Loads) به بند ۳۱-۱۲-۱ جزوه مراجعه کنید.

۳۰-۲-۱ تنظیمات اولیه

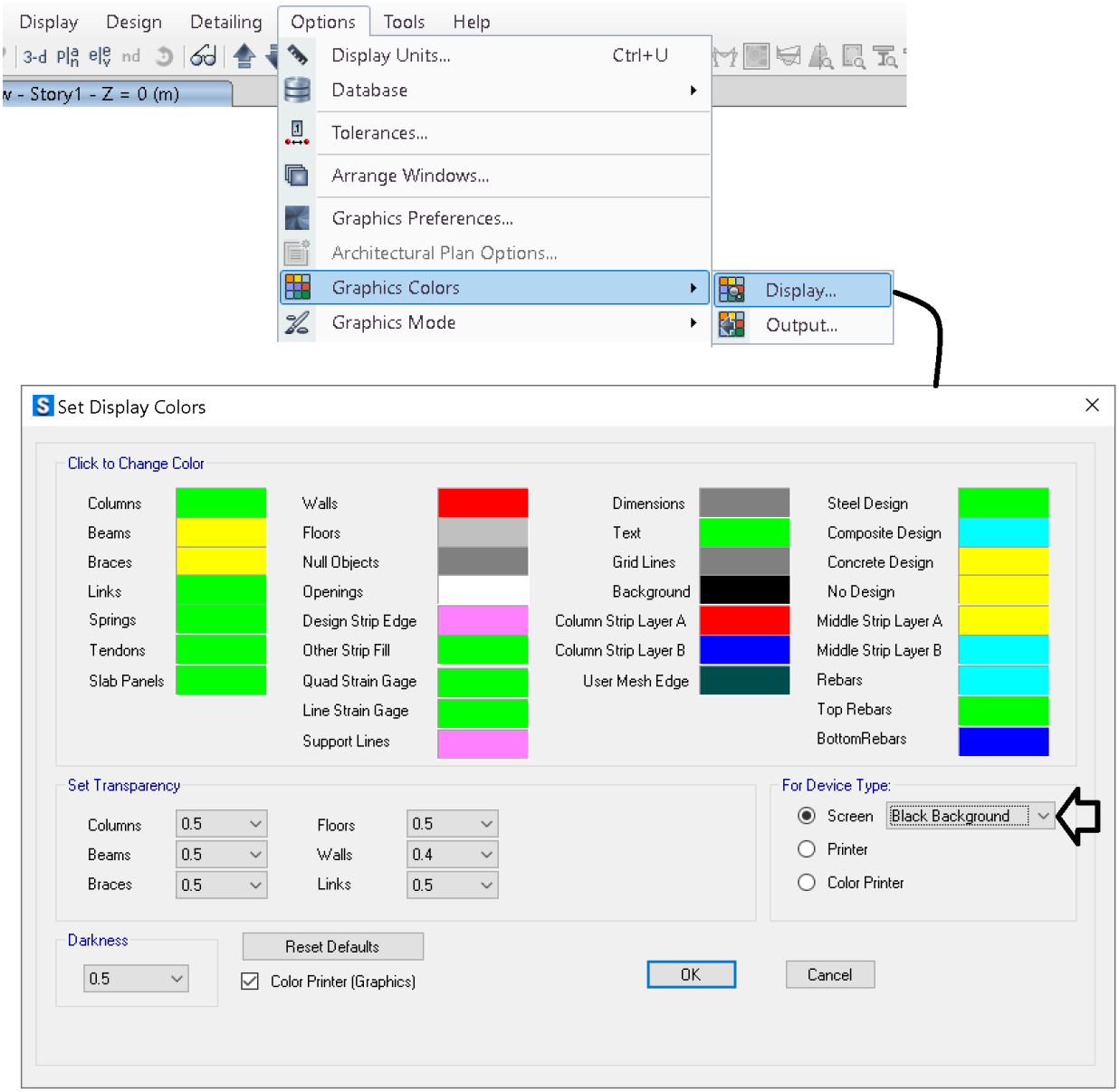
برای تغییر واحد های محاسباتی به طریق زیر عمل می شود:



برای نمایش بهتر محل ستونها در پی، نقاط را از حالت پنهان خارج نمایید:

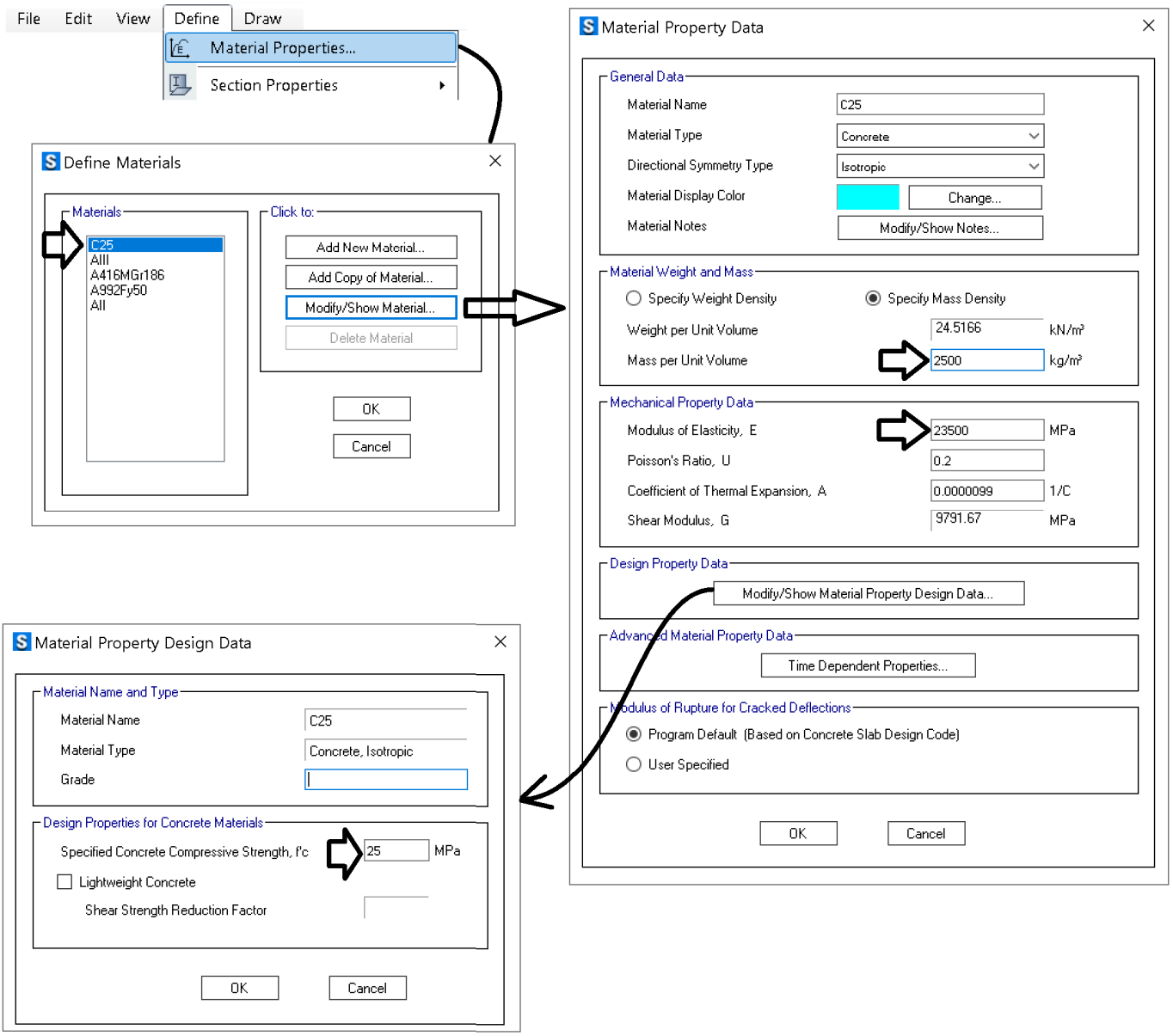


رنگ زمینه را نیز می توان به طریق زیر به رنگ مشکی تغییر داد:

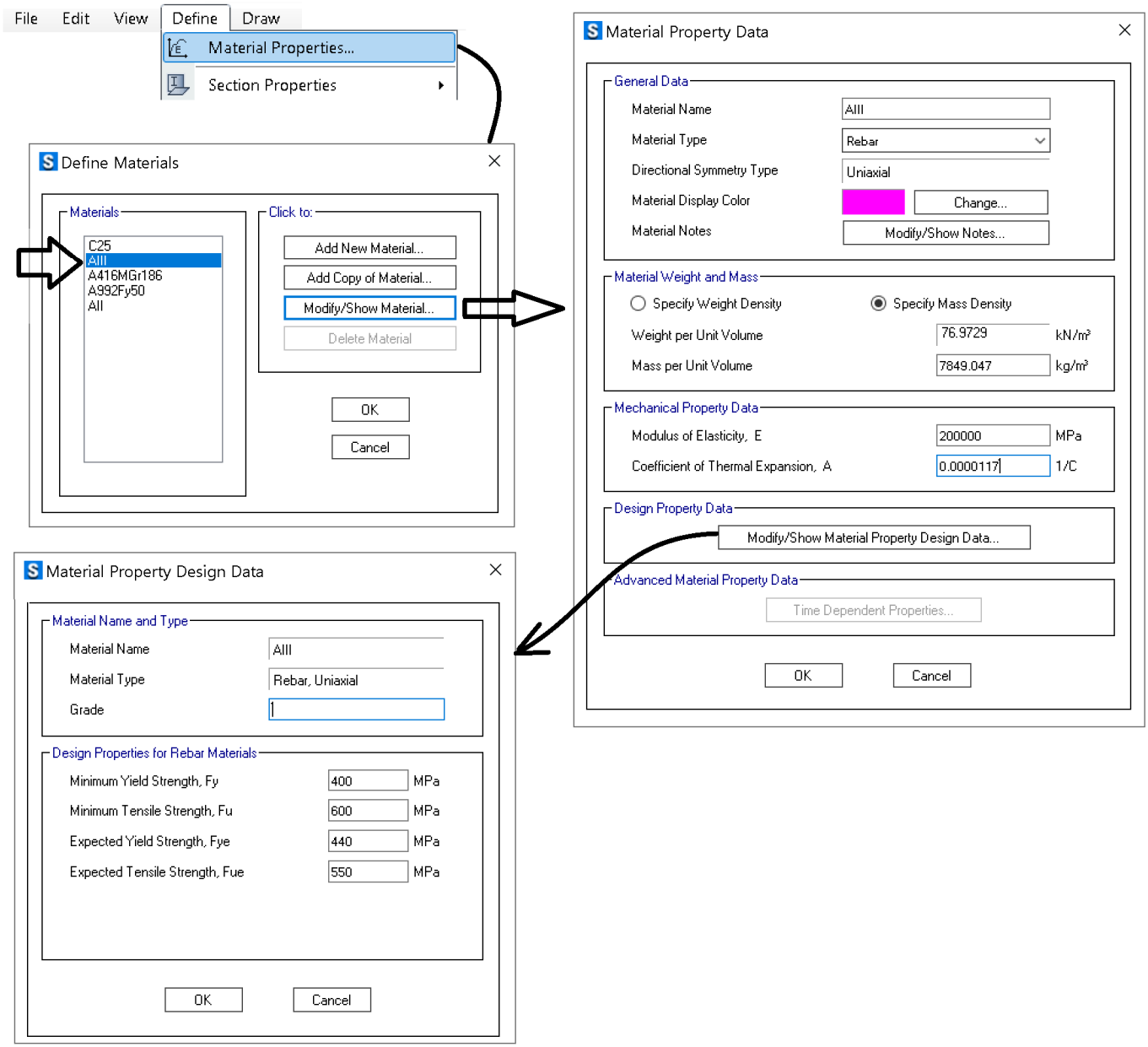


۳۰-۲-۲ تعریف مصالح

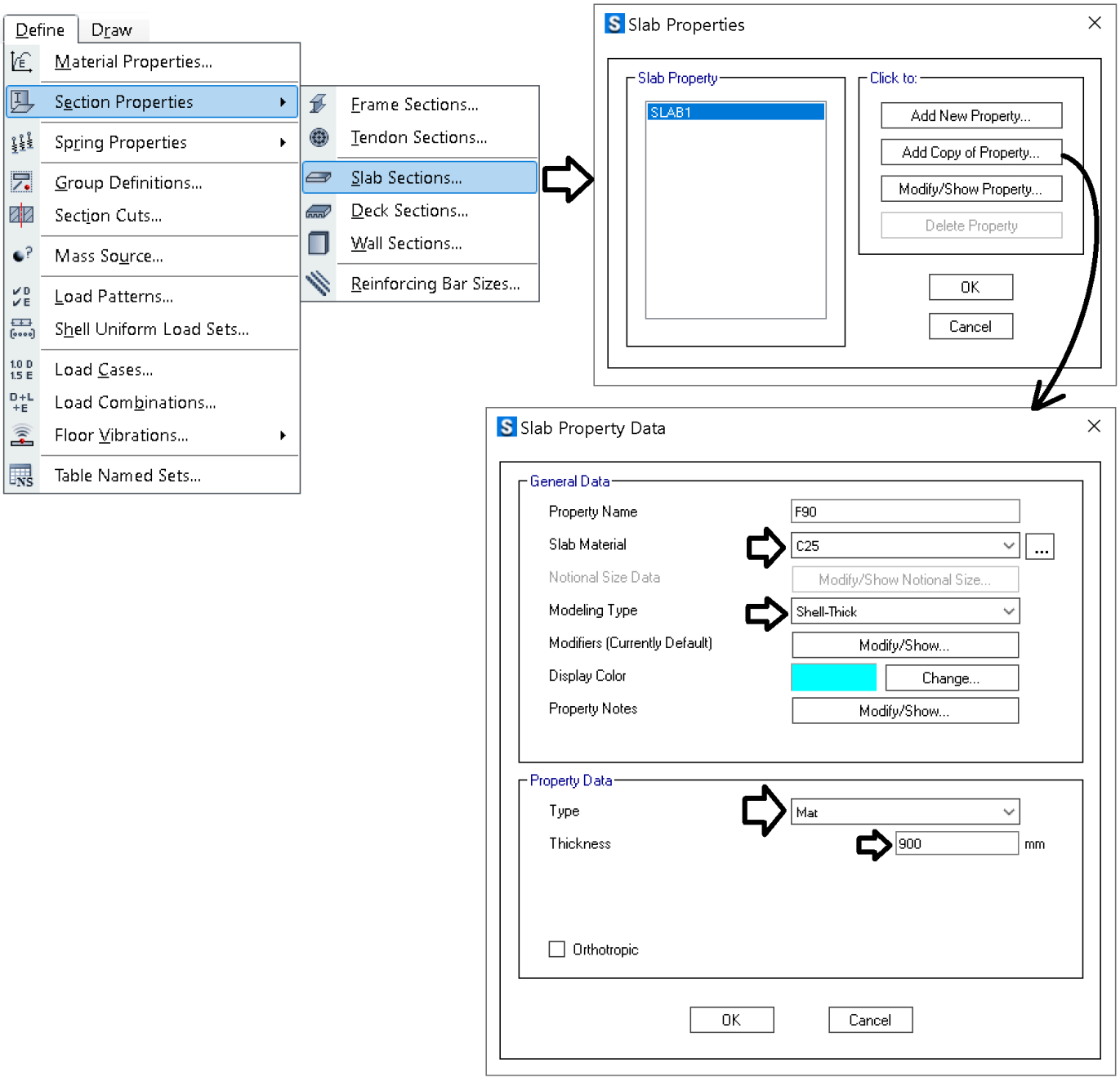
وزن مخصوص بتن آرمه را برابر 2500 کیلوگرم بر مترمکعب وارد کنید. مدول الاستیسیته را میتوان از رابطه $4700\sqrt{f_c'}$ محاسبه کرد که برای بتن C25 برابر 235500 مگاپاسکل خواهد بود.



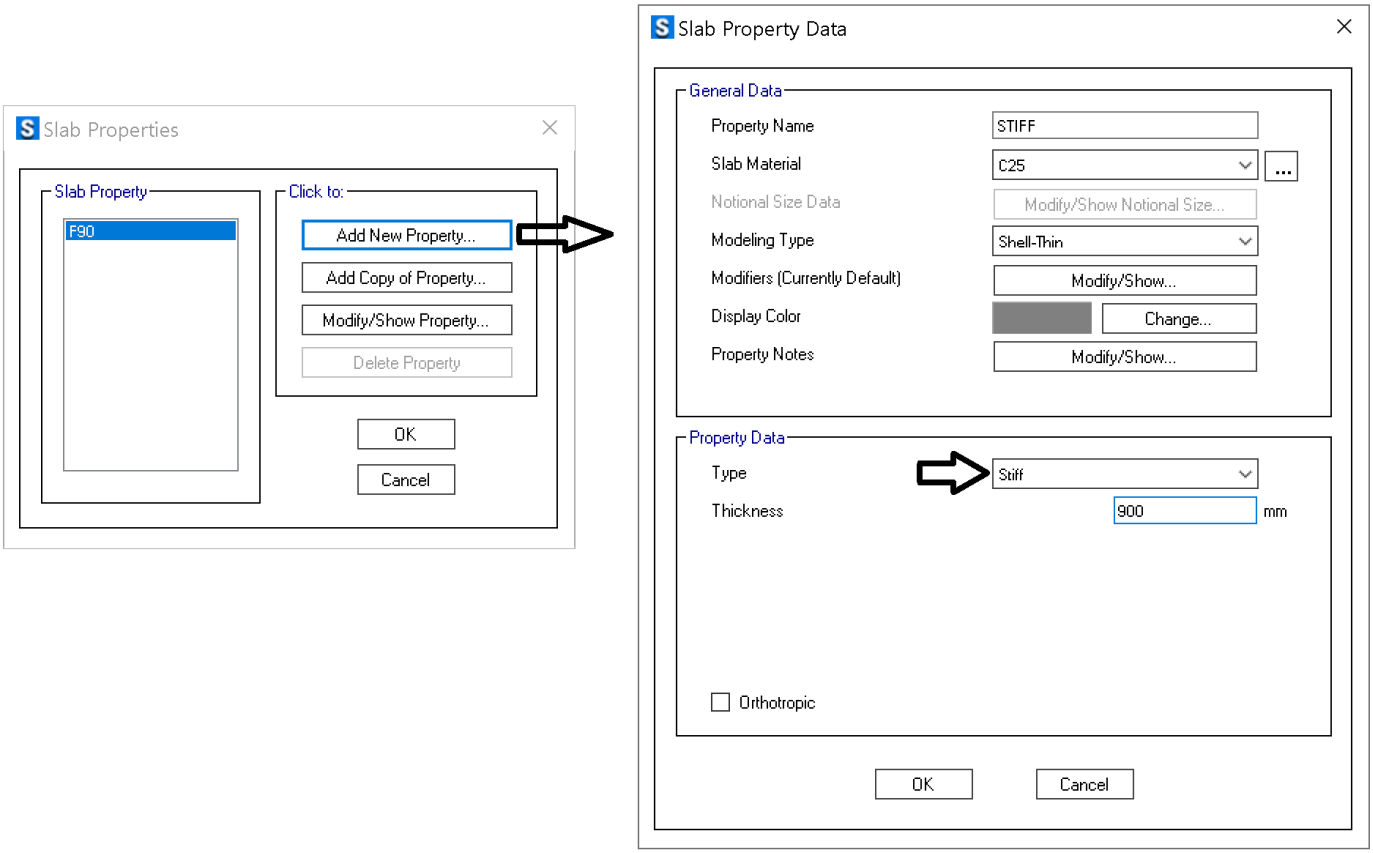
در پی ها عموما میلگردهای مورد استفاده از نوع S400 یا معادل AIII می باشند. که مطابق شکل تعریف میشود. در صورتی که نیاز به تعریف میلگرد AII باشد نیز می توان آنرا تعریف کرد.

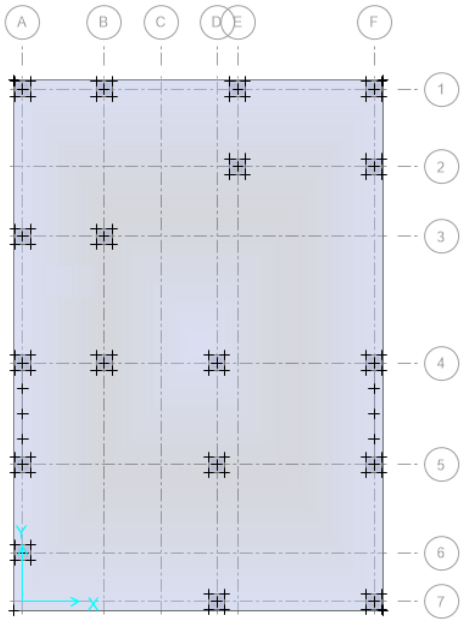


۳۰-۲-۳ تعریف مقاطع پی و ستون



در نقاطی از پی که روی آن ستون قرار گرفته به جهت سختی زیاد ستون، تغییر شکلهای خمشی و برشی پی به حداقل می رسد. در حقیقت ضخامت پی در محل ستون افزایش می یابد. برای محاسبه دقیق تغییر شکلها، بهتر است ستونها بر روی پی مدل شوند و بنابراین مقطع ستونها را نیز تعریف می کنیم:





SAFE – Key Features and Terminology

9.4 Overlapping Area Objects

Thus, for a model containing slab and stiff area objects, SAFE will use only the stiff area properties in the stiff area locations when generating the internal finite element mesh and will ignore the overlapping slab properties. Area objects that have an analysis property data type of *Stiff* have a modification factor of 100 applied to the bending stiffnesses, and are flagged for no design.

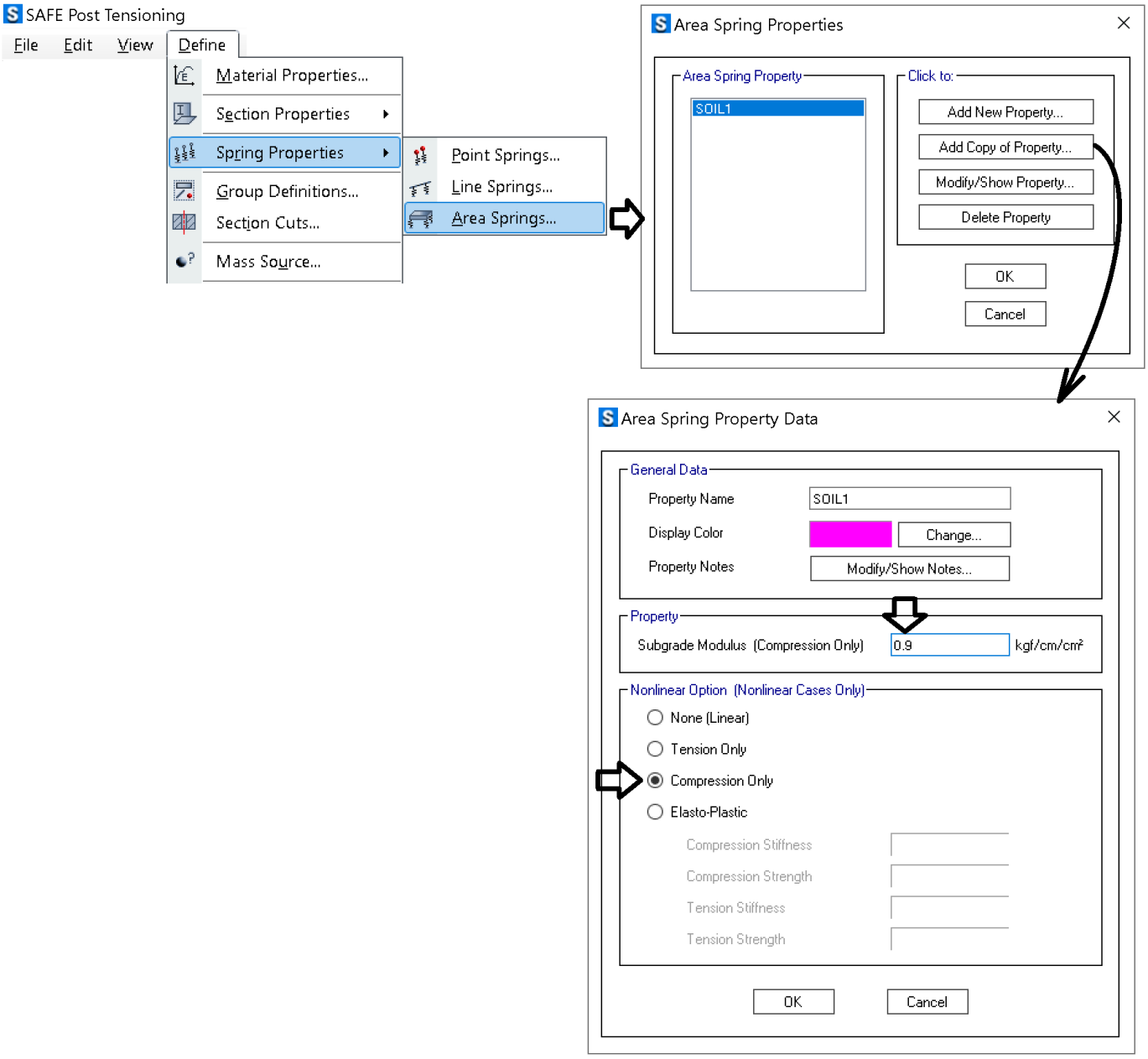
۴-۲-۳۰ تعریف مدول عکس العمل بستر خاک

برای پی های **نواری** به صورت **تقریبی** (در صورت فقدان نتایج مکانیک خاک) بین مدول عکس العمل بستر و تنش مجاز (بر اساس معیار نشست) رابطه $k_s = 1.2 \times q_{all}$ برقرار است. برای مثال اگر تنش مجاز خاک برابر $q=1.5\ kg/cm^2$ باشد، مقدار ضریب بستر برابر خواهد بود با:

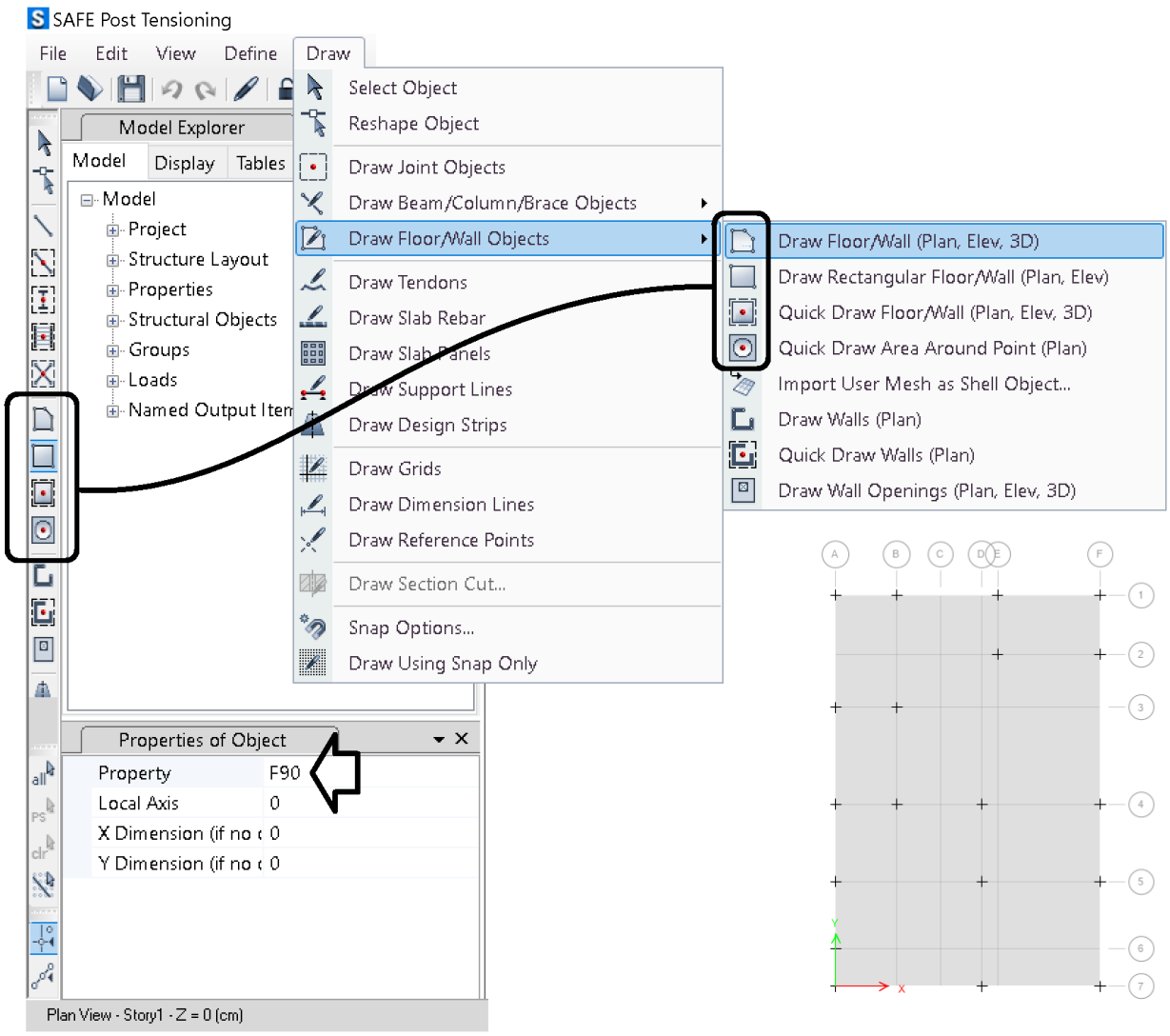
$$k_s = 1.2 \times 1.5 = 1.8 \frac{kg}{cm^3}$$

برای پی های **گسترده** به صورت **تقریبی** (در صورت فقدان نتایج مکانیک خاک) بین مدول عکس العمل بستر و تنش مجاز (بر اساس معیار نشست) رابطه $k_s = 0.6 \times q_{all}$ برقرار است. برای مثال اگر تنش مجاز خاک برابر $q=1.5\ kg/cm^2$ باشد، مقدار ضریب بستر برابر خواهد بود با:

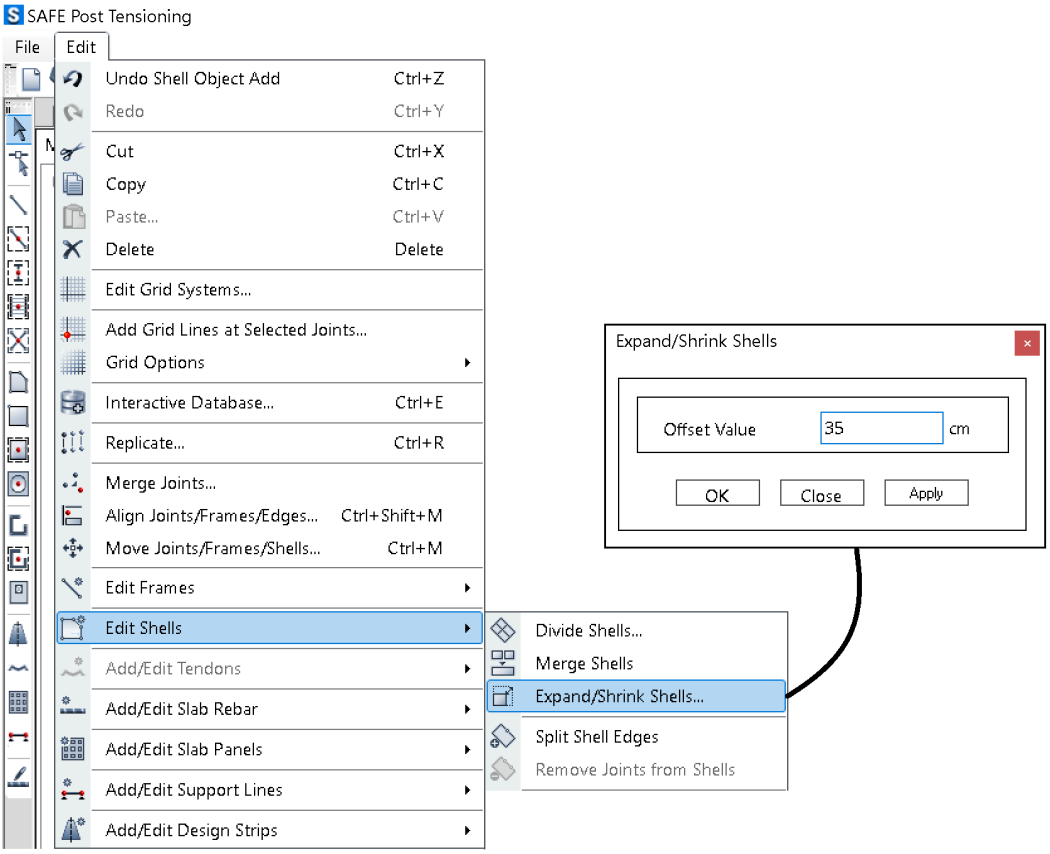
$$k_s = 0.6 \times 1.5 = 0.9 \frac{kg}{cm^3}$$



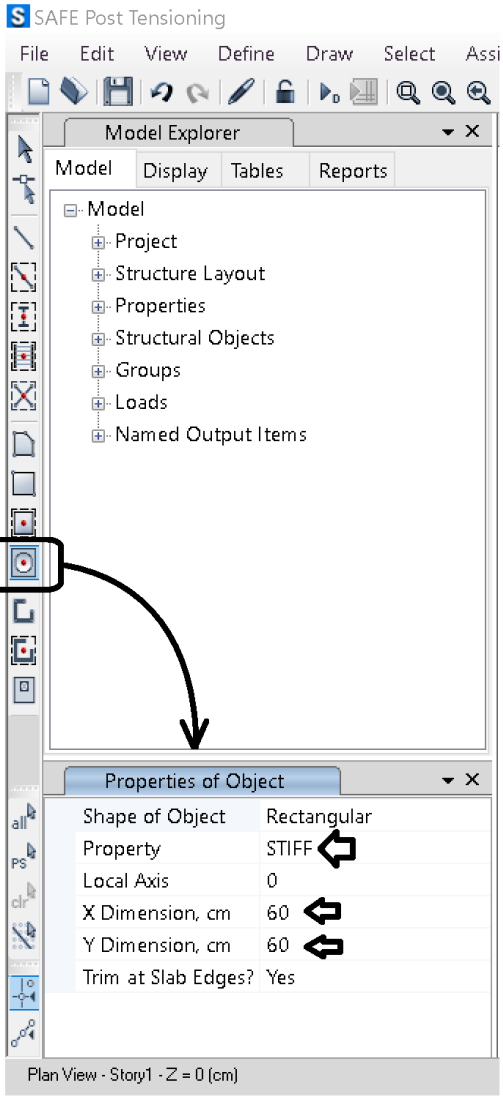
۵-۲-۳۰ ترسیم پی گسترده

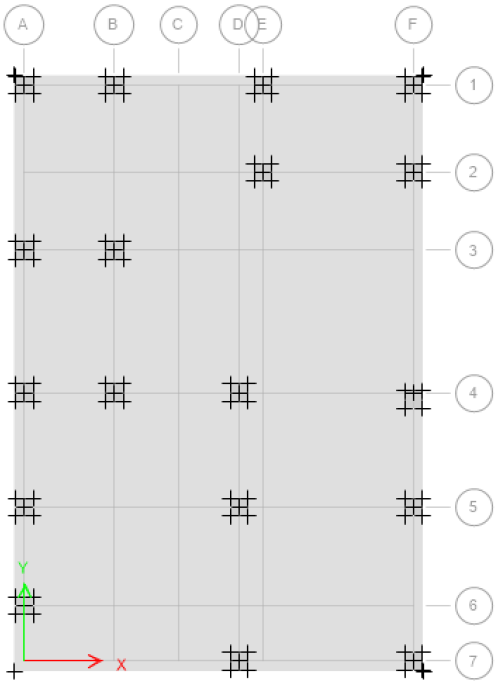


پس از ترسیم پی گسترده می توان آنرا انتخاب کرده و سپس با استفاده از ابزار زیر سطح آنرا افزایش داد:



پس از ترسیم پی، برای منظور کردن اثر سختی ستونها، در محل قرار گیری ستونها باید مطابق شکل زیر ستون ترسیم شود:

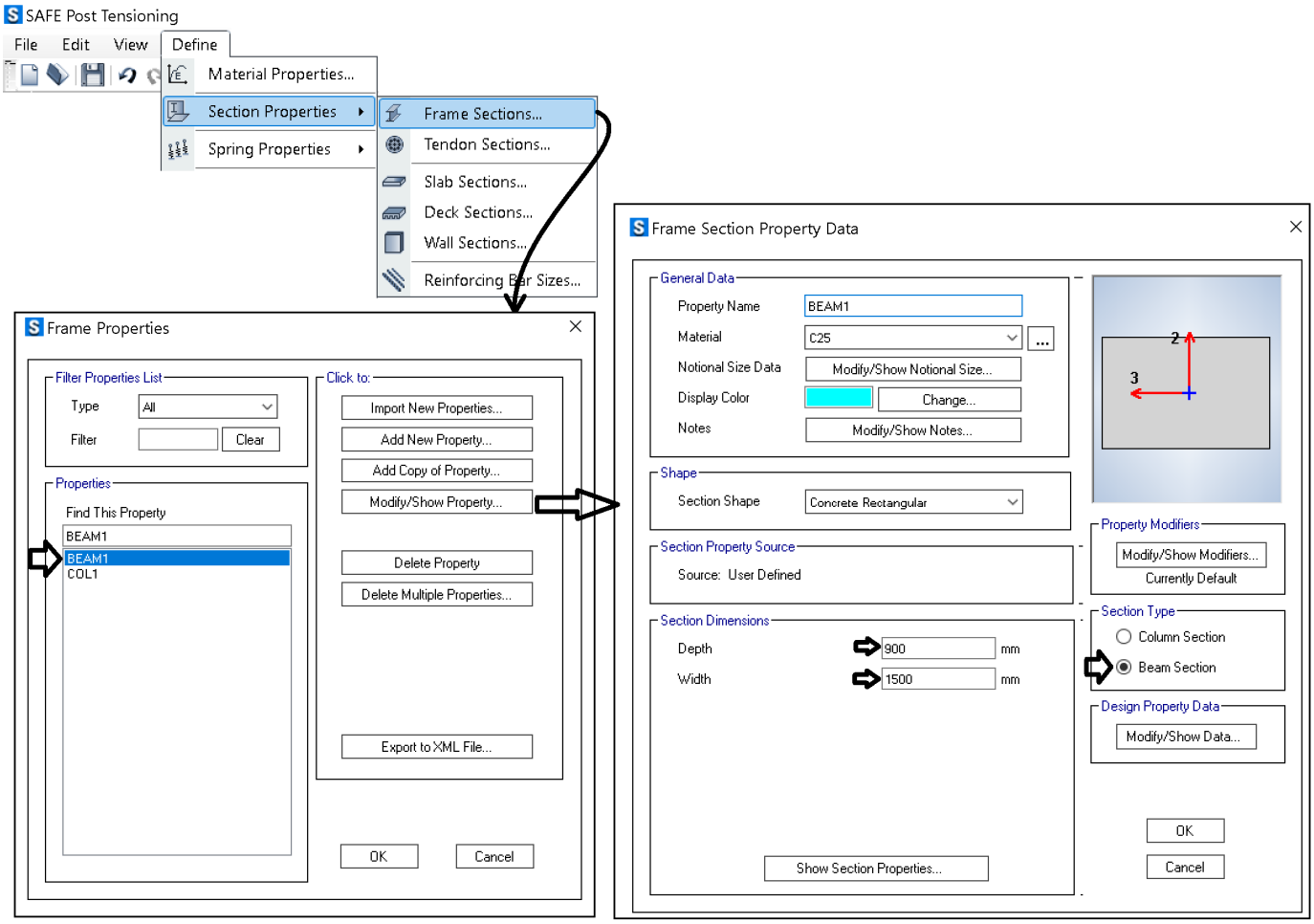




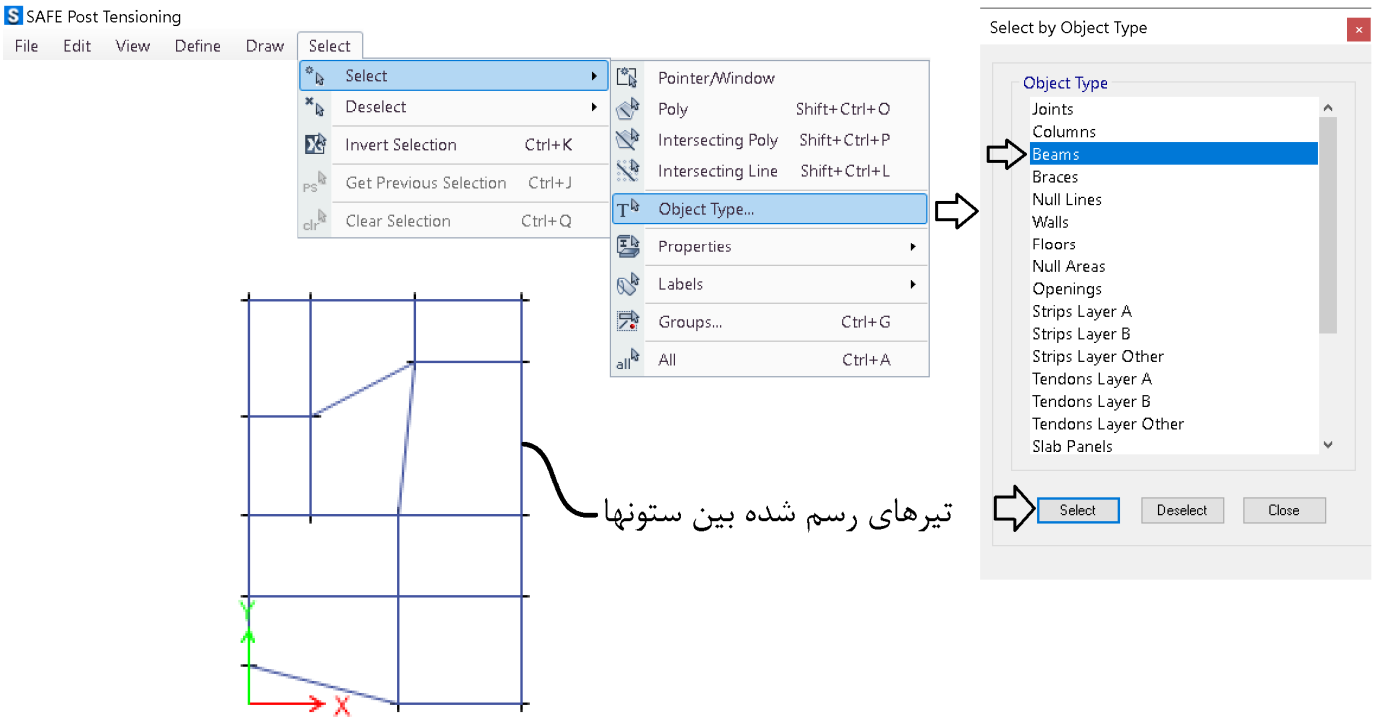
۶-۲-۳۰ ترسیم پی نواری

در پی های نواری می توان برای رسم پی های نواری به شرح زیر عمل کرد

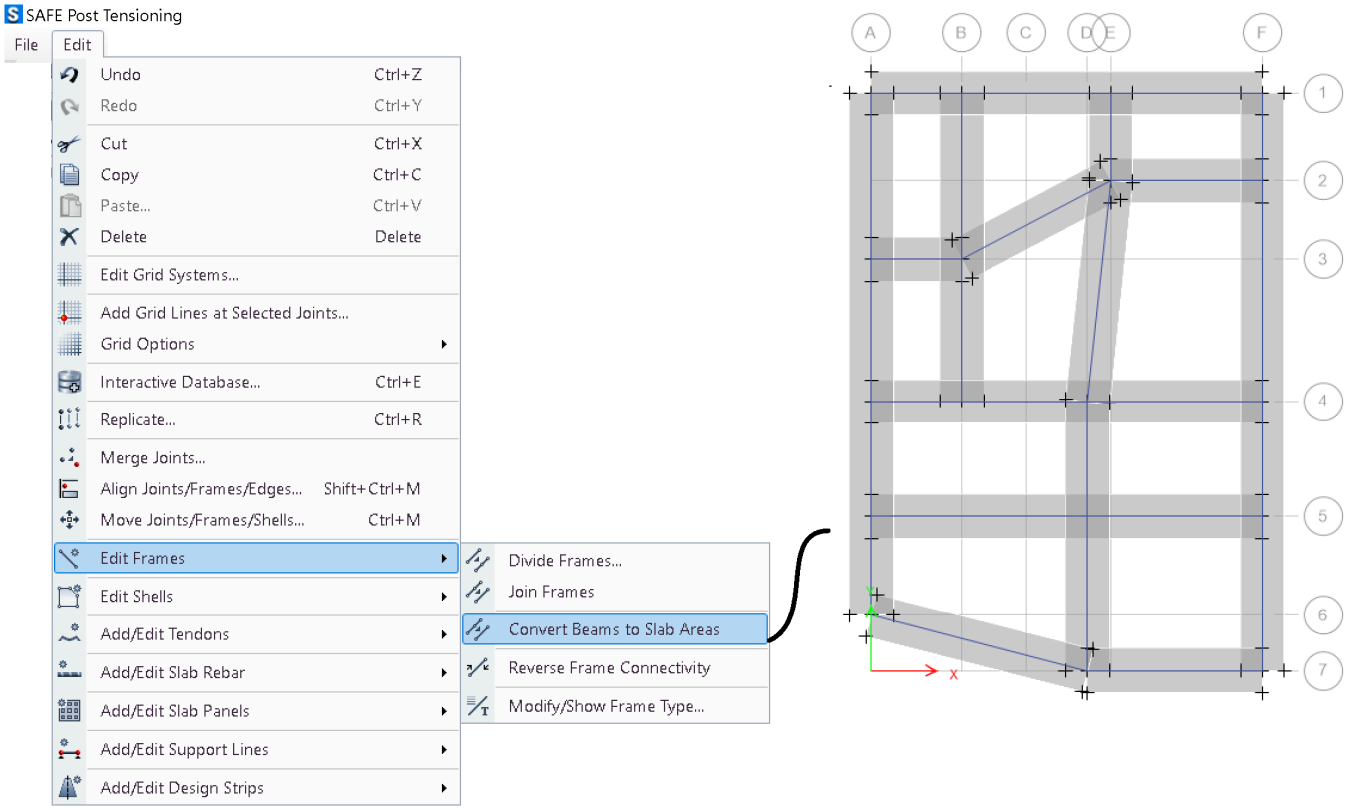
یک تیر به عرضی برابر با عرض پی تعریف نمایید. فرض کنید عرض پی نواری برابر 1.5m و ضخامت آن برابر 0.9m باشد:



سپس بین ستونها تیر رسم کرده و تمامی آنها را انتخاب نمایید:

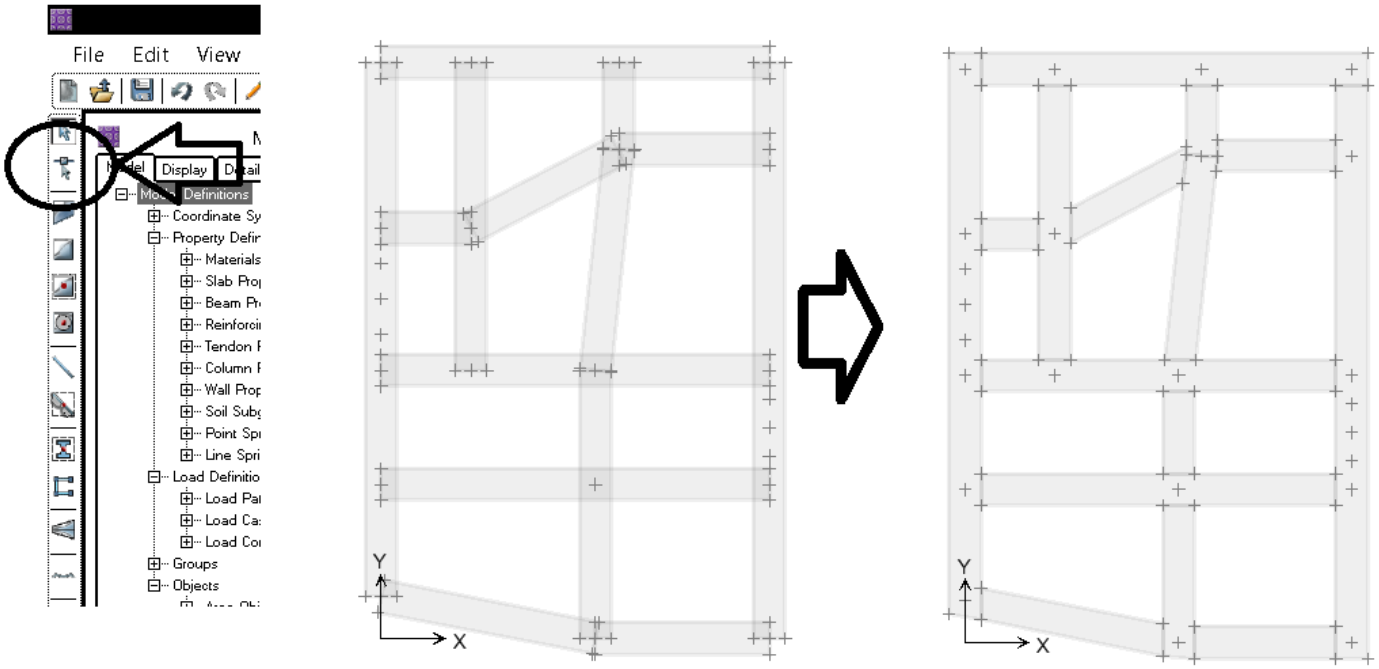


پس از انتخاب تیرها، آنها را با استفاده از ابزار زیر به دال تبدیل کنید:



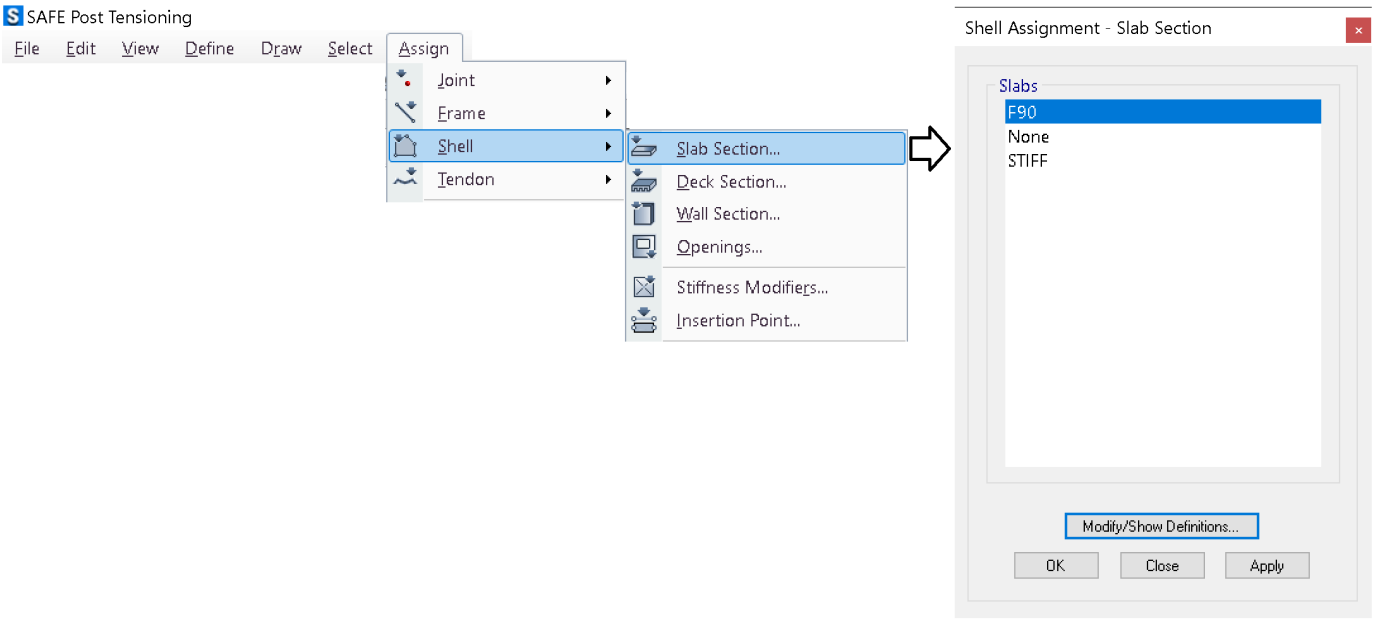
پس از تبدیل تیرها به المانهای سطحی، مقطع تیرها به NONE تبدیل می شود و عملا بی اثر می شوند و تاثیری در نتایج ندارد (می توانید آنها را نگه دارید). اگر نیاز مجدد به این تیرها ندارید می توانید تیرهای رسم شده را انتخاب و delete کنید.

المانهای سطحی رسم شده را با استفاده از ابزار Reshape اصلاح نمایید:



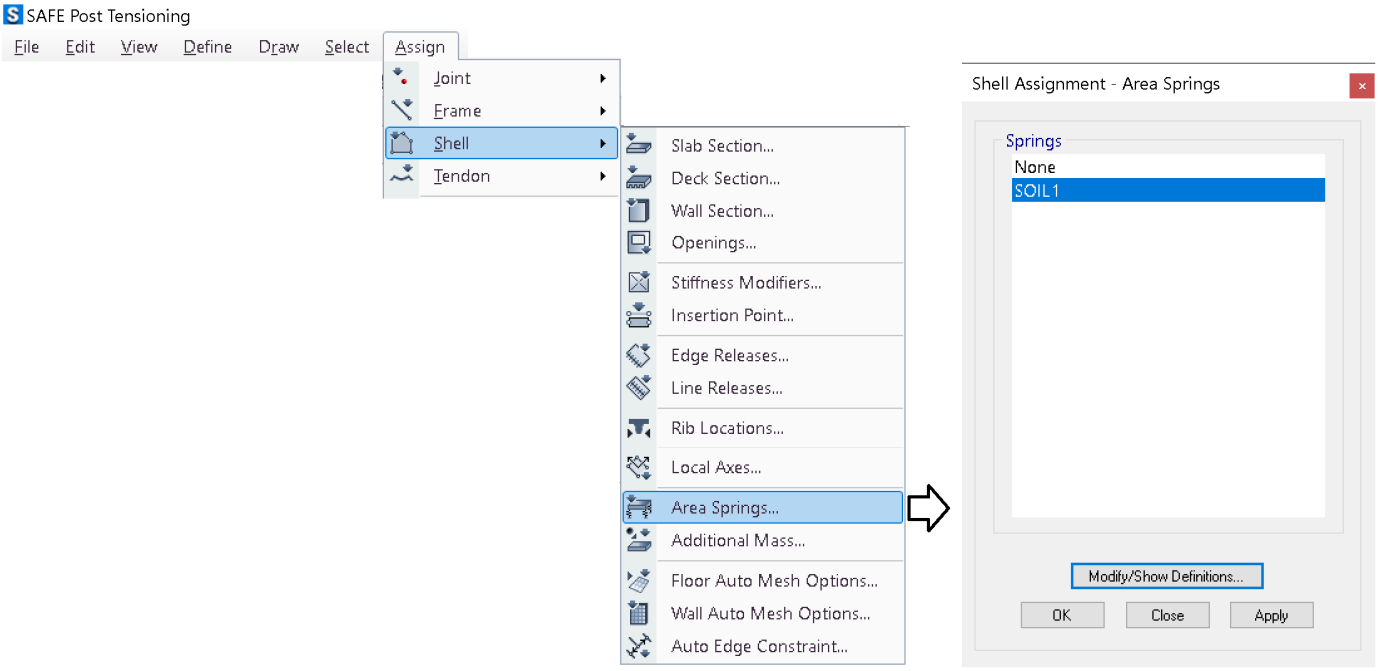
- برای رسم پی میتوان از opening نیز استفاده کرد. استفاده از opening محاسبات مربوط به برش پانچ را تغییر خواهد داد.

پس از ترسیم پی، میتوان مقطع پی را تغییر داد. برای این منظور سطوح رسم شده را **انتخاب** کرده و مقطع آنها مشخص کنید:



۷-۲-۳۰ اختصاص سختی بستر خاک

کفهای ترسیم شده را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر سختی خاک را به آنها نسبت دهید:



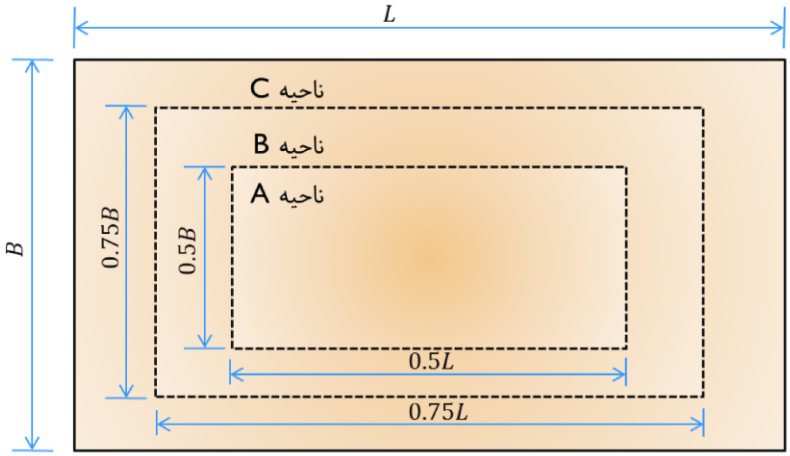
مبحث هفتم:

۶-۴-۷- پی‌های انعطاف‌پذیر

۳-۶-۴-۷: برای پی‌های گسترده انتخاب مقدار یکنواخت (K_s) در تمام سطح زیر پی صحیح نمی‌باشد و متناسب با نشست رخداده باید تغییر کند. افزایش سختی در لبه‌ها تا دو برابر توصیه می‌شود. پهنای نوارهای لبه می‌تواند حدود $\frac{1}{10}$ پهنای پی در همان جهت در نظر گرفته شود.

- تصاویر زیر بر گرفته از پرسشهای پاسخ داده شده در سامانه اطلاع رسانی کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی به آدرس www.iesc.bhrc.ac.ir می باشد. اگر در گزارش مکانیک خاک مقدار ks در لبه محاسبه و در اختیار محاسب سازه قرار گیرد طراح میتواند مستقیما از این مقادیر استفاده کند. در غیر این صورت پیشنهاد میشود مطابق شکلهای زیر در لبه های پی از سختی دو برابری برای Ks استفاده شود.

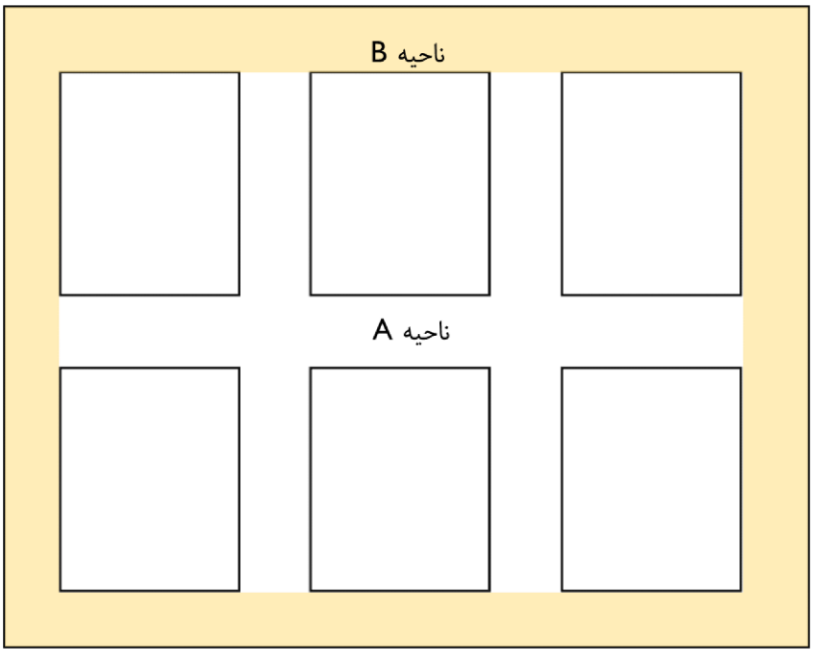
برای توضیحات تکمیلی در این رابطه می توانید به پرسشهای پاسخ داده شده در سامانه اطلاع رسانی کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی به آدرس www.iesc.bhrc.ac.ir مراجعه نمایید.



ضریب بستر ناحیه A $(k_s)_A$

ضریب بستر ناحیه B $(k_s)_B = 1.5(k_s)_A$

ضریب بستر ناحیه C $(k_s)_C = 2.0(k_s)_A$

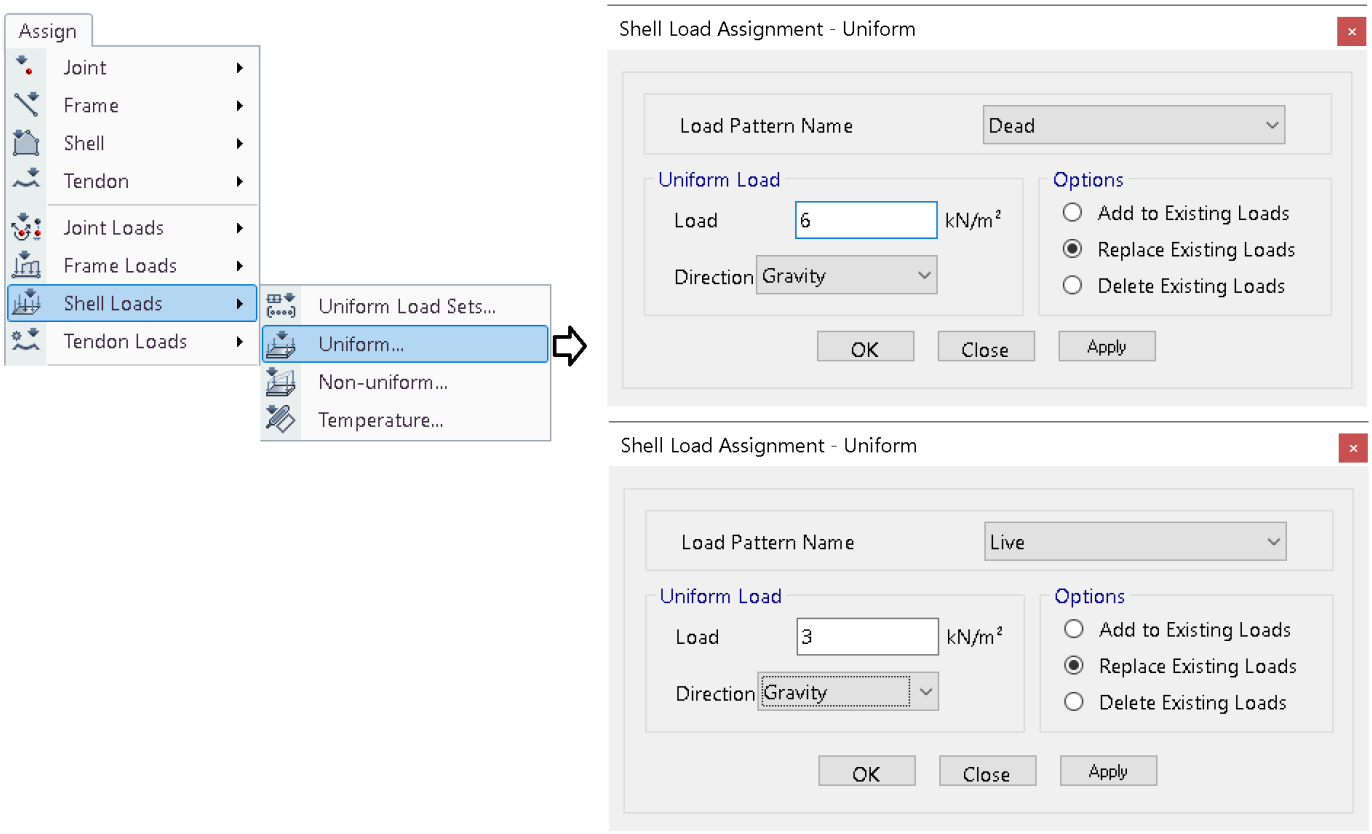


ضریب بستر ناحیه A $(k_s)_A$

ضریب بستر ناحیه B $(k_s)_B = 2(k_s)_A$

۸-۲-۳۰ اعمال بارهای سطحی در پی

بر روی کف پی (علاوه بر بارهایی که از ETABS ارسال می شوند) باید بارهای مرده کف سازی و نیز بار زنده وارد بر آن منظور شود. بنابراین پس از ترسیم کفها باید آنها را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر بار مرده و زنده اعمال نمایید:



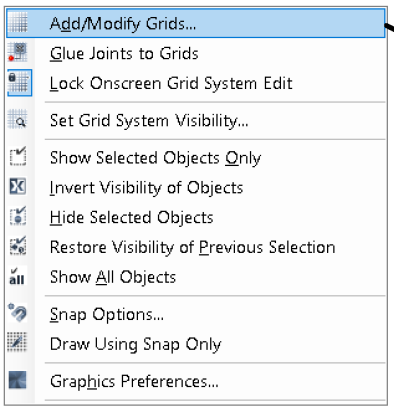
برای مثال اگر در طبقه base پارکینگ داشته باشیم، باید بار زنده مربوط به پارکینگ به سطح پی وارد شود. علاوه بر بار زنده باید بار مرده مربوط به کف سازی نیز اعمال شود. برای مثال اگر ضخامت کف سازی را حدودا 30 cm فرض کنیم، با فرض وزن مخصوص مصالح کف سازی برابر با $\gamma = 2000\,\frac{kg}{m^3}$، باید بار مرده برابر با $0.3 \times 2000 = 600\,\frac{kg}{m^2} = 6\,kPa$ وارد شود.

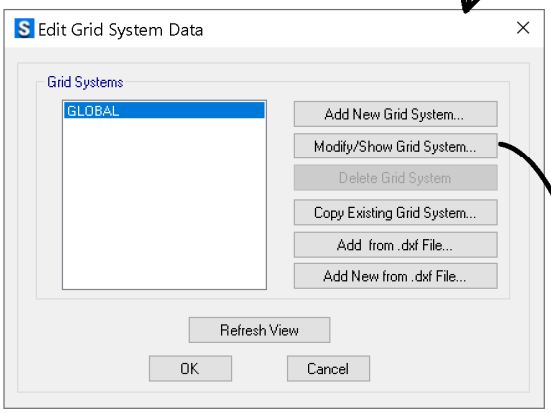
همچنین میتوان بار دیوارهای پیرامونی را در پی اعمال کرد. برای این منظور میتوان تیرهای none در نرم افزار ترسیم کرده و بار دیوارها را به آنها اعمال نمود.

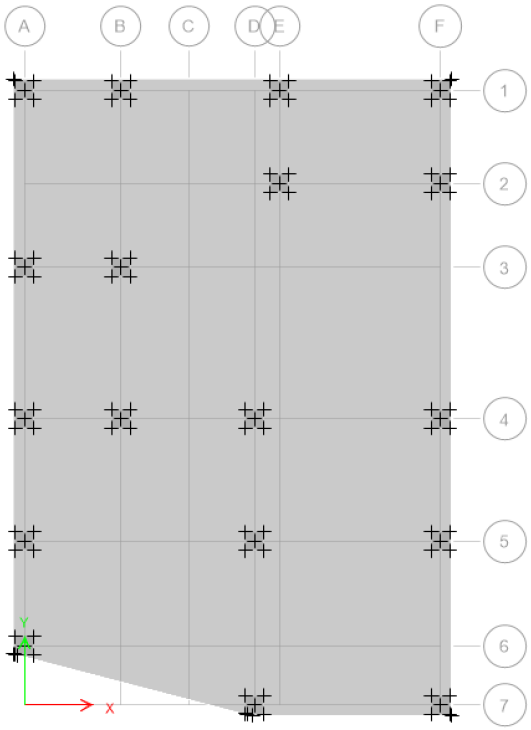
۳۰-۳ نوارهای طراحی

۳۰-۳-۱ نوار طراحی در پی گسترده

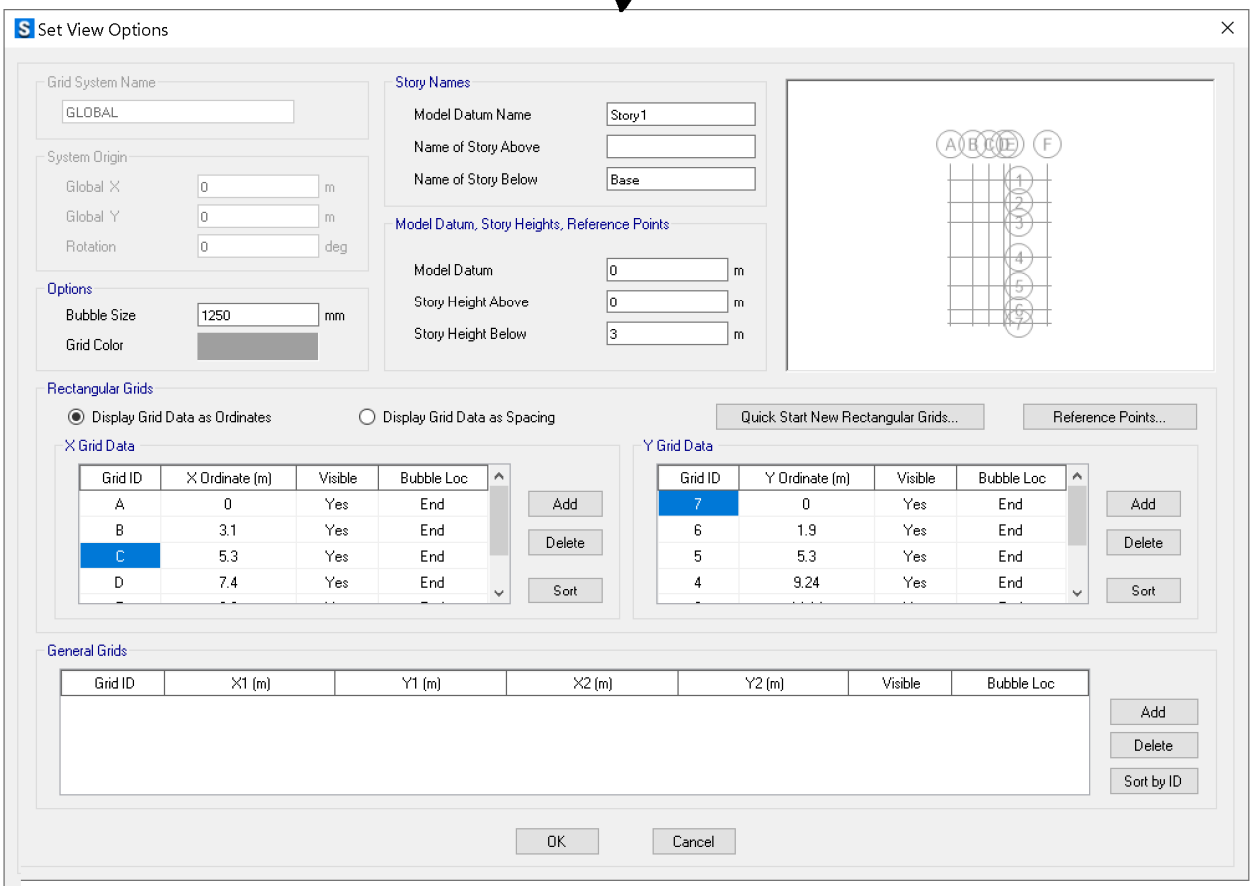
- در پی های گسترده SAFE می تواند به صورت اتوماتیک نوارهای طراحی را ترسیم کند.
- معیار ترسیم نوار طراحی در حالت اتوماتیک آکس ها می باشند. بنابراین ابتدا باید آکس ها را تنظیم نمایید، به طوریکه هرجا نیاز به نوار طراحی است، آکس تعریف نمایید و هر جا نیاز نیست آکس ها را حذف نمایید. بر روی صفحه کلیک راست کنید و آکسها را اصلاح کنید:



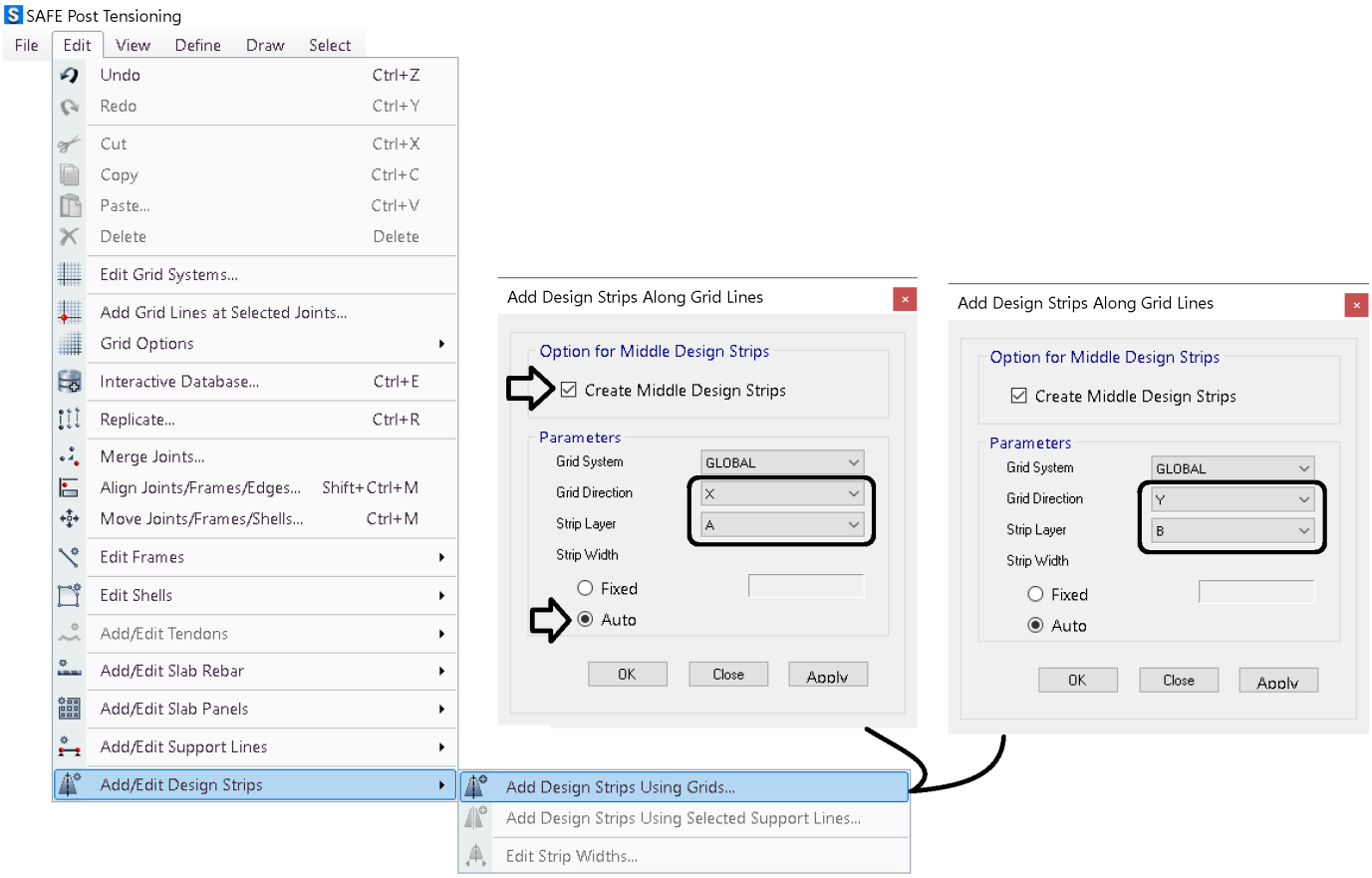




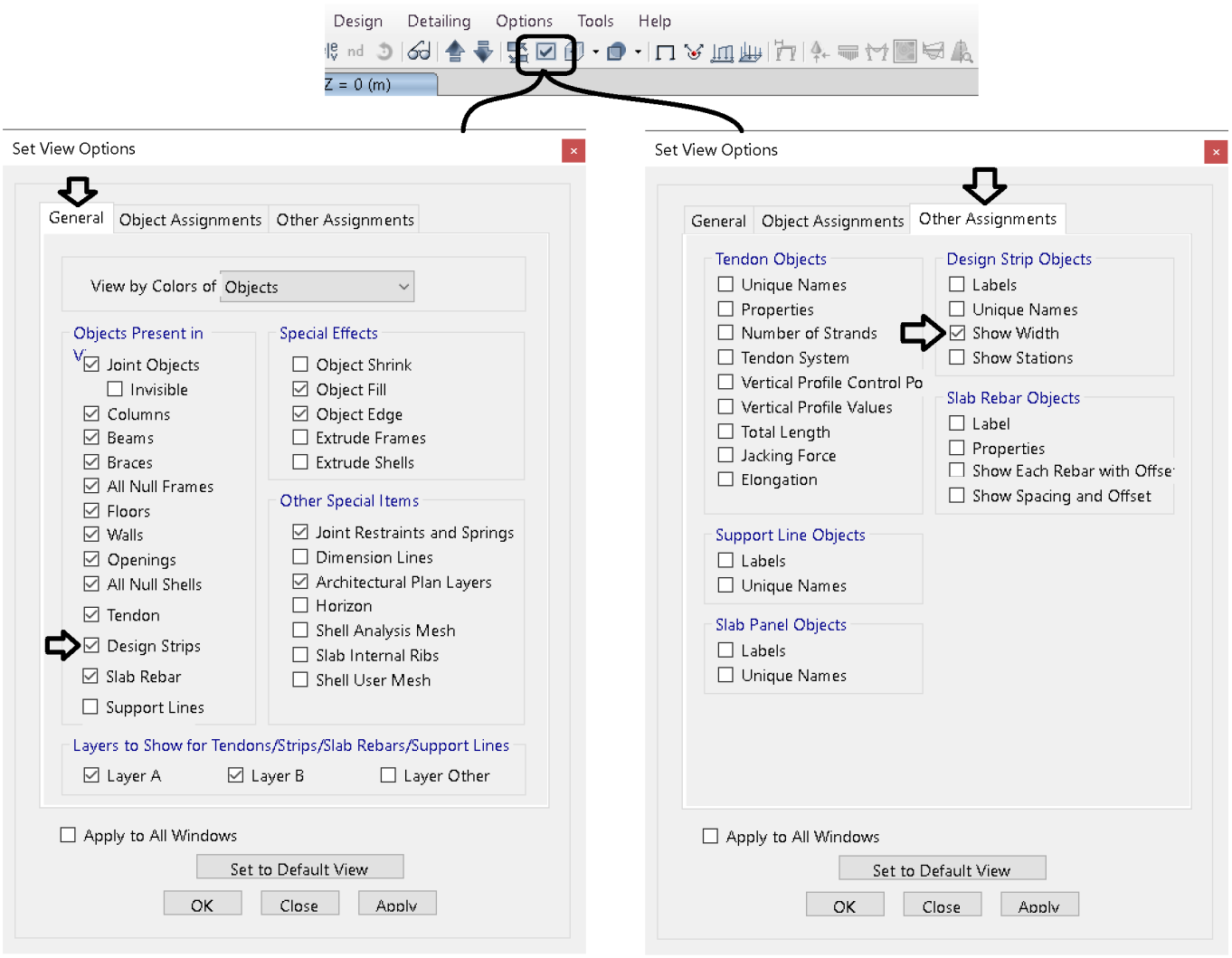
آکس C که در آن ستونی قرار نگرفته را باید حذف کرد و آکسهای D و E را به هم نزدیک هستند، یکی کرد.



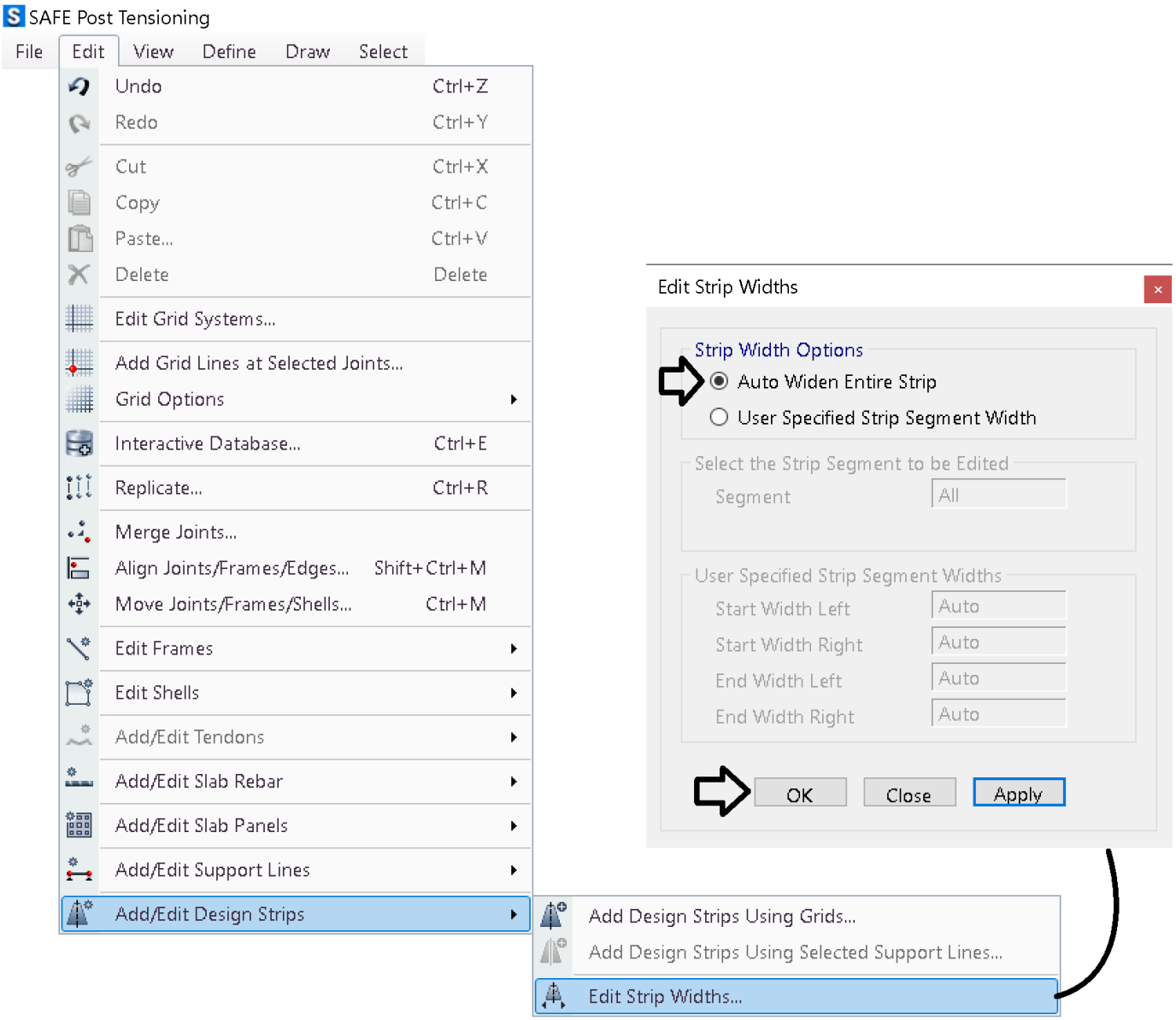
پس از تنظیم آکس ها، مطابق شکل زیر نوارهای طراحی به صورت اتوماتیک ایجاد می شوند:



برای مشاهده عرض نوارهای طراحی گزینه های زیر را فعال کنید.

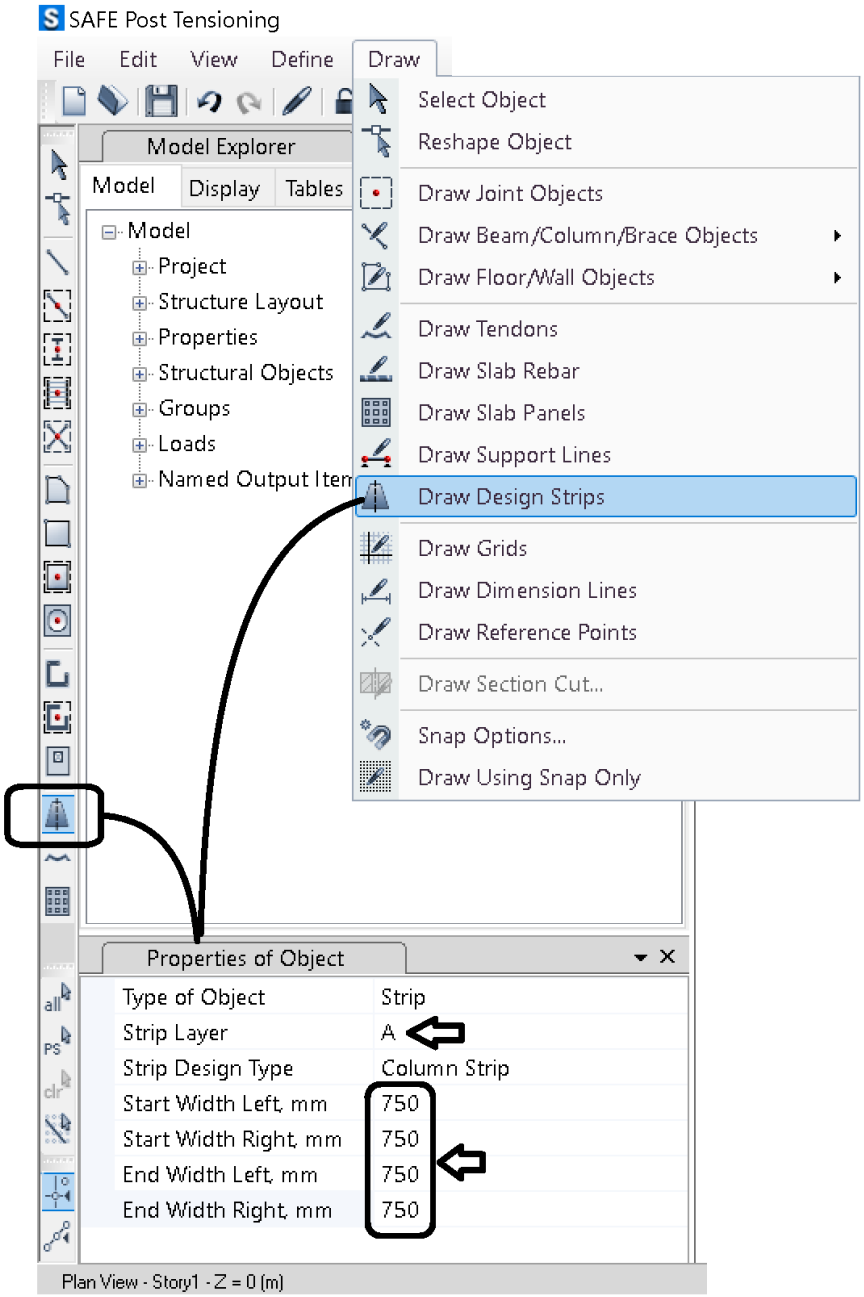


پس از ایجاد اتوماتیک نوارهای طراحی باید عرض آنها تنظیم شود. کل اجزای ترسیم شده را انتخاب نمایید و مطابق شکل زیر عرض نوارها را تنظیم کنید:



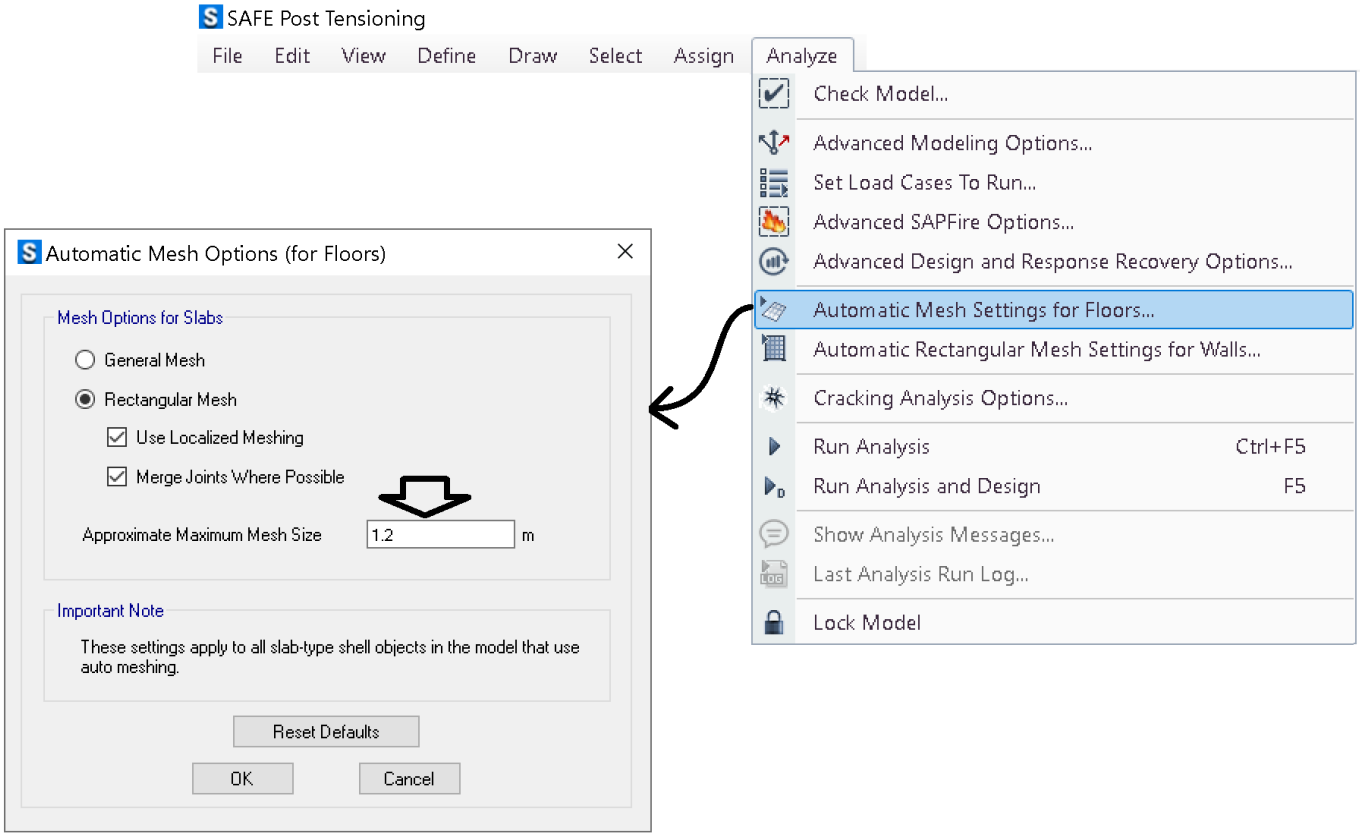
۲-۳-۳۰ نوار طراحی در پی نواری

در پی نواری امکان ترسیم پی نواری به صورت اتوماتیک (به خصوص زمانی که پی مورب داریم) وجود ندارد و باید با استفاده از ابزار زیر ترسیم شود.

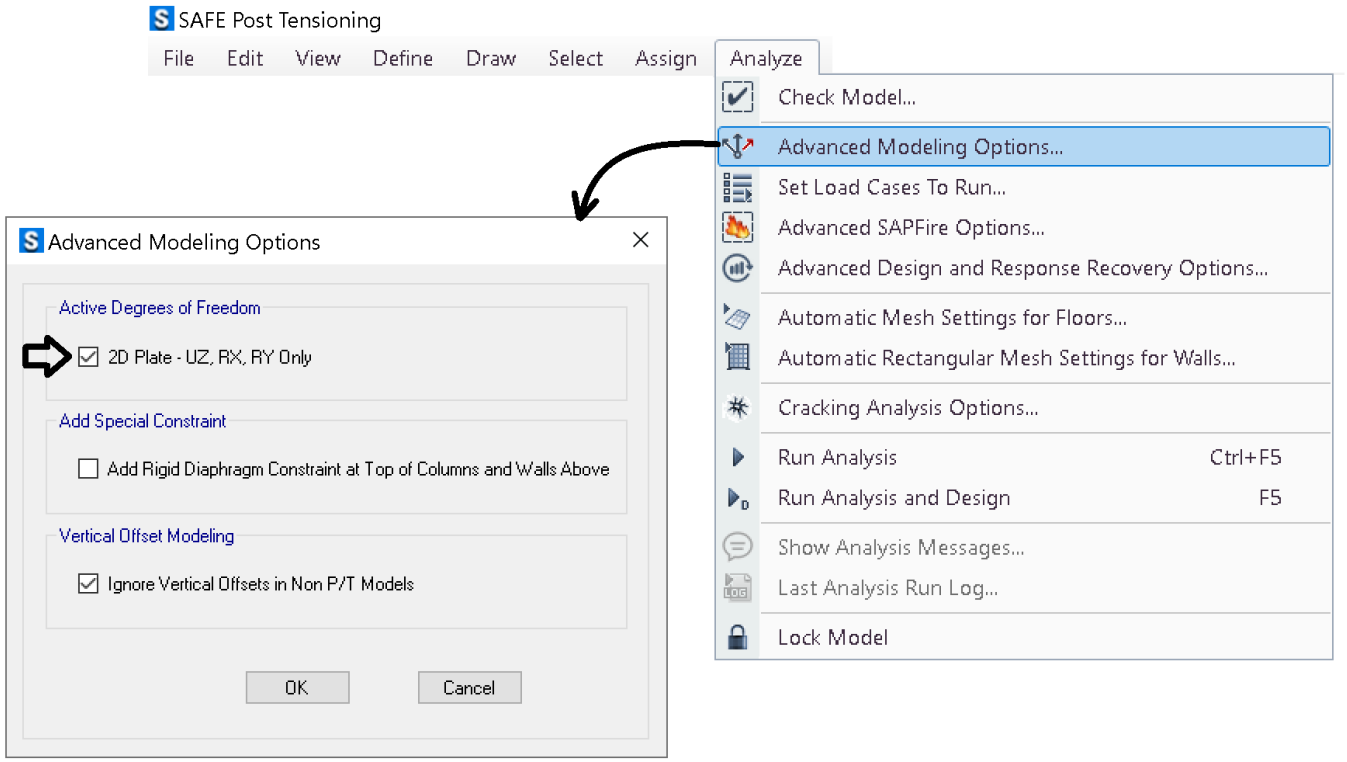


۴-۳۰ تنظیم پارامترهای تحلیل و طراحی

برای تغییر سایز مش بندی می توان از منوی زیر استفاده کرد. با کاهش سایز مش دقت نرم افزار افزایش می یابد ولی در عوض سرعت تحلیل و طراحی کاهش می یابد. مقدار پیش فرض نرم افزار 1.2m می باشد که برای بیشتر پی ها مقدار مناسبی می باشد.



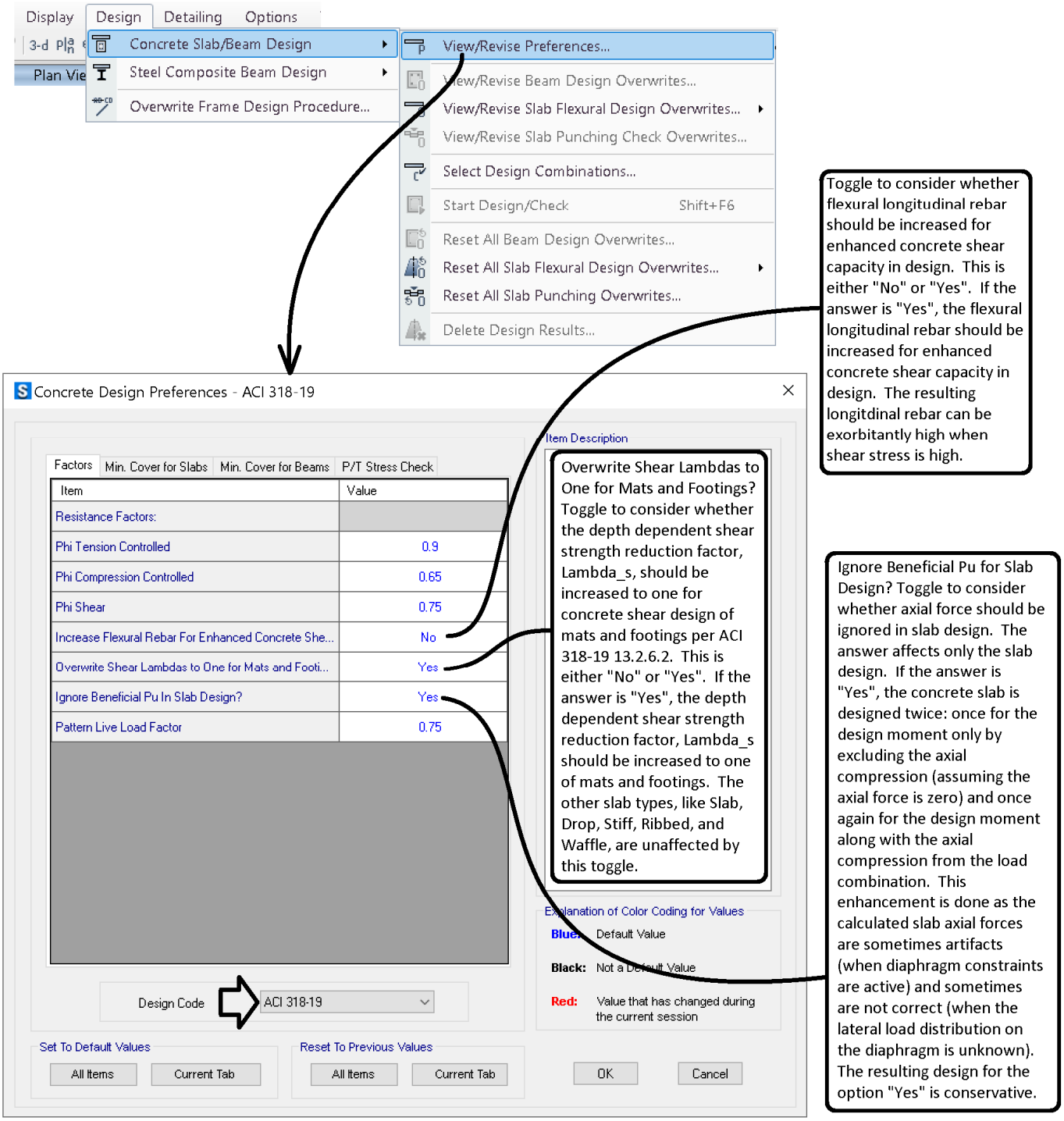
- در شکل زیر در طراحی پی باید گزینه 2D Plate – UZ, RX, RY Only فعال شود. در غیر این صورت با توجه به اینکه پی در راستای X و Y مهار جانبی ندارد، ناپایدار خواهد شد. در زیر پی به عنوان تکیه گاه تنها فنر های قائم (سختی خاک) قرار داده شده است و بنابراین سطح پی در نرم افزار در مقابل حرکت افقی (لغزش) تکیه گاهی ندارد. در انتهای این فصل در مورد مدلسازی ستونها و دیوارها بر روی سطح پی توضیحات کاملتر مطرح شده است.



تنظیمات مربوط به آیین نامه:

در مبحث نهم جدید مقاومت **برشی** بتن با استفاده از رابطه دقیق تابعی از درصد **میلگرد طولی** قرار داده شده در عضو میباشد.

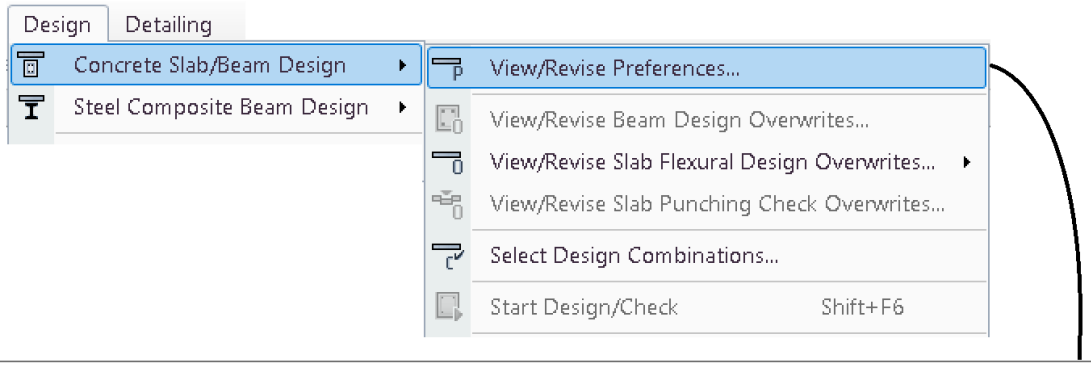
بنابراین جهت جبران کمبود برش، میتوان میلگرد خمشی را افزایش داد که این کار در بیشتر موارد غیر اقتصادی هست. بنابراین گزینه Increase flexural rebar for Enhanced Concrete Shear Capacity? بهتر است در حالت No (پیش فرض نرم افزار) باقی بماند.

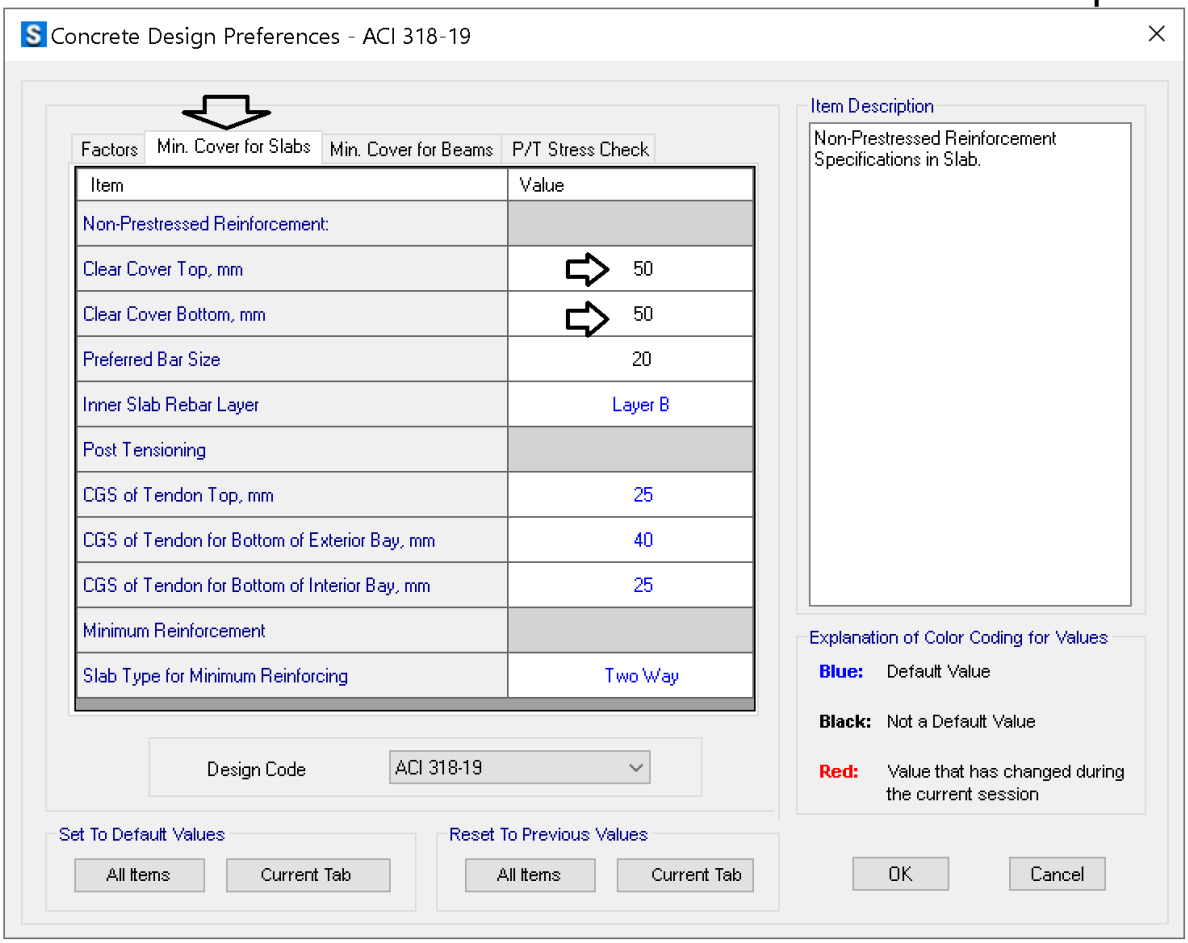


پوشش "خالص" بتن در مبحث نهم (ویرایش ۹۹) و در ACI-318-19 به شرح زیر میباشد:

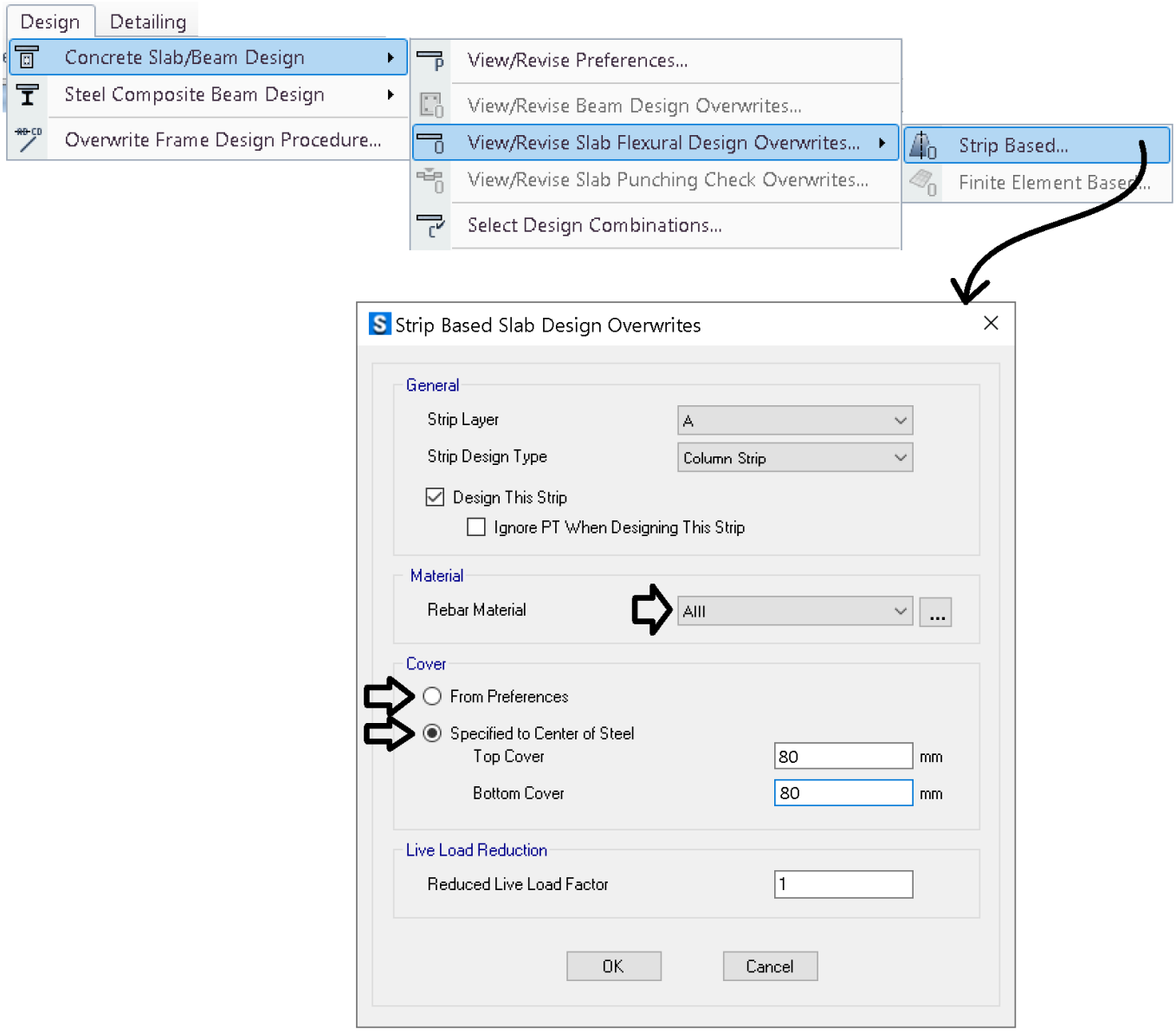
جدول ۹-۴-۶ پوشش بتن روی میلگرد برای اجزاء بتنی

شرایط محیطی سازه بتنی	نوع عضو	میلگردها	پوشش روی میلگردها (mm)
بتن در تماس دائم با خاک است	کلیه اعضاء	کلیه میلگردها	۷۵
بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است	کلیه اعضاء	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلیمتر	۵۰
		میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر	۴۰
بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلیمتر	۴۰
		میلگردهای قطر ۳۴ میلیمتر و نازک‌تر	۲۰
	تیرها، ستون‌ها، ستون‌پایه‌ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰

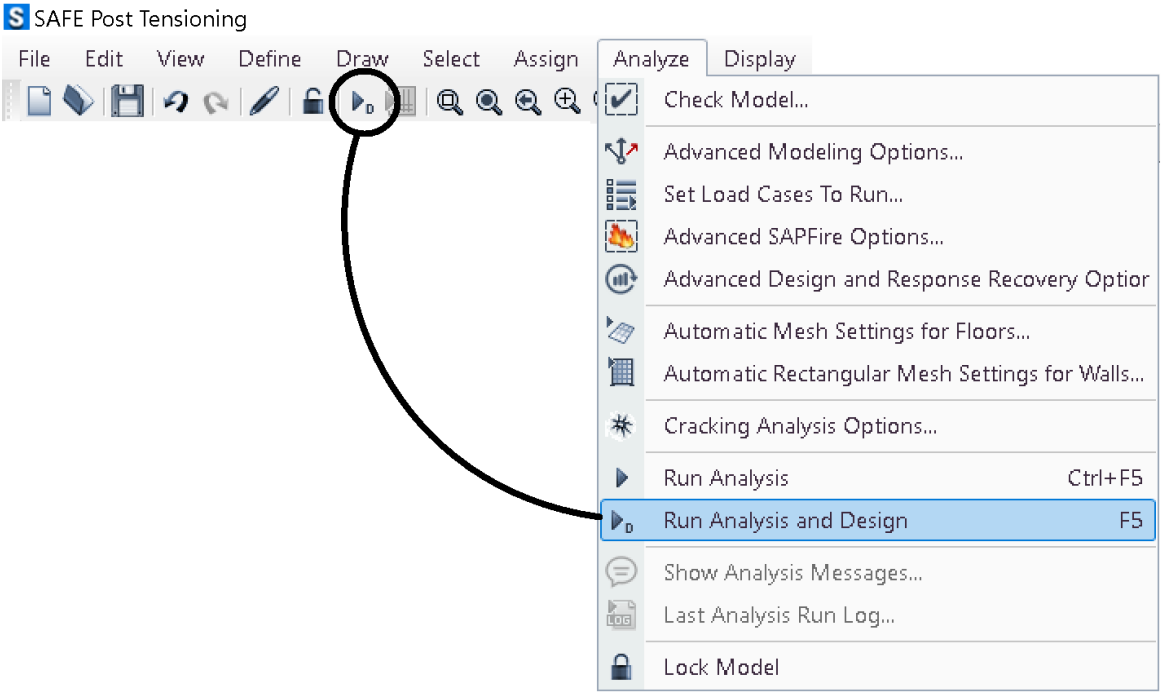




علاوه بر منوی فوق، پوشش میلگردها را از طریق شکل زیر نیز می توان تعیین نمود. برای مثال اگر پی گسترده باشد، با فرض شرایط محیطی متوسط (پوشش ۵ سانتیمتر) و با فرض از استفاده از میلگرد φ20 پوشش بتن تا مرکز آرماتور لایه اول برابر 6cm و پوشش بتن تا مرکز لایه دوم برابر 8cm خواهد بود که در جهت اطمینان می توان 8cm وارد کرد و یا مثلا اگر پی نواری باشد و آرماتورهای عرضی آن φ10 باشد، پوشش تا مرکز میلگردهای طولی 7 cm خواهد بود.



۳۰-۴-۱ تحلیل سازه و کنترل نتایج



۳۰-۵ اصلاح زلزله قائم در ترکیب بارهای حد نهایی طراحی پی (UDCON)

۳-۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_{Vu}=0.6\ AIW_P \qquad (۳-۱۰)$$

در این رابطه:

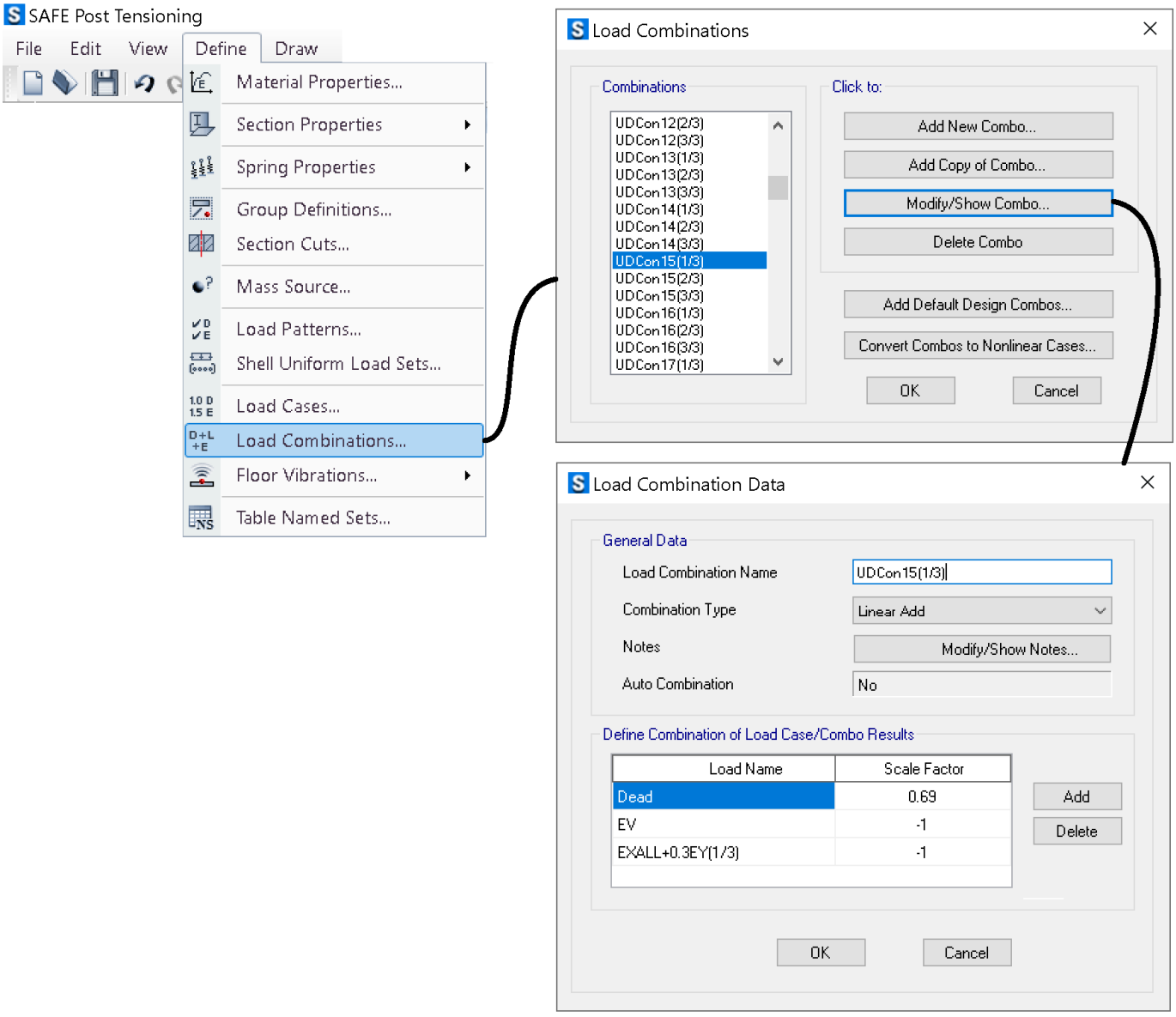
A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W_P: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود.

در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

در مواردی که A=0.35 می باشد و به جای ترکیب بار 0.9D+E-EV از ترکیب 0.69D+E-EV استفاده شده است، باید ترکیب بارهای ارسال شده از ETABS اصلاح شوند برای مثال ترکیب بار 0.69D+E-Ev به ترکیب بار 0.9D+E تبدیل می شود.



- توجه شود که در ترکیب بارهای خاک نیز در نظر گرفتن نیروی زلزله رو به بالا لازم نیست.

۶-۳۰ منظور کردن قاعده ۱۰۰-۳۰ و ضریب نامعینی ρ در طراحی پی

- فونداسیون جزئی از سازه محسوب می شود و ترکیب بارهای طراحی آن مشابه سازه خواهد بود. بنابراین اگر در سازه قاعده ۱۰۰-۳۰ و یا ضریب نامعینی اعمال شده است، باید در طراحی پی نیز منظور شود.
- در ترکیب بارهای کنترل تنش خاک نیز باید اثر ۱۰۰-۳۰ و ضریب نامعینی منظور شود.
- توجه شود که گرچه در کنترل تنش خاک زیر پی بایستی اثر زلزله متعامد منظور شود ولی از طرفی تنش خاک ناشی از ترکیب بارهای زلزله باید با تنش مجاز گسیختگی خاک کنترل شود که با ضریب اطمینان ۲ محاسبه است.

۷-۴-۵-۳ ملاحظات لرزه‌ای در طراحی پی‌های سطحی

۷-۴-۵-۳-۱ برای کنترل ظرفیت باربری خاک زیر پی‌های سطحی در شرایط زلزله باید نکات ذیل مورد توجه باشد:

الف- در نظر گرفتن کاهش ظرفیت باربری بر اثر نیروی افقی و لنگر خمشی ناشی از زلزله

ب- تغییر ضریب اطمینان ظرفیت باربری و ضرایب بار و مقاومت طبق جداول ۷-۴-۷ و ۷-۴-۸ در شرایط زلزله

پ- کنترل کاهش مقاومت برشی برخی از خاک‌ها در اثر بارهای دینامیکی (مثل روانگرایی خاک، زوال مشخصات دینامیکی خاک در اثر کرنش دینامیکی)

جدول ۷-۴-۷ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای

نوع گسیختگی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱/۲	۲	۱/۵	۱/۲

۷-۳۰ ترکیب بارهای کنترل تنش خاک

مبحث ۷:

۷-۴-۵ روش‌های طراحی پی سطحی

۷-۴-۵-۱ روش تنش مجاز

۷-۴-۵-۱-۱ ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان می‌باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می‌باشد.

مبحث ۶:

۶-۲-۳-۳ ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز یا مقاومت مجاز

در طراحی به روشهای تنش مجاز یا مقاومت مجاز، بارهای ذکر شده در این مبحث باید در ترکیب بارهای زیر منظور شود؛ و هرکدام که بیشترین اثر نامطلوب را بر روی ساختمان، شالوده یا اعضاء سازه‌ای تولید می‌کنند، باید مد نظر قرار گیرد.

1) D
2) D+L
3) D+(L_r یا S یا R)
4) D+۰/۷۵L+۰/۷۵(L_r یا S یا R)
5) D+W
6) D+۰/۷۵L+۰/۷۵W + ۰/۷۵(L_r یا S یا R)
7) D+ ۰/۷E
8) D+۰/۷۵L+۰/۷۵(۰/۷E)+ ۰/۷۵S
9) ۰/۶D+W
10) ۰/۶D+۰/۷E

- در بارهای زیر به جای E باید تمامی بارهای لرزه ای (شامل بارهای لرزه ای مربوط به **زلزله متعامد ۱۰۰-۳۰**) باید جایگزین شود.
- در ترکیب بارهای زیر اثرات بار باد، حرارت و فشار خاک (در صورت وجود) باید اضافه شود.
- ترکیب بارهای کنترل خاک برای شهرهایی که A<0.35 می باشد:

- SOIL1: D + Live+LRED+LRED0.5
- SOIL2: D + Lroof
- SOIL3: D + Snow
- SOIL4: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lroof)
- SOIL5: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Snow)
- SOIL6: D ± 0.7ρE +0.7Ev
- SOIL7: D + 0.75(Live+LRED+LRED0.5) ± 0.525ρE +0.525Ev+ 0.75Snow
- SOIL8: 0.6D ± 0.7ρE

- ترکیب بارهای کنترل خاک برای شهرهایی که A=0.35 می باشد:

- SOIL1: D + Live+LRED+LRED0.5
- SOIL2: D + Lroof
- SOIL3: D + Snow
- SOIL4: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Lroof)
- SOIL5: D + 0.75(Live + LRED + LRED0.5 + Snow)
- SOIL6: (1+0.147×I)D ± 0.7ρE +0.7Ev
- SOIL7: (1+0.11025×I)D + 0.75(Live+LRED+LRED0.5) ± 0.525ρE +0.525Ev+ 0.75Snow
- SOIL8: 0.6D ± 0.7ρE

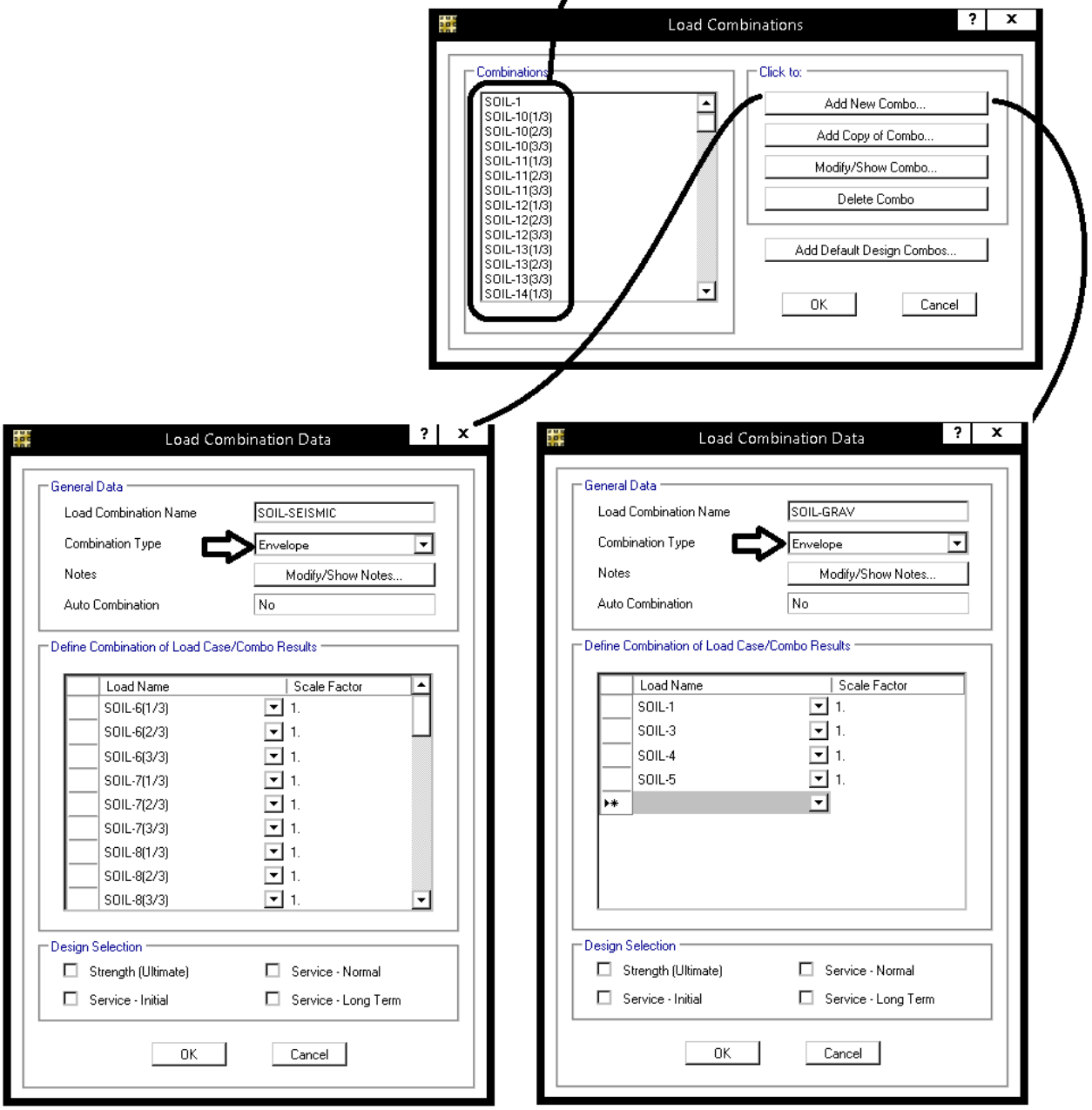
در روابط فوق، I ضریب اهمیت سازه می باشد و ضریب 0.11025×I و 0.147×I به صورت زیر بدست آمده است:

$$0.525(0.6AID) = 0.11025ID \qquad 0.7(0.6AID) = 0.147ID$$

- در سوله ها و سازه های سبک که در آنها بار باد حاکم است، باید به جای ترکیب بارهای لرزه ای از ترکیب بارهای باد استفاده شود.

- در صورتی که از فایلهای آماده ETABS استفاده کرده باشید، ترکیب بارهای خاک به صورت پیش فرض در ایتبس تعریف شده اند و به SAFE منتقل می شوند و نیازی به تعریف دستی آنها نمی باشد.

ترکیب بارهای ارسال شده از ETABS



تعریف ترکیب بار پوش مربوط به بارهای لرزه ای

تعریف ترکیب بار پوش مربوط به بارهای ثقلی

سه نوع تنش مجاز می توان برای خاک در نظر گرفت:

۱- q_{all} بر اساس معیار نشست

۲- q_{all} بر اساس معیار گسیختگی و با ضریب اطمینان ۳

۳- q_{all} بر اساس معیار گسیختگی و با ضریب اطمینان ۲

در اکثر موارد در گزارشهای مکانیک خاک تنها موارد اول و دوم گزارش می شود و عمدتا از ضریب اطمینان ۳ استفاده می شود. مورد سوم به استناد بند زیر قابل تعریف است:

۷-۴-۵-۳ ملاحظات لرزه‌ای در طراحی پی‌های سطحی

۷-۴-۵-۳-۱ برای کنترل ظرفیت باربری خاک زیر پی‌های سطحی در شرایط زلزله باید نکات ذیل مورد توجه باشد:

الف- در نظر گرفتن کاهش ظرفیت باربری بر اثر نیروی افقی و لنگر خمشی ناشی از زلزله

ب- تغییر ضریب اطمینان ظرفیت باربری و ضرایب بار و مقاومت طبق جداول ۷-۴-۷ و ۷-۴-۸ در شرایط زلزله

پ- کنترل کاهش مقاومت برشی برخی از خاک‌ها در اثر بارهای دینامیکی (مثل روانگرایی خاک، زوال مشخصات دینامیکی خاک در اثر کرنش دینامیکی)

جدول ۷-۴-۷ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای

نوع گسیختگی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱/۲	۲	۱/۵	۱/۲

۷-۴-۵-۱-۷ در این روش جهت کنترل تنش زیر پی لازم است جدول ۷-۴-۵ مدنظر قرار گیرد.

جدول ۷-۴-۵ وضعیت تنش محاسبه شده زیر پی در مقایسه با ظرفیت باربری

نوع خاک / نوع پی	دانه‌ای	صرفاً چسبنده
صلب	ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز > تنش حداکثر
انعطاف‌پذیر	ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط

۷-۴-۵-۱-۹ در پی‌های انعطاف پذیر چنانچه ظرفیت باربری مجاز از معیار نشست به دست آمده باشد نیازی به کنترل نقطه به نقطه تنش نیست و طراحی را می‌توان بر اساس تنش موثر متوسط کمتر از ظرفیت باربری مجاز انجام داد.

با توجه به بندهای فوق، کنترل تنش خاک زیر پی به صورت زیر باید انجام شود:

$$(SOIL - GRAV)_{\text{متوسط}} < \left(q_{all}\text{معیار نشست}\right)$$

$$(SOIL - GRAV)_{\text{حداکثر}} < \left(q_{all}\text{معیار گسیختگی}\right)_{\text{با ضریب اطمینان 3}}$$

$$(SOIL - SEISMIC)_{\text{حداکثر}} < \left(q_{all}\text{معیار گسیختگی}\right)_{\text{با ضریب اطمینان 2}}$$

انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است www.t.me/hoseinzadehasl Instagram www.hoseinzadeh.net

کنترل تنش خاک بر اساس ترکیب بارهای قدیمی

با توجه حجم بالای ترکیب بارها و نیز طولانی شدن مراحل کنترل تنش خاک زیر پی در آیین نامه های جدید، برخی از همکاران از همان ترکیب بارهای قدیمی با اندکی تغییر استفاده می کنند:

- ترکیب بارهای قدیمی کنترل تنش خاک زیر پی (بر اساس مبحث ششم ویرایش های قبل از ۹۲):

$$D$$
$$D + L$$
$$0.75D + 0.75L + 0.75(0.7E_X)$$
$$0.75D + 0.75L - 0.75(0.7E_X)$$
$$0.75D + 0.75L + 0.75(0.7E_Y)$$
$$0.75D + 0.75L - 0.75(0.7E_Y)$$

در ترکیب بارهای فوق فرض بر این است که E بر اساس ویرایش ۴ محاسبه شده است و ضریب 0.7 جهت تبدیل آن به زلزله تراز ویرایش ۳ می باشد.

۱- در ترکیب بارها فوق برای سادگی از اثر خروج از مرکزیت تصادفی، اثر 30-100، اثر زلزله قائم و نیز اثر rho صرف نظر شده است.

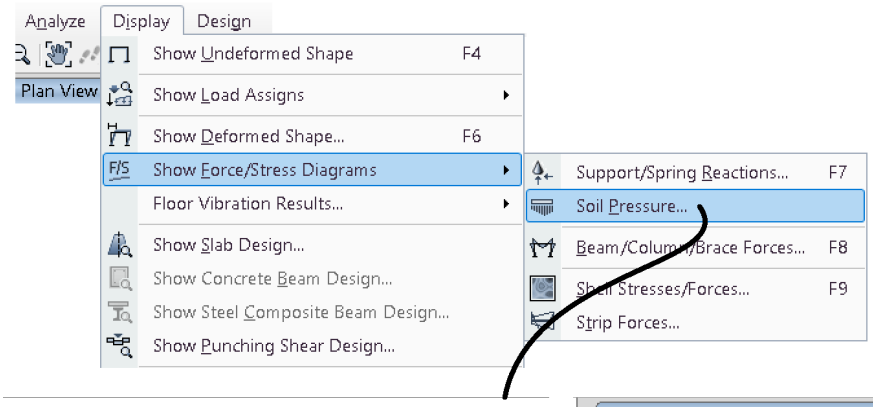
۲- تنش "متوسط" حاصل از ترکیب بارهای فوق باید از تنش مجاز "نشست" کمتر باشد.

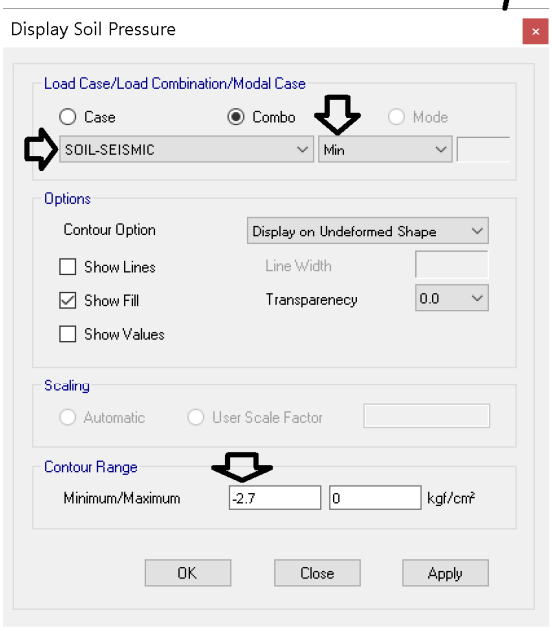
۳- تنش "حداکثر" حاصل از ترکیب بارهای فوق باید از تنش مجاز "گسیختگی" "با ضریب اطمینان ۳" کمتر باشد.

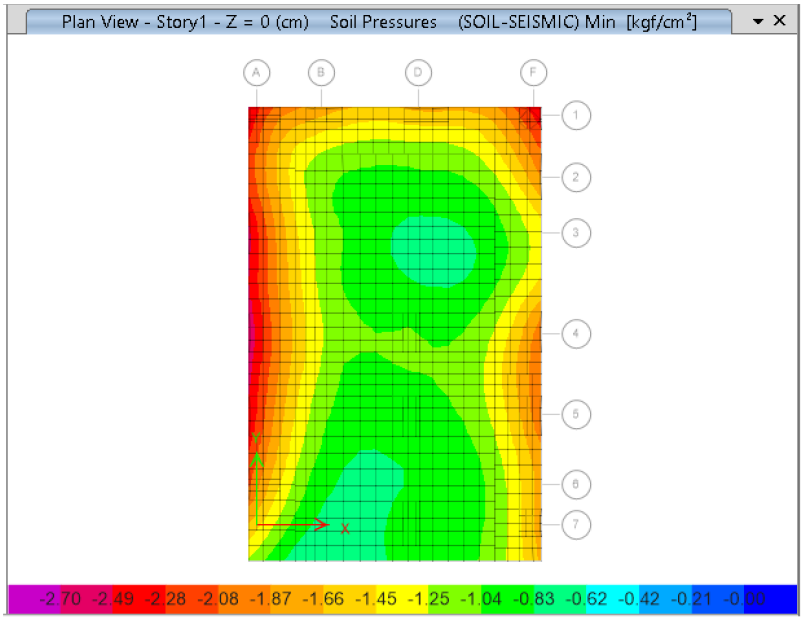
توضیح: با توجه به اینکه در این روش جهت کنترل خاک از ضریب اطمینان ۳ استفاده می شود، می توان از قاعده ۱۰۰-۳۰ و نیز اعمال ضریب ضریب نامعینی صرف نظر کرد.

۳۰-۷-۱ کنترل تنش خاک زیر پی

تنش خاک زیر پی تحت اثر ترکیب بارهای تعریف شده در بند ۳۰-۷ باید کمتر از تنش مجاز خاک باشد. اگر برای مثال تنش مجاز گسیختگی خاک بر اساس ضریب اطمینان ۲ برابر $2.7\ kg/cm^2$ باشد مطابق شکل زیر در قسمت Minimum مقدار 2.7 را وارد کرده و تنش خاک را بررسی نمایید:

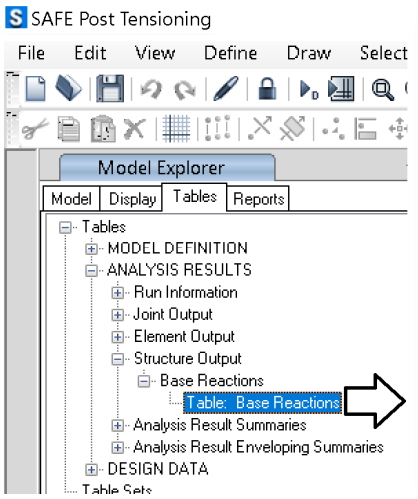


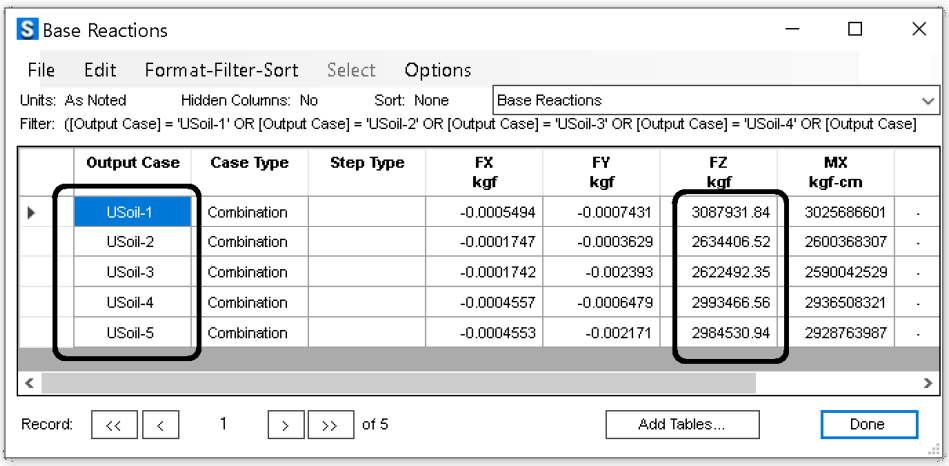




۳۰-۷-۲ محاسبه تنش متوسط پی

برای هر ترکیب بار میتوان بار کل وارد بر خاک را از جدول زیر استخراج کرده و سپس به مساحت پی تقسیم کرد. در این حالت تنش متوسط پی تحت آن ترکیب بار بدست می آید. در شکل زیر بیشترین تنش بین ترکیب بارهای ثقلی خاک مربوط به usoil-1 میباشد. کل بار در راستای ثقلی تحت این ترکیب بار برابر 3087931.84 kg میباشد. با تقسیم این عدد بر مساحت پی تنش متوسط وارد بر خاک بدست می آید.

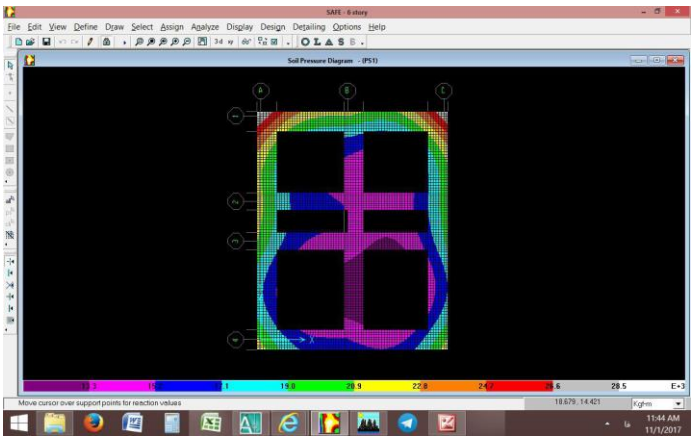




کانال تلگرام:

آقای دکتر سلام و وقت به خیر .

در مورد تنش زیر پی سوالی داشتم . آزمایشگاه ژئوتکنیک برای تنش زیر پی بر اساس ابعاد پی نواری عدد ۲.۲ را با ضریب اطمینان ۳ داده است . عکس زیر تنش خاک تحت یکی از ترکیبات بار safe8 هستش . خواستم ببینم با این تنش ها آیا پی جواب داده است . یا باید ابعاد پی رو افزایش بدیم .با تشکر .



سلام. بستگی دارد به اینکه تحت کدام ترکیب بار کنترل می کنید.

اگر بر اساس "آیین نامه های جدید" کنترل کرده اید و این تنشها مربوط به "ترکیب باری میباشد که لرزه ای است" ، می توانید ضریب اطمینان را ۲ فرض کنید. در این صورت تنش مجاز برابر ۳.۳ خواهد بود و مشکلی نیست.

به صورت کاملتر:

اگر

۱- ترکیب بار مورد نظر ترکیب بار لرزه ای باشد (شامل نیروی زلزله باشد) و صرفا ثقلی نباشد.

۲- ترکیب باری که تنش ها را کنترل می کنید بر اساس ترکیب بارهای مربوط به روش تنش مجاز در مبحث ششم جدید می باشد (ترکیب بارهای ص ۲۸۱ جزوه ایتبس بنده).

۳- در ترکیب بارها اثر زلزله متعامد (۱۰۰-۳۰) اعمال شده باشد (مگر موارد خاصی که طبق آیین نامه بتوان اعمال نکرد)

۴- اثر خروج از مرکزیت اتفاقی در ترکیب بارها منظور شده باشد (زلزله های EXp,EXN, ...)

۵- اثر ضریب نامعینی در ترکیب بارها منظور شده باشد.

۶- اثر زلزله قائم در ترکیب بارها منظور شده باشد.

در این صورت می توان تنش مجاز را به جای ضریب اطمینان ۳ با ضریب اطمینان ۲ محاسبه کرد.

برای توضیحات بیشتر به جزوه ایتبس بنده، فصل پی، مراجعه کنید.

ترکیب بارهای کنترل تنش خاک بر اساس آیین نامه جدید در فایلهای آماده ایتبس بنده نیز موجود است که میتوانید مطالعه کنید.

در این صورت می توان ضریب اطمینان مربوط به گسیختگی را تحت ترکیب بار لرزه ای برابر ۲ در نظر گرفت.

۷-۴-۵-۳ ملاحظات لرزه‌ای در طراحی پی‌های سطحی

۷-۴-۵-۳-۱ برای کنترل ظرفیت باربری خاک زیر پی‌های سطحی در شرایط زلزله باید نکات ذیل مورد توجه باشد:

الف- در نظر گرفتن کاهش ظرفیت باربری بر اثر نیروی افقی و لنگر خمشی ناشی از زلزله

ب- تغییر ضریب اطمینان ظرفیت باربری و ضرایب بار و مقاومت طبق جداول ۷-۴-۷ و ۷-۴-۸ در شرایط زلزله

پ- کنترل کاهش مقاومت برشی برخی از خاک‌ها در اثر بارهای دینامیکی (مثل روانگرایی خاک، زوال مشخصات دینامیکی خاک در اثر کرنش دینامیکی)

جدول ۷-۴-۷ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای

نوع گسیختگی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱/۲	۲	۱/۵	۱/۲

کانال تلگرام:

با عرض سلام و تشکر از زحمات جنابعالی، در مورد تنش مجاز خاک در پاسخ به سوالی فرموده اید که در گزارش ژئوتکنیک باید سه نوع تنش مجاز ارائه شود که برای ترکیبات بار حاوی زلزله و بار ثقلی ضریب اطمینان برابر ۲ خواهد بود، به نظر بنده در ترکیبات بار ارائه شده در مبحث ششم برای کنترل تنش خاک نباید تنش مجاز افزایش یابد.

چند نکته قابل تامل در این زمینه وجود دارد :

۱-بند ۶-۱۱-۱۲ مبحث ششم به صراحت گفته براساس ترکیب بارهای تنش مجاز نباید افزایش تنش مجاز استفاده بشود.

۲-اگر به ترکیب بارهای تنش مجاز دقت بفرمایید برای ترکیب بار زلزله با بار مرده و زنده یک تخفیف با ضریب ۰/۷۵ داده شده است اما تنها برای بار زلزله + بار مرده این ضریب داده نشده است.

۳-در Ibc2012 که مبحث ششم تطابق زیادی با این آیین نامه دارد، برای حالت تنش مجاز دو نوع ترکیب بار داده شده, که مبحث ششم حالت اول این ترکیبات بار هست، برای این ترکیب بارها Ibc2012 اجازه افزایش تنش مجاز را نمیدهد. در واقع این رویکرد کاملا مشابه آیین نامه های ASCE و IBC2012 هست.

پاسخ: با سلام، بله در مبحث ششم عنوان شده که در ترکیب بارهای تنش مجاز اجازه افزایش تنش مجاز را نداریم. منتها باید دقت شود ما ضریب اطمینان را تغییر می دهیم. در مبحث خاک ضریب اطمینان بارهای گذرا مانند باد و زلزله، کمتر می باشد. و این مطلب به صراحت در مبحث هفتم قید شده است به شکل زیر توجه نمایید:

جدول ۷-۴-۴ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد-نواری)

نوع گسیختگی	برشی				تراوش	
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی	رگاب	فشار رو به بالا
ضریب اطمینان	۱/۵	۳	۲	۱/۵	۴	۱/۵

۷-۴-۵-۳ ملاحظات لرزه‌ای در طراحی پی‌های سطحی

۷-۴-۵-۳-۱ برای کنترل ظرفیت باربری خاک زیر پی‌های سطحی در شرایط زلزله باید نکات ذیل مورد توجه باشد:

الف- در نظر گرفتن کاهش ظرفیت باربری بر اثر نیروی افقی و لنگر خمشی ناشی از زلزله

ب- تغییر ضریب اطمینان ظرفیت باربری و ضرایب بار و مقاومت طبق جداول ۷-۴-۷ و ۷-۴-۸ در شرایط زلزله

پ- کنترل کاهش مقاومت برشی برخی از خاک‌ها در اثر بارهای دینامیکی (مثل روانگرایی خاک، زوال مشخصات دینامیکی خاک در اثر کرنش دینامیکی)

جدول ۷-۴-۷ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای

نوع گسیختگی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱/۲	۲	۱/۵	۱/۲

در کنترل تنش مجاز خاک در مثالهای FEMA p-751 (که بر اساس ASCE7 نوشته شده) دقیقا به همین صورت عمل شده است و در کنترل ترکیب بارهایی که زلزله دارند از ضریب اطمینان متفاوتی استفاده شده است.

چند نکته:

۱- بر اساس آیین نامه باید زلزله متعامد (قانون ۱۰۰-۳۰) در خاک نیز باید رعایت شود (که قبلا نمی شد)

۲- زلزله قائم باید در ترکیب بارهای تنش خاک نیز باید وارد شود (که قبلا زلزله قائم برای کل سازه نداشتیم)

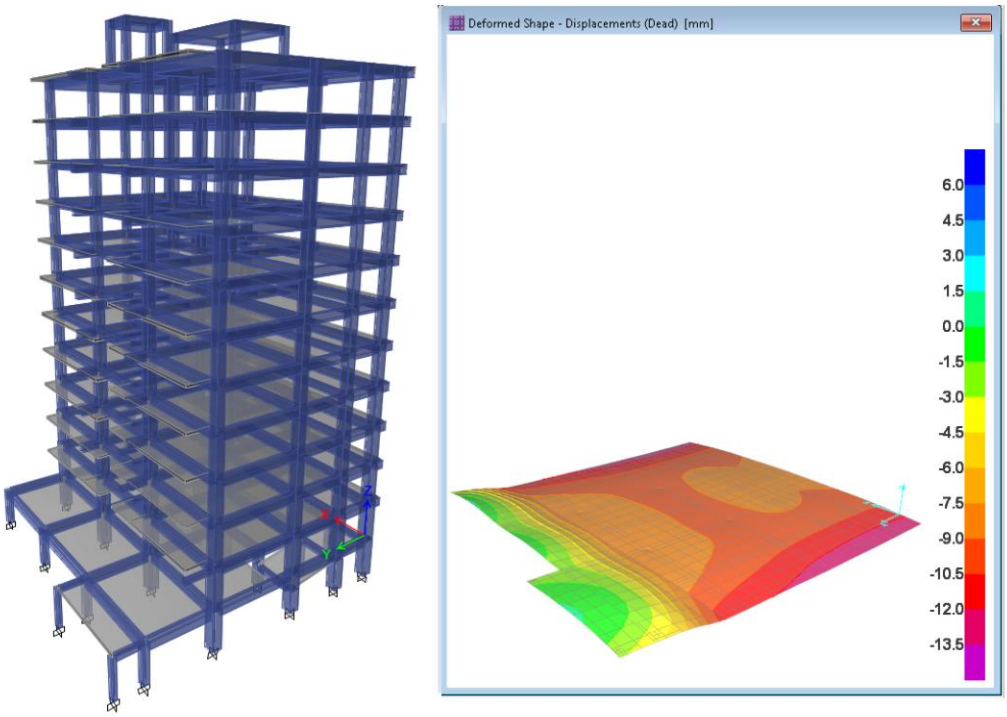
۳- ضریب نامعینی rho باید در ترکیب بارهای تنش خاک نیز منظور شود (که قبلا rho نداشتیم)

نتیجه: کنترل تنش خاک با ترکیب بارهای جدید (که در فایل ایتبسی که در همین کانال قرار داده ام تعریف شده اند)، و به روشی که در بالا قید شد، تقریبا با سیستم قبلی که داشتیم نتایج یکسانی را می دهد.

۳۰-۷-۳ کنترل نشست غیر یکنواخت و دوران در پی

یکی از موارد رایج که منجر به نشست غیر یکنواخت پی میشود مربوط به سازه هایی می باشد که سطح زیربنای آنها در ارتفاع تغییر میکند. برای مثال در شکل زیر وزن دهانه سمت چپ (که تنها یک طبقه میباشد) نسبت به بقیه سازه کم میباشد. در شکل سمت راست تغییر شکل سازه نشان داده شده است. در مواردی که تغییرشکل نسبی سازه بیش از حد مجاز باشد، باید طرح اصلاح شود. یک روش رایج این است که سازه تک دهانه سمت چپ از سازه اصلی جدا شود. پی این دو سازه نیز باید از هم جدا شوند.

توجه شود که نشست غیر یکنواخت تنها مربوط به مثل فوق نمی باشد و موارد دیگری نیز میتواند منجر به نشست غیر یکنواخت شود. برای نمونه اگر شمع های زیر یک پی گسترده به صورت غیر یکنواخت قرار داده شوند، ممکن است نشست غیر یکنواخت اتفاق افتد.



۷-٤-٤ مقادیر نشست مجاز

۷-٤-٤-۱- مقادیر مجاز نشست یکنواخت و غیریکنواخت در جدول ۷-٤-۲ و مقادیر مجاز چرخش در جدول ۷-٤-۳ ارائه شده است.

۷-٤-٤-۲- مقادیر مجاز نشست غیریکنواخت نصف مقادیر مجاز نشست یکنواخت می‌باشد.

جدول ۷-٤-۲ مقادیر نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

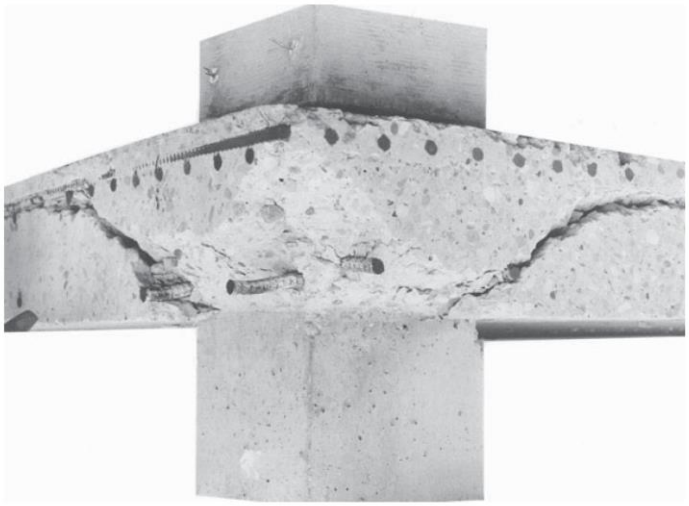
خاک	نوع پی	سیستم سازه‌ای	نشست یکنواخت (mm)
ماسه	منفرد	قاب فولادی یا بتنی	۲۵
	نواری		٤۰
	گسترده		۵۰
رس	منفرد	قاب فولادی یا بتنی	۵۰
	نواری		۷۰
	گسترده		۱۰۰

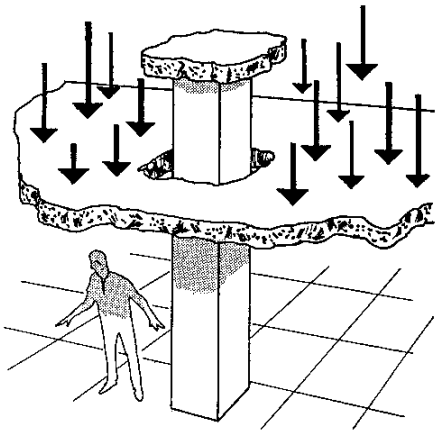
جدول ۷-٤-۳ مقادیر مجاز چرخش

مقدار حداکثر چرخش مجاز R_α	نوع ساختمان
۰/۰۰٦۷	حد خرابی (با اسکلت)
۰/۰۰۳۳	حد ایجاد ترک غیرسازه‌ای

۸-۳۰ برش پانچ در پی

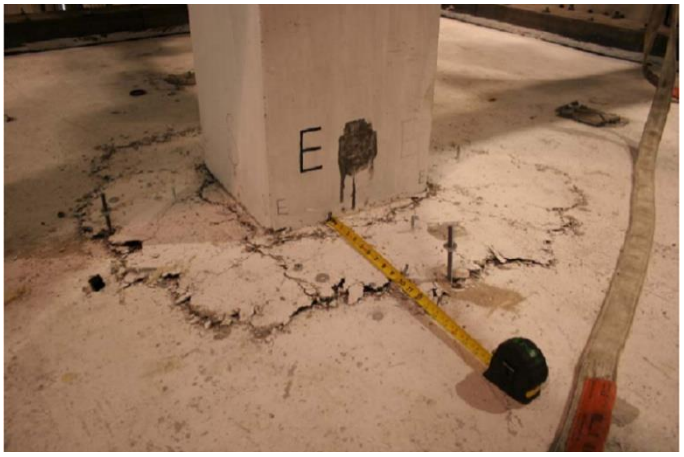
در برش پانچ (برش دو طرفه) مطابق شکل های زیر دال بتنی به فاصله مشخصی از ستون (به فاصله d/2) ممکن است پانچ شود.



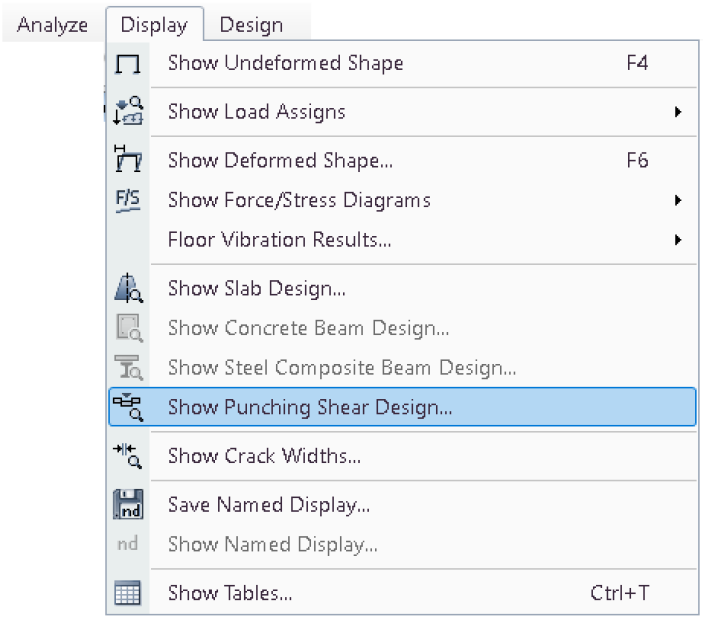


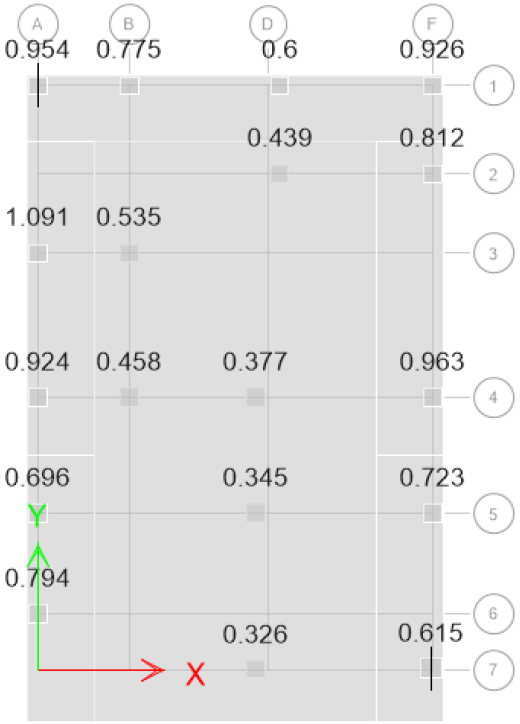
مشکل پانچ (برش منگنه ای) در دالهای تخت (بدون تیر و بدون سرستون)





پس نمایش نسبت تنشهای پانچ از طریق گزینه زیر، با کلیک راست روی ستون مورد نظر مشخصات پانچ نمایش داده میشود.

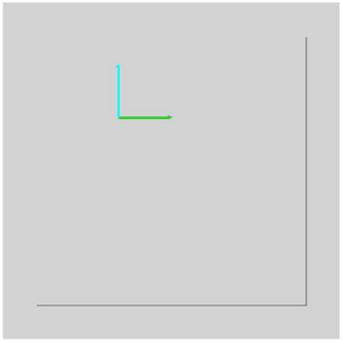




ACI 318-19 Punching Shear Check & Design

Geometric Properties

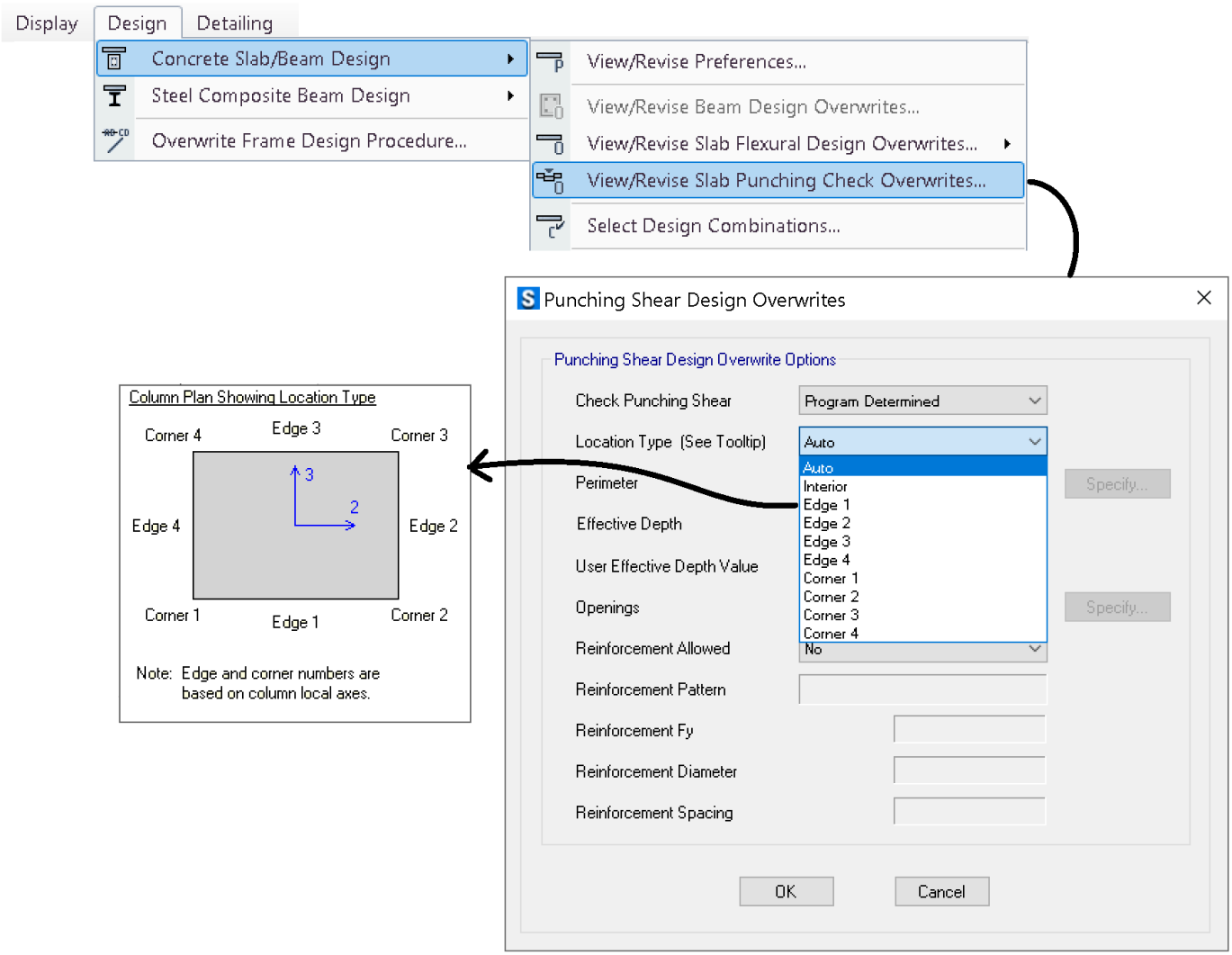
Combination = UDCon7(2/3)
Story = Story1
Point Label = 1
Column Shape =
Column Location = Corner
Global X-Coordinate = 0 cm
Global Y-Coordinate = 1984 cm



Load Punching Check

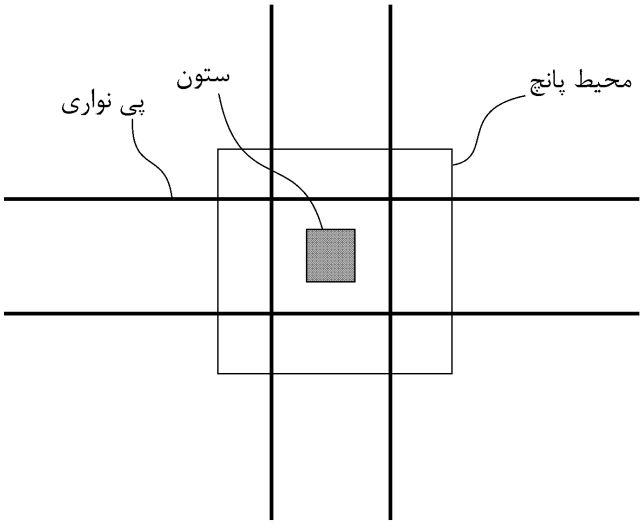
Avg. Eff. Slab Thickness = 103 cm
Eff. Punching Perimeter = 233.05 cm
Cover = 7 cm
Conc. Comp. Strength = 254.93 kgf/cm²
Reinforcement Ratio = 0
Section Inertia I22 = 44561893.2 cm⁴
Section Inertia I33 = 44561893.2 cm⁴
Section Inertia I23 = 0 cm⁴
$Gamma_{v2}$ = 0.4
$Gamma_{v3}$ = 0.4
Moment Mu2 = -4785207.7 kgf-cm
Moment Mu3= -11223608.69 kgf-cm
Shear Force = -109589.18 kgf
Unbalanced Moment Mu2 = -1914083.08 kgf-cm
Unbalanced Moment Mu3= -4489443.48 kgf-cm
Max Design Shear Stress = 12.12 kgf/cm²
Conc. Shear Stress Capacity = 12.7 kgf/cm²
Punching Shear Ratio = 0.95

- در برخی موارد SAFE موقعیت پانچ را صحیح تشخیص نمی دهد. در این صورت مطابق شکل زیر می توان موقعیت ستون را تعیین نمود:



۳۰-۸-۱ برش پانچ در پی های نواری

- در پی های نواری در صورتی که محیط پانچ در خارج از ابعاد پی قرار گیرد نیازی به کنترل برش پانچ نخواهد بود. در این موارد با کنترل برش یک طرفه هر کدام از نوارهای پی عملا برش پانچ نیز کنترل می شود. توجه شود که برش یک طرفه در پی نواری کنترل شود و اگر نیاز به آرماتور برشی بود، بر اساس محاسبات آرماتور برشی قرار داده شود.

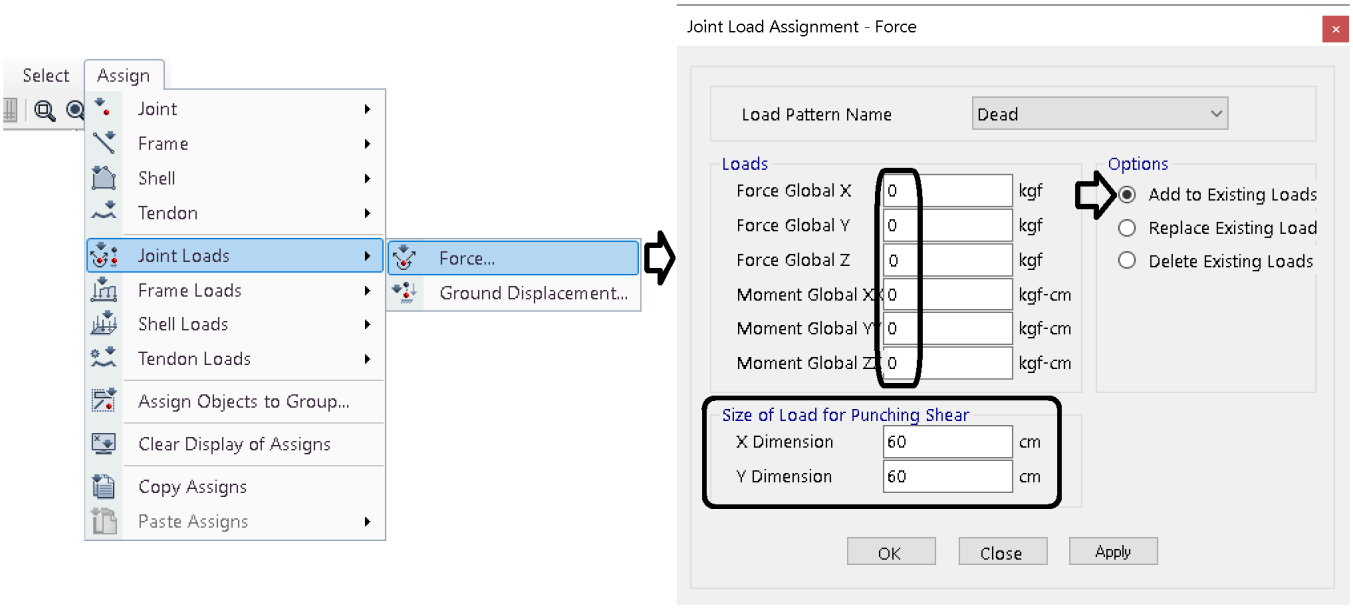


- برای رسم پی نواری بهتر است از opening استفاده نشود. استفاده از opening محاسبات مربوط به برش پانچ را تغییر خواهد داد.

۳۰-۸-۲ کنترل برش پانچ در پی های مربوط به سازه های فولادی

- محیط پانچ به فاصله d از تکیه گاه محاسبه می شود.
- در سازه های بتنی ابعاد تکیه گاه همان ابعاد ستون می باشد.
- در سازه های فولادی ابعاد تکیه گاه (جهت تعیین محیط بحرانی پانچ) را می توان میانگین ابعاد مقطع ستون فولادی و ابعاد ورق پای ستون در نظر گرفت.
- نرم افزار SAFE از ابعاد ورق پای ستون بی اطلاع است و به همین جهت تعیین ابعاد تکیه گاهی را به عهده کاربر قرار داده است. بنابراین جهت کنترل پانچ در سازه های فولادی باید گام زیر انجام شود.

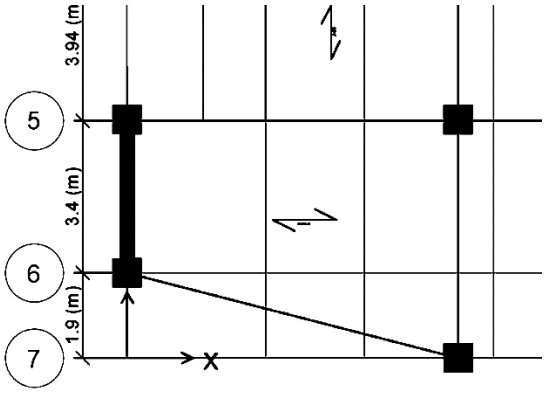
گره های پای ستون را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر برای ستون size of load را مشخص نمایید. برای مثال اگر ستون فولادی با ابعاد 400x400 mm و ابعاد ورق پای ستون 800x800 mm داشته باشیم، ابعاد تکیه گاه معادل برابر 600x600 mm خواهد بود.



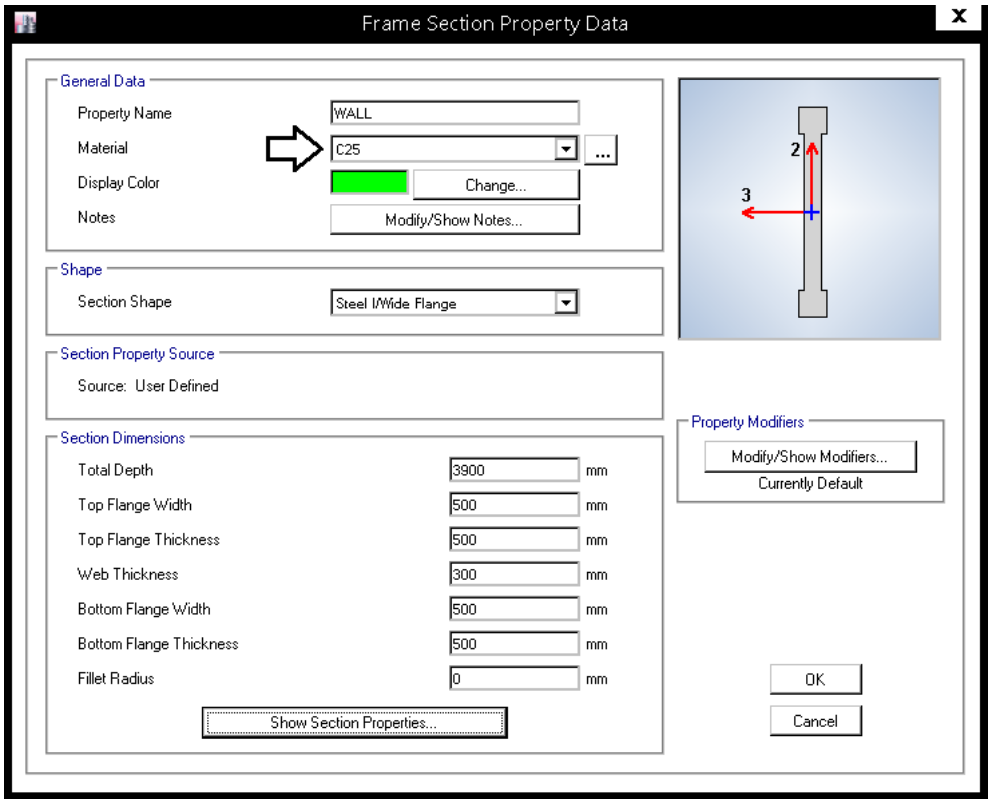
۳۰-۸-۳ کنترل برش پانچ در دیوار برشی

- تحقیقات کافی در رابطه با پانچ دیوار برشی موجود نیست.
- به عنوان یک روش تقریبی می توان دیوار را همانند یک ستون معادل مدل کرده و پانچ آنرا در پی بررسی کرد.

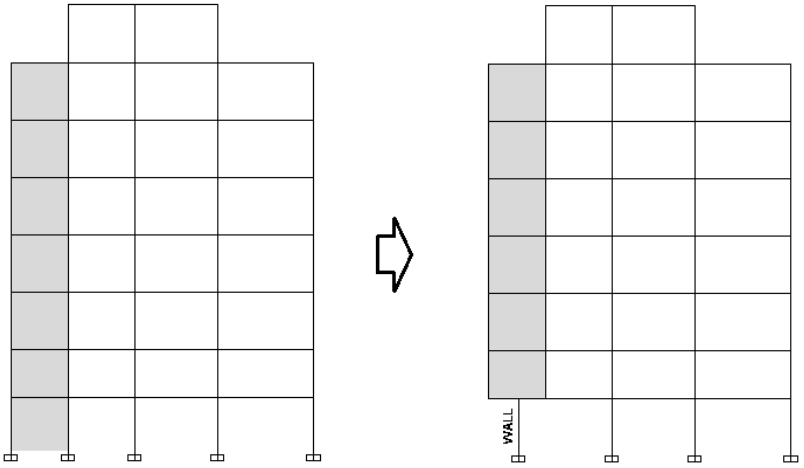
در صورتی که بخواهیم برای مثال دیوار برشی زیر را معادل سازی کنیم، باید مراحل زیر را انجام شود. در مثال زیر ابعاد ستونها 50x50 می باشد و ضخامت دیوار 30 cm می باشد.



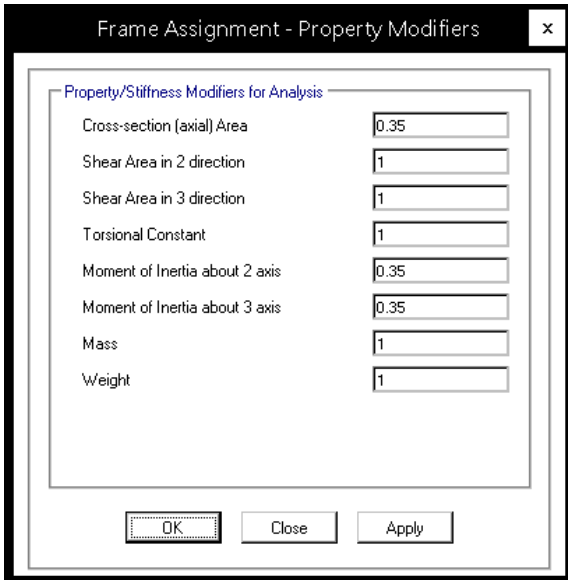
۱- مطابق شکل زیر یک مقطع I شکل معادل در قسمت تعریف مقاطع تعریف کنید.



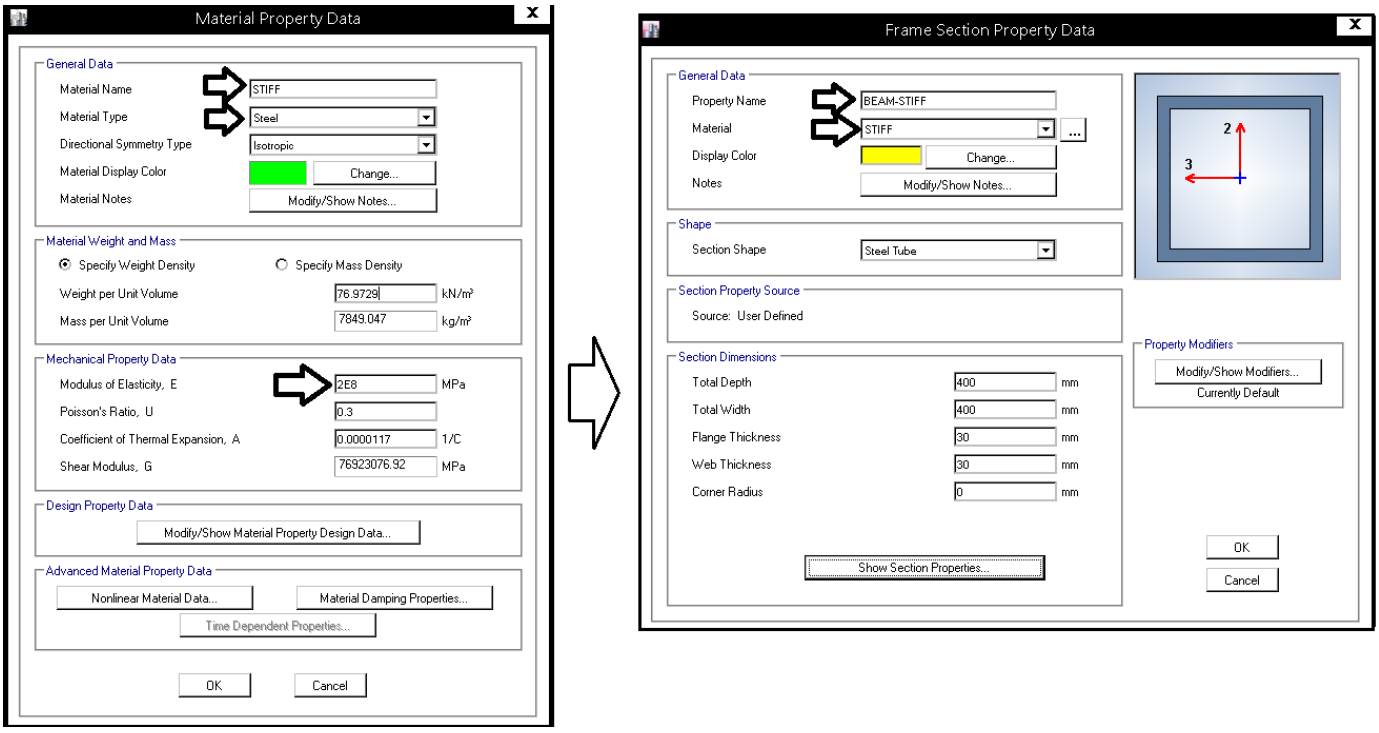
۲- مطابق شکل دیوار و ستونهای متصل به آنرا از "طبقه اول" حذف کرده و به جای آن ستون معادل (مقطع فوق) را رسم کنید:



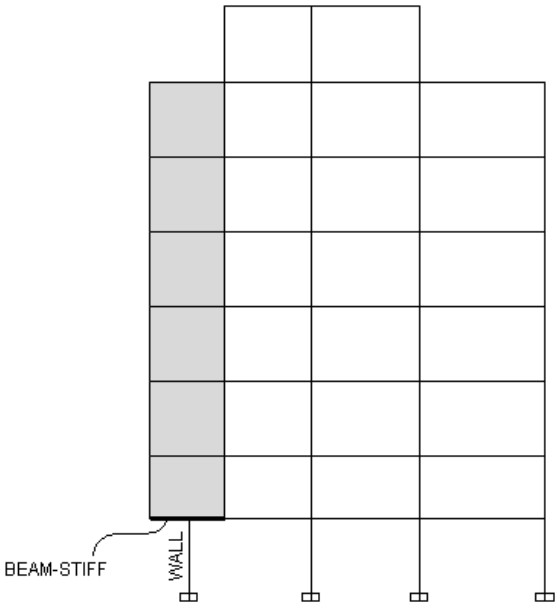
۳- المان دیوار را انتخاب کرده و سختی خمشی و محوری آنرا مشابه دیوار وارد کنید. برای مثال اگر دیوار ترک خورده می باشد، مطابق شکل زیر سختی دیوار معادل را اعمال کنید.



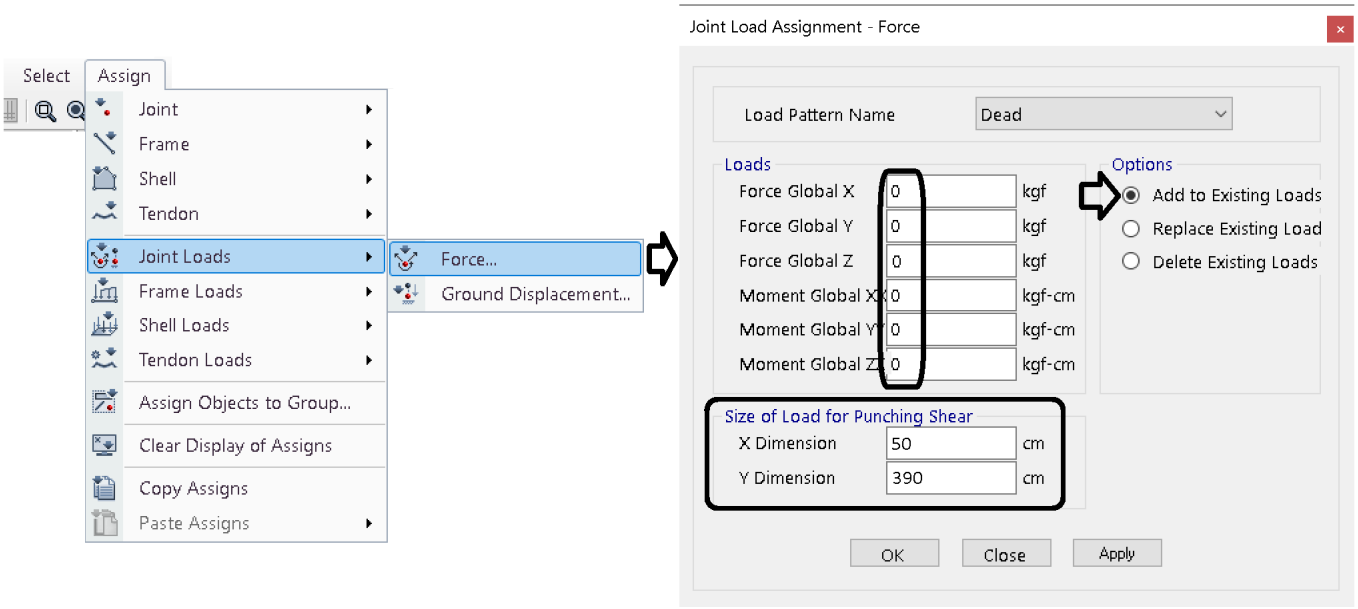
۴- جهت انتقال مناسب نیرو از دیوارهای طبقه فوقانی به ستون معادل باید یک تیر با سختی بالا تعریف شود.



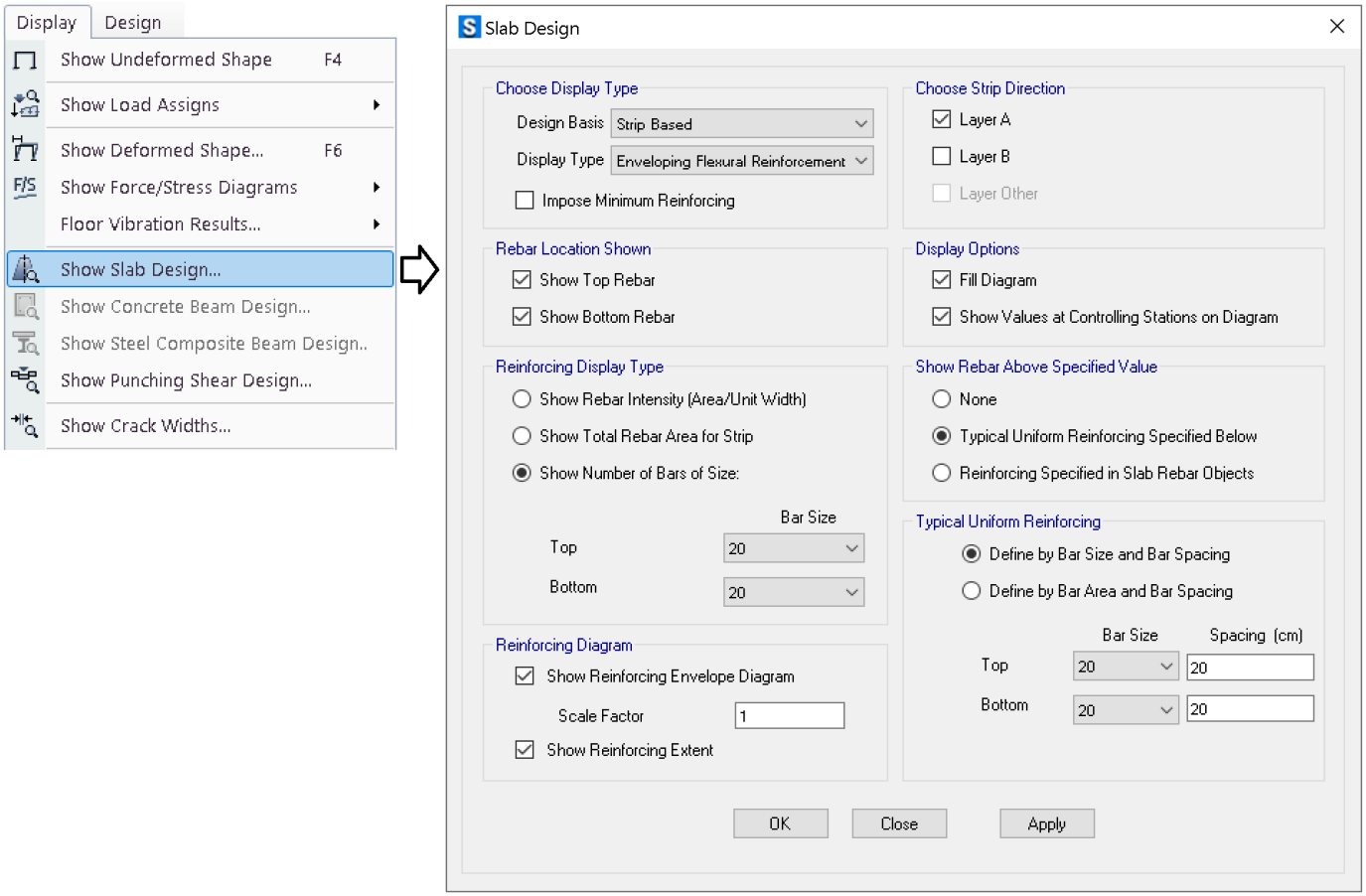
۵- در محل اتصال ستون معادل به دیوار تیر صلب ترسیم کنید.



۶- پس از معادل سازی دیوار در طبقه BASE، نتایج را به نرم افزار SAFE ارسال کنید. با توجه به اینکه مقطع ستون معادل در نرم افزار ETABS از نوع I شکل می باشد، همانند سازه های فولادی باید در نرم افزار SAFE برای ستون size of load را مشخص نمایید. با توجه به اینکه ابعاد المان مرزی دیوار 50x50 می باشد، مطابق شکل زیر باید ابعاد ستون برابر 390x50 وارد شود.



۹-۳۰ بررسی میلگردهای خمشی لازم برای پی



- توجه: طول میلگردهای تقویتی که از طریق منوی فوق نمایش داده میشوند، مربوط به محل قطع تئوریک میلگرد می باشد. طبق مبحث نهم میلگردهای تقویتی پس از نقطه قطع تئوریک (نقطه ای که دیگر لازم نیستند) باید به اندازه $Max(d, 12d_b)$ ادامه یابند که با توجه به ضخامت بالای پی ها عملا d حاکم خواهد بود. بنابراین در نقشه های سازه ای میلگردهای تقویتی باید به اندازه d (عمق موثر پی) پس از نقطه قطع تئوریک ادامه یابند.

۳۰-۱۰ آرماتور حداقل در پی

آرماتور حداقل در پی های گسترده و نواری طبق ACI-318-2019 و مبحث نهم ویرایش ۹۹

۹-۱۵-۳ شالوده‌های سطحی

۹-۱۵-۳-۱ کلیات

۹-۱۵-۳-۱-۷ در تعیین میلگردهای حداقل خمشی در شالودههای سطحی، ضوابط دال‌های یک طرفه برای شالودههای سطحی با عمل کرد یک طرفه، و ضوابط دال‌های دو طرفه برای شالوده‌های سطحی با عمل‌کرد دو طرفه ملاک محاسبه می‌باشند. تیرهای روی زمین و تیرهای باسکولی از ضوابط تیرها پیروی میکنند.

۹-۹ دال‌های یک‌طرفه

۹-۹-۶ آرماتور گذاری

۹-۹-۶-۱ حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,\min}$ در وجه کششی، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

۹-۱۰ دال‌های دوطرفه

۹-۱۰-۷ آرماتور گذاری در دال‌ها

۹-۱۰-۷-۱-۲ حداقل آرماتور خمشی در دال‌های دوطرفه

الف- حداقل مساحت آرماتور خمشی، $A_{s,\min}$، برابر با $0.0018A_g$ بوده و یا از رابطه‌ی (۹-۱۰-۳) محاسبه می‌شود. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در جهت دهانه، و در عرض دال (b_{slab}) تعبیه شود.

- مثال: پی **گسترده** به ضخامت h=80cm و عمق موثر d=73cn و میلگردهای طولی از نوع S400، و با فرض استفاده از φ20 به عنوان میلگرد طولی، حداکثر فاصله مجاز میلگردهای طولی در پی (جهت رعایت حداقل میلگرد خمشی) چقدر است؟

$$\frac{A_s}{A_g}=\frac{A_s}{Sh}=\frac{314^{mm^2}}{S\times 800}\geq 0.0018 \quad \rightarrow \quad S<218\,mm \quad \rightarrow \quad USE \quad \varphi 20@200mm$$

با توجه به اینکه به علت رفت و برگشتی بودن زلزله هر دو وجه پی ممکن است به کشش بیفتد، هم در وجه فوقانی و هم در وجه تحتانی حداقل میلگرد خمشی پی $\varphi 20@200mm$ خواهد بود

- مثال: در یک پی **نواری** به ابعاد $b\times h=1500\times 600\,mm$ و عمق موثر پی برابر d=530 mm، میلگرد طولی از نوع S400 و با فرض استفاده از φ20 به عنوان میلگرد طولی، حداقل تعداد میلگردهای طولی را تعیین کنید.

$$\frac{A_s}{A_g}=\frac{A_s}{bh}=\frac{n\times 3.14\times\frac{20^2}{4}}{1500\times 600}\geq 0.0018 \qquad n\geq 5.15 \quad \rightarrow \quad USE \quad 6\varphi 20$$

با توجه به اینکه به علت رفت و برگشتی بودن زلزله هم لنگر مثبت و هم لنگر منفی داشته باشیم، هم در وجه فوقانی و هم در وجه تحتانی می توان به عنوان حداقل از 6φ20 استفاده شود (در مجموع 12φ20).

انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۳۰-۱۱ ریشه ستونها داخل پی

مبحث نهم (ویرایش ۹۹) و ACI-318-2019:

۹-۲۰-۹-۲ شالوده‌های تکی، نواری، سراسری، و سر شمع‌ها

۹-۲۰-۹-۲-۱ ضوابط این قسمت باید در سازه‌های با شکل پذیری متوسط و زیاد رعایت شوند.

۹-۲۰-۹-۲-۳ در ستون‌هایی که برای اتصال گیردار (صلب) به شالوده طراحی شده‌اند، باید ضوابط بند ۹-۲۰-۹-۲-۲ رعایت شوند؛ و در صورت نیاز به مهاری قلاب‌دار، انتهای آرماتورهای طولی تعبیه شده برای تحمل خمش باید دارای قلاب‌های با خم ۹۰ درجه به طرف مرکز ستون در نزدیک قسمت تحتانی شالوده باشند.

۹-۲۰-۹-۲-۴ در ستون‌ها و یا اجزای لبه‌ی دیوارهای سازه‌ای ویژه که فاصله‌ی لبه‌ی آن‌ها از لبه‌ی شالوده از نصف ضخامت شالوده کم‌تر است، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ در قسمت فوقانی شالوده استفاده شود. این آرماتورها باید از روی شالوده به اندازه‌ی طول مهاری آرماتورهای طولی ستون و یا جزء لبه‌ی دیوار برشی ویژه، که برای تنش f_y محاسبه شده است، در درون شالوده ادامه یابند.

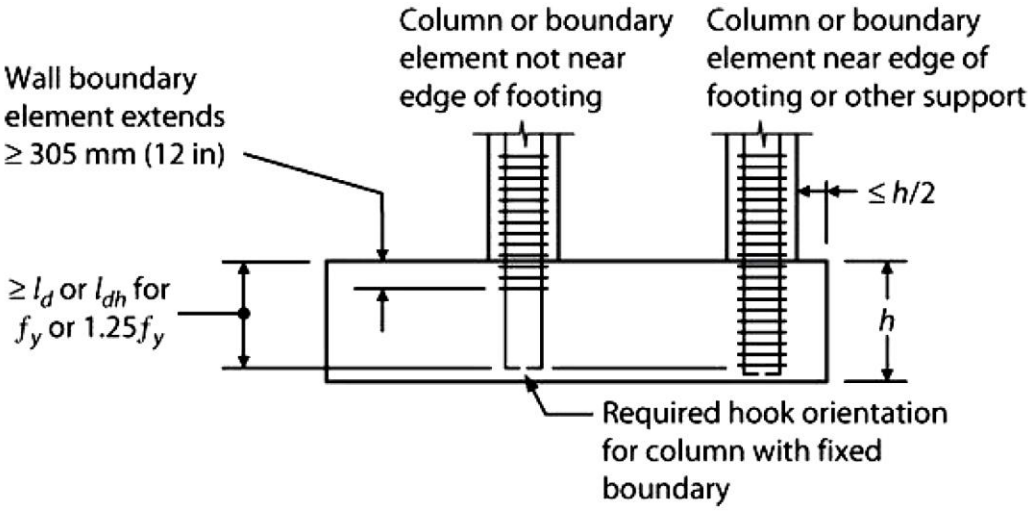
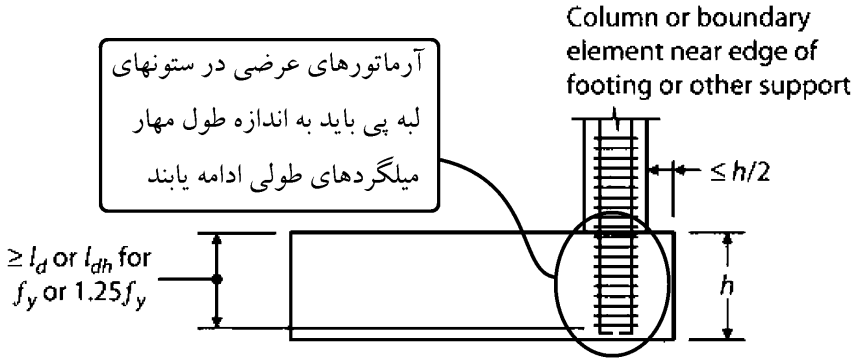


FIGURE 16.10 Required extensions of column and boundary element reinforcement into footings, mat foundations, and pile caps.



توجه: **اگر ضخامت پی در حدی باشد که میلگرد طولی ستون بدون نیاز به قلاب انتهایی خم شود:**

۱- دیگر نیاز به اجرای خم انتهای میلگرد ستون نخواهد بود و اگر هم به لحاظ اجرایی این خم **لازم نیست به سمت داخل باشد** و لازم نیست طول خم ضوابط مربوط به خم میلگردهای طولی را رعایت کند.

۹-۲۰-۹-۲-۱ ضوابط این قسمت باید در سازه‌های با شکل پذیری متوسط و زیاد رعایت شوند.

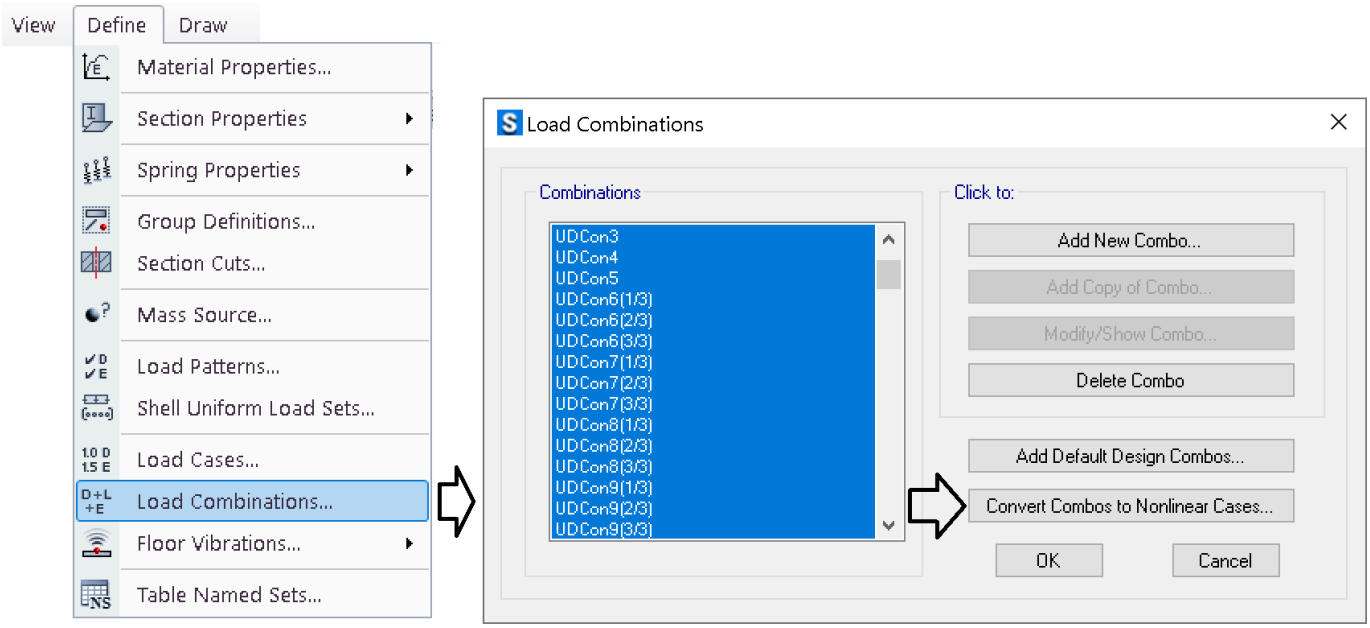
۹-۲۰-۹-۲-۳ در ستون‌هایی که برای اتصال گیردار (صلب) به شالوده طراحی شده‌اند، باید ضوابط بند ۹-۲۰-۹-۲-۲ رعایت شوند؛ و در صورت نیاز به مهاری قلاب‌دار، انتهای آرماتورهای طولی تعبیه شده برای تحمل خمش باید دارای قلاب‌های با خم ۹۰ درجه به طرف مرکز ستون در نزدیک قسمت تحتانی شالوده باشند.

۲- آرماتورهای عرضی در ستونهای لبه پی لازم نیست تا پایین پی ادامه یابند و تنها در طول مهار مستقیم باید قرار داده شوند.

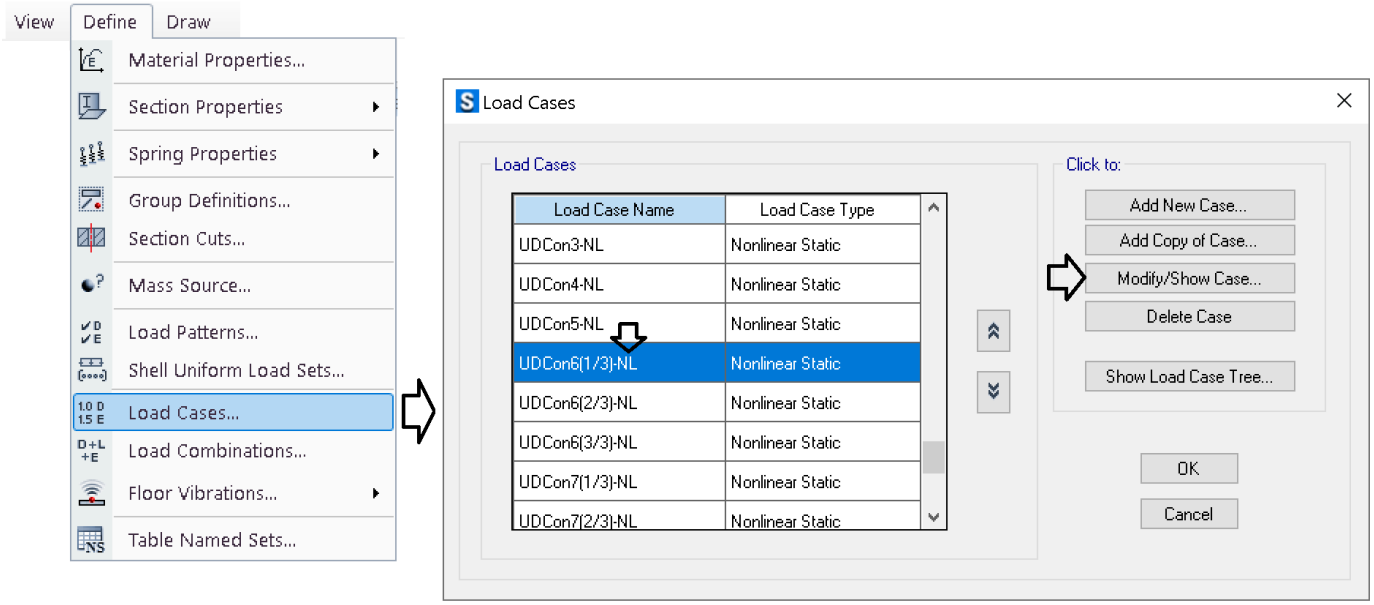
۹-۲۰-۹-۲-۴ در ستون‌ها و یا اجزای لبه‌ی دیوارهای سازه‌ای ویژه که فاصله‌ی لبه‌ی آن‌ها از لبه‌ی شالوده از نصف ضخامت شالوده کم‌تر است، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ در قسمت فوقانی شالوده استفاده شود. این آرماتورها باید از روی شالوده به اندازه‌ی طول مهاری آرماتورهای طولی ستون و یا جزء لبه‌ی دیوار برشی ویژه، که برای تنش f_y محاسبه شده است، در درون شالوده ادامه یابند.

۱۲-۳۰ تبدیل ترکیب بارهای خطی به ترکیب بارهای غیرخطی

پس از ایجاد ترکیب بارهای طراحی، باید آنها را به ترکیب بارهای غیرخطی تبدیل نمایید. در مواردی که احتمال uplift در پی وجود دارد این کار الزامی می باشد. از طریق منوی زیر تمامی ترکیب بارها را انتخاب نمایید:



بارهای غیر خطی ایجاد شده را می توانید به طریق زیر مشاهده نمایید. پس از تبدیل فوق حالتهای باری با پسوند NL- در قسمت load case توسط نرم افزار ایجاد میشود که میتوان مطابق شکل زیر محتویات آنها را مشاهده کرد.



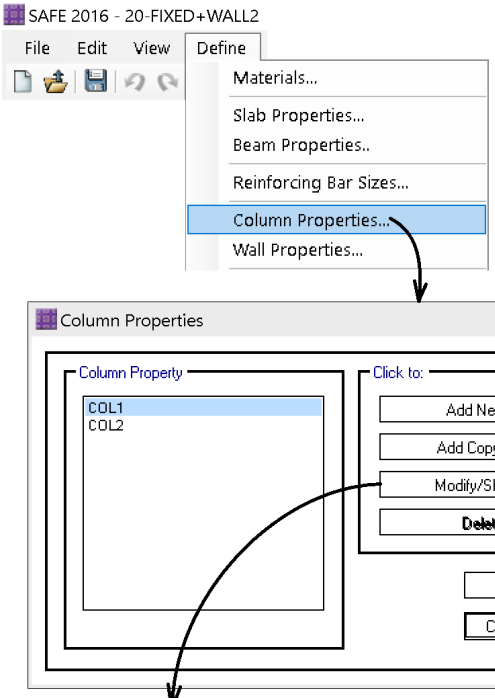
۱۳-۳۰ ترسیم دیوارها و ستونها بر روی پی

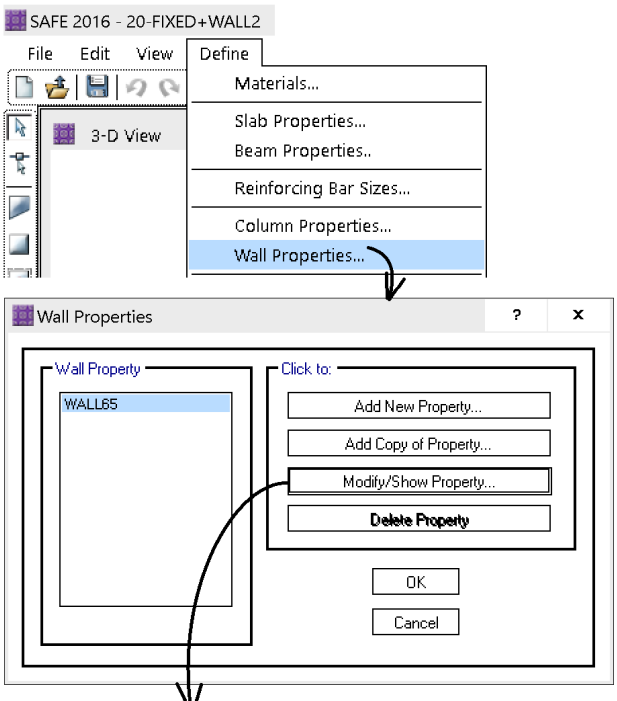
برخی از محاسبین مطابق مراحل زیر دیوارها و ستونها را در نرم افزار SAFE بر روی پی ترسیم میکنند.

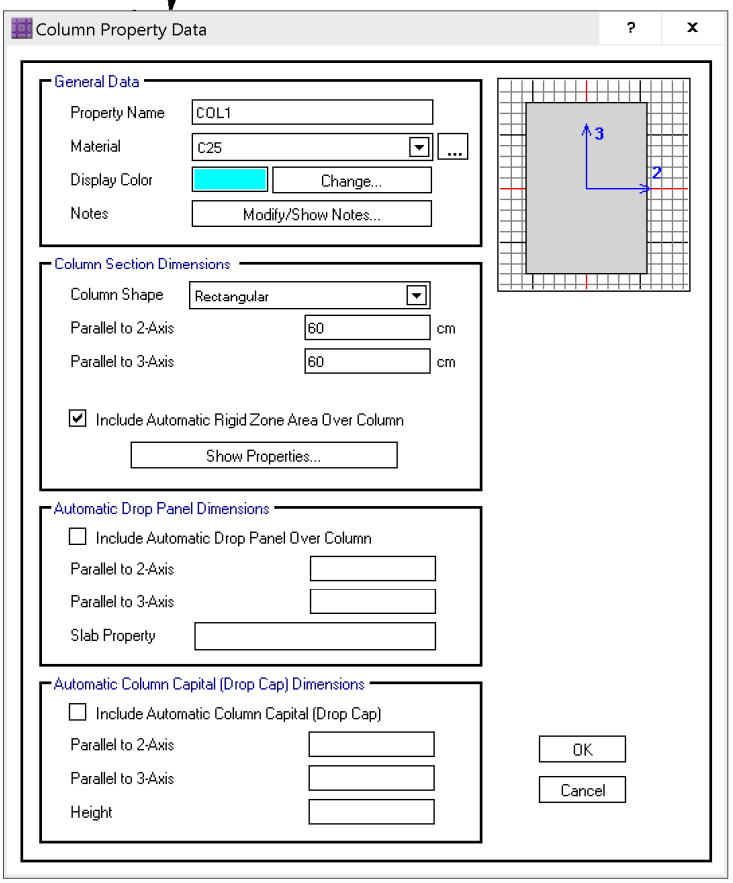
- در صورتی که پس از ترسیم این اجزا گزینه Add rigid diaphragm… فعال گردد، توزیع نیروها در سطح پی تغییر می کند. به ویژه مساحت میلگردهای خمشی زیر پای دیوار می تواند به طور قابل توجهی کاهش میابد. این کاهش در مواردی که دیوار حائل نداریم و دیوار برشی مستقیما روی پی قرار میگرد محسوس است.
- از نظر اینجانب این کار صحیح نیست. در ادامه ابتدا مراحل انجام این کار توضیح داده میشود و سپس علت نادرست بودن این امر تشریح خواهد شد.

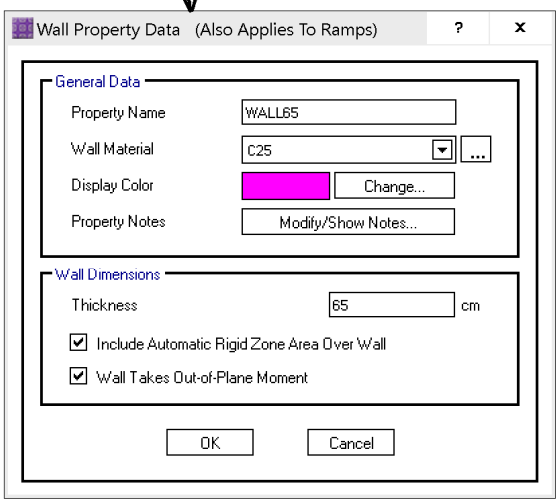
مراحل اضافه کردن دیوار و ستون بر روی پی (**<u>روند زیر پیشنهاد نمیشود</u>**):

a- تعریف و کنترل مقاطع دیوار و ستون در قسمت define



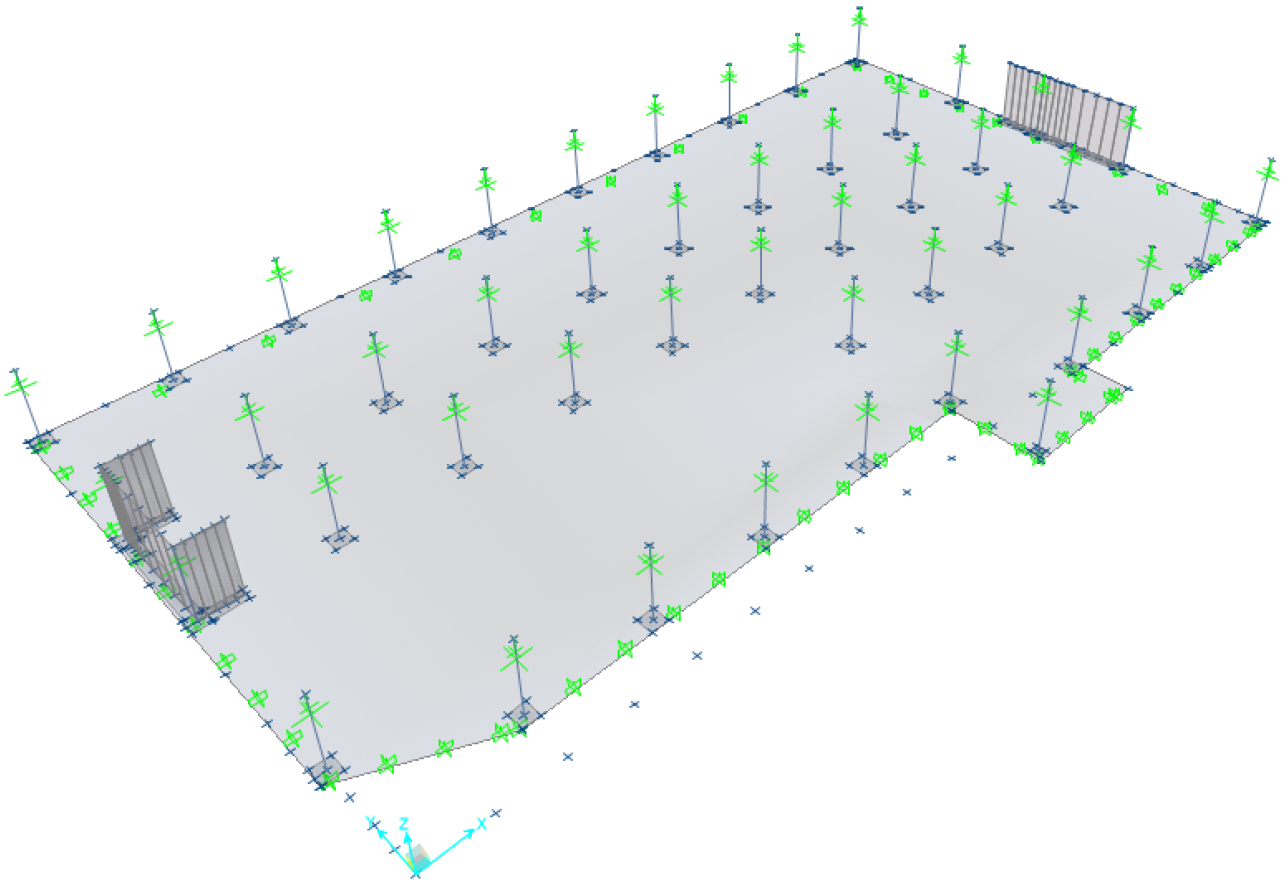






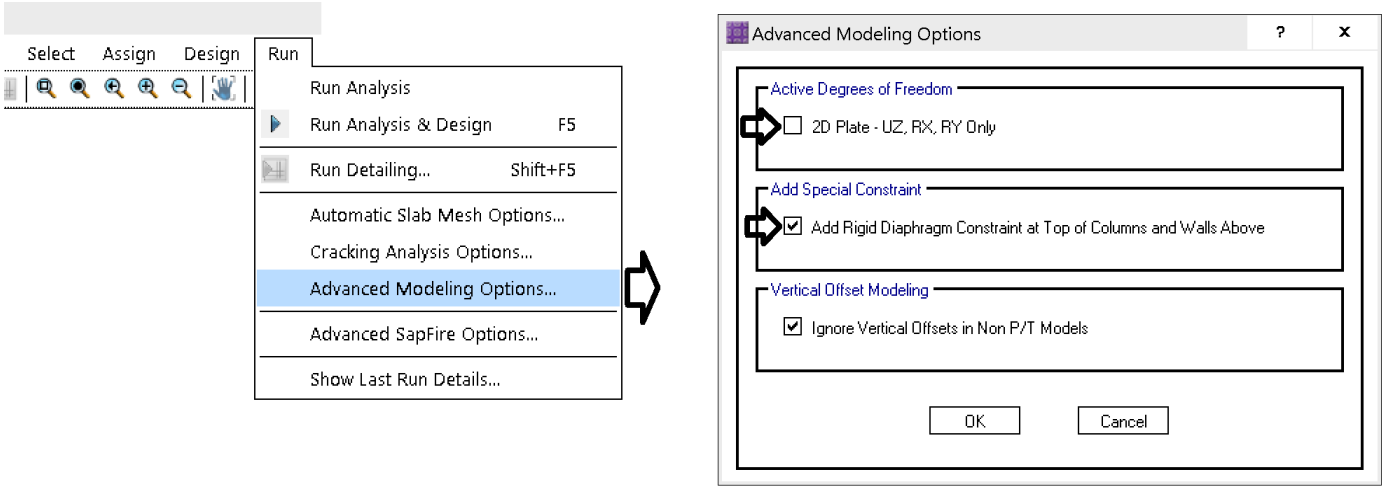
b- ترسیم دیوارها و ستونها در بر روی پلان

توجه شود که پس از ترسیم ستونها، به طور اتوماتیک از طرف ایتبس سختی دورانی Rx و Ry در انتهای فوقانی ستونها ایجاد میشود که موجب افزایش لنگر جذب شده توسط ستونها و در نتیجه کاهش بیشتر لنگر در سطح پی شود.



c- اختصاص ضرایب ترک خوردگی به ستونها، دیوارها (همان ضرایبی که در نرم افزار ETABS اختصاص داده شده است) و نیز به پی (در مورد پی آیین نامه ضریبی مطرح نکرده و بر اساس قضاوت و نظر مهندسی میتوان تعیین کرد).

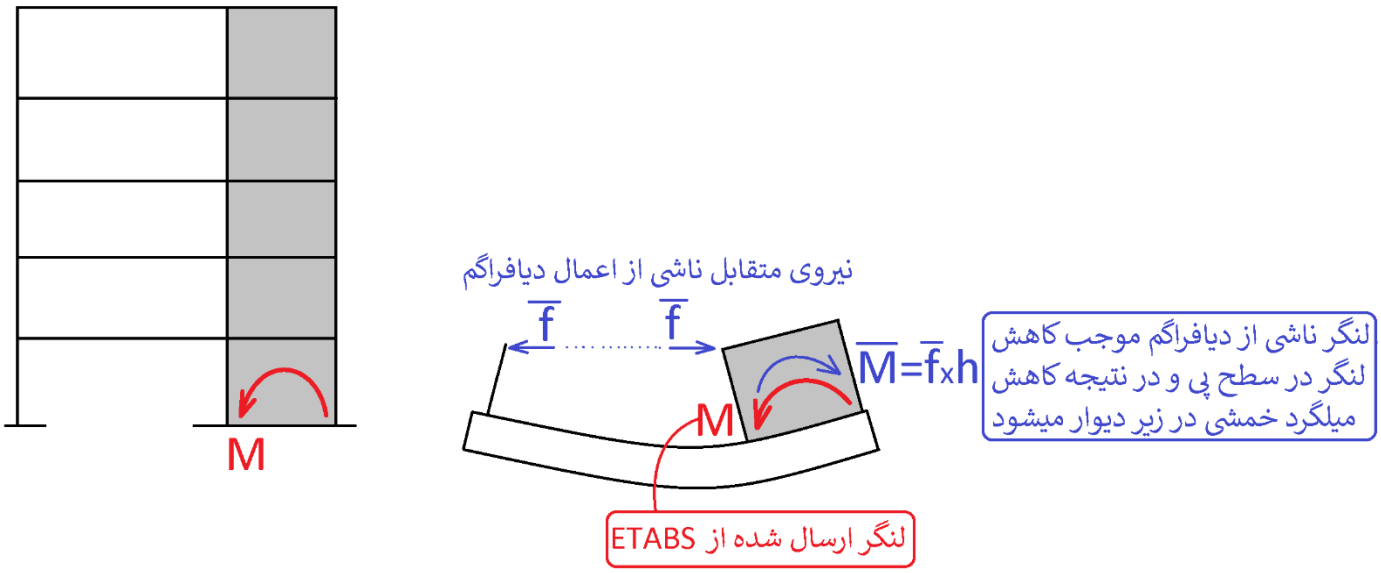
d- فعال سازی دیافراگم در تراز روی دیوارها و ستونها و غیر فعال سازی گزینه تحلیل دو بعدی



با فعال سازی گزینه دوم در شکل فوق (Add Rigid Diaphragm….) میلگردهای پای دیوارهای برشی به طور قابل توجهی کاهش میابد (**روند فوق صحیح نیست و پیشنهاد نمیشود**)

علت ناصحیح بودن روش فوق در صفحه بعد تشریح شده است.

- به شکل زیر توجه کنید. در سازه های دارای دیوار برشی، لنگر قابل توجهی در پای دیوار ایجاد میشود (لنگر M در شکل زیر) که موجب خمش و انحنای قابل توجه در پی و در نتیجه افزایش میلگرد خمشی در پای دیوار میشود.



- با ترسیم دیوارها و ستونها و قرار دادن دیافراگم صلب در انتهای فوقانی آنها نیروهای داخلی بین دیوارها و ستونها ایجاد میشود (نیروی f در شکل فوق). این نیروها موجب ایجاد لنگر مخالف در پی میشود (لنگر $\bar{M}$ در شکل فوق). در حقیقت به میزان $\bar{M}$ از لنگر وارد بر پی کاسته میشود. این لنگر باید به سازه "بازپخش" شود.

- **نحوه مشاهده و استخراج درصد کاهش لنگر در پای دیوار پس از ترسیم دیوارها و ستونها و دیافراگم کردن تراز طبقه فوقانی:**

نرم افزار SAFE مقادیر نیروهای f در شکل فوق و لنگر ناشی از آنها را به صورت مستقیم نمایش نمی دهد. برای استخراج و مشاهده مقادیر این نیروها میتوان به شرح زیر عمل کرد:

a- دو مدل مجزا بسازید:
   - مدل اول بدون ترسیم دیوارها و ستونها (با فعال کردن تیک 2D در قسمت Advanced modeling option)
   - مدل دوم با ترسیم دیوارها و ستونها و قرار دادن دیافراگم صلب در تراز بالای دیوارها و ستونها (با غیر فعال کردن تیک 2D در قسمت Advanced modeling option)

b- مقید کردن تیکه گاهها: در هر دو مدل "تمامی" گره های پای ستونها و نیز دیوارها را در سطح پی انتخاب کرده و حرکت آنها در راستای x و y را مقید کنید (از طریق منوی Assign/ Support data/Point restraint… در راستای x و y تکیه گاه اختصاص دهید). قرار دادن این تکیه گاهها تغییر محسوسی در نتایج ایجاد نمی کند.

c- استخراج نیروهای تکیه گاهی: پس از تحلیل مدلها، تکیه گاههای دیوار مورد نظر را انتخاب کرده و عکس العمل این تکیه گاهها را (تحت بار و یا ترکیب بار دلخواه) از طریق جدول (Display/Show tables…/Analysis results/Nodal results/Nodal reactions) و با فعال کردن گزینه Selection only بخوانید. مجموع عکس العمل ها در راستای دیوار (Fx و یا Fy) را بدست آورید. نیروی تکیه گاهی را در دو حالت استخراج کنید.
   - حالت اول: در مدل بدون ترسیم دیوارها و ستونها (f_1)
   - حالت دوم: در مدلی که دیوارها و ستونها ترسیم شده اند (f_2)

d- اختلاف نیروهای حاصل از گام ۳ را بیابید ($f_2 - f_1$)

e- اختلاف نیروی حاصل از گام ۴ را به ارتفاع طبقه ضرب کنید تا لنگر کاهش یافته در پی بدست آید ($\bar{M} = (f_2 - f_1)(H)$)

f- لنگر اولیه وارد بر دیوار را از مدل ایتبس را بخوانید (دیاگرام لنگر تحت ترکیب بار و یا بار مورد نظر در pier را بخوانید) لنگر پای دیوار در مدل ایتبس $= M$

g- درصد کاهش لنگر در پای دیوار از رابطه زیر بدست می آید:

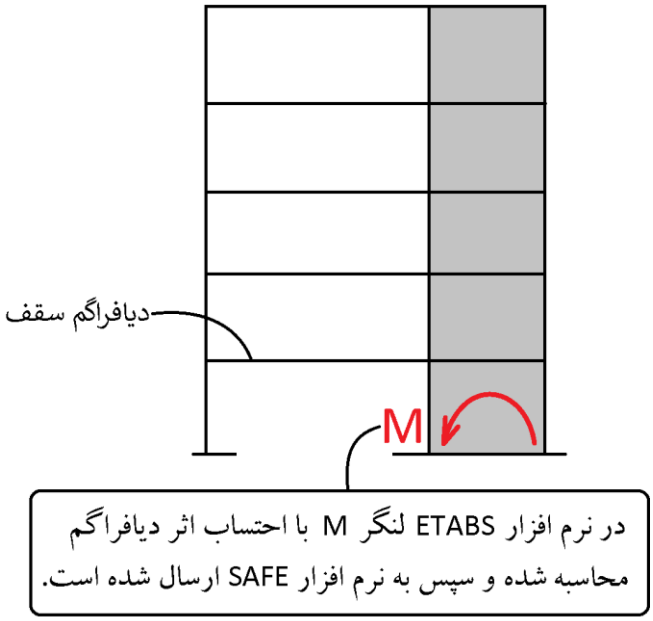
$$\text{درصد کاهش لنگر در پای دیوار در مدل } SAFE = \frac{(M - \bar{M})}{M} \times 100$$

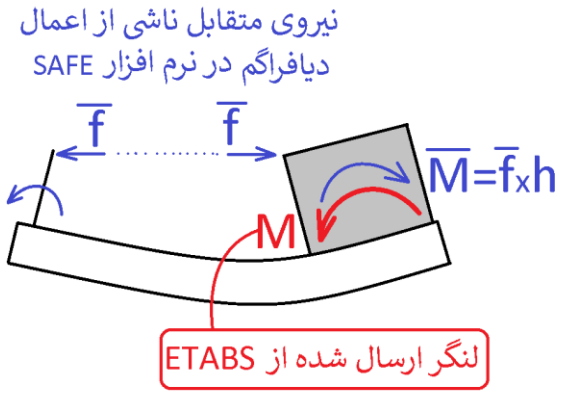
- **چرا نباید اثرات دیافراگم صلب در تراز بالای پی (بالای دیوار و ستون) در نرم افزار SAFE منظور شود؟**

دلیل اول:

در محاسبه عکس العملهای تکیه گاهی (برای مثال M در شکل سمت چپ در تصویر زیر) اثر دیافراگم توسط ETABS منظور شده است.

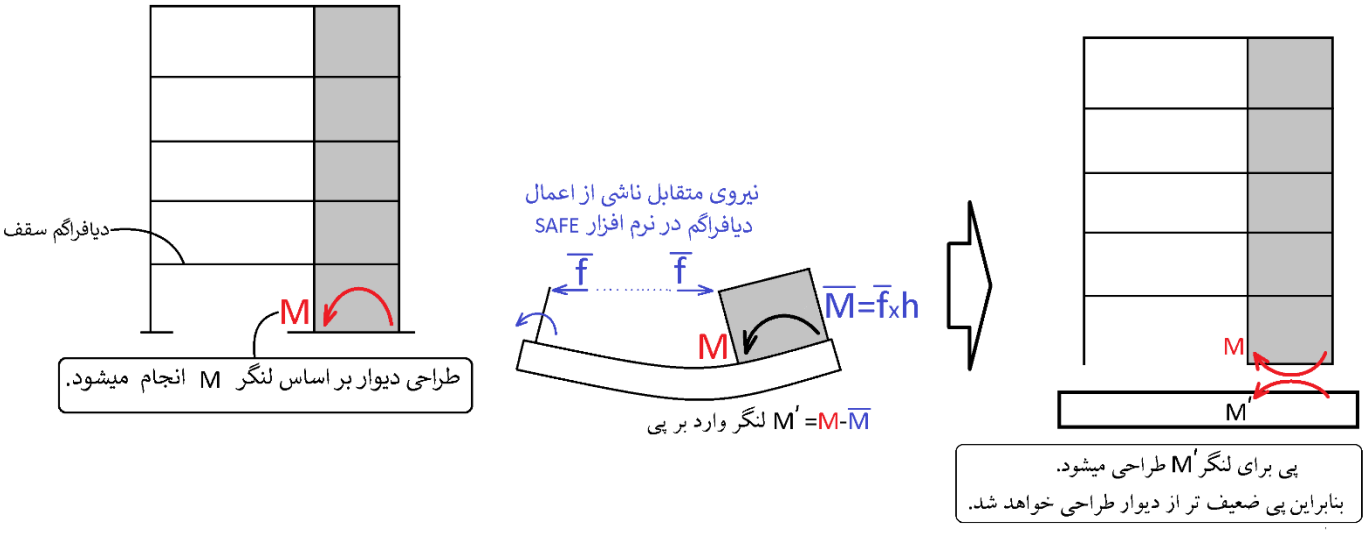
با توجه به اینکه اثر دیافراگم قبلا دیده شده، مدلسازی "مجدد" دیافراگم در SAFE و کاهش لنگر وارد بر پی می تواند در خلاف جهت اطمینان باشد.





دلیل دوم:

مقطع دیوار برشی برای لنگر M (شکل سمت چپ در تصویر فوق) طراحی شده است. اگر پی زیر دیوار برای لنگری کمتر از مقدار فوق طراحی شود، در حقیقت مقطع پی در زیر دیوار ضعیف تر از مقطع دیوار خواهد بود (**پی ضعیف – دیوار قوی**) و در زلزله های شدید قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در پای دیوار، پی زیر دیوار دچار خرابی خواهد شد. به خصوص اگر کاهش لنگر پای دیوار در پی قابل توجه باشد (گاهی این لنگر به نصف کاهش میابد)، نگرانی از رفتار سازه دو چندان میشود.



دلیل سوم:

- با توجه به اینکه اثر لنگرها و نیروهای کاهش یافته (بازپخش آنها) در سازه منظور نمیشود، کاهش نیروها به روش ذکر شده صحیح نبوده و در خلاف جهت اطمینان است. توجه شود که در صورت بازپخش لنگرهای کاسته شده در سازه (مدلسازی همزمان سازه و پی با سختی معادل در SAFE) از یک طرف لنگر پای دیوار در سازه کاهش یافته و از طرف دیگر میلگردهای خمشی تیرها به طور چشمگیری افزایش میابد. توزیع نیرو در ستونهای مجاور نیز تغییر خواهد کرد. به طوریکه لنگر پای ستونها عمدتا کاهش یافته و لنگر انتهای فوقانی ستونها افزایش میابد. در حقیقت لنگر کاسته شده در پای دیوار در بخش های دیگر سازه بازپخش میشود.

- سوال: آیا بهتر نیست که مدل پی همزمان در نرم افزار ETABS همراه با سازه مدل شود؟ در این حالت میزان لنگر ها در قسمت پی کاهش یافته و از طرفی لنگرهای کاهش یافته نیز به سازه بازپخش خواهند شد و بنابراین ایرادی به طرح وارد نخواهد شد.
- پاسخ: در صورتی که طراح مایل باشد مدل پی و خاک را همراه با سازه مدل کند نمی تواند از ضرایب سختی استاتیکی خاک استفاده کند. در این حالت باید به مراجع مربوطه مراجعه شده و اثرات سختی دینامیکی خاک به درستی منظور شود. محاسبه این ضرایب و استخراج آنها توسط مهندس سازه و ژئوتکنیک برای پروژه های متعارف شاید مقرون به صرفه نباشد.

- سوال: اگر گزینه Add rigid diaphragm… را فعال نکنیم و تنها دیوارها و ستونها را مدل کنیم آیا ایرادی به طرح وارد خواهد بود؟
- پاسخ: در صورتی که گزینه Add rigid diaphragm فعال نباشد و گزینه 2D نیز فعال نباشد و همچنین قید های دورانی (Rx, Ry) سر ستونها حذف گردد، طرح صحیح خواهد بود و عملا لنگری از سطح پی کاسته نخواهد شد. در این حالت نتایج طراحی تفاوت چندانی با حالت بدون ترسیم دیوار و ستون نخواهد داشت.

- سوال: برای مدلسازی اثر سختی دیوارها خود نرم افزار به صورت اتوماتیک تیرهای عمیق (المانهای خطی از نوع Beam) در محل دیوار ترسیم میکند. آیا این مدلسازی صحیح هست؟
- پاسخ: گرچه این نوع مدلسازی تا حدی اثرات سختی دیوار را منظور کند، ولی توصیه میشود، جهت کاهش تمرکز تنش در انتهای المانهای Beam آنها را حذف کرده و به جای آنها المان سطحی از نوع Stiff ترسیم شود (همانند المانهایی که در محل ستونها ترسیم میشود).

- توجه شود که در نظر گرفتن اثر سختی سازه در طراحی پی کار نادرستی نیست و در صورتی که بازپخش نیروها در سازه منظور شود (اثرات تغییر لنگر در سازه نیز دیده شود) روند صحیح خواهد بود.

- توجه: در **طراحی دالها**، برخلاف **طراحی پی** میتوان اثرات دیافراگم را در نظر گرفت.
  علت: برخلاف طراحی پی که در آن تحلیل سازه در ایتبس انجام میشود و اثر شرایط مرزی و اثر دیافراگم در ایتبس دیده شده، در طراحی دال کل مراحل تحلیل در خود نرم افزار SAFE انجام میشود و بنابراین میتوان برای منظور کردن شرایط مرزی، ستونهای بالا و پایین دال را در SAFE ترسیم نمود و یا اینکه میتوان با استفاده از گزینه سوم مستقیما شرایط مرزی دورانی و انتقالی گرهها در تراز سطح خود دال را اعمال نمود.

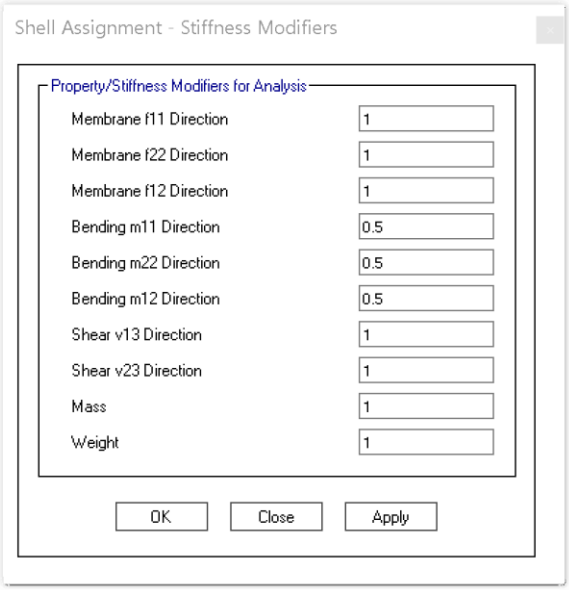
۱۴-۳۰ ضریب ترک خوردگی پی

- در متن مبحث نهم و یا ACI-318-19 در رابطه با ضرایب ترک خوردگی در پی مقداری ارائه نشده است و متن آیین نامه در این مورد مسکوت است.
- عرف رایج در طراحی پی بین مهندسین محاسب به این گونه است که عموما ضریب کاهش سختی برای پی در نرم افزار سیف تعریف نمیشود.
- در برخی مراجع از جمله در Tall building 2024 برای طراحی پی پیشنهاد شده است که از ضریب 0.5 استفاده شود.

Table 3. Reinforced Concrete Stiffness Properties*

Component	*Service-Level Earthquake (SLE) Linear Models*			*Design Earthquake (DE) Linear Models*			*MCE Nonlinear Models*		
	Axial	**Flexural**	**Shear**	**Axial**	**Flexural**	**Shear**	**Axial**	**Flexural**	**Shear**
Mat (in-plane)	$0.8E_cA_g$	$0.8E_cI_g$	$1.0G_cA_g$	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$1.0G_cA_g$	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$1.0G_cA_g$
Mat[4] (out-of-plane)	--	$0.8E_cI_g$	$1.0G_cA_g$		$0.5E_cI_g$	$1.0G_cA_g$	--	$0.5E_cI_g$	$1.0G_cA_g$

- توجه شود که اعمال ضریب ترک خوردگی می تواند تا حدی (کم) نتایج را تغییر دهد. با توجه به اینکه در مدل سیف تنها خاک و پی مدل میشود، کاهش سختی خمشی پی به 0.5 میتواند توزیع نیرو را بین پی و خاک اندکی تغییر دهد. در صورتی که طراح مایل به اعمال ضریب ترک خوردگی در پی باشد، توصیه میشود از ضرایب ارائه شده در جدول فوق استفاده کند. البته در نرم افزار پی عملا ضریب کاهش سختی محوری بی تاثیر است و تنها سختی خمشی تاثیرگذار است. بنابراین میتوان مطابق شکل زیر ضریب ترک خوردگی را اعمال کرد:



- توجه شود که در صورت مدلسازی دیوارها و ستونها روی پی اعمال ضریب ترک خوردگی در روی پی میتواند به جابجایی بیشتر نیرو روی پی منجر شده و نتایج نادرستی را به همراه داشته باشد. همانطور که در بند قبلی نیز توضیح داده شد، مدلسازی دیوارها و ستونها روی پی دقت نتایج تحلیل پی را کاهش میدهد و توصیه نمیشود. اگر مدلسازی دیوار و ستون روی پی به همراه اعمال ضرایب ترک خوردگی در پی باشد، خطای محاسبات دو چندان خواهد شد و توصیه نمیشود.

۳۱ تحلیل دینامیکی

- در نگارش مطالب این فصل از نظرات ارزشمند دکتر محمد جلال پور، دکتر امیر حسین شجاع، دکتر فرید رضائیان و مهندس خطایی استفاده کرده ام. با تشکر از ایشان.

- همچنین از نظرات همکاران ارجمند در گروه تلگرامی "پرسش، کلید دانش" به مدیریت مهندس مصطفی مرادی استفاده شده است. با تشکر از اعضای این گروه.

- مقاله مفیدی با عنوان "آنالیز مودال (طیفی) را چگونه انجام دهیم؟" توسط ص. آقازاده و پ. آقازاده در فضای مجازی منتشر شده است که مطالعه آن را به علاقه مندان توصیه می کنم.

۳۱-۱ ضوابط آیین نامه

۳-۲ روش‌های تحلیل سازه

۳-۲-۱ اثر زلزله بر سازه ساختمان‌ها را می‌توان به روش‌های خطی یا غیرخطی تحلیل نمود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل" و "تحلیل دینامیکی طیفی" و "تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی" است. روش‌های غیرخطی شامل "تحلیل استاتیکی غیرخطی" و "تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی" است. محدودیت‌های مربوط به هریک از روش‌ها در بندهای زیر ارائه شده است:

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

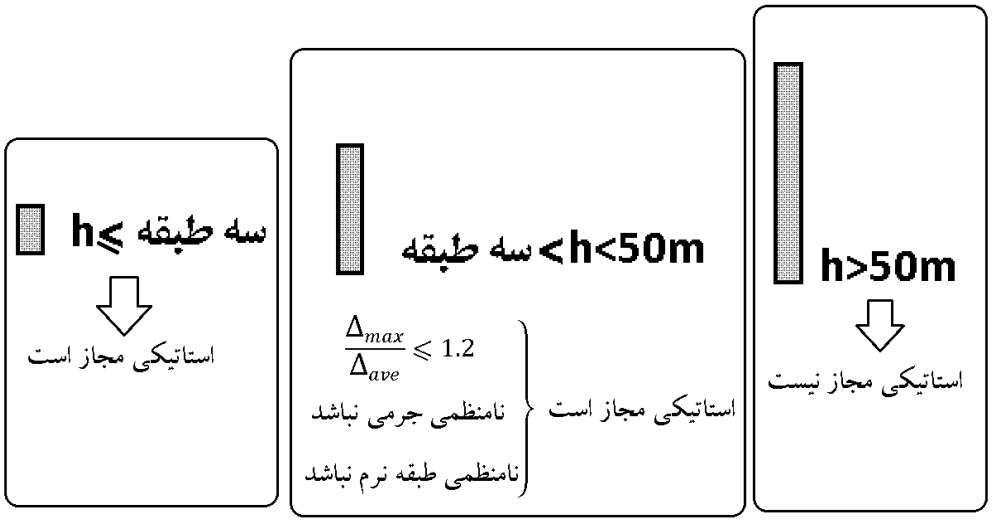
الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- **نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد**
- **نامنظمی جرمی، نرم و/ خیلی نرم در ارتفاع نباشد**

۳-۲-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی

روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد، ولی برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقناع الزامات آنها، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش‌های خطی عنوان‌شده در بند (۳-۲-۲) را نیز اقناع نماید. الزامات مربوط به روش‌های تحلیل غیرخطی در پیوست شماره (۲) ارائه شده است.

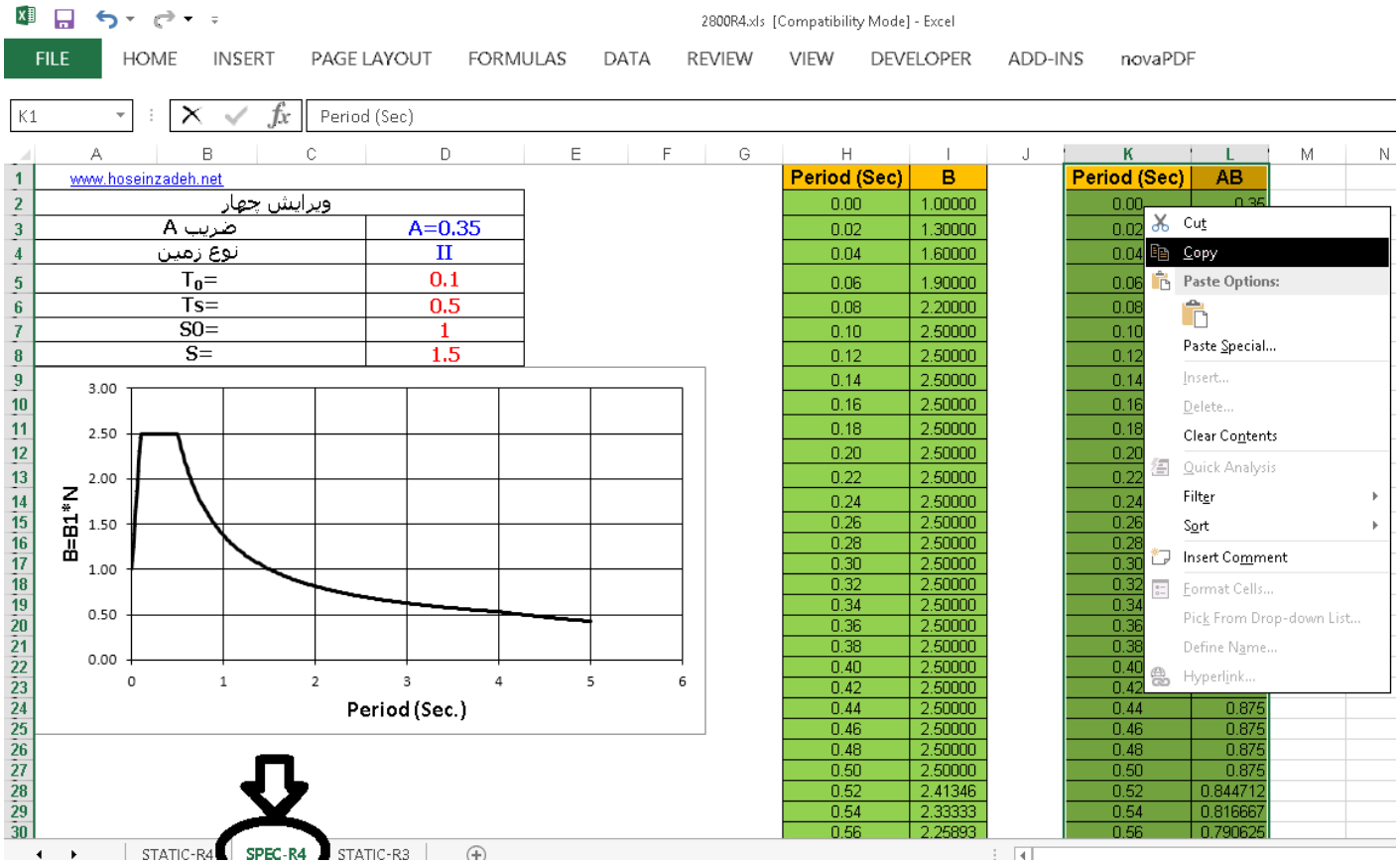


۲-۳۱ تعریف طیف طرح

بر اساس نوع زمین و لرزه خیزی منطقه، مقادیر AB را بر حسب دوره تناوب سازه در یک فایل متنی ذخیره کرده و از طریق منوی زیر فایل ساخته شده را توسط نرم افزار بازخوانی نمایید.

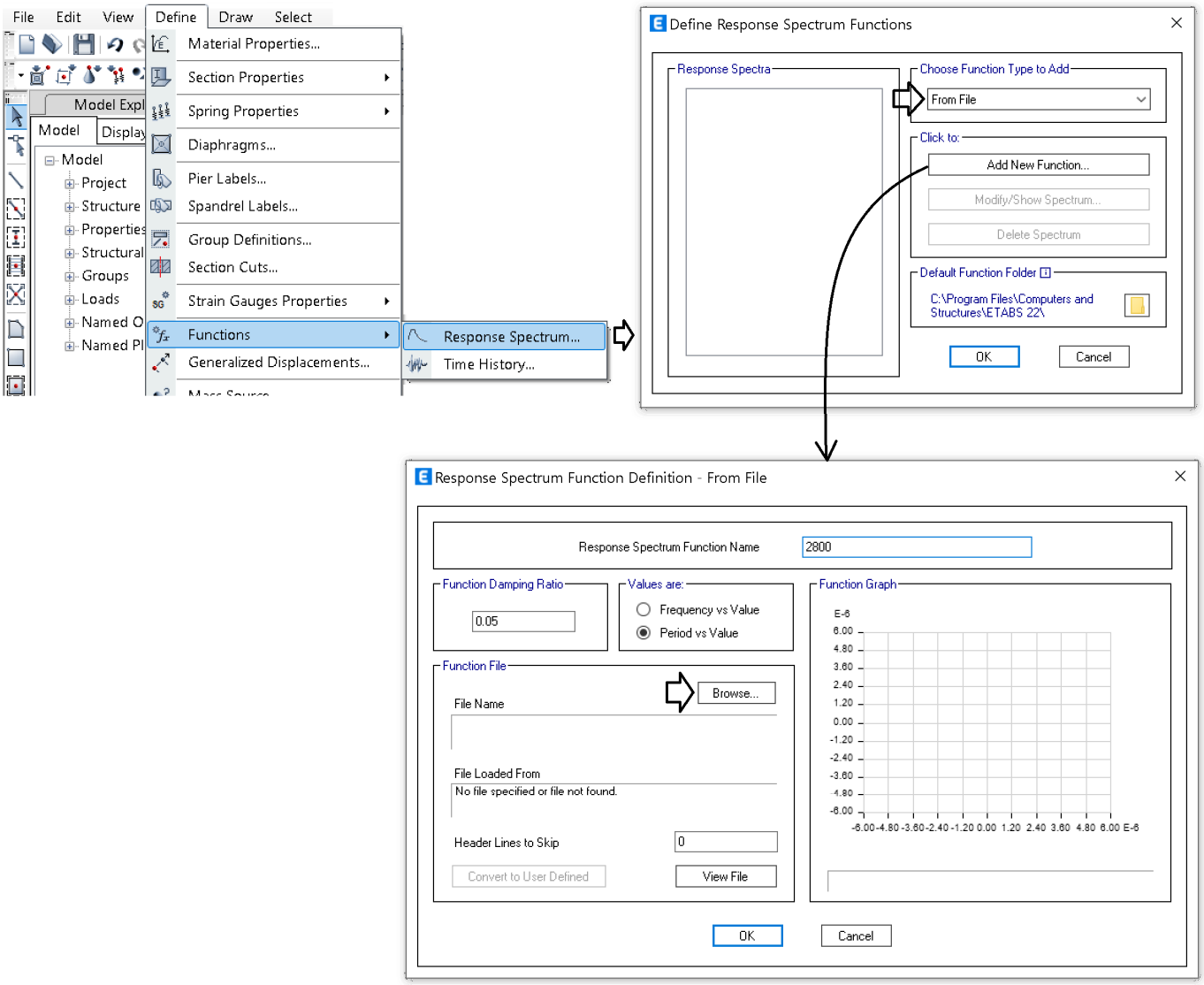
این فایل را میتوانید از سایت شخصی به آدرس زیر دانلود نمایید:

http://www.hoseinzadeh.net/2800R4.xls



مقادیر ستون فوق را می توانید در یک فایل متنی از نوع txt کپی کرده و ذخیره نمایید.

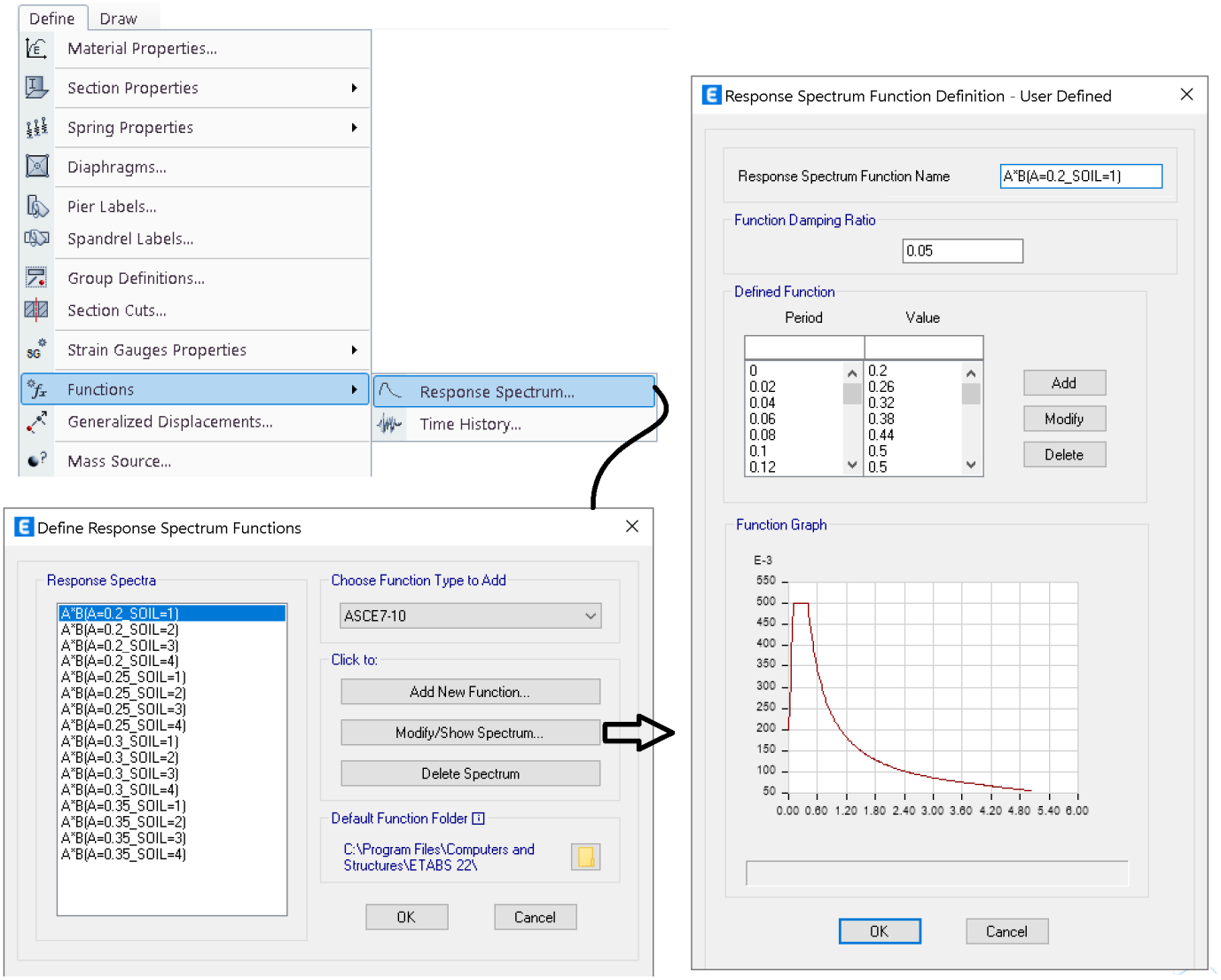
پس از ذخیره مقادیر در فایل متنی می توانید از مسیر زیر آنرا فراخوانی کنید:



۳-۳۱ تعریف function

در صورت استفاده از فایلهای آماده نیازی به فراخوانی مقادیر طیف (مطابق بند قبلی) نخواهد بود.

در فایلهای آماده توابع مختلف از قبل به صورت زیر تعریف شده است:



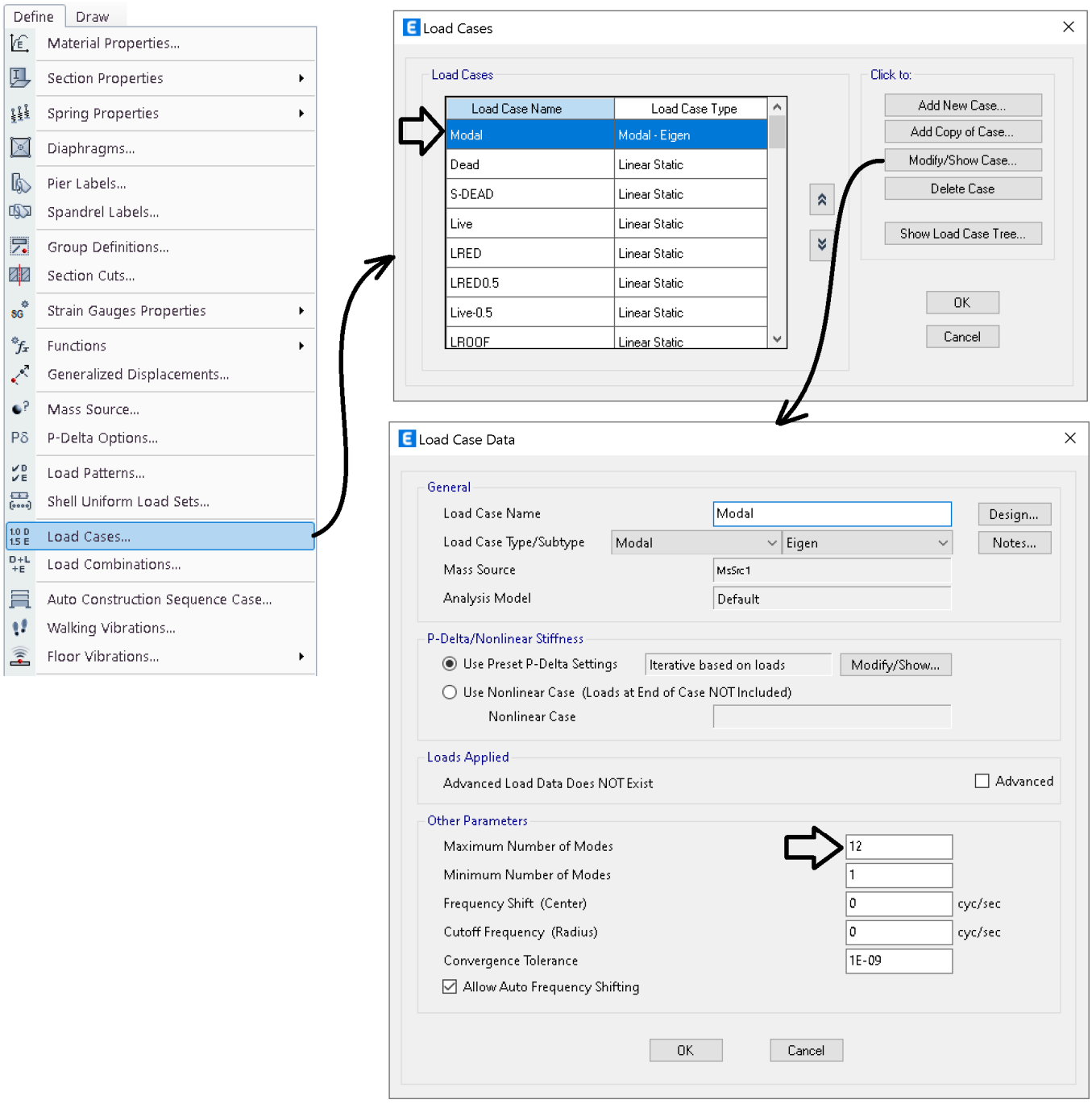
- در این توابع تنها ضریب $A \times B$ منظور شده است. برای مثال تابع با نام A*B(A=0.35_SOIL=3) مربوط به سازه در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد (A=0.35) و بر روی خاک نوع III (SOIL=3) می باشد.

۴-۳۱ تعیین تعداد مدهای نوسانی

طبق آیین نامه حداقل تعداد مدها باید بر اساس بند زیر تعیین شود:

> **۳-۴-۱-۲ تعداد مدهای نوسان**
>
> **در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید تمام مدهای نوسان که مجموع جرم‌های مؤثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، در نظر گرفته شود.**

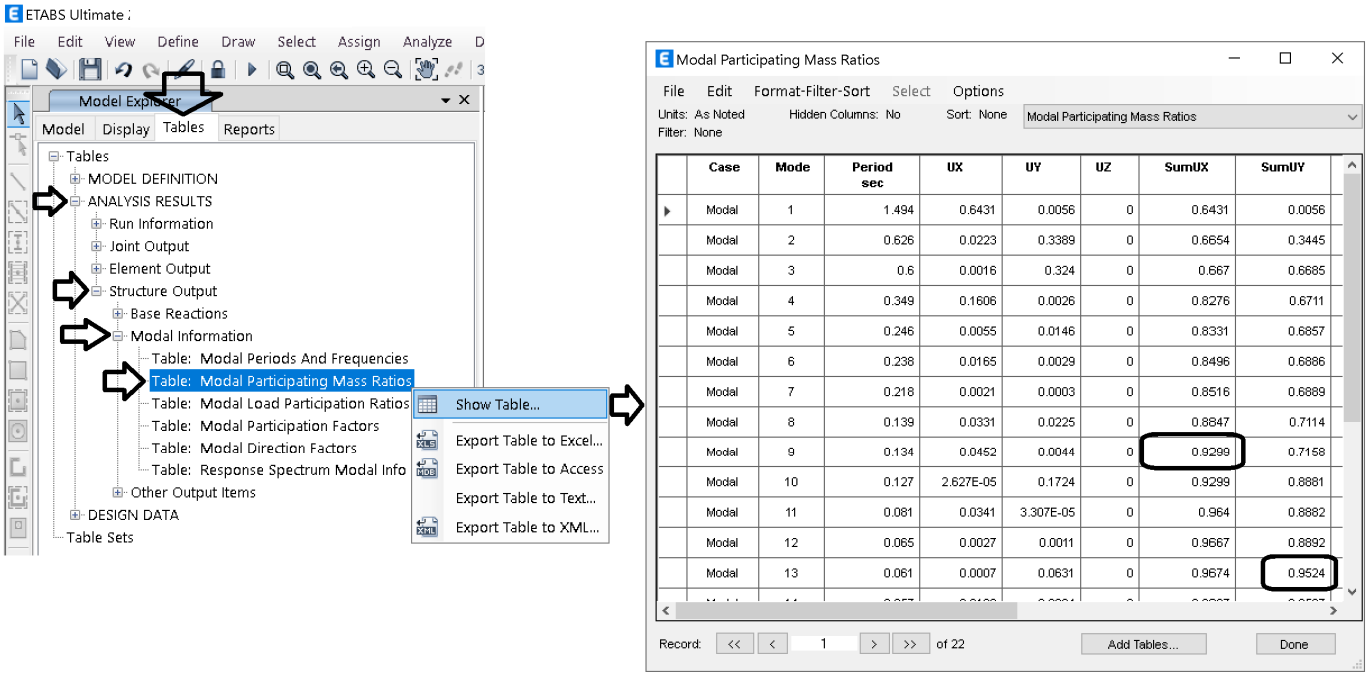
- مطابق شکل زیر باید تعداد مدهای نوسانی تعیین شود.
- اگر دیافراگم کف از نوع صلب (rigid) باشد، در هر طبقه سه مد نوسانی خواهیم داشت (حرکت x، حرکت y، و دوران حول z) و بنابراین اگر تعداد مدها 3n (n تعداد طبقات) معرفی شود، کافی خواهد بود. در سازه هایی که دیافراگم از نوع semi-rigid باشد و یا دیوارهای حائل (مش بندی شده) داشته باشیم، و یا نقاطی از سازه به دیافراگم وصل نباشد ممکن است تعداد مد لازم برای تامین ۹۰ درصد جرم موثر بیش از 3n باشد (مد اضافی مربوط به نوسان موضعی اجزا به مدها اصلی اضافه شوند).



۳-۴-۱-۲ تعداد مدهای نوسان

در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید تمام مدهای نوسان که مجموع جرم‌های مؤثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، در نظر گرفته شود.

پس از انجام آنالیز، می توان بند فوق را به شرح زیر کنترل کرد:



با توجه به شکل فوق، برای اینکه در هر دو جهت ۹۰ درصد جرم موثر منظور شود باید حداقل 13 مد انتخاب شود.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۵-۳۱ همپایه کردن

استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی که برش پایه به‌دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف‌های زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

تبصره: مقادیر برش پایهٔ تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی کمتر درنظر گرفته شود.

مقدار برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی طیفی معمولا کمتر از مقدار برش پایه استاتیکی می باشد. علت را FEMA P-1050-1 اینگونه توضیح می دهد:

FEMA P-1050-1, 2015:

C12.9.1.4 Scaling Design Values of Combined Response

The modal base shear, V_t, may be less than the ELF base shear, V, because: (a) the calculated fundamental period, T, may be longer than that used in computing V, (b) the response is not characterized by a single mode, or (c) the ELF base shear assumes 100 percent mass participation in the first mode, which is always an overestimate.

- در چه مواردی ممکن است برش پایه دینامیکی بیش از برش پایه استاتیکی بدست آید؟

در قابهای خمشی معمولا برش پایه دینامیکی کمتر از استاتیکی می شود مگر اینکه طراح از اعضای با سختی بالا استفاده کرده باشد (ابعاد تیر و ستون بزرگ). در این حالت دوره تناوب سازه در نرم افزار کاهش یافته و ممکن است زلزله دینامیکی بیش از استاتیکی بدست آید.

همچنین در مواردی که از دیوار برشی و یا مهاربند با سختی بالا استفاده شود، ممکن است برش پایه دینامیکی بیش از استاتیکی بدست آید.

- در این جزوه چهار روش برای اعمال زلزله دینامیکی پیشنهاد شده است و نحوه همپایه کردن در هر کدام از روشها در بخش مربوطه تشریح شده است.

۶-۳۱ انتخاب روش

پیشنهاد راهنمای بارگذاری آمریکا برای اعمال ضابطه ۱۰۰-۳۰ در آنالیز دینامیکی طیفی:

Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10 (2010):

15.2 Load Combination Procedures Used in MRS Analysis

Where the modal response spectrum method of analysis is used, all signs in the member forces are lost because of the square root of the sum of the squares (SRSS) or complete quadratic combination (CQC) modal combinations. Additionally, it is common to apply accidental torsion as a static load and then combine this load with the results of the modal analysis. Orthogonal load effects may be handled in one of two manners:

1. Apply 100 percent of the spectrum in one direction, and run a separate analysis with 30 percent of the spectrum in the orthogonal direction. Member forces and displacements are obtained by SRSS or CQC for each analysis. Combine the two sets of results by direct addition.
2. Apply 100 percent of the spectrum independently in each of two orthogonal directions. Member forces and displacements are found by CQC. Combine to two sets of results by taking the SRSS of results from the two separate analyses.

The first method gives different results for different angles of attack for the main component of loading. The main advantage of the second method is that it produces the same results regardless of the angle of attack of the seismic loads (Wilson 2004). From either of these approaches, only two dynamic load analyses are required.

The results from the gravity and response spectrum analysis are then combined algebraically with the results of static torsion analyses, where the accidental torsion, amplified if necessary, is applied. There are only four basic cases of accidental torsion loading. These cases are illustrated in **Fig. G15–4**.

ASCE7-10 :

C12.9.2 Modal Response Parameters. The design response spectrum (whether the general spectrum from Section 11.4.5 or a site-specific spectrum determined in accordance with Section 21.2) is representative of linear elastic structures. Division of the spectral ordinates by the response modification coefficient, R, accounts for inelastic behavior, and multiplication of spectral ordinates by the importance factor, I_e, provides the additional strength needed to improve the performance of important structures. The displacements that are computed using the response spectrum that has been modified by R and I_e (for strength) must be amplified by C_d and reduced by I_e to produce the expected inelastic displacements (see Section C12.8.6.)

C12.9.3 Combined Response Parameters. Most computer programs provide for either the SRSS or the CQC method (Wilson et al. 1981) of modal combination. The two methods are identical where applied to planar structures, or where zero damping is specified for the computation of the cross-modal coefficients in the CQC method. The modal damping specified in each mode for the CQC method should be equal to the damping level that was used in the development of the design response spectrum. For the spectrum in Section 11.4.5, the damping ratio is 0.05.

The SRSS or CQC method is applied to loading in one direction at a time. Where Section 12.5 requires explicit consideration of orthogonal loading effects, the results from one direction of loading may be added to 30% of the results from loading in an orthogonal direction. Wilson (2000) suggests that a more accurate approach is to use the SRSS method to combine 100% of the results from each of two orthogonal directions where the individual directional results have been combined by SRSS or CQC, as appropriate.

۴-۱-۳ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون‌مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

روش سوم در جزوه
(اعمال زلزله به صورت زاویه دار)

روش اول در جزوه
(جمع کردن اثر ۳۰ درصد متعامد به صورت جمع جبری در ترکیب بارها)

1. Apply 100 percent of the spectrum in one direction, and run a separate analysis with 30 percent of the spectrum in the orthogonal direction. Member forces and displacements are obtained by SRSS or CQC for each analysis. Combine the two sets of results by direct addition.

روش سوم در جزوه
(جمع کردن اثر جهت متعامد به صورت SRSS)

2. Apply 100 percent of the spectrum independently in each of two orthogonal directions. Member forces and displacements are found by CQC. Combine to two sets of results by taking the SRSS of results from the two separate analyses.

در این جزوه چهار روش برای آنالیز دینامیکی پیشنهاد شده است.

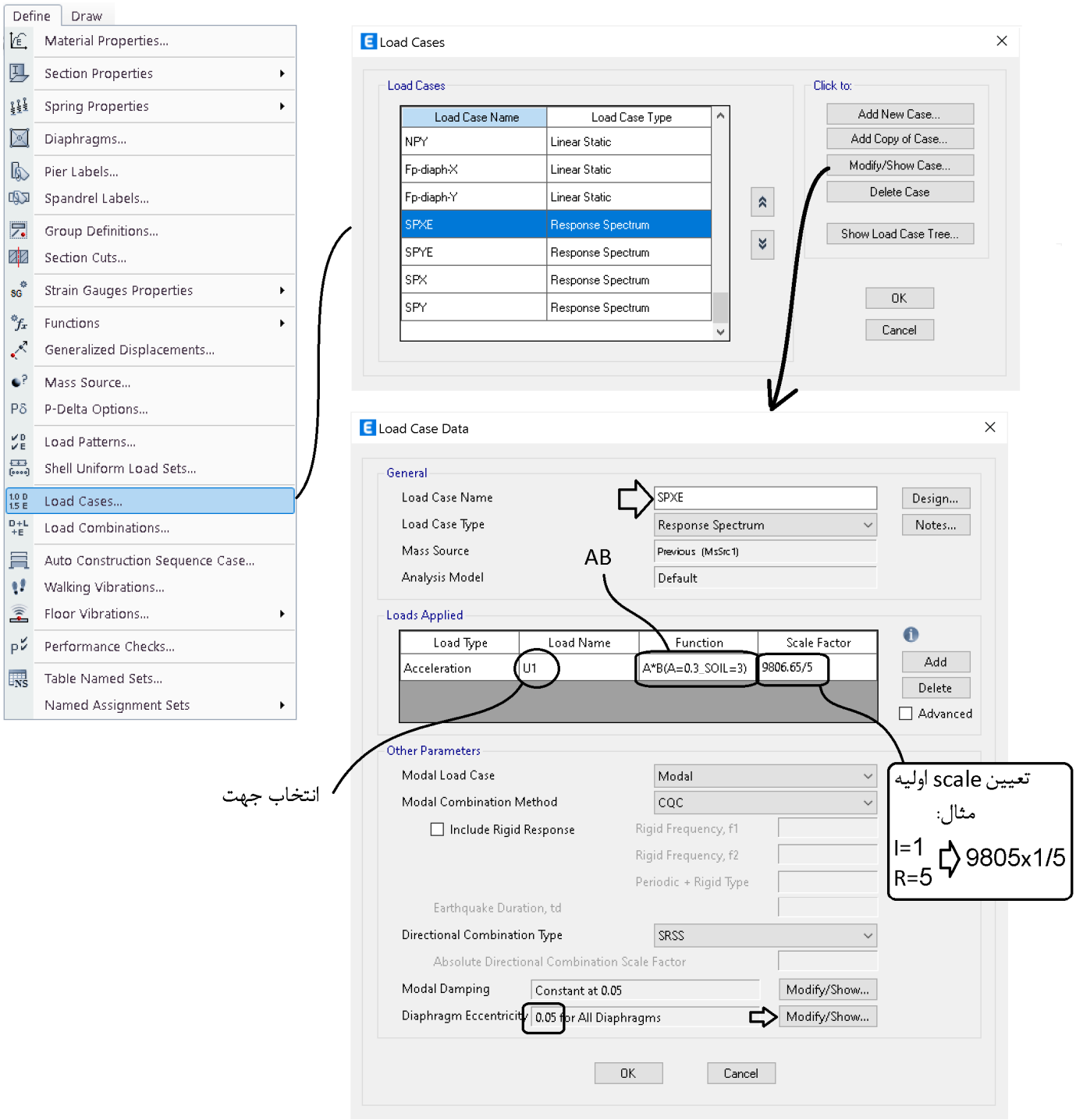
۱- روش اول: تعریف SPX و SPY به صورت مجزا و ترکیب آنها در قسمت load combination به صورت SPX + 0.3×SPY
۲- روش دوم: تعریف همزمان SPX و SPY در قسمت Load case و ترکیب دو جهت به صورت absolute
۳- روش سوم: تعریف زلزله ها به صورت زاویه دار (SP0, SP15, SP30, ….SP165)
۴- روش چهارم: تعریف یک زلزله واحد بنام SP-X-Y در قسمت Load case و ترکیب جهت های X و Y به صورت SRSS

روش اول به جهت سادگی انجام آن، بیشتر در بین مهندسین رایج می باشد.

۳۱-۷ روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۳۰-۱۰۰ آنها در load combination)

در روش اول زلزله های SPX و SPY جداگانه تعریف شده و سپس در **"ترکیب بار"** به صورت ۱۰۰-۳۰ ترکیب می شوند.

۳۱-۷-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case در روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۳۰-۱۰۰ آنها)



مقدار scale بستگی به Function دارد. اگر برای مثال در قسمتFunction مقدار B وارد شده باشد، در قسمت scale باید مقدار $g\frac{AI}{R}$ وارد شود و یا مثلا اگر در قسمتFunction مقدار $\frac{ABI}{R}$ وارد شده باشد ، باید در قسمت scale مقدار g وارد شود. با توجه به اینکه function در فایلهای آماده به صورت AB تعریف شده است، در شکل فوق در قسمت scale باید مقدار $g\frac{I}{R}$ وارد شود.

در شکل فوق ضریب زلزله برابر خواهد بود با: $C=\frac{ABI}{R}g=(Function)(Scale\ Factor)=(AB)\left(\frac{I}{R}g\right)=(AB)\left(\frac{1}{5}\times 9806\right)$

مقدار scale وارد شده در شکل فوق، یک مقدار اولیه بوده و در ادامه طراحی جهت همپایه سازی با برش استاتیکی تغییر خواهد کرد.

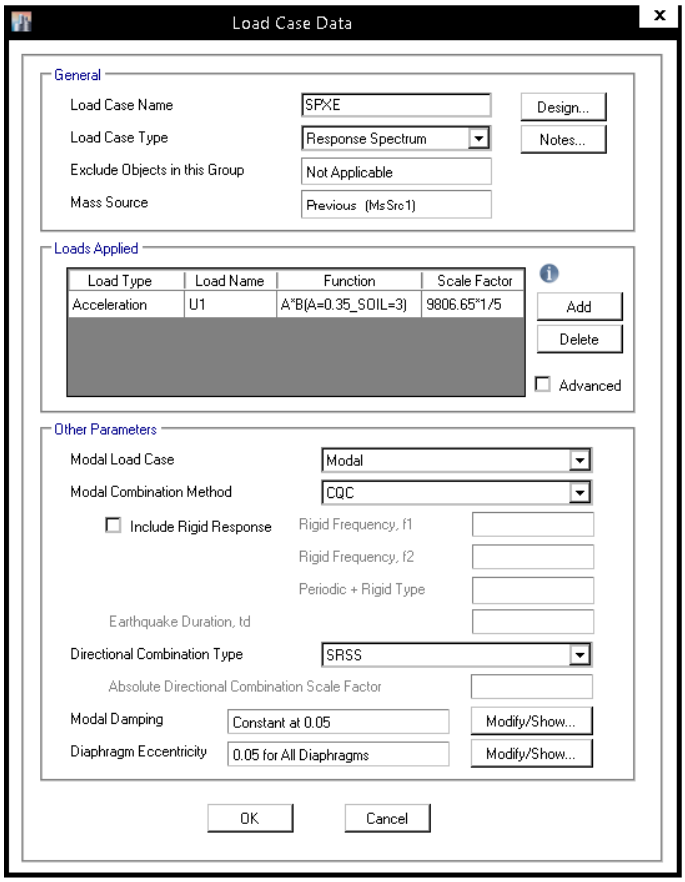
در روش اول باید چهار زلزله متفاوت به شرح زیر تعریف شود:

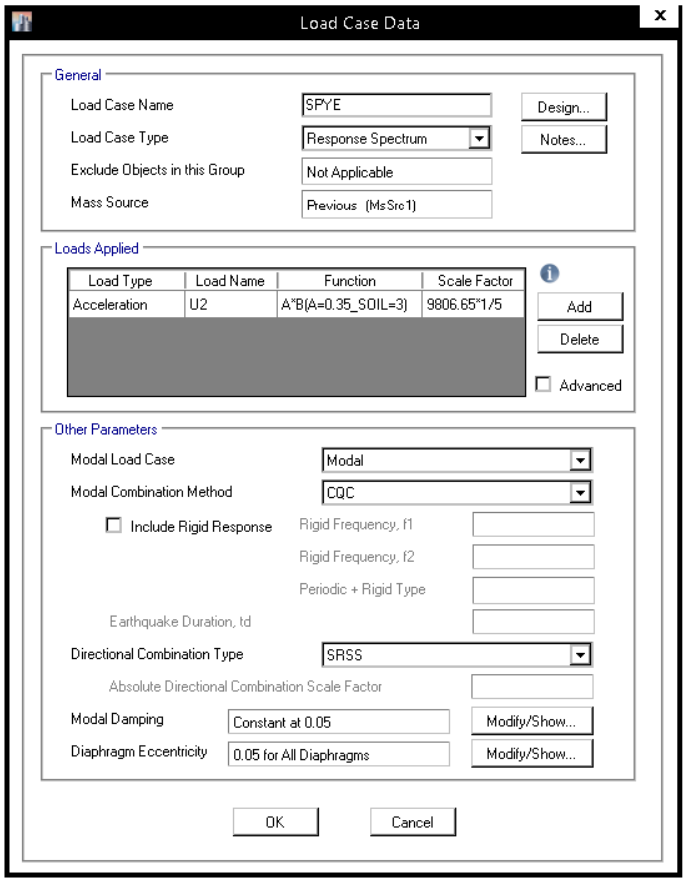
SPXE: زلزله دینامیکی در راستای x (با خروج از مرکزیت تصادفی)

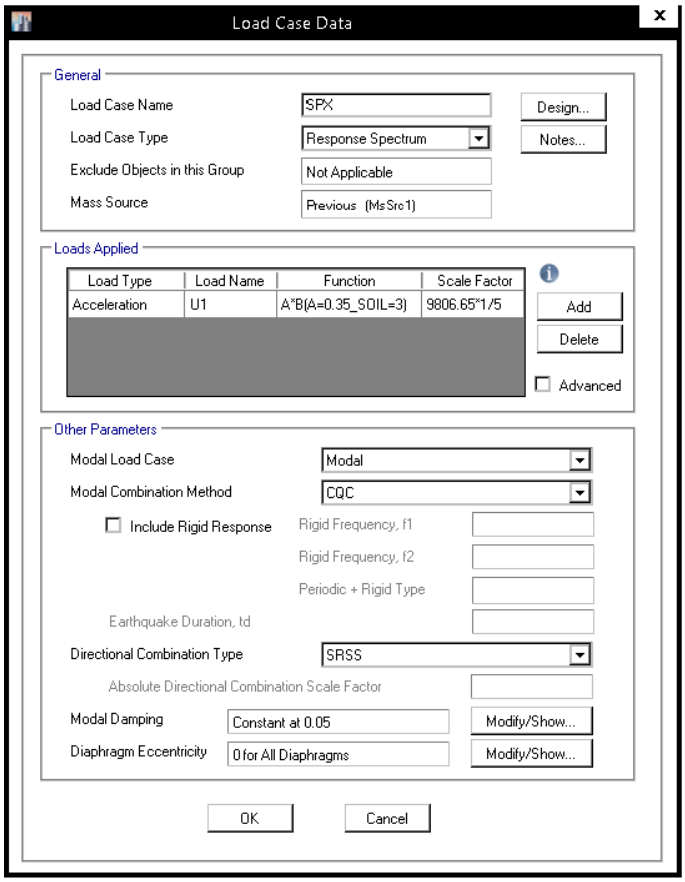
SPX: زلزله دینامیکی در راستای x (بدون خروج از مرکزیت تصادفی)

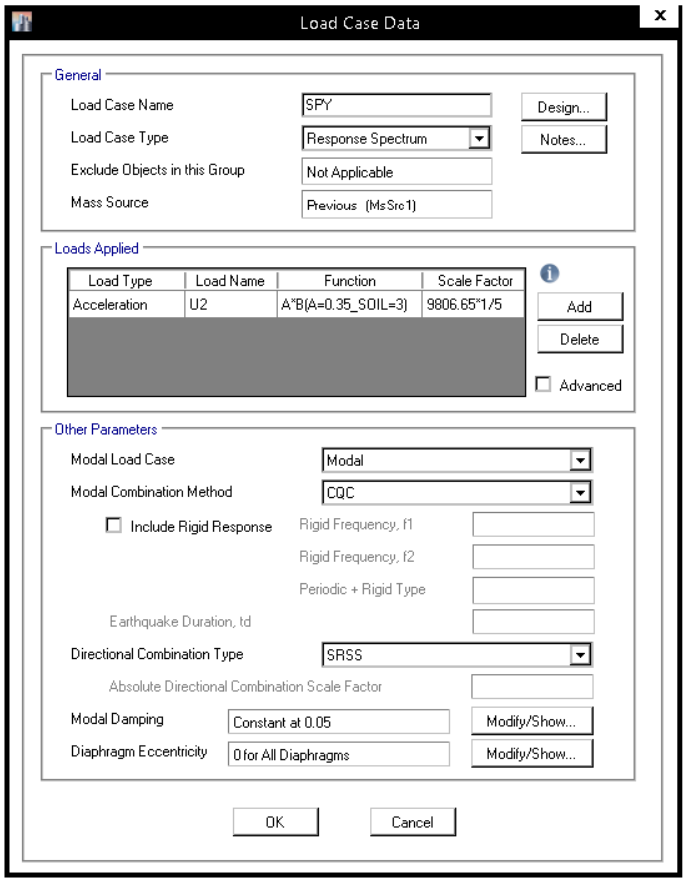
SPYE: زلزله دینامیکی در راستای y (با خروج از مرکزیت تصادفی)

SPY: زلزله دینامیکی در راستای y (بدون خروج از مرکزیت تصادفی)









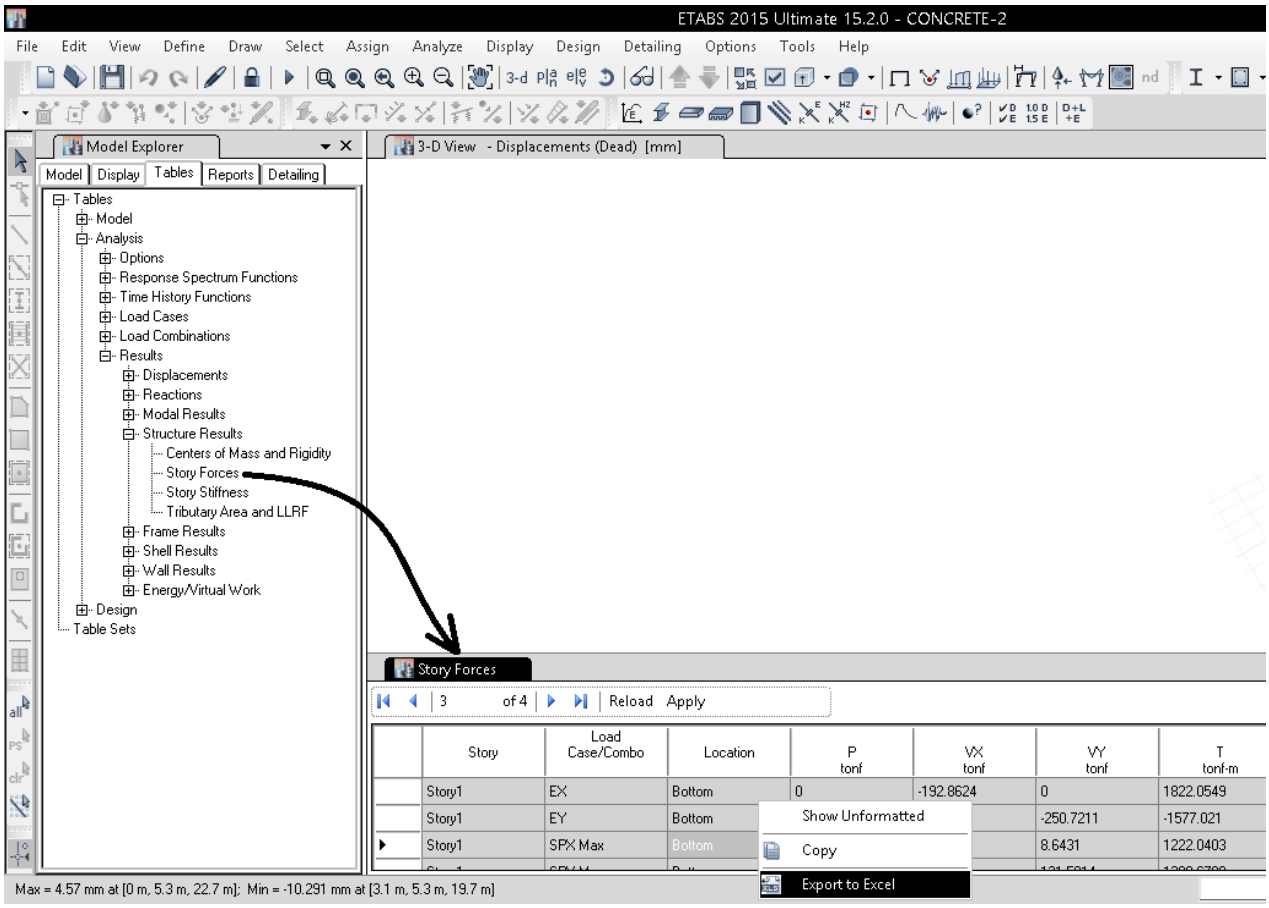
۳۱-۷-۲ همپایه کردن در روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۳۰-۱۰۰ آنها)

پس از تحلیل اولیه سازه، زلزله های دینامیکی باید با زلزله استاتیکی همپایه شوند:

> **۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها**
>
> در مواردی که برش پایه به‌دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف‌های زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.
>
> الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی درآنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.
>
> ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.
>
> تبصره: مقادیر برش پایهٔ تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی کمتر درنظر گرفته شود.

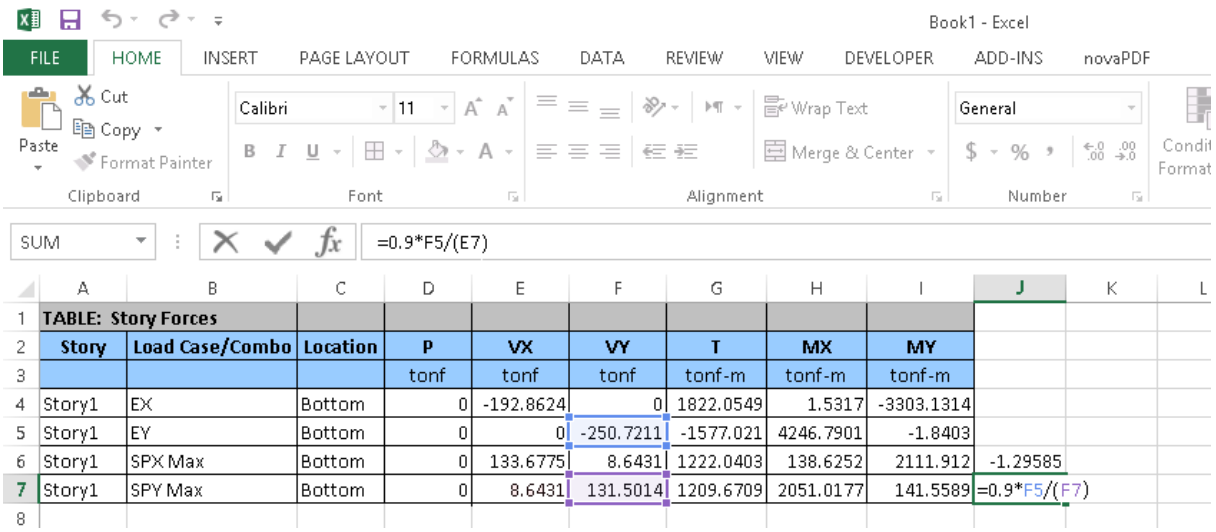
مثال:

- فرض کنید سازه نامنظم می باشد ولی نامنظمی آن از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نیست. در این حالت زلزله دینامیکی با ۹۰ درصد زلزله استاتیکی همپایه خواهد شد.
- همچنین فرض کنید در دو راستای X و Y سیستم ها متفاوت بوده و مقادیر زلزله های EX و EY استاتیکی با هم تفاوت دارند.



سوال: همپایه سازی در این مورد به دو صورت زیر می تواند انجام شود. کدام روش صحیح است؟

۴- براساس مولفه:



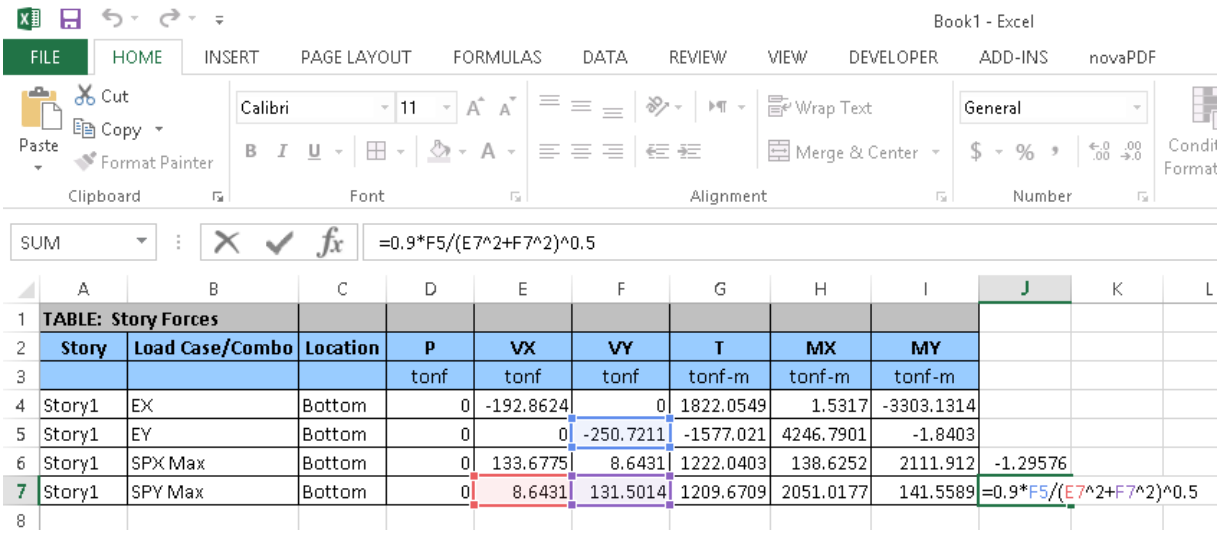
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	TABLE: Story Forces											
2	Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY			
3				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m			
4	Story1	EX	Bottom	0	-192.8624	0	1822.0549	1.5317	-3303.1314			
5	Story1	EY	Bottom	0	0	-250.7211	-1577.021	4246.7901	-1.8403			
6	Story1	SPX Max	Bottom	0	133.6775	8.6431	1222.0403	138.6252	2111.912	-1.29585		
7	Story1	SPY Max	Bottom	0	8.6431	131.5014	1209.6709	2051.0177	141.5589	=0.9*F5/(F7)		
8												

با فرض همپایه سازی با ۹۰ درصد زلزله استاتیکی:

$$\frac{0.9 \times EX}{(SPX - x)} = \frac{192.8624}{133.6775} \times 0.9 = 1.29585$$

$$\frac{0.9 \times EY}{(SPY - y)} = \frac{250.7211}{131.5014} \times 0.9 = 1.71594$$

۵- بر اساس برآیند برداری:



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	TABLE: Story Forces											
2	Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY			
3				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m			
4	Story1	EX	Bottom	0	-192.8624	0	1822.0549	1.5317	-3303.1314			
5	Story1	EY	Bottom	0	0	-250.7211	-1577.021	4246.7901	-1.8403			
6	Story1	SPX Max	Bottom	0	133.6775	8.6431	1222.0403	138.6252	2111.912	-1.29576		
7	Story1	SPY Max	Bottom	0	8.6431	131.5014	1209.6709	2051.0177	141.5589	=0.9*F5/(E7^2+F7^2)^0.5		
8												

با فرض همپایه سازی با ۹۰ درصد زلزله استاتیکی:

$$\frac{0.9 \times EX}{\sqrt{(SPX - x)^2 + (SPX - y)^2}} = \frac{0.9 \times 192.8624}{\sqrt{133.6775^2 + 8.6431^2}} = 1.29576$$

$$\frac{0.9 \times EY}{\sqrt{(SPY - x)^2 + (SPY - y)^2}} = \frac{0.9 \times 250.7211}{\sqrt{8.6431^2 + 131.5014^2}} = 1.71225$$

پاسخ:

- **مولفه های مربوط به زلزله دینامیکی خاصیت برداری ندارند و اصولا محاسبه برآیند برداری آنها صحیح نیست.**

- در سازه های نامنظم تفاوت دو روش می تواند قابل توجه باشد.
- روش اول در جهت اطمینان می باشد.
- محاسبه برآیند برداری برای زلزله دینامیکی یک روش غیر علمی میباشد که بین مهندسین رایج شده است.

- راهنمای نظام مهندسی تهران معتقد است که همپایه سازی باید بر اساس مولفه انجام شود (روش اول). به متن زیر توجه کنید (این راهنما را می توانید از وبسایت بنده دانلود نمایید: http://www.hoseinzadeh.net/codeiran.htm)

سازمان نظام مهندسی ساختمان استان تهران	واحد کنترل نقشه نظام مهندسی استان تهران	ویرایش سوم اسفند ۱۳۹۶
	دفترچه راهنمای نکات حائز اهمیت در محاسبات و نقشه های سازه	ISO:WI/D.C/01.01
		صفحه ۶۴

۷. در نحوه همپایگی برش پایه دینامیکی و استاتیکی، استفاده از جذر مجموع مربعات مجاز نمی باشد و نیروی برش دینامیکی در جهت مورد نظر، بدون توجه به نیروی جذب شده در جهت عمود بر آن طیف، با کل برش پایه استاتیکی آن جهت، همپایه گردد، به مثال زیر توجه شود:

V_{static}=77 ton

$SPX = \sqrt{Vx^2 + Vy^2} = \sqrt{56^2 + 53^2} = 77\ ton$ همپایگی در جهت X- غیرقابل قبول

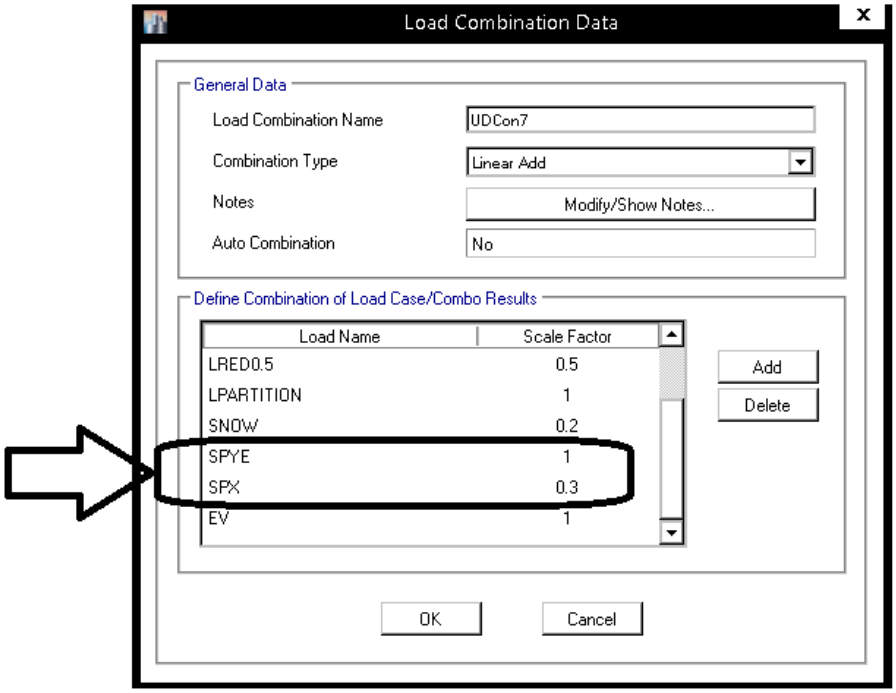
SPY⟶ Vy=77ton همپایگی در جهتYروش صحیح

	STORY	OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
▶	STORY1	EX	Top		0.00	-77.37	0.00	580.254	0.000	-456.284	
	STORY1	EX	Bottom		0.00	-77.37	0.00	580.254	0.000	-688.385	
	STORY1	EY	Top		0.00	0.00	-77.37	-580.254	456.284	0.000	
	STORY1	EY	Bottom		0.00	0.00	-77.37	-580.254	688.385	0.000	
	STORY1	SPX	Top		0.00	56.12	52.99	542.066	331.102	327.895	
	STORY1	SPX	Bottom		0.00	56.12	52.99	542.066	487.271	493.755	
	STORY1	SPY	Top		0.00	72.77	77.06	744.376	450.272	454.676	
	STORY1	SPY	Bottom		0.00	72.77	77.06	744.376	678.034	669.130	

OK

۳۱-۷-۳ ترکیب بارها در روش اول (SPX و SPY و ترکیب ۳۰-۱۰۰ آنها)

در قسمت ترکیب بارها، بارهای SPX و SPY به صورت ۱۰۰-۳۰ ترکیب خواهند شد (شکل زیر).



ACI-318-19 A=0.35 I=1

UDCON-DYN1-1	1.4D
UDCON-DYN1-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S
UDCON-DYN1-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF
UDCON-DYN1-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6S
UDCON-DYN1-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF
UDCON-DYN1-6	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPXE+0.3SPY)+EV
UDCON-DYN1-7	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPYE+0.3SPX)+EV
UDCON-DYN1-8	0.69D + $\rho \times$ (SPXE+0.3SPY)-EV
UDCON-DYN1-9	0.69D + $\rho \times$ (SPYE+0.3SPX)-EV

ACI-318-19 A<0.35 I=1

UDCON-DYN1-1	1.4D
UDCON-DYN1-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S
UDCON-DYN1-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF
UDCON-DYN1-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6S
UDCON-DYN1-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF
UDCON-DYN1-6	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPXE+0.3SPY)+EV
UDCON-DYN1-7	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SPYE+0.3SPX)+EV
UDCON-DYN1-8	0.9D + $\rho \times$ (SPXE+0.3SPY)-EV
UDCON-DYN1-9	0.9D + $\rho \times$ (SPYE+0.3SPX)-EV

AISC-LRFD-2010 A=0.35 I=1

UDStlS-DYN1-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN1-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN1-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN1-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN1-5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NSX
UDStlS-DYN1-6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NSX
UDStlS-DYN1-7	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NSY
UDStlS-DYN1-8	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NSY
UDStlS-DYN1-9	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NLROOFX
UDStlS-DYN1-10	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NLROOFX
UDStlS-DYN1-11	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NLROOFY
UDStlS-DYN1-12	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NLROOFY
UDStlS-DYN1-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NSX
UDStlS-DYN1-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NSX
UDStlS-DYN1-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NSY
UDStlS-DYN1-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NSY
UDStlS-DYN1-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-21	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ ρ × (SPXE+0.3SPY)+EV
UDStlS-DYN1-22	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ ρ × (SPYE+0.3SPX)+EV
UDStlS-DYN1-29	0.69D+0.69SD + ρ × (SPXE+0.3SPY)-EV
UDStlS-DYN1-30	0.69D+0.69SD + ρ × (SPYE+0.3SPX)-EV

AISC-LRFD-2010 A<0.35 I=1

UDStlS-DYN1-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN1-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN1-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN1-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN1-5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NSX
UDStlS-DYN1-6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NSX
UDStlS-DYN1-7	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NSY
UDStlS-DYN1-8	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NSY
UDStlS-DYN1-9	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NLROOFX
UDStlS-DYN1-10	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NLROOFX
UDStlS-DYN1-11	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NLROOFY
UDStlS-DYN1-12	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NLROOFY
UDStlS-DYN1-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NSX
UDStlS-DYN1-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NSX
UDStlS-DYN1-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NSY
UDStlS-DYN1-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NSY
UDStlS-DYN1-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-21	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ ρ × (SPXE+0.3SPY)+EV
UDStlS-DYN1-22	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ ρ × (SPYE+0.3SPX)+EV
UDStlS-DYN1-23	0.9D+0.9SD + ρ × (SPXE+0.3SPY)-EV
UDStlS-DYN1-24	0.9D+0.9SD + ρ × (SPYE+0.3SPX)-EV

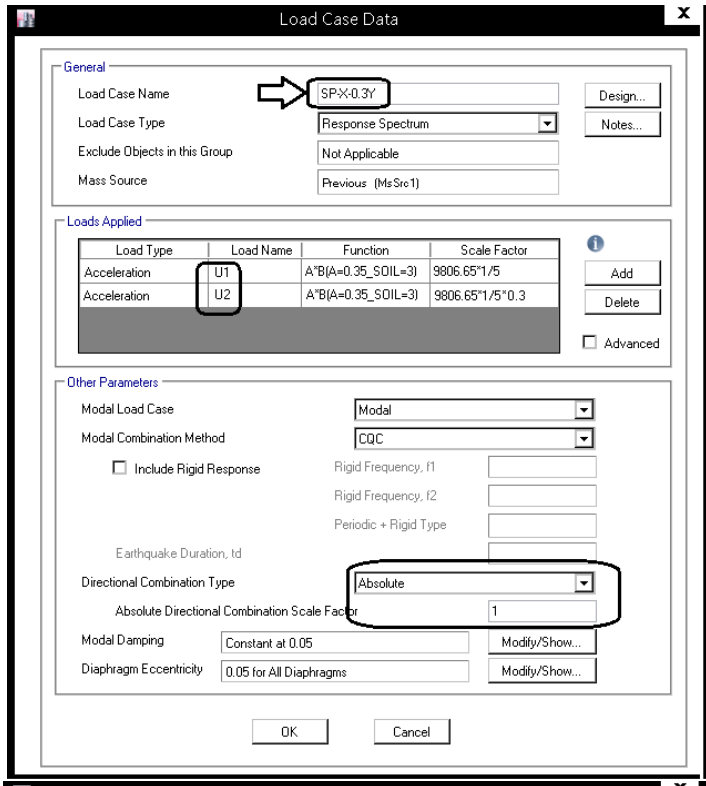
۸-۳۱ روش دوم (ترکیب ۱۰۰-۳۰ به صورت absolute در قسمت load case)

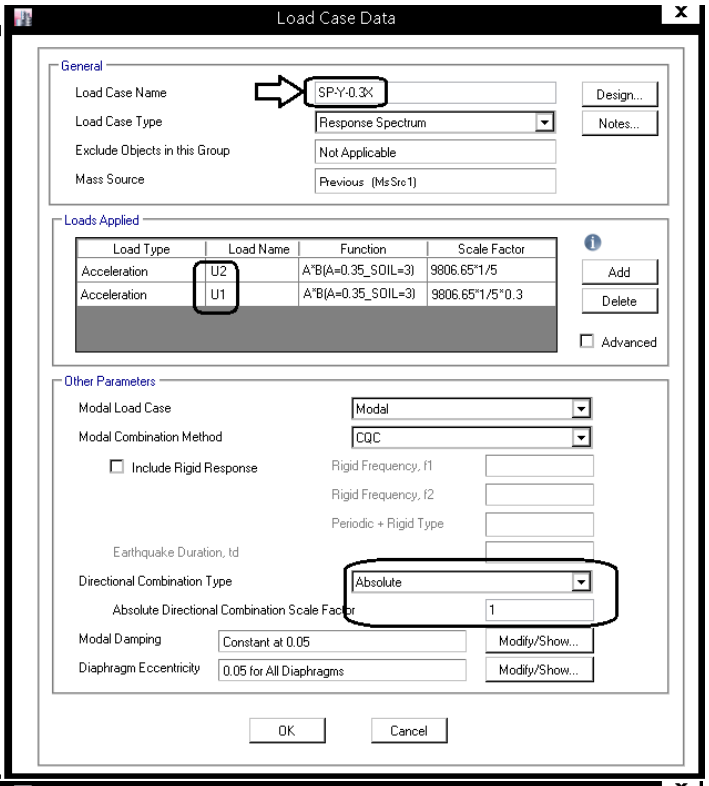
در روش دوم می توان از ترکیب 30-100 در "LOAD CASE"، استفاده می شود. اگر مطابق شکل زیر Absolute انتخاب شود قدر مطلق نتایج دو راستا با هم جمع می شوند.

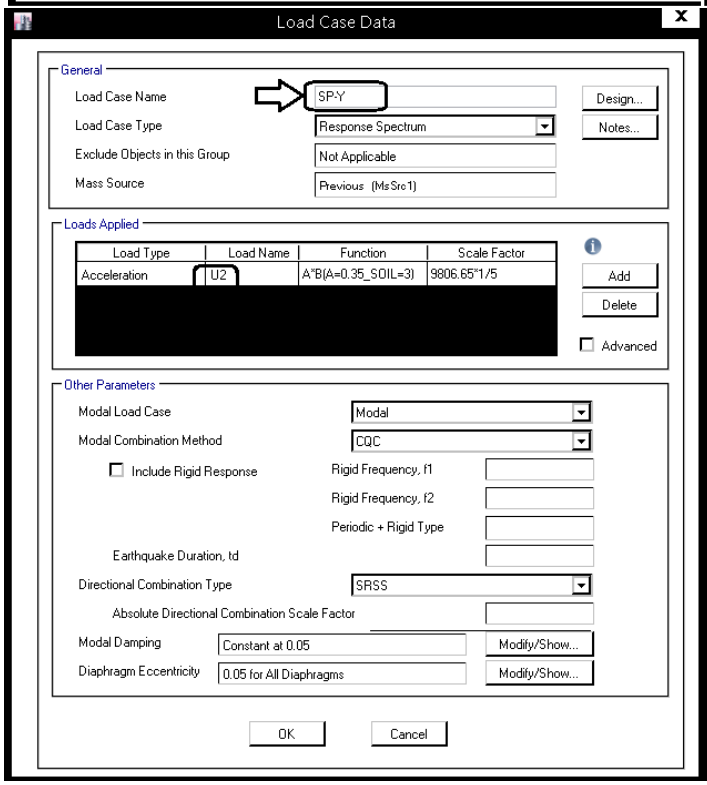
- نکته مهم: نتایج روش دوم با روش اول یکسان است و بنابراین با توجه به اینکه مراحل انجام روش اول سریع تر و راحت تر از روش دوم است، توصیه می شود از روش اول استفاده شود. هدف از تشریح روش دوم در اینجا یادگیری می باشد.

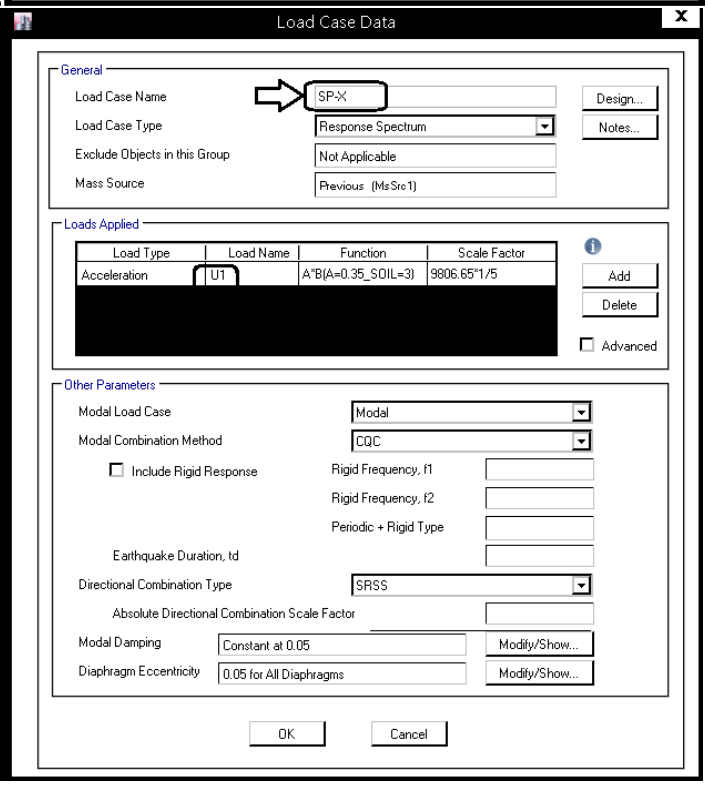
چهار زلزله متفاوت با نام های زیر تشکیل دهید: SPY SPX SP-Y-0.3X SP-X-0.3Y

زلزله SPX و SPY جهت استخراج ضریب همپایه سازی تعریف شده است و در ترکیب بارها استفاده نخواهند شد.









در شکل های فوق ضریب زلزله برابر خواهد بود با:

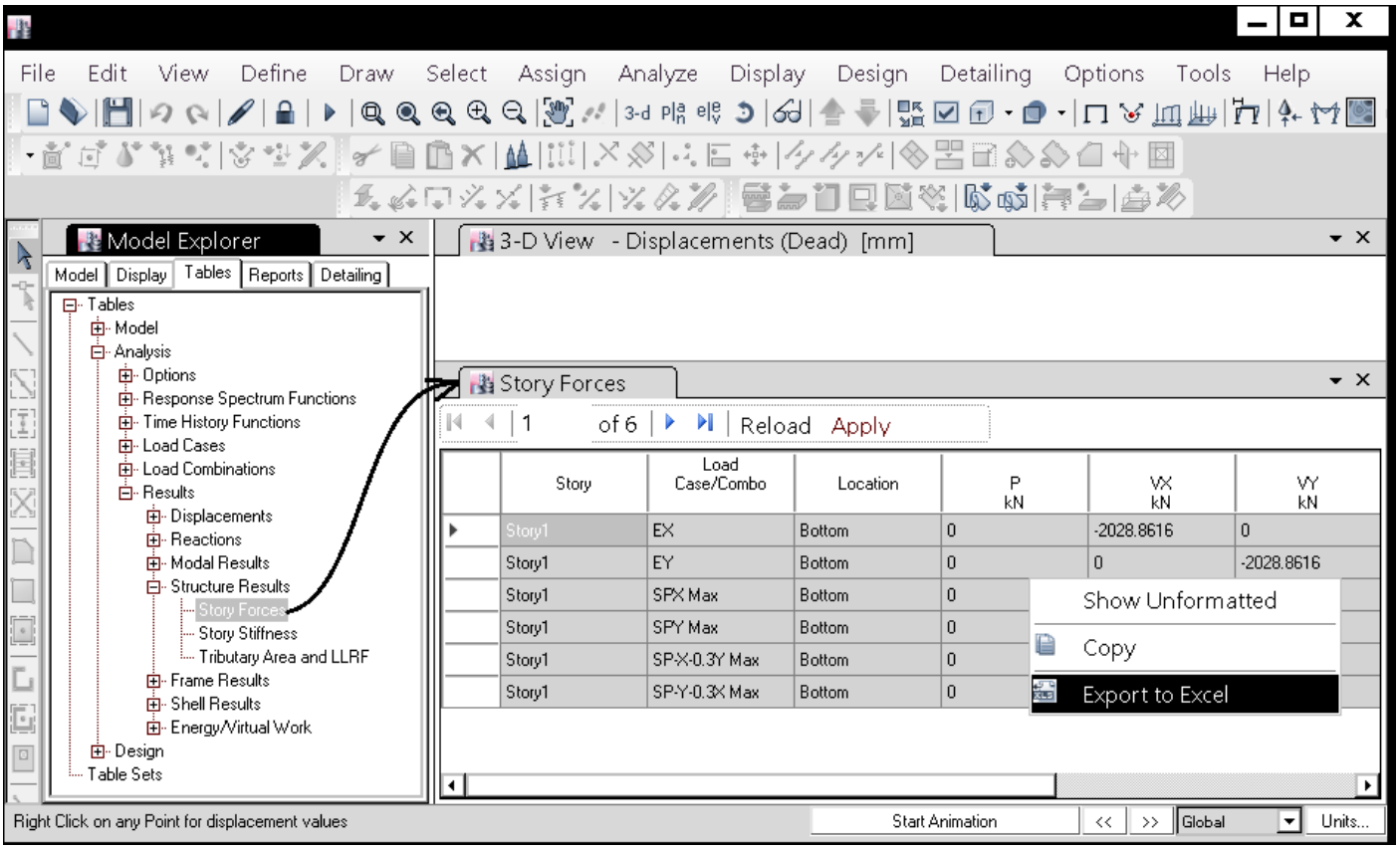
$$C = \frac{ABI}{R}g = (Function)(Scale\ Factor) = (AB)\left(\frac{I}{R}g\right) = (AB)\left(\frac{1}{5}\times 9806\right)$$

در شکل های فوق واحد طول mm انتخاب شده است و مقدار g برابر $9806\frac{mm}{sec^2}$ می باشد.

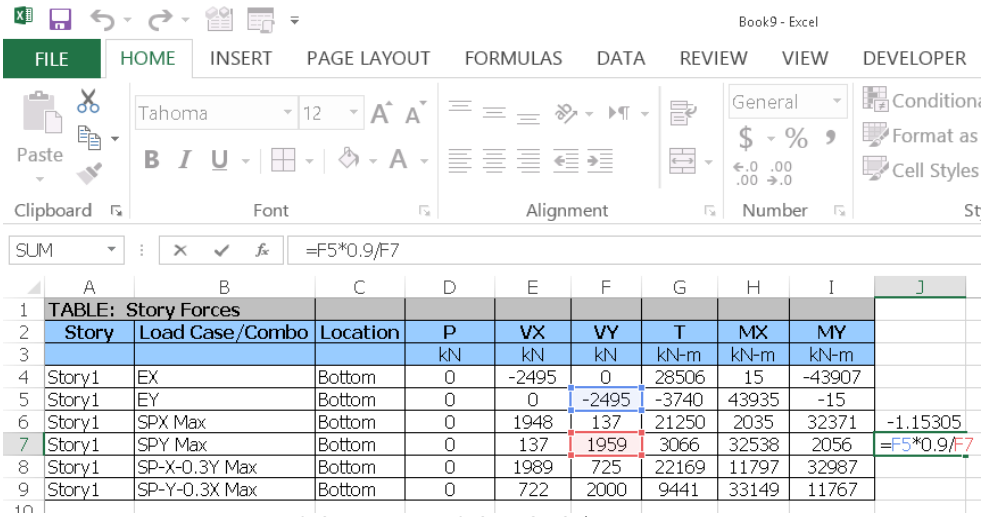
۳۱-۸-۱ همپایه کردن در روش دوم (ترکیب ۱۰۰-۳۰ به صورت absolute در قسمت load case)

در روش دوم ضریب همپایه سازی بر اساس زلزله های SPX و SPY تعیین و سپس در زلزله های SP-X-0.3Y و SP-Y-X-0.3 اعمال خواهد شد.

زلزله SPX و SPY تنها جهت استخراج ضریب همپایه سازی تعریف شده است و در ترکیب بارها استفاده نخواهند شد.



فرض کنید بخواهیم همپایه سازی با ۹۰ درصد زلزله استاتیکی انجام شود:



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	TABLE: Story Forces									
2	Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	
3				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	
4	Story1	EX	Bottom	0	-2495	0	28506	15	-43907	
5	Story1	EY	Bottom	0	0	-2495	-3740	43935	-15	
6	Story1	SPX Max	Bottom	0	1948	137	21250	2035	32371	-1.15305
7	Story1	SPY Max	Bottom	0	137	1959	3066	32538	2056	=F5*0.9/F7
8	Story1	SP-X-0.3Y Max	Bottom	0	1989	725	22169	11797	32987	
9	Story1	SP-Y-0.3X Max	Bottom	0	722	2000	9441	33149	11767	

$$\frac{0.9 \times EX}{(SPX - x)} = \frac{0.9 \times 2495}{1948} = 1.153$$

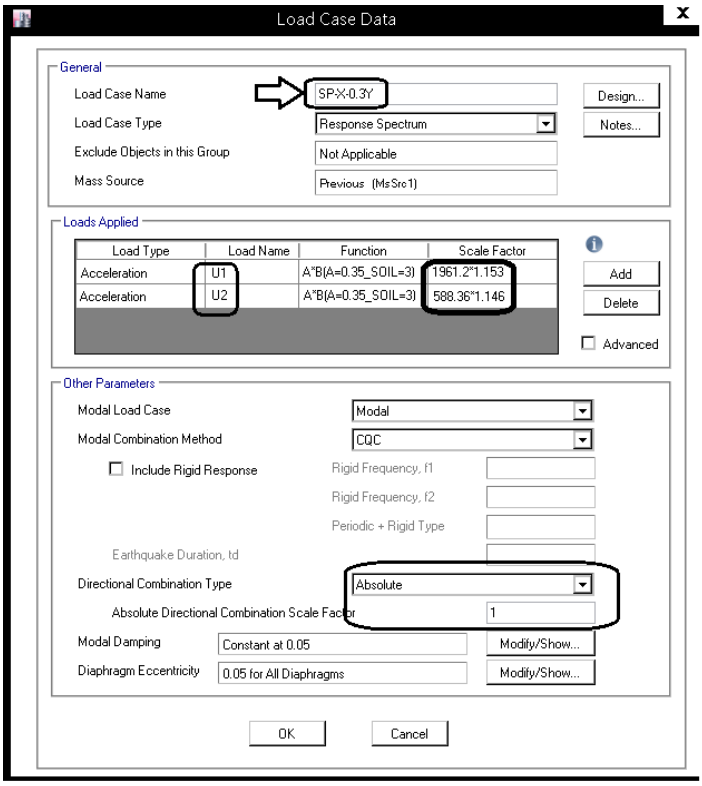
$$\frac{0.9 \times EY}{(SPY - y)} = \frac{0.9 \times 2495}{1959} = 1.146$$

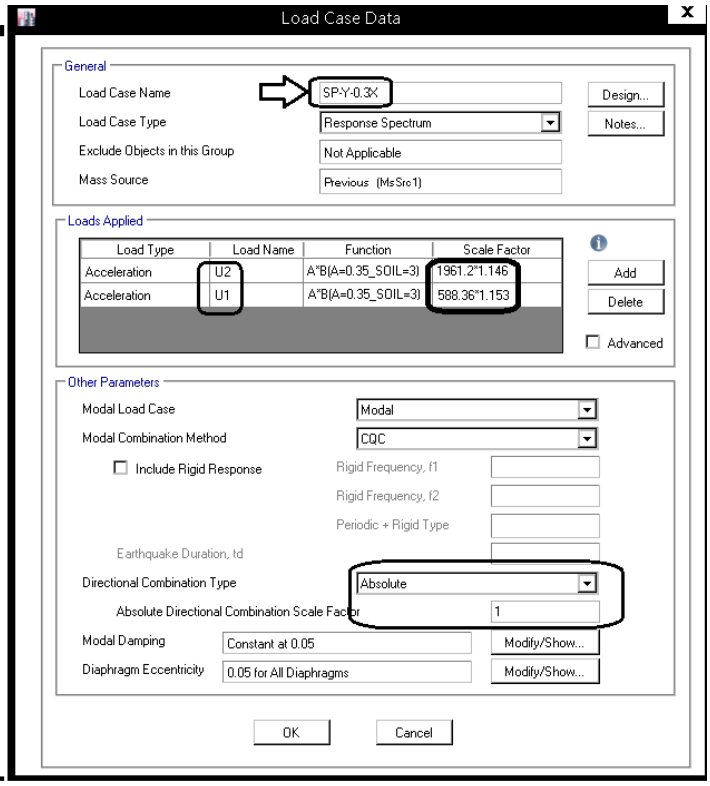
- نکته مهم: زلزله های "SP-X-0.3Y" و "SP-Y-0.3X" بر اساس ضریب مقیاس بدست آمده از زلزله های SPX و SPY همپایه سازی خواهند شد. بنابراین در شکل فوق برای زلزله های "SP-X-0.3Y" و "SP-Y-0.3X" ضریب لازم محاسبه نشده است.

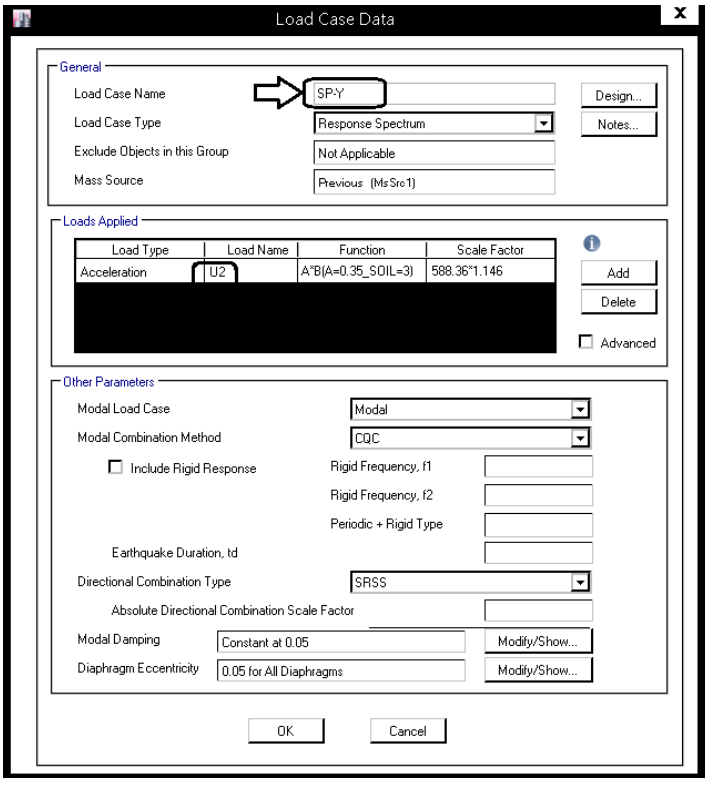
پس از مشخص شدن ضریب افزایشی، باید زلزله دینامیکی به شرح زیر اصلاح شود.

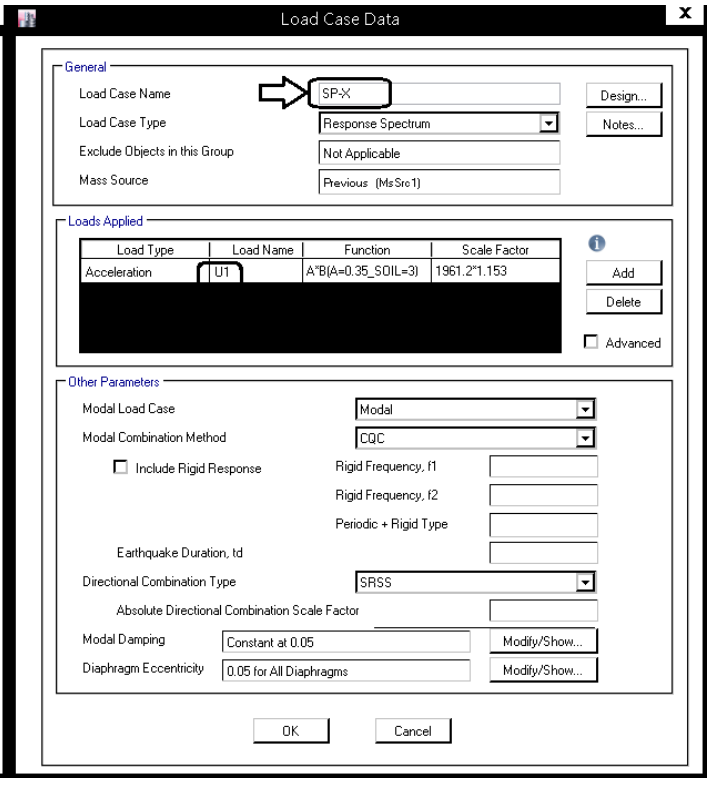
- نکته مهم: زلزله های "SP-X-0.3Y" و "SP-Y-0.3X" بر اساس ضریب مقیاس بدست آمده از زلزله های SPX و SPY همپایه سازی خواهند شد.

- نکته مهم: نتایج روش دوم با روش اول یکسان است و بنابراین با توجه به اینکه مراحل انجام روش اول سریع تر و راحت تر از روش دوم است، توصیه می شود از روش اول استفاده شود. هدف از تشریح روش دوم در اینجا یادگیری می باشد.









- زلزله SPX و SPY تنها جهت استخراج ضریب همپایه سازی تعریف شده است و در ترکیب بارها استفاده نخواهند شد.

۳۱-۸-۲ ترکیب بارها در روش دوم (ترکیب ۱۰۰-۳۰ به صورت absolute در قسمت load case)

ACI-318-19 A=0.35 I=1

UDCON-DYN2-1	1.4D
UDCON-DYN2-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S
UDCON-DYN2-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF
UDCON-DYN2-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6S
UDCON-DYN2-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF
UDCON-DYN2-6	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ ρ × (SP-X-0.3Y)+EV
UDCON-DYN2-7	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ ρ × (SP-Y-0.3X)+EV
UDCON-DYN2-8	0.69D + ρ × (SP-X-0.3Y)-EV
UDCON-DYN2-9	0.69D + ρ × (SP-Y-0.3X)-EV

ACI-318-19 A<0.35 I=1

UDCON-DYN2-1	1.4D
UDCON-DYN2-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S
UDCON-DYN2-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF
UDCON-DYN2-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6S
UDCON-DYN2-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF
UDCON-DYN2-6	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ ρ × (SP-X-0.3Y)+EV
UDCON-DYN2-7	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ ρ × (SP-Y-0.3X)+EV
UDCON-DYN2-8	0.9D + ρ × (SP-X-0.3Y)-EV
UDCON-DYN2-9	0.9D + ρ × (SP-Y-0.3X)-EV

AISC-LRFD-2010 A=0.35 I=1

UDStlS-DYN2-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN2-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN2-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN2-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN2-5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NSX
UDStlS-DYN2-6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NSX
UDStlS-DYN2-7	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NSY
UDStlS-DYN2-8	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NSY
UDStlS-DYN2-9	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NLROOFX
UDStlS-DYN2-10	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NLROOFX
UDStlS-DYN2-11	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NLROOFY
UDStlS-DYN2-12	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NLROOFY
UDStlS-DYN2-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NSX
UDStlS-DYN2-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NSX
UDStlS-DYN2-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NSY
UDStlS-DYN2-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NSY
UDStlS-DYN2-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN2-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN2-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN2-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NLROOFY
UDStlS-DYN2-21	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ ρ × (SP-X-0.3Y)+EV
UDStlS-DYN2-22	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ ρ × (SP-Y-0.3X)+EV
UDStlS-DYN2-29	0.69D+0.69SD + ρ × (SP-X-0.3Y)-EV
UDStlS-DYN2-30	0.69D+0.69SD + ρ × (SP-Y-0.3X)-EV

AISC-LRFD-2010 A<0.35 I=1

UDStlS-DYN2-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN2-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN2-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN2-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN2-5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NSX
UDStlS-DYN2-6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NSX
UDStlS-DYN2-7	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NSY
UDStlS-DYN2-8	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NSY
UDStlS-DYN2-9	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NLROOFX
UDStlS-DYN2-10	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NLROOFX
UDStlS-DYN2-11	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NLROOFY
UDStlS-DYN2-12	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NLROOFY
UDStlS-DYN2-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NSX
UDStlS-DYN2-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NSX
UDStlS-DYN2-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NSY
UDStlS-DYN2-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NSY
UDStlS-DYN2-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN2-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN2-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN2-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NLROOFY
UDStlS-DYN2-21	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ ρ × (SP-X-0.3Y)+EV
UDStlS-DYN2-22	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ ρ × (SP-Y-0.3X)+EV
UDStlS-DYN2-23	0.9D+0.9SD + ρ × (SP-X-0.3Y)-EV
UDStlS-DYN2-24	0.9D+0.9SD + ρ × (SP-Y-0.3X)-EV

۹-۳۱ تعیین راستای اصلی سازه

- در تهیه این بخش (راستای اصلی) از نظرات و مراجعی که دکتر محمد جلال پور، دکتر فرید رضاییان، مهندس محمد قنبرپور، مهندس جلیل جلالی، مهندس ابراهیم جعفری پیروز و دیگر دوستان در گروه تلگرامی "پرسش، کلید دانش" ارائه کردند استفاده کردم. با تشکر از ایشان.
- همچنین مقاله ای از مهندس مقدس پور و همکاران در این زمینه منتشر شده است:

"تعیین تعیین زاویه تحریک مناسب سازه براساس آنالیز دینامیکی طیفی"، م مقدس پور و همکاران، دومین کنفرانس ملی سازه و فولاد، ۱۳۹۰.

فرض کنید:

۱- همپایه سازی بر اساس مولفه انجام شود.
۲- مقدار مولفه فرعی قابل توجه باشد.
۳- در ترکیب بارها از ترکیب 30-100 استفاده شود.

در این حالت طرح می تواند محافظه کارانه باشد و برای اقتصادی شدن طرح می توان محور اصلی سازه را به شرح زیر بدست آورد:

به متن زیر توجه کنید (Wilson, 2002):

17.4.2 Definition of Principal Directions

A weakness in the current code is the lack of definition of the "principal horizontal directions" for a general three-dimensional structure. If each engineer is allowed to select an arbitrary reference system, the "dynamic base shear" will not be unique and each reference system could result in a different design. One solution to this problem that will result in a unique design base shear is to use the direction of the base shear associated with the fundamental mode of vibration as the definition of the "major principal direction" for the structure. The "minor principal direction" will be, by definition, 90 degrees from the major axis. This approach has some rational basis because it is valid for regular structures. Therefore, this definition of the principal directions will be used for the method of analysis presented in this chapter.

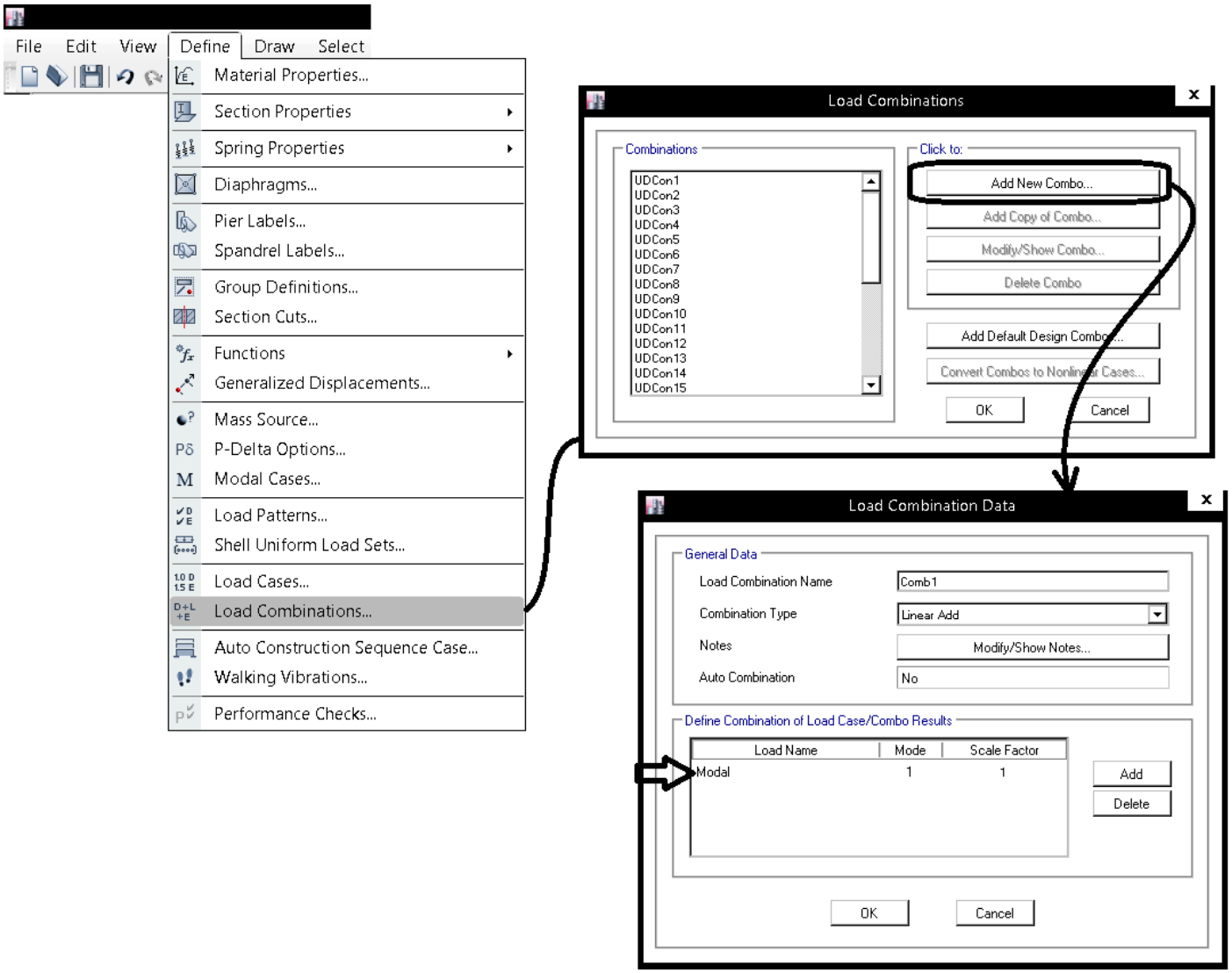
متن فوق پیشنهاد میکند راستای مد اول به عنوان جهت اصلی انتخاب شود و تحریک سازه در آن راستا (راستای مد اول) و نیز راستای عمود بر آن انجام شود.

- در این سازه ها (سازه هایی که مولفه فرعی مقدار قابل توجهی دارد و طراحی قصد دارد همپایه سازی را به صورت مولفه ای انجام دهد)، بهتر است کل سازه نسبت به محورهای x و y دوران دهد تا راستای تحریک (راستای SPEC-X و SPEC-Y) به گونه ای باشد که مقدار مولفه فرعی به حداقل برسد.
- باید توجه شود که این روش (استفاده از مد اول برای انتخاب راستای اصلی) زمانی موثر است که درصد مشارکت جرمی مد اول بالا باشد.

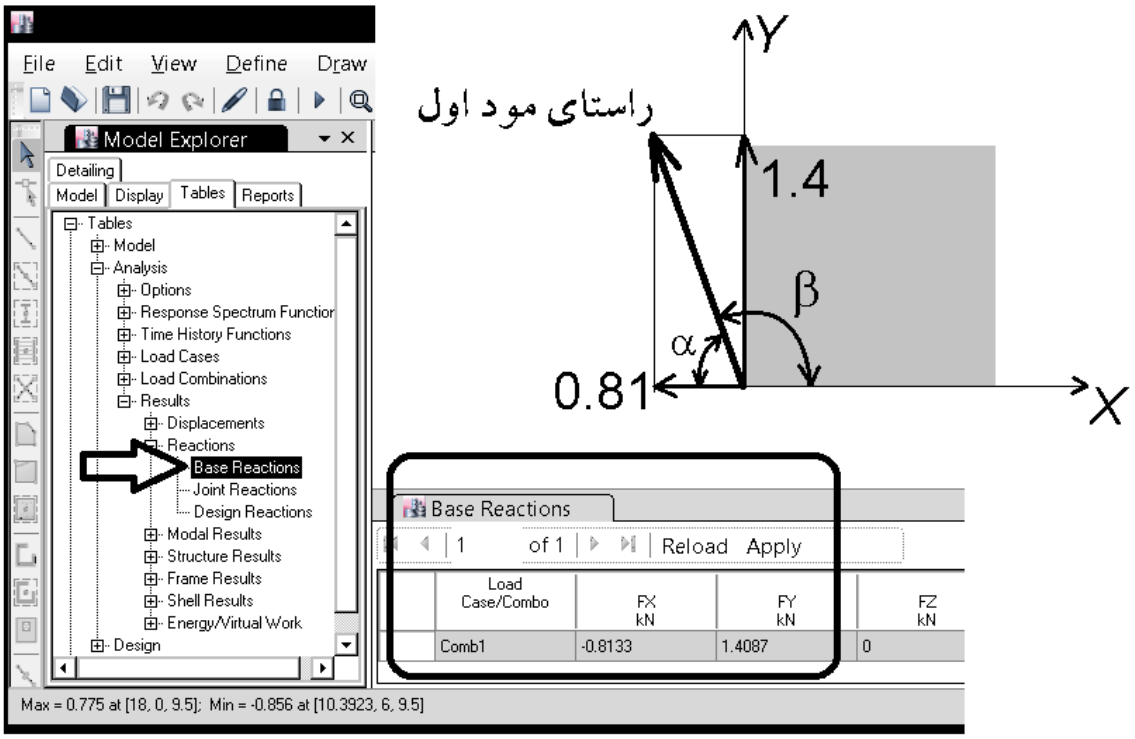
در ادامه مراحل یافتن راستای اصلی و دوران سازه به صورت گام به گام تشریح شده است.

مراحل یافتن راستای اصلی و دوران سازه (جهت کاهش مقدار مولفه فرعی):

۱- تعریف ترکیب بار شامل مد اول



۲- استخراج برش های مربوط به مد اول:



می خواهیم راستای مد اول با محور X و یا Y همراستا شود.

اگر پلان سازه به اندازه $+\alpha$ دوران داده شود، راستای مود اول با محور X همراستا می شود.

اگر پلان سازه به اندازه $-\beta$ دوران داده شود، راستای مود اول با محور X همراستا می شود.

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1.4087}{0.8133}\right) = 60^0 \quad \rightarrow \quad \beta = 120^0$$

۳- از SPEC-30 و SPEC-120 برای طراحی استفاده کنید.

در این صورت برای مثال ترکیب بار

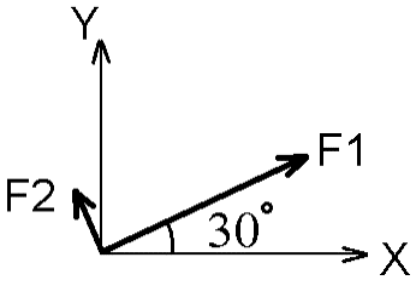
$$1.2D + L + (SPEC - X) + 0.3(SPEC - Y) + 0.2S$$

با ترکیب بار

$$1.2D + L + (SPEC - 30) + 0.3(SPEC - 120) + 0.2S$$

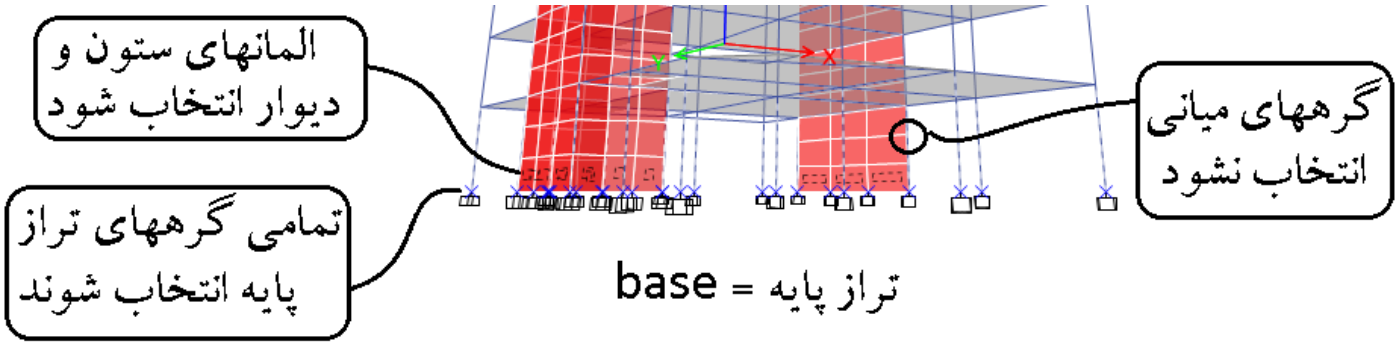
جایگزین خواهد شد.

۴- برای همپایه کردن SPEC-30 و SPEC-120 (بر اساس مولفه) به صورت زیر میتوان عمل کرد.
در شکل زیر مولفه SPEC30 در راستای ۳۰ درجه نمایش داده شده است (F1):

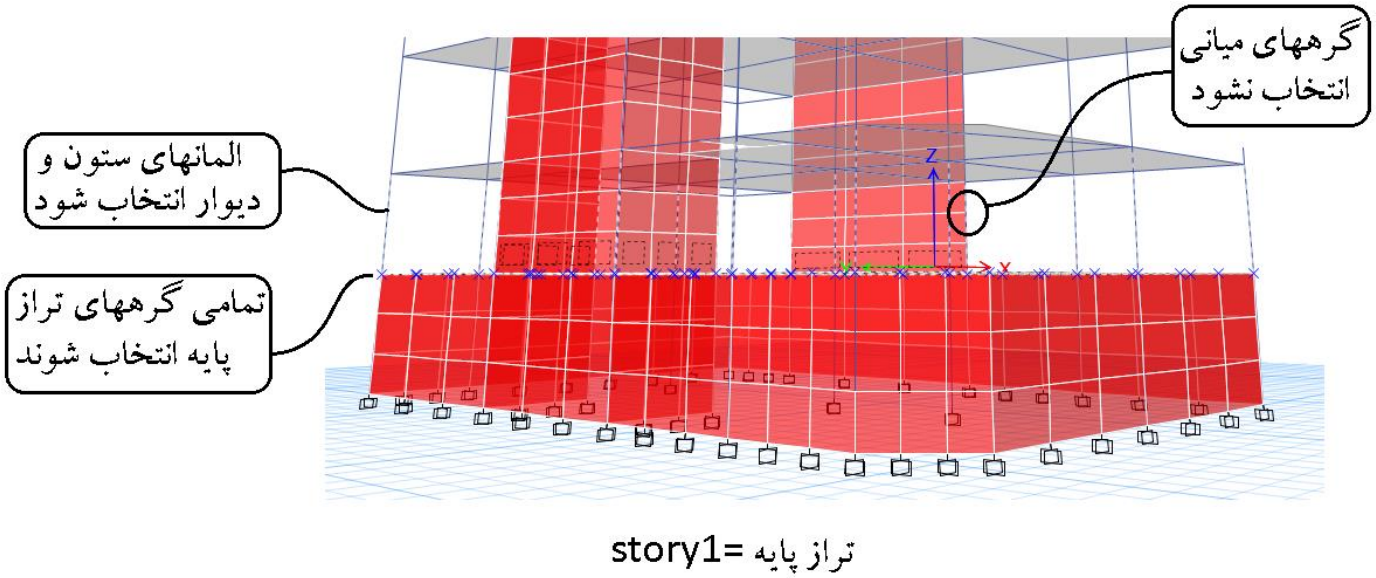


برای استخراج مقدار F1 می توان از Section Cut به شرح زیر استفاده کرد:

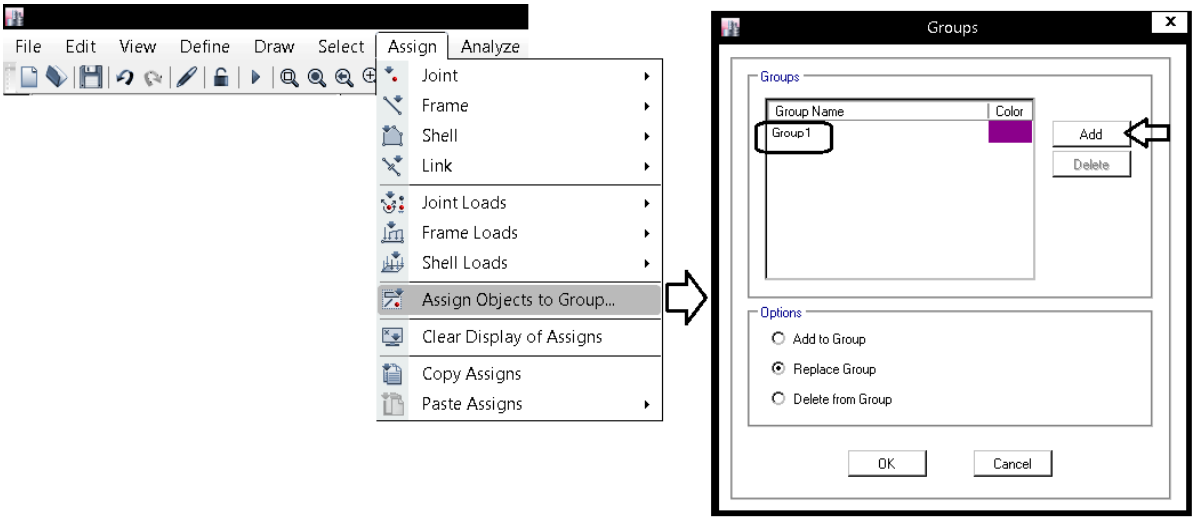
۴-۱- مطابق شکل تمامی ستونها و دیوارها و نیز گرههای طبقه base (یا هر طبقه ای که مایل به همپایه سازی هستید) را انتخاب کنید:



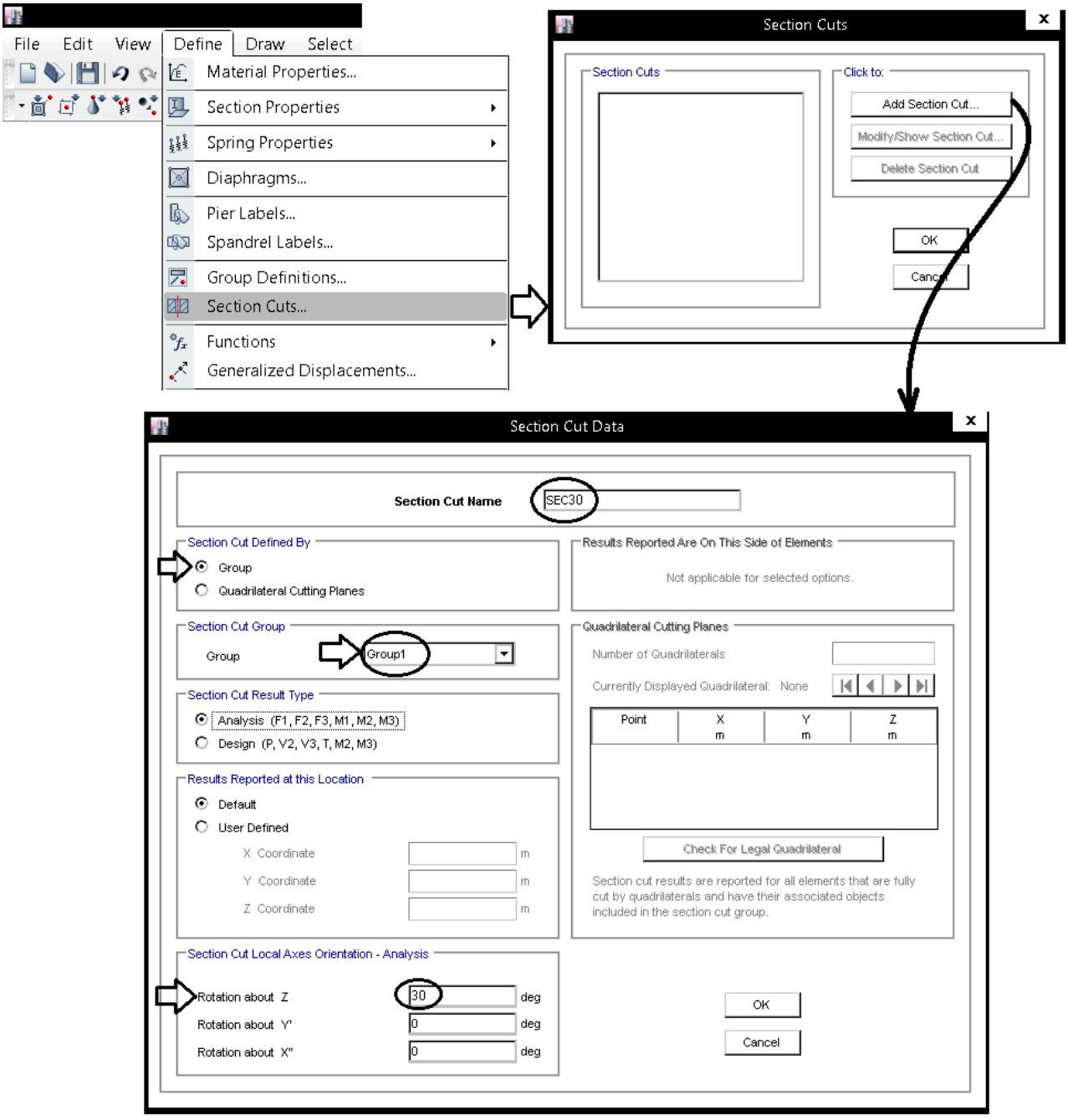
در صورتی که تراز پایه در طبقات بالاتر باشد:



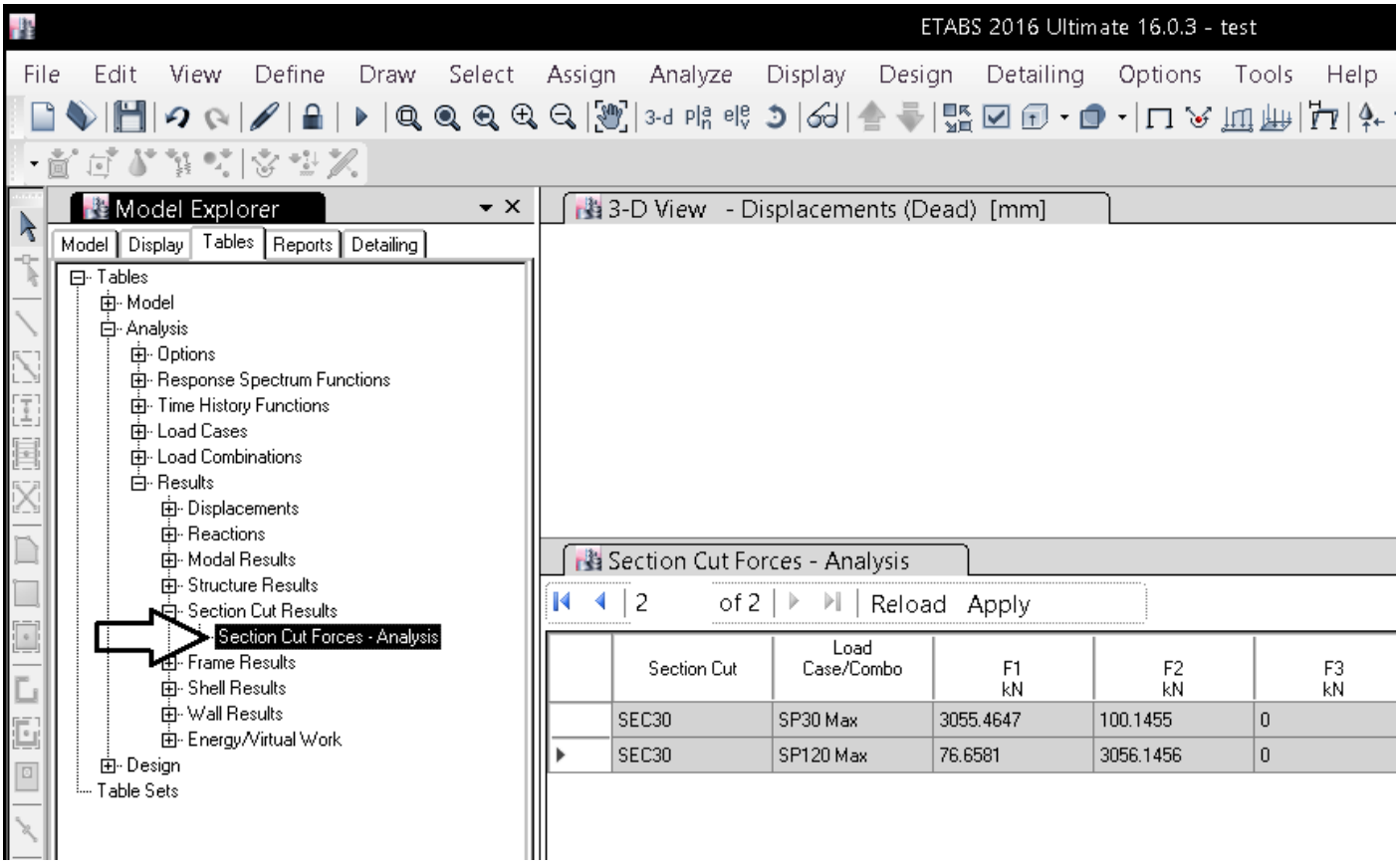
۴-۲- به اعضای انتخاب شده یک نام گروه نسبت دهید:



۴-۳- مطابق شکل زیر برای زاویه ۳۰ درجه Section Cut تعریف کنید. در این صورت راستای F1 در راستای ۳۰ درجه خواهد بود و راستای F2 (که بر محور F1 عمود است) در راستای 120 درجه خواهد بود. نیازی به تعریف Section Cut برای زاویه ۱۲۰ درجه نیست.



۴-۴- استخراج برشهای دینامیکی در راستای F1 و F2 (۳۰ درجه و ۱۲۰ درجه):



۴-۵- همپایه سازی بر اساس مولفه

فرض کنید برشهای پایه استاتیکی برابر EX=EY=4000kN باشند و بخواهیم با ۹۰ درصد برش استاتیکی همپایه سازی کنیم.

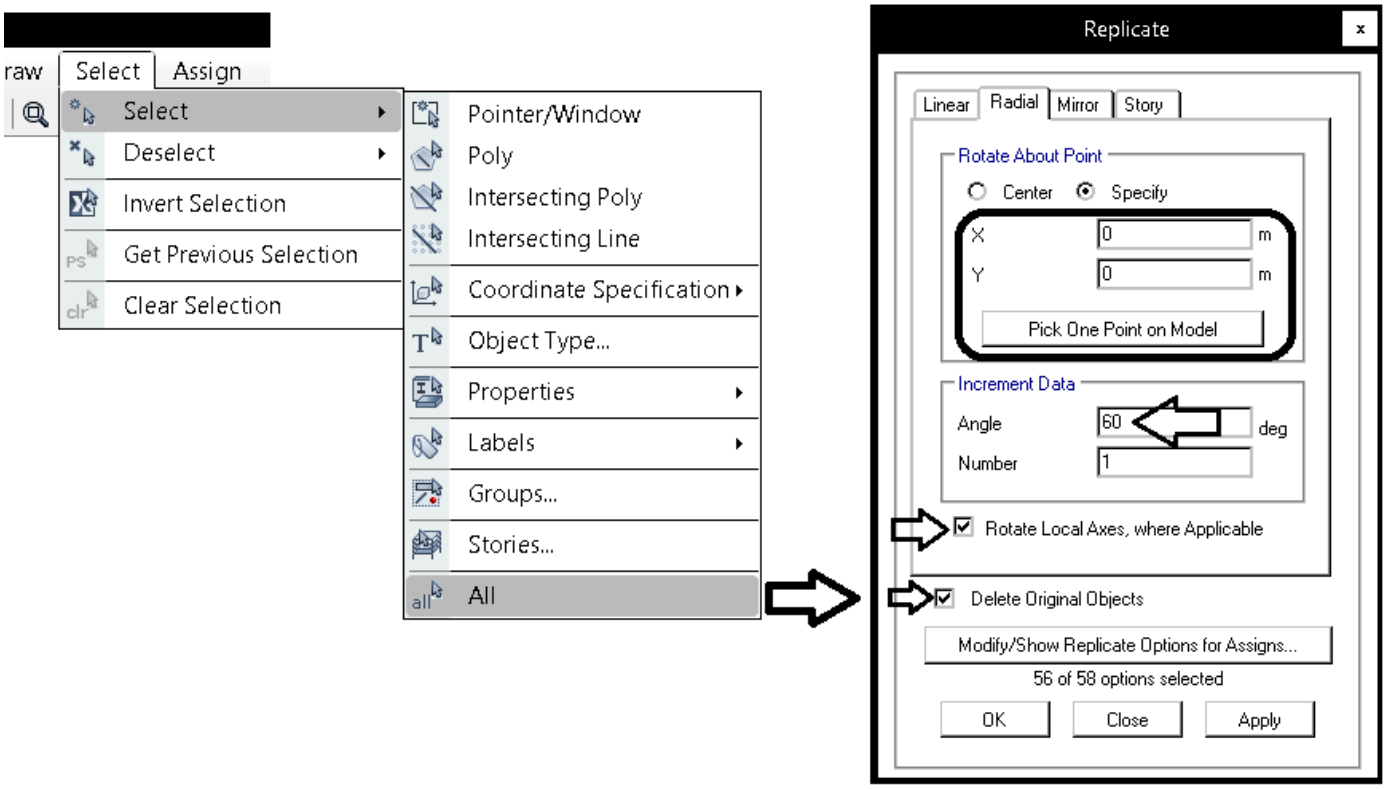
در این صورت ضریب افزایش SP30 برابر خواهد بود با:

$$\frac{4000}{3055} \times 0.9 = 1.18$$

و ضریب افزایش SP120 برابر خواهد بود با:

$$\frac{4000}{3056} \times 0.9 = 1.18$$

۵- به عنوان روش جایگزین می توان کل سازه را مطابق شکل زیر انتخاب کرده و به اندازه 60+ و یا 120- درجه داد:

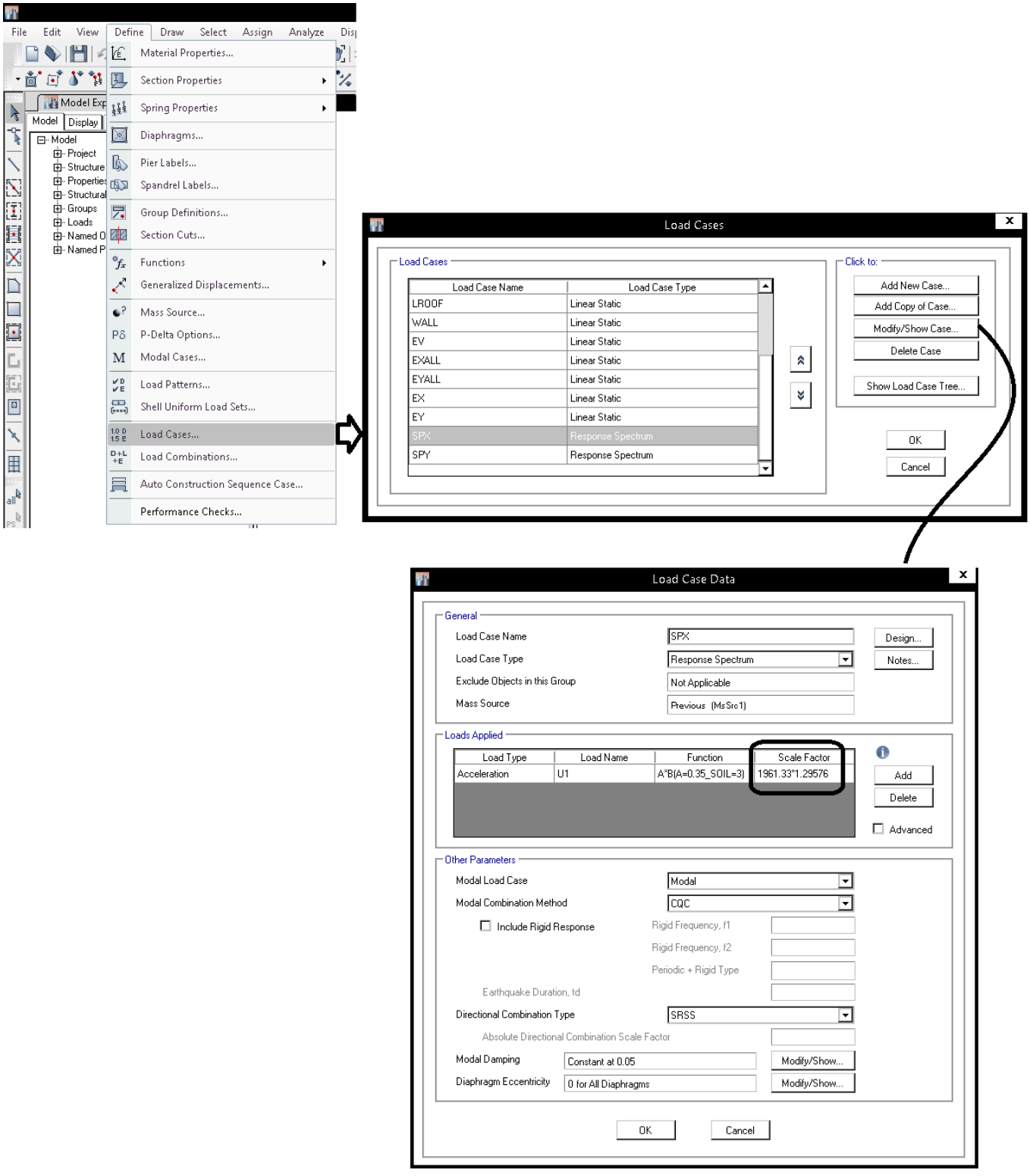


- دقت نمایید که در ETABS-9 هنگام دوران، محورهای ستونها دوران نمی یابند ولی در ETABS2015 با فعال کردن گزینه Rotate ... کل اجزای تشکیل دهنده سازه (محور محلی ستونها و کفها) نیز همراه با سازه دوران می یابند.

نکته مهم:

- در آیین نامه جدید تنها در مواردی زلزله دینامیکی همپایه خواهد شد که ضریب اصلاحی به صورت افزایشی باشد. در مثال فوق در هر دو جهت X و Y ضرایب بزرگتر از یک بوده و باید اعمال شوند (زلزله های دینامیکی باید با این ضرایب افزایش یابند). در صورتی که این ضرایب کمتر از یک بدست آیند، نباید آنها را اعمال نمود (اجازه نداریم زلزله دینامیکی را کاهش دهیم):

تبصره: مقادیر برش پایهٔ تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه بـه‌دسـت آمده از تحلیل طیفی کمتر درنظر گرفته شود.

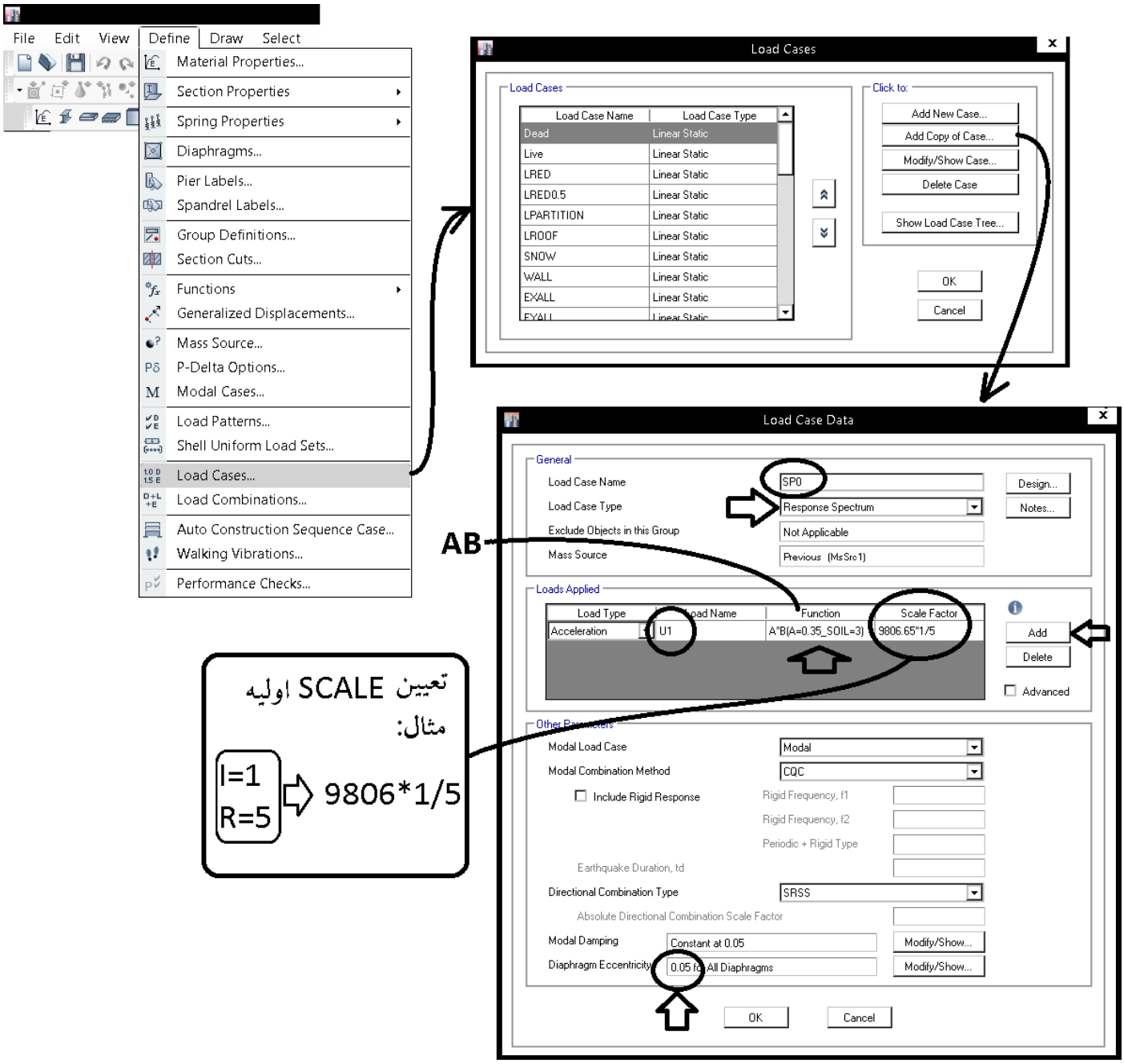


۳۱-۱۰ روش سوم (زلزله زاویه دار)

در روش سوم از زلزله های زاویه دار استفاده می شود. در این روش همپایه کردن زلزله ها به جهت بالا بودن تعداد آنها زمان بر می باشد (نسبت به روش اول).

با توجه به اینکه همپایه سازی باید بر اساس مولفه انجام شود، همپایه سازی در روش زاویه دار زمان بر خواهد بود. بنابراین استفاده از آن برای طراحی سازه ها توصیه نمی شود. هدف از ارائه این روش در اینجا تنها جنبه آموزشی دارد.

۳۱-۱۰-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case در روش سوم (زلزله زاویه دار)



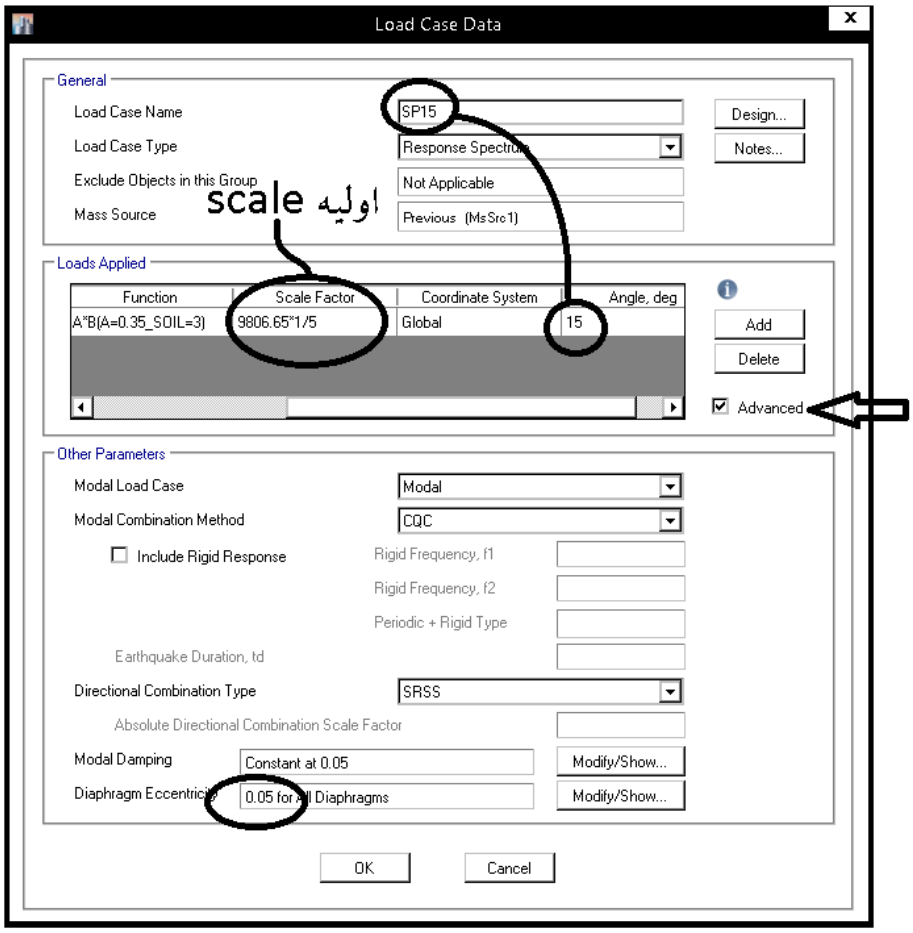
مقدار scale بستگی به Function دارد. اگر برای مثال در قسمتFunction مقدار B وارد شده باشد، در قسمت scale باید مقدار $\frac{AI}{R}g$ وارد شود و یا مثلا اگر در قسمتFunction مقدار $\frac{ABI}{R}$ وارد شده باشد ، باید در قسمت scale مقدار g وارد شود. با توجه به اینکه function در فایلهای آماده به صورت AB تعریف شده است، در شکل فوق در قسمت scale باید مقدار $\frac{I}{R}g$ وارد شود.

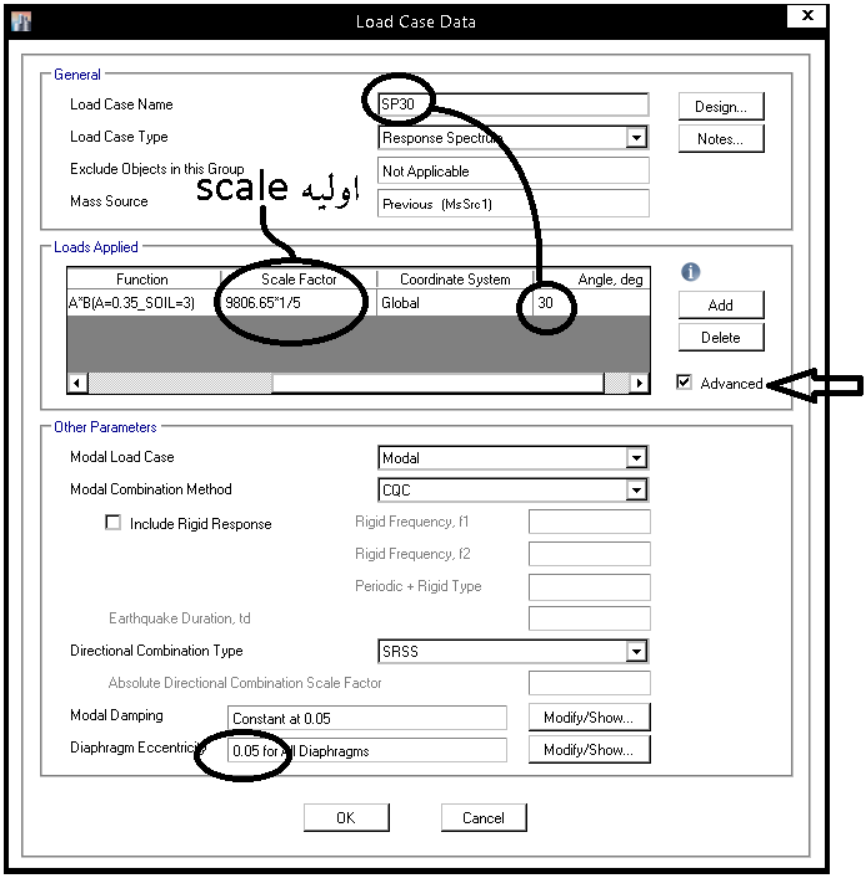
در شکل فوق ضریب زلزله برابر خواهد بود با:

$$C=\frac{ABI}{R}g=(Function)(Scale\ Factor)=(AB)\left(\frac{I}{R}g\right)=(AB)\left(\frac{1}{5}\times 9806\right)$$

- مقدار scale وارد شده در شکل فوق، یک مقدار اولیه بوده و در ادامه طراحی جهت همپایه سازی با برش استاتیکی تغییر خواهد کرد.

به همین ترتیب باید زلزله های زاویه دار در راستاهای مختلف تعریف شوند:





۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

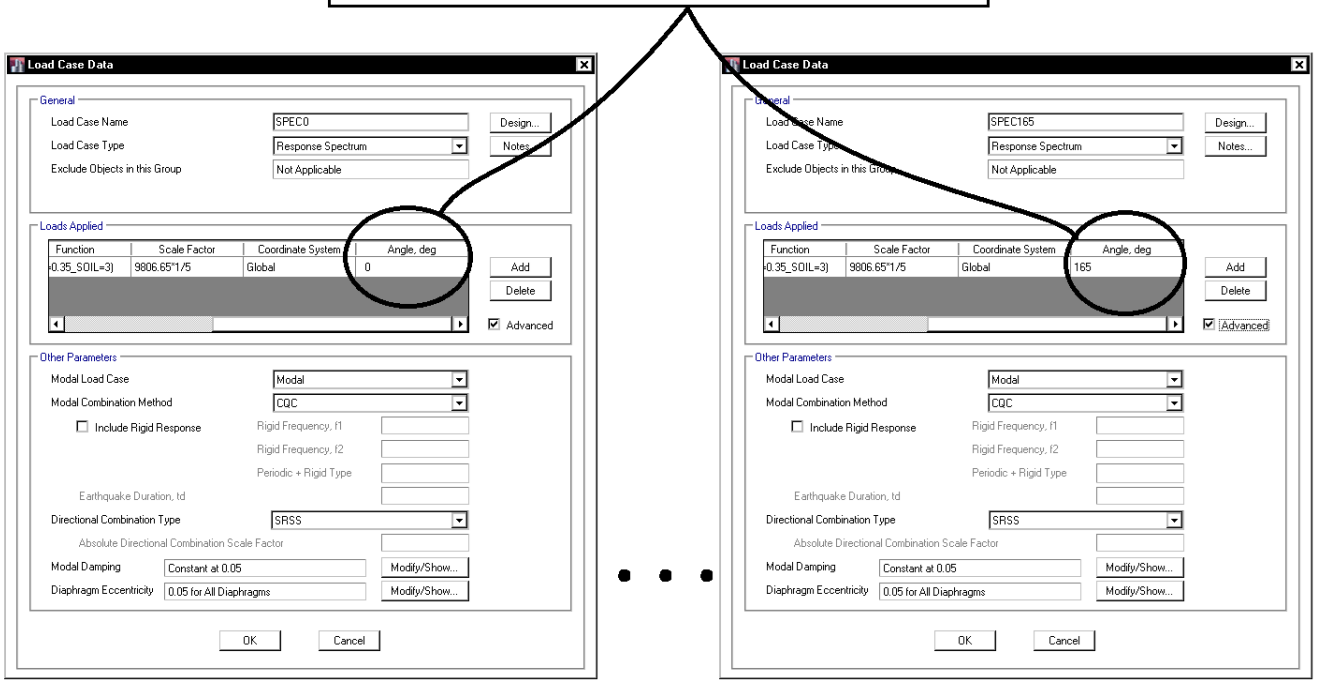
الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

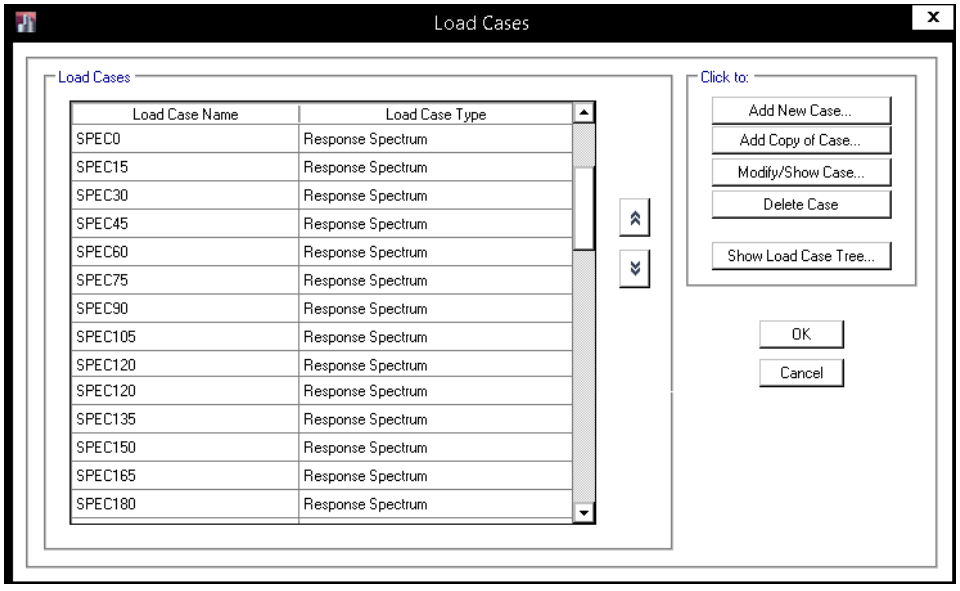
ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون‌مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

در آنالیز دینامیکی امکان اعمال نیروی زلزله در جهت های مختلف امکان پذیر است. بنابراین جهت اقتصادی تر شدن سازه به جای اعمال نیروی زلزله ۳۰ درصد متعامد، نیروی دینامیکی را در جهات مختلف وارد می کنیم (از صفر درجه تا ۱۶۵ درجه):

0, 15, 30, 45, 60, 75, 90, 105, 120, 135, 150, 165





۳۱-۱۰-۲ همپایه کردن در روش سوم (زلزله زاویه دار)

زلزله زوایه دار را به دو صورت می توان همپایه کرد:

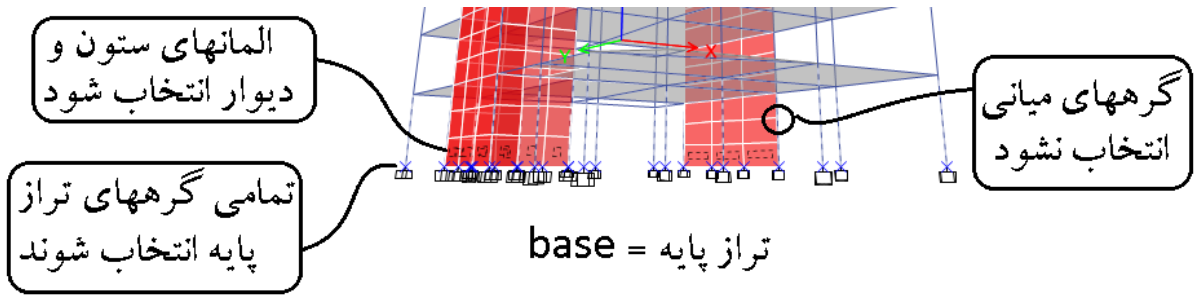
۱- **مولفه** زلزله دینامیکی در راستای مورد نظر (F_1) با زلزله استاتیکی همپایه شود.

۲- **برآیند** زلزله دینامیکی $\left(\sqrt{V_X^2 + V_Y^2}\right)$ با زلزله استاتیکی همپایه شود (غیر قابل قبول)

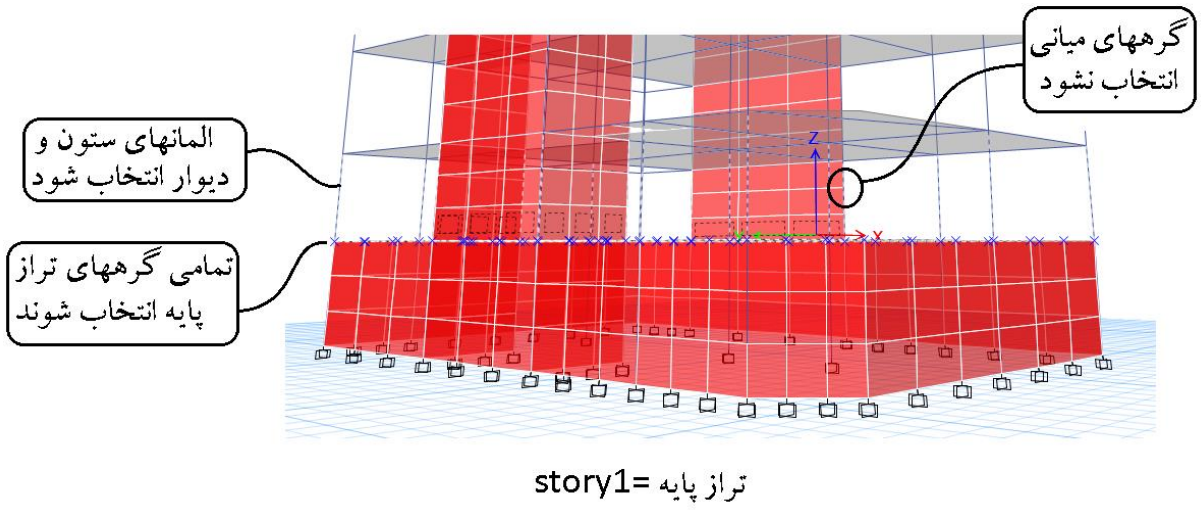
روش اول (بر اساس مولفه) در جهت اطمینان میباشد. برای همپایه سازی بر اساس مولفه می توان، مشابه آنچه در بند۳۱-۹ تشریح شد، با استفاده از Section Cut همپایه سازی را انجام داد.

برای همپایه سازی با مولفه باید مراحل زیر انجام شود:

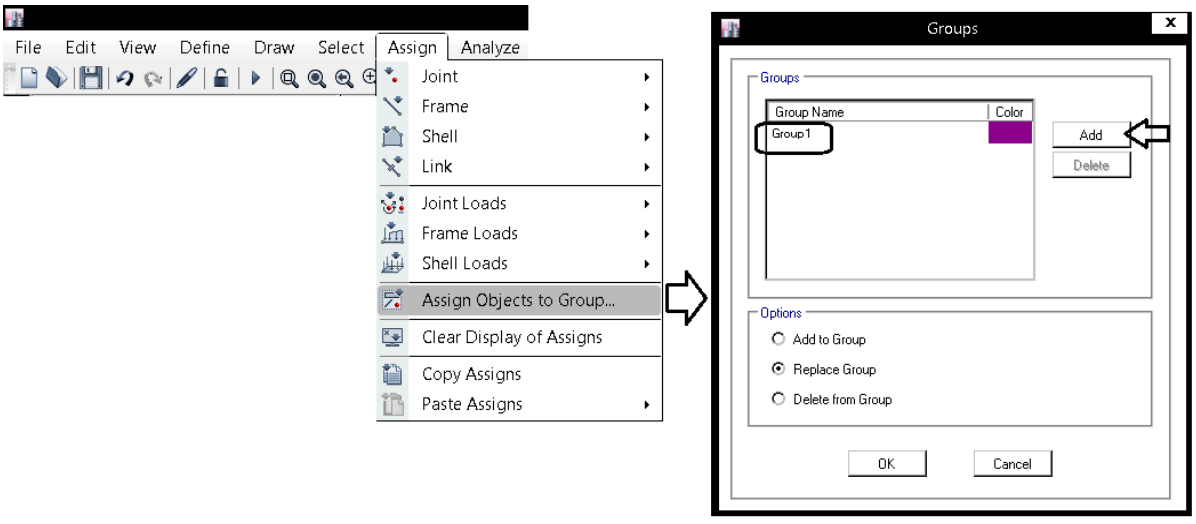
۱- مطابق شکل تمامی ستونها و دیوارهای و نیز گرههای طبقه base (یا هر طبقه ای که مایل به همپایه سازی هستید) را انتخاب کنید:



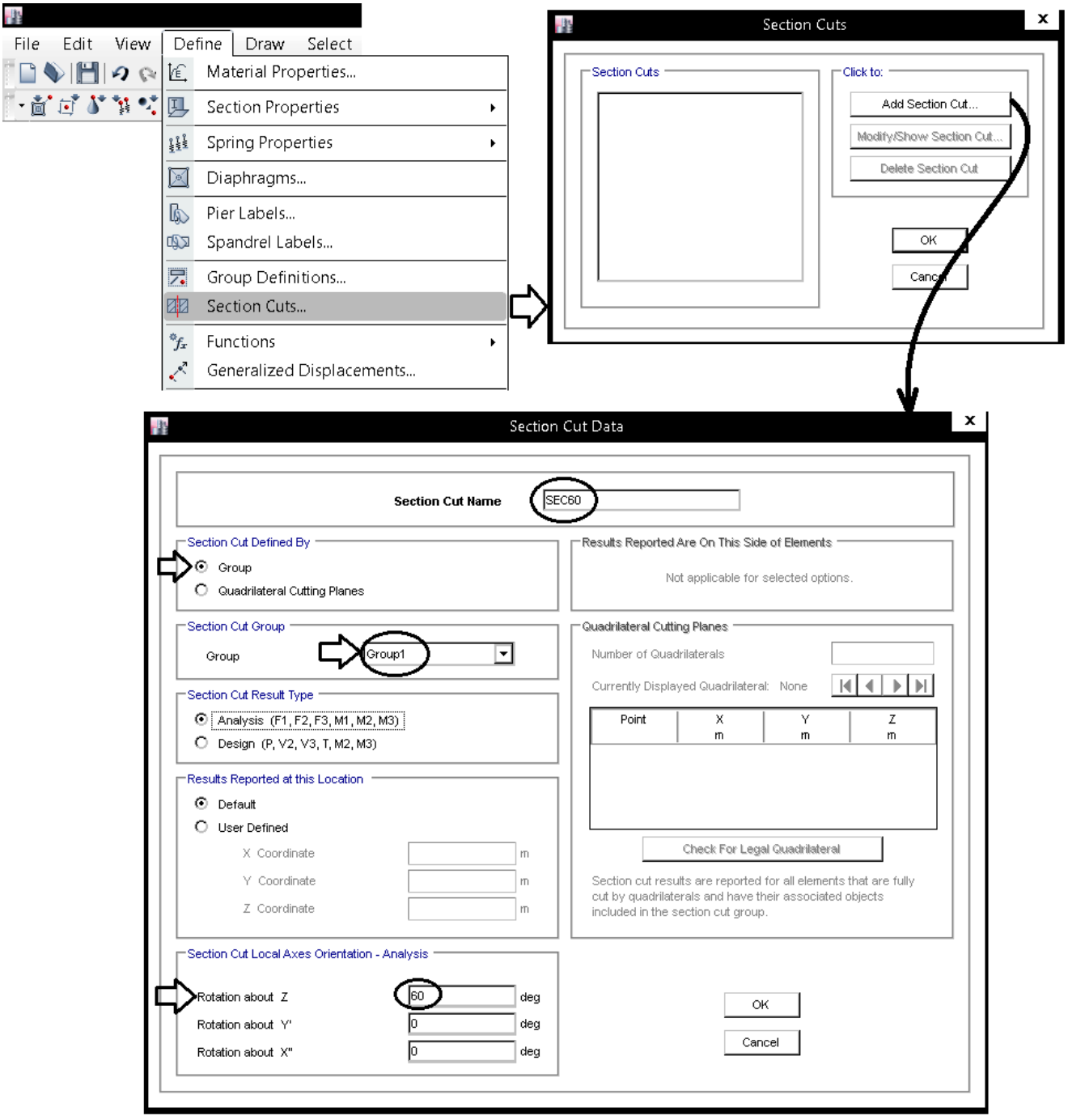
در صورتی که تراز پایه در طبقات بالاتر باشد:

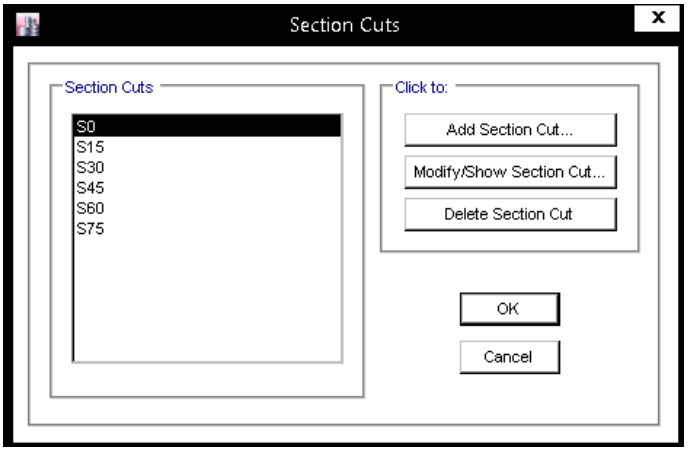


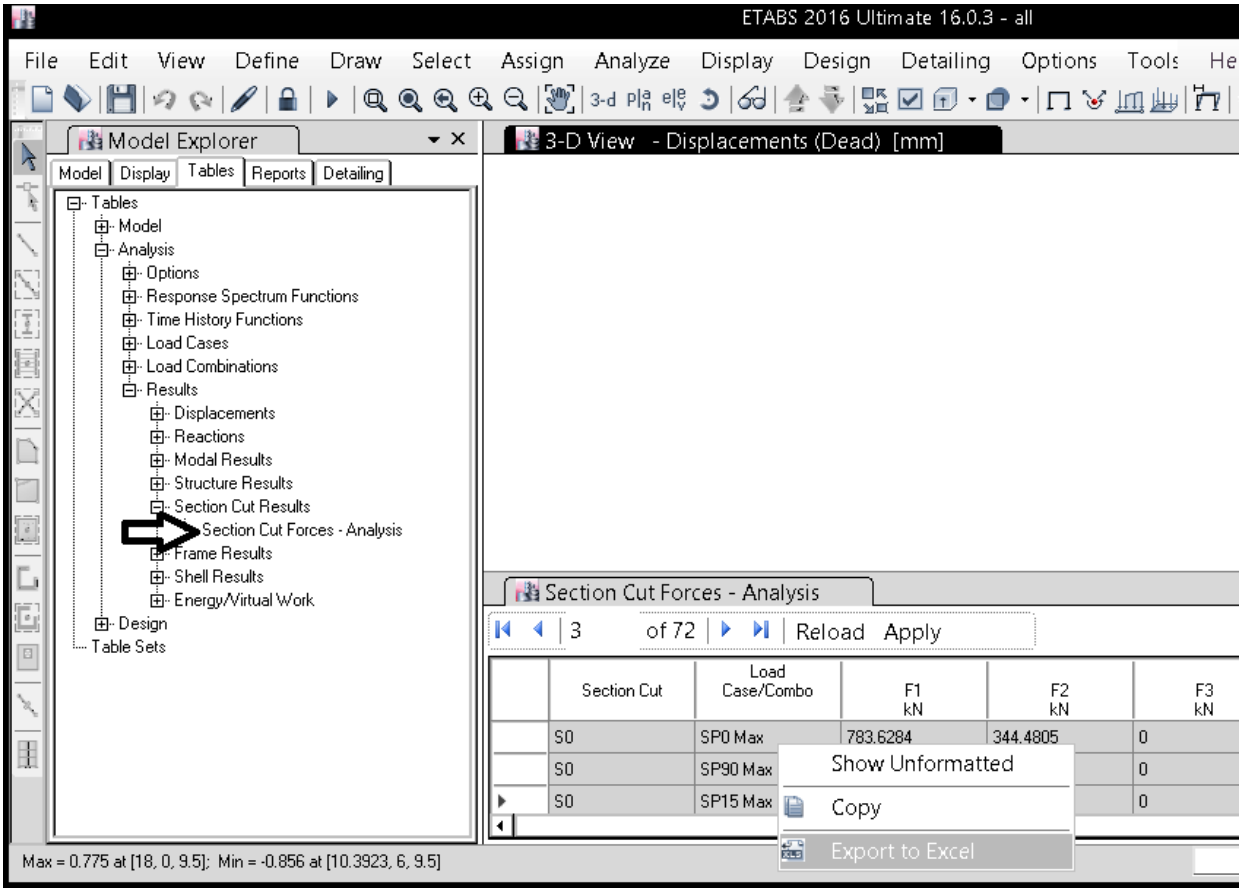
۲- به اعضای انتخاب شده یک نام گروه نسبت دهید:



۳- برای زوایای مختلف (0-15-30-45-60-75) Section Cut تعریف کنید. برای مثال در شکل زیر برای زوایه ۶۰ درجه تعریف شده است:



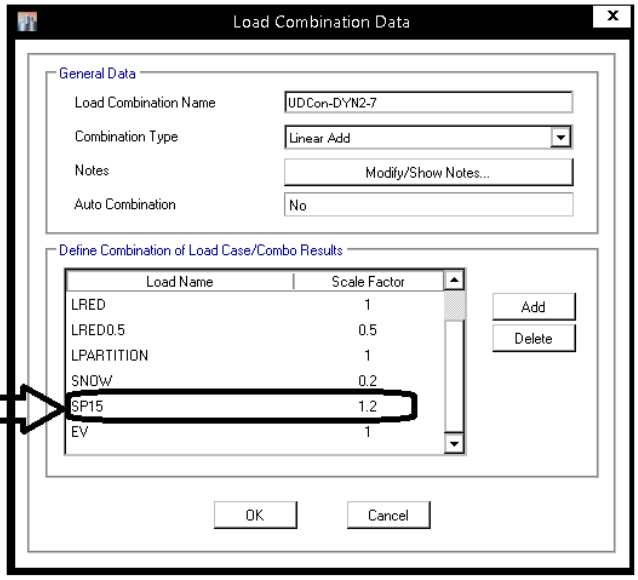




با استفاده از جدول فوق مولفه زلزله ها در راستای مورد نظر بدست می آید و میتوان همپایه سازی را انجام داد.

۳۱-۱۰-۳ ترکیب بارها در روش سوم (روش زاویه دار)

در قسمت ترکیب بارها، زلزله های زاویه دار به صورت تکی ترکیب خواهند شد. شکل زیر نمونه ای از ترکیب بار دینامیکی با زلزله زاویه دار (با فرض $\rho = 1.2$) نشان می دهد:



مجموع ترکیب بارها (در رو ش سوم) برای حالت های مختلف در جداول زیر ارائه شده است:

ACI-318-19 A=0.35 I=1

UDCON-DYN3-1	1.4D
UDCON-DYN3-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S
UDCON-DYN3-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF
UDCON-DYN3-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6S
UDCON-DYN3-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF
UDCON-DYN3-6	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP0+EV
UDCON-DYN3-7	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP15+EV
UDCON-DYN3-8	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP30+EV
UDCON-DYN3-9	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP45+EV
UDCON-DYN3-10	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP60+EV
UDCON-DYN3-11	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP75+EV
UDCON-DYN3-12	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP90+EV
UDCON-DYN3-13	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP105+EV
UDCON-DYN3-14	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP120+EV
UDCON-DYN3-15	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP135+EV
UDCON-DYN3-16	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP150+EV
UDCON-DYN3-17	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP165+EV
UDCON-DYN3-18	0.69D + $\rho \times$ SP0-EV
UDCON-DYN3-19	0.69D + $\rho \times$ SP15-EV
UDCON-DYN3-20	0.69D + $\rho \times$ SP30-EV
UDCON-DYN3-21	0.69D + $\rho \times$ SP45-EV
UDCON-DYN3-22	0.69D + $\rho \times$ SP60-EV
UDCON-DYN3-23	0.69D + $\rho \times$ SP75-EV
UDCON-DYN3-24	0.69D + $\rho \times$ SP90-EV
UDCON-DYN3-25	0.69D + $\rho \times$ SP105-EV
UDCON-DYN3-26	0.69D + $\rho \times$ SP120-EV
UDCON-DYN3-27	0.69D + $\rho \times$ SP135-EV
UDCON-DYN3-28	0.69D + $\rho \times$ SP150-EV
UDCON-DYN3-29	0.69D + $\rho \times$ SP165-EV

ACI-318-19 A<0.35 I=1

UDCON-DYN3-1	1.4D
UDCON-DYN3-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S
UDCON-DYN3-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF
UDCON-DYN3-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6S
UDCON-DYN3-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF
UDCON-DYN3-6	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP0+EV
UDCON-DYN3-7	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP15+EV
UDCON-DYN3-8	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP30+EV
UDCON-DYN3-9	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP45+EV
UDCON-DYN3-10	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP60+EV
UDCON-DYN3-11	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP75+EV
UDCON-DYN3-12	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP90+EV
UDCON-DYN3-13	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP105+EV
UDCON-DYN3-14	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP120+EV
UDCON-DYN3-15	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP135+EV
UDCON-DYN3-16	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP150+EV
UDCON-DYN3-17	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ SP165+EV
UDCON-DYN3-18	0.9D + $\rho \times$ SP0-EV
UDCON-DYN3-19	0.9D + $\rho \times$ SP15-EV
UDCON-DYN3-20	0.9D + $\rho \times$ SP30-EV
UDCON-DYN3-21	0.9D + $\rho \times$ SP45-EV
UDCON-DYN3-22	0.9D + $\rho \times$ SP60-EV
UDCON-DYN3-23	0.9D + $\rho \times$ SP75-EV
UDCON-DYN3-24	0.9D + $\rho \times$ SP90-EV
UDCON-DYN3-25	0.9D + $\rho \times$ SP105-EV
UDCON-DYN3-26	0.9D + $\rho \times$ SP120-EV
UDCON-DYN3-27	0.9D + $\rho \times$ SP135-EV
UDCON-DYN3-28	0.9D + $\rho \times$ SP150-EV
UDCON-DYN3-29	0.9D + $\rho \times$ SP165-EV

AISC-LRFD A=0.35 I=1

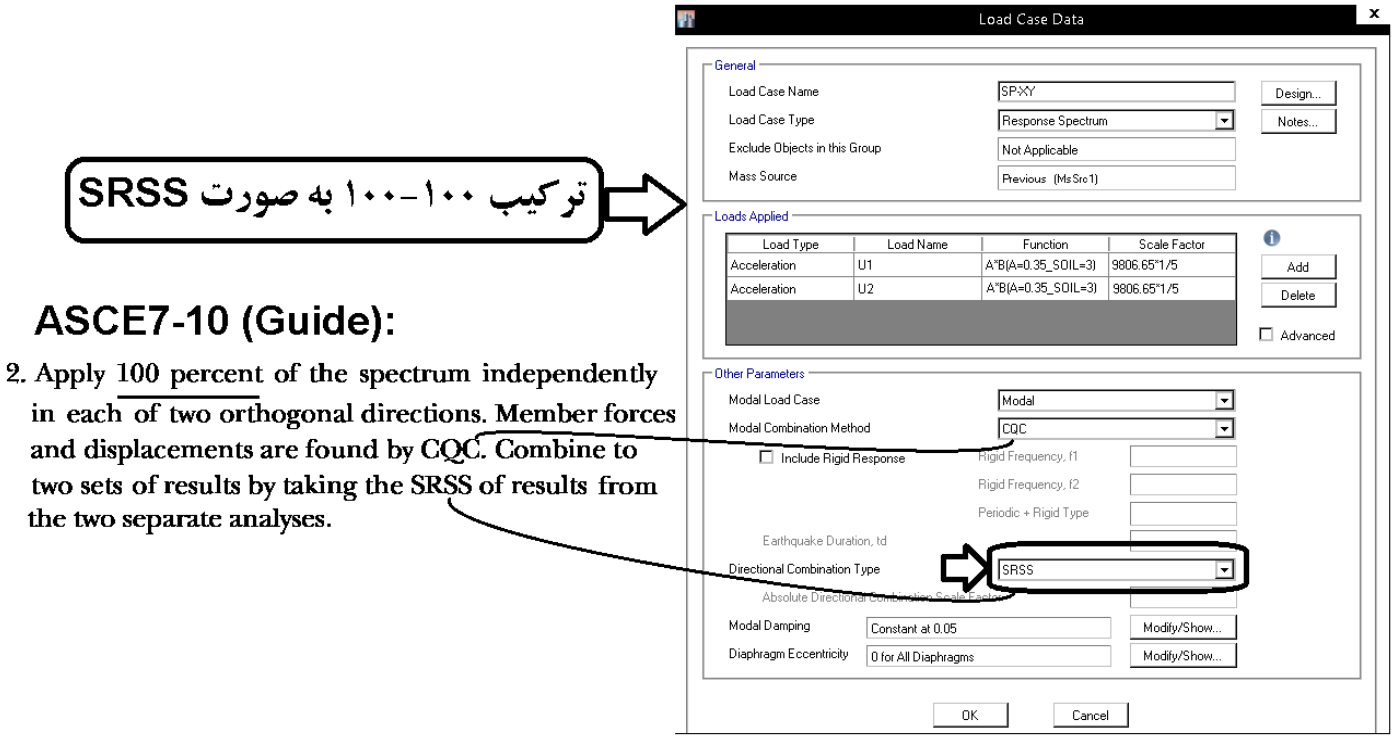
UDStlS-DYN3-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN3-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN3-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN3-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN3-5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NSX
UDStlS-DYN3-6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NSX
UDStlS-DYN3-7	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NSY
UDStlS-DYN3-8	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NSY
UDStlS-DYN3-9	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NLROOFX
UDStlS-DYN3-10	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NLROOFX
UDStlS-DYN3-11	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NLROOFY
UDStlS-DYN3-12	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NLROOFY
UDStlS-DYN3-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NSX
UDStlS-DYN3-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NSX
UDStlS-DYN3-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NSY
UDStlS-DYN3-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NSY
UDStlS-DYN3-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN3-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN3-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN3-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NLROOFY
UDCON-DYN3-21	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP0+EV
UDCON-DYN3-22	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP15+EV
UDCON-DYN3-23	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP30+EV
UDCON-DYN3-24	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP45+EV
UDCON-DYN3-25	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP60+EV
UDCON-DYN3-26	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP75+EV
UDCON-DYN3-27	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP90+EV
UDCON-DYN3-28	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP105+EV
UDCON-DYN3-29	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP120+EV
UDCON-DYN3-30	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP135+EV
UDCON-DYN3-31	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP150+EV
UDCON-DYN3-32	1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP165+EV
UDCON-DYN3-33	0.69D + $\rho\times$ SP0-EV
UDCON-DYN3-34	0.69D + $\rho\times$ SP15-EV
UDCON-DYN3-35	0.69D + $\rho\times$ SP30-EV
UDCON-DYN3-36	0.69D + $\rho\times$ SP45-EV
UDCON-DYN3-37	0.69D + $\rho\times$ SP60-EV
UDCON-DYN3-38	0.69D + $\rho\times$ SP75-EV
UDCON-DYN3-39	0.69D + $\rho\times$ SP90-EV
UDCON-DYN3-40	0.69D + $\rho\times$ SP105-EV
UDCON-DYN3-41	0.69D + $\rho\times$ SP120-EV
UDCON-DYN3-42	0.69D + $\rho\times$ SP135-EV
UDCON-DYN3-43	0.69D + $\rho\times$ SP150-EV
UDCON-DYN3-44	0.69D + $\rho\times$ SP165-EV

AISC-LRFD A<0.35 I=1

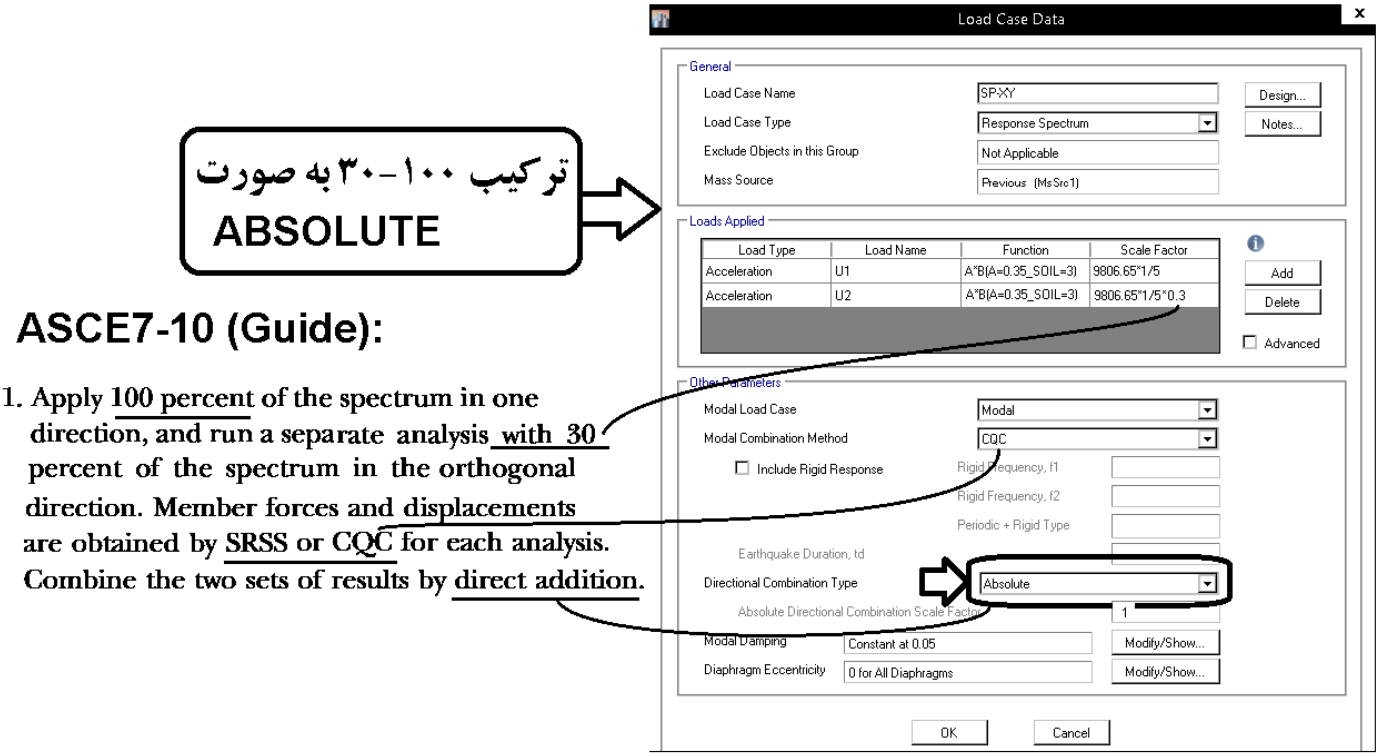
UDStlS-DYN3-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN3-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN3-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN3-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN3-5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NSX
UDStlS-DYN3-6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NSX
UDStlS-DYN3-7	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NSY
UDStlS-DYN3-8	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NSY
UDStlS-DYN3-9	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NLROOFX
UDStlS-DYN3-10	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NLROOFX
UDStlS-DYN3-11	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NLROOFY
UDStlS-DYN3-12	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NLROOFY
UDStlS-DYN3-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NSX
UDStlS-DYN3-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NSX
UDStlS-DYN3-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NSY
UDStlS-DYN3-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NSY
UDStlS-DYN3-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN3-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN3-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN3-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NLROOFY
UDCON-DYN3-21	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP0+EV
UDCON-DYN3-22	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP15+EV
UDCON-DYN3-23	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP30+EV
UDCON-DYN3-24	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP45+EV
UDCON-DYN3-25	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP60+EV
UDCON-DYN3-26	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP75+EV
UDCON-DYN3-27	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP90+EV
UDCON-DYN3-28	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP105+EV
UDCON-DYN3-29	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP120+EV
UDCON-DYN3-30	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP135+EV
UDCON-DYN3-31	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP150+EV
UDCON-DYN3-32	1.2D+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho\times$ SP165+EV
UDCON-DYN3-33	0.9D + $\rho\times$ SP0-EV
UDCON-DYN3-34	0.9D + $\rho\times$ SP15-EV
UDCON-DYN3-35	0.9D + $\rho\times$ SP30-EV
UDCON-DYN3-36	0.9D + $\rho\times$ SP45-EV
UDCON-DYN3-37	0.9D + $\rho\times$ SP60-EV
UDCON-DYN3-38	0.9D + $\rho\times$ SP75-EV
UDCON-DYN3-39	0.9D + $\rho\times$ SP90-EV
UDCON-DYN3-40	0.9D + $\rho\times$ SP105-EV
UDCON-DYN3-41	0.9D + $\rho\times$ SP120-EV
UDCON-DYN3-42	0.9D + $\rho\times$ SP135-EV
UDCON-DYN3-43	0.9D + $\rho\times$ SP150-EV
UDCON-DYN3-44	0.9D + $\rho\times$ SP165-EV

۳۱-۱۱ روش چهارم (SPXY و ترکیب ۱۰۰-۱۰۰)

در روش چهارم می توان از ترکیب 100-100 در "LOAD CASE"، استفاده می شود (مطابق شکل زیر):



اگر مطابق شکل زیر Absolute انتخاب شود قدر مطلق نتایج دو راستا با هم جمع می شوند. در این صورت اجازه داریم جهت ها را به صورت 100-30 جمع ببندیم. این حالت (انتخاب Absolute و ترکیب ۱۰۰-۳۰) همان روش دوم جزوه است که قبلا تشریح شده است.



تصویر زیر برگرفته از ASCE7-10 (تفسیر فصل ۱۲ مربوط به آخرین ویرایش آن) می باشد:

The orthogonal combination procedure in item (a) of Section 12.5.3 combines the effects from 100% of the seismic load applied in one direction with 30% of the seismic load applied in the perpendicular direction. This general approximation—the "30% rule"—was introduced by Rosenblueth and Contreras (1977) based on earlier work by A. S. Veletsos and also N. M. Newmark (cited in Rosenblueth and Contreras 1977), as an alternative to performing the more rational, yet computationally demanding, response history analysis, and is applicable to any elastic structure. Combining effects for seismic loads in each direction, and accidental torsion in accordance with Sections 12.8.4.2 and 12.8.4.3, results in the following 16 load combinations:

- Q_E = +/− Q_{E_X+AT} +/− 0.3Q_{E_Y} where Q_{E_Y} = effect of Y-direction load at the center of mass (Section 12.8.4.2);
- Q_E = +/− Q_{E_X-AT} +/− 0.3Q_{E_Y} where Q_{E_X} = effect of X-direction load at the center of mass (Section 12.8.4.2);
- Q_E = +/− Q_{E_Y+AT} +/− 0.3Q_{E_X} where AT = accidental torsion computed in accordance with Sections 12.8.4.2 and 12.8.4.3; and
- Q_E = +/− Q_{E_Y-AT} +/− 0.3Q_{E_X}.

Though the standard permits combining effects from forces applied independently in any pair of orthogonal directions (to approximate the effects of concurrent loading), accidental torsion need not be considered in the direction that produces the lesser effect, per Section 12.8.4.2. This provision is sometimes disregarded when using a mathematical model for three-dimensional analysis that can automatically include accidental torsion, which then results in 32 load combinations.

The maximum effect of seismic forces, Q_E, from orthogonal load combinations is modified by the redundancy factor, ρ, or the overstrength factor, Ω_0, where required, and the effects of vertical seismic forces, E_v, are considered in accordance with Section 12.4, to obtain the seismic load effect, E.

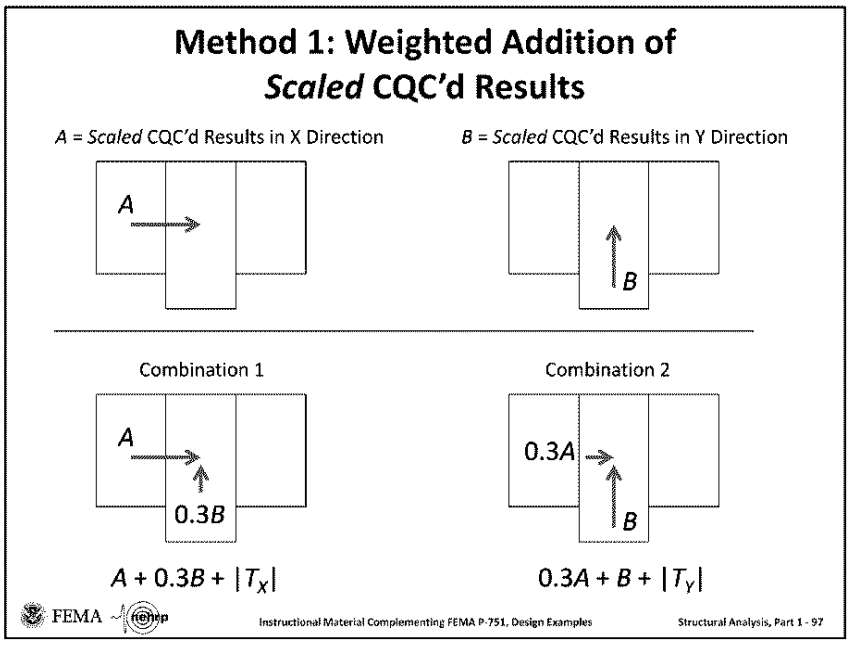
These orthogonal combinations should not be confused with uniaxial modal combination rules, such as the square root of the sum of the squares (SRSS) or complete quadratic combination (CQC) method. In past standards, an acceptable alternative to the above was to use the SRSS method to combine effects of the two orthogonal directions, where each term computed is assigned the sign that resulted in the most conservative result. This method is no longer in common use. Although both approaches described for considering orthogonal effects are approximations, it is important to note that they were developed with consideration of results for a square building.

برخی از محاسبین برای اعمال قائده ۱۰۰-۳۰، مشابه روش چهارم جزوه، زلزله های راستای x وy را به جای اینکه در قسمت ترکیب بارها (load combination) ترکیب نمایند، آنها را در قسمت تعریف load case تعریف می کنند و به زلزله راستای متعامد ضریب 0.3 اعمال می کنند و در قسمت direction combination type نوع ترکیب دو جهت متعامد را SRSS انتخاب می کنند (مشابه شکل اول صفحه قبل). در حالیکه در صورت انتخاب روش SRSS در قسمت direction combination type باید به جای ترکیب ۱۰۰-۳۰ از ترکیب ۱۰۰-۱۰۰ استفاده شود.

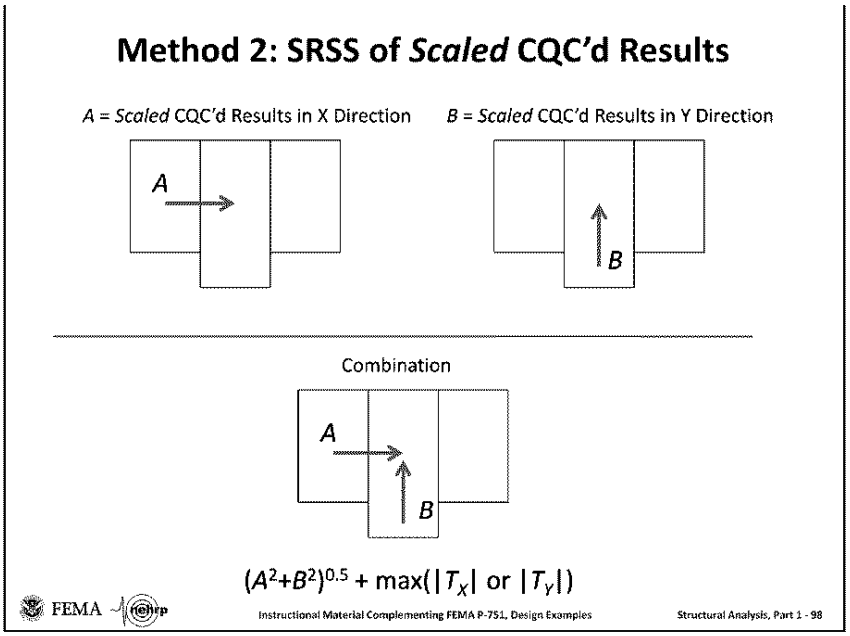
به همین دلیل در این جزوه روش چهارم که مبتنی بر استفاده از روش SRSS در قسمت direction combination type می باشد به صورت صحیح معرفی شده است (با ذکر منبع که در صفحات قبل امده است) تا بر نادرستی استفاده از ۱۰۰-۳۰ (به صورت ترکیب زلزله ها به صورت SRSS در دو راستا) تاکید شود.

شکل زیر بر گرفته از FEMA P-752, Unit 4-1, 2013 می باشد. شکل اول (Method 1) همان روش اول و دوم این جزوه می باشد که در آن زلزله های دو راستا به صورت جبری جمع می شوند.

شکل دوم (Method2) همان روش چهارم در این جزوه می باشد که در آن برای جمع زلزله های راستای X و Y از روش SRSS (روش جذر مجموع مربعات) استفاده شده است.

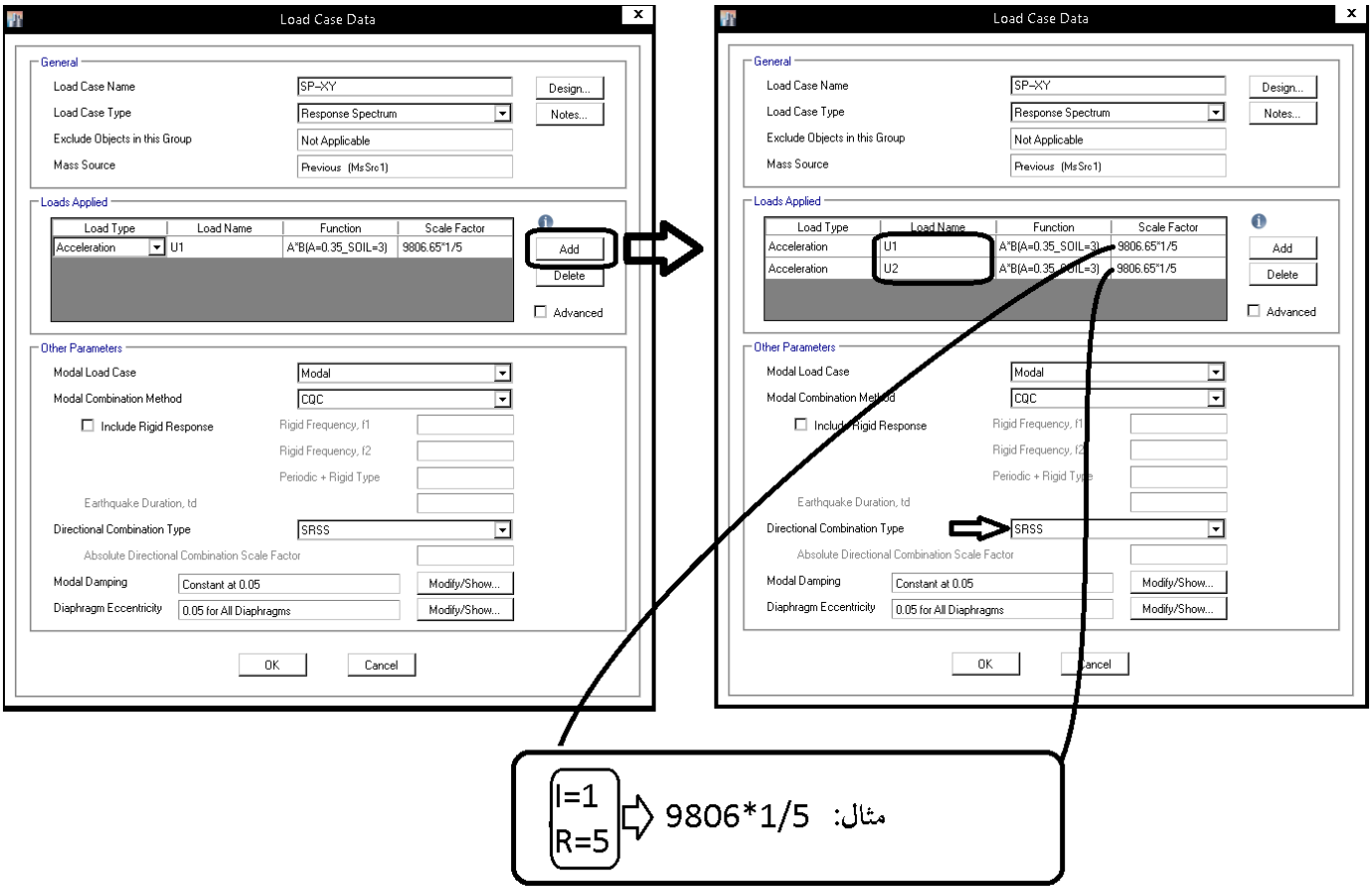


This is one of two approaches to handle orthogonal loading in MRS analysis. The approach shown on the next slide is preferred.



This approach, while not specifically described in ASCE 7, is preferred. This method is somewhat more conservative than the method given on the previous slide because it will provide a uniform resistance for "all possible angles of attack" of the earthquake. Programs like SAP2000 and ETABS can automatically implement this procedure (or the procedure shown on the previous slide).

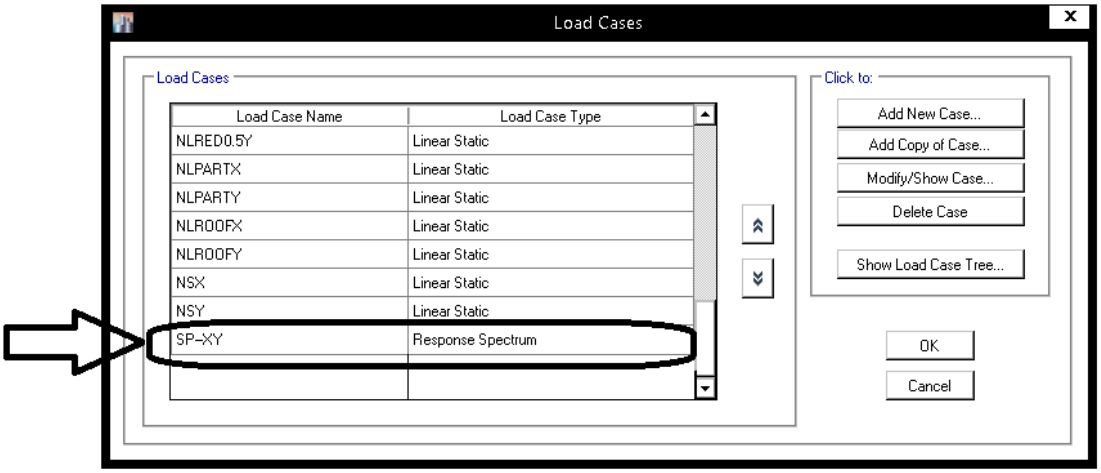
۳۱-۱۱-۱ تعریف زلزله در قسمت Load Case در روش چهارم (SPXY و ترکیب ۱۰۰-۱۰۰)



در شکل فوق ضریب زلزله برابر خواهد بود با:

$$C = \frac{ABI}{R}g = (Function)(Scale\ Factor) = (AB)\left(\frac{I}{R}g\right) = (AB)\left(\frac{1}{5} \times 9806\right)$$

در شکل فوق واحد طول mm انتخاب شده است و مقدار g برابر $9806\,\frac{mm}{sec^2}$ می باشد.



پس از تحلیل اولیه سازه، زلزله های دینامیکی باید با زلزله استاتیکی همپایه شوند:

- فرض: سازه نامنظم می باشد ولی نامنظمی آن از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نیست و بنابراین زلزله دینامیکی با ۹۰ درصد زلزله استاتیکی همپایه خواهد شد.
- فرض: در دو راستای X و Y سیستم ها متفاوت بوده و بنابراین مقادیر زلزله های EX و EY استاتیکی با هم تفاوت دارند.

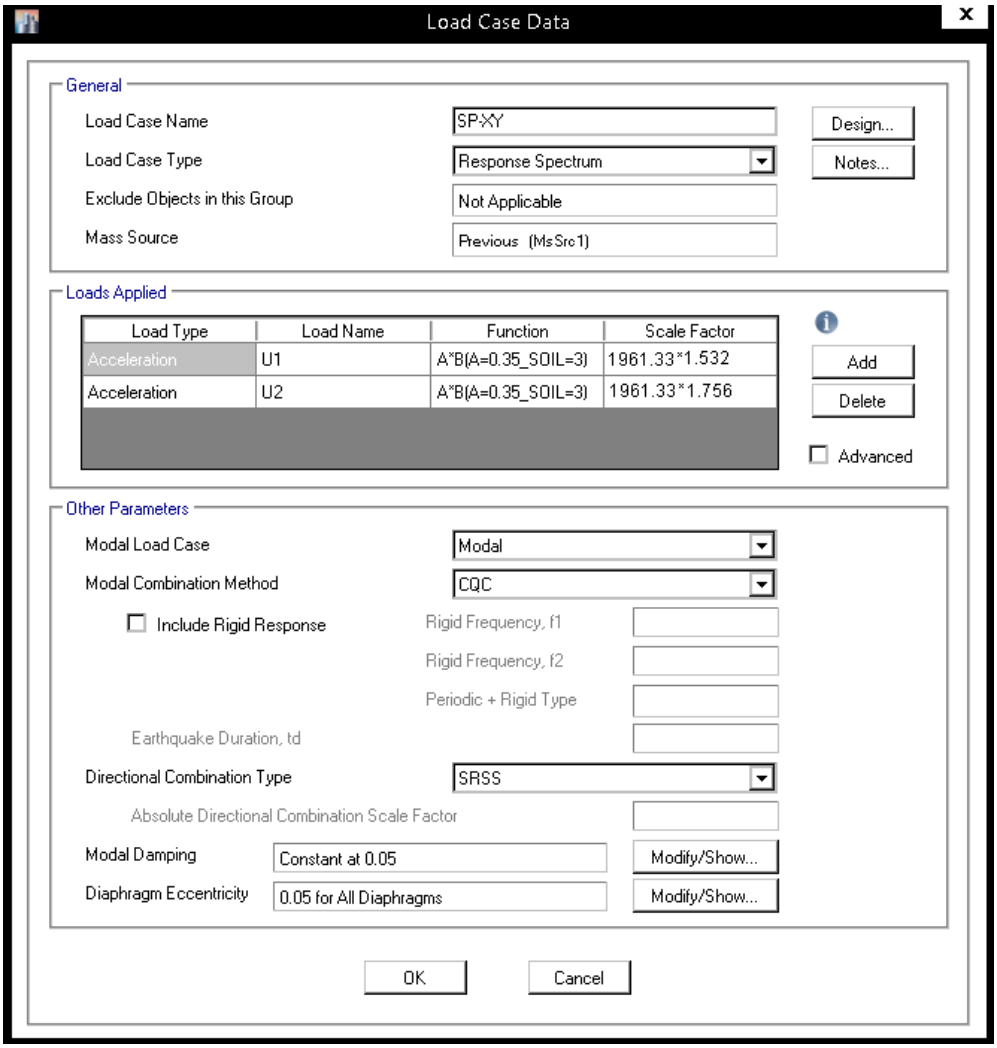
TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	Ey	Bottom	0	0	-870.6604	-4897.5472	11447.5869	16.2849
Story1	EX	Bottom	0	-791.5095	0	4185.4861	-13.3313	-10385.101
Story1	SP-XY Max	Bottom	0	465.0809	446.276	4041.9846	5536.8163	5734.3896

برای همپایه کردن در روش چهارم از مولفه های زلزله (به جای برآیند) استفاده خواهد شد:

$$\frac{791.5095}{465.0809} \times 0.9 = 1.532$$

$$\frac{870.6604}{446.276} \times 0.9 = 1.756$$

پس از مشخص شدن ضریب افزایشی، باید زلزله دینامیکی به شرح زیر اصلاح شود:



۳۱-۱۱-۲ ترکیب بارها در روش چهارم (SPXY و ترکیب ۱۰۰-۱۰۰)

ACI-318-19 A=0.35 I=1

UDCON-DYN1-1	1.4D
UDCON-DYN1-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S
UDCON-DYN1-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF
UDCON-DYN1-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6S
UDCON-DYN1-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF
UDCON-DYN1-6	1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SP-XY)+EV
UDCON-DYN1-7	0.69D + $\rho \times$ (SP-XY)-EV

ACI-318-19 A<0.35 I=1

UDCON-DYN1-1	1.4D
UDCON-DYN1-2	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S
UDCON-DYN1-3	1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF
UDCON-DYN1-4	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6S
UDCON-DYN1-5	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF
UDCON-DYN1-6	1.2D+L+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SP-XY)+EV
UDCON-DYN1-7	0.9D + $\rho \times$ (SP-XY)-EV

AISC-LRFD A=0.35 I=1

UDStlS-DYN1-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN1-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN1-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN1-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN1-5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NSX
UDStlS-DYN1-6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NSX
UDStlS-DYN1-7	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NSY
UDStlS-DYN1-8	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NSY
UDStlS-DYN1-9	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NLROOFX
UDStlS-DYN1-10	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NLROOFX
UDStlS-DYN1-11	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NLROOFY
UDStlS-DYN1-12	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NLROOFY
UDStlS-DYN1-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NSX
UDStlS-DYN1-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NSX
UDStlS-DYN1-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NSY
UDStlS-DYN1-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NSY
UDStlS-DYN1-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-21	1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SP-XY)+EV
UDStlS-DYN1-22	0.69D+0.69SD + $\rho \times$ (SP-XY)-EV

AISC-LRFD A<0.35 I=1

UDStlS-DYN1-1	1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX
UDStlS-DYN1-2	1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX
UDStlS-DYN1-3	1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY
UDStlS-DYN1-4	1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY
UDStlS-DYN1-5	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NSX
UDStlS-DYN1-6	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NSX
UDStlS-DYN1-7	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NSY
UDStlS-DYN1-8	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5S-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NSY
UDStlS-DYN1-9	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+0.5NLROOFX
UDStlS-DYN1-10	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-0.5NLROOFX
UDStlS-DYN1-11	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+0.5NLROOFY
UDStlS-DYN1-12	1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+0.5LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-0.5NLROOFY
UDStlS-DYN1-13	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NSX
UDStlS-DYN1-14	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NSX
UDStlS-DYN1-15	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NSY
UDStlS-DYN1-16	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NSY
UDStlS-DYN1-17	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-18	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-1.6NLROOFX
UDStlS-DYN1-19	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-20	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-1.6NLROOFY
UDStlS-DYN1-21	1.2D+1.2SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+0.2SNOW+ $\rho \times$ (SP-XY)+EV
UDStlS-DYN1-22	0.9D+0.9SD + $\rho \times$ (SP-XY)-EV

۱۲-۳۱ کنترل دریفت تحت زلزله دینامیکی طیفی

در سازه های منظم اجازه داریم، برش پایه را با ۸۵ درصد برشی پایه استاتیکی همپایه کنیم.
بنابراین در این سازه ها اگر دریفت را تحت اثر زلزله دینامیکی بخوانیم، مقدار آن احتمالا کمتر از مقادیر دریفت مربوط به زلزله استاتیکی خواهد بود و در صورت کنترل دریفت با زلزله دینامیکی (۱۵ درصد کاهش یافته) نتایج بهتری حاصل خواهد شد.

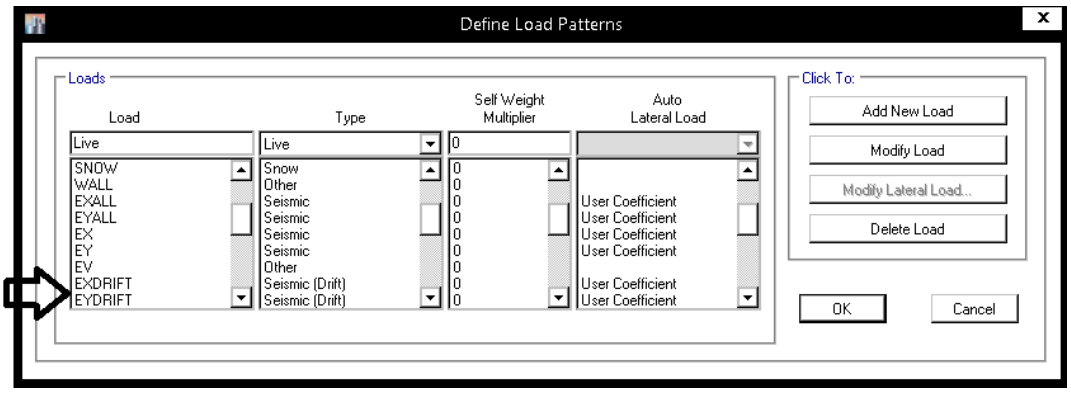
استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۴-۱-۳ ترکیب اثر مدها

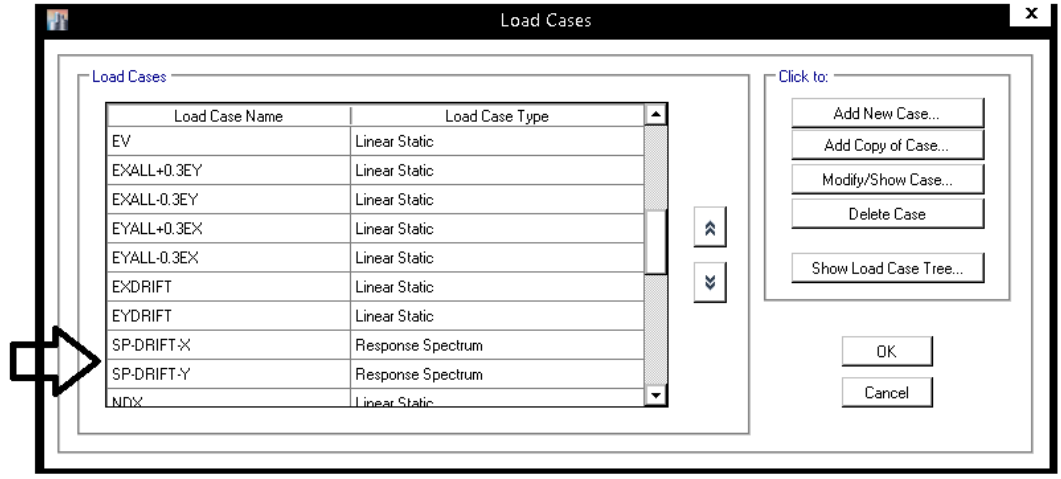
حداکثر بازتاب‌های دینامیکی سازه در هر مود، از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروهای طبقات، برش‌های طبقات و عکس‌العمل پایه‌ها باید با استفاده از روش‌های آماری شناخته‌شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل ترکیب گردد. در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در ساختمان‌هایی که پیچش در آنها حائز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگیرندهٔ اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می‌توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

مراحل کنترل دریفت بر اساس نتایج آنالیز دینامیکی طیفی:

a- ابتدا مطابق مراحل توضیح داده شده در بند ۲۶ و یا ۲۶-۲ زلزله های استاتیکی دریفت را تعریف کنید:

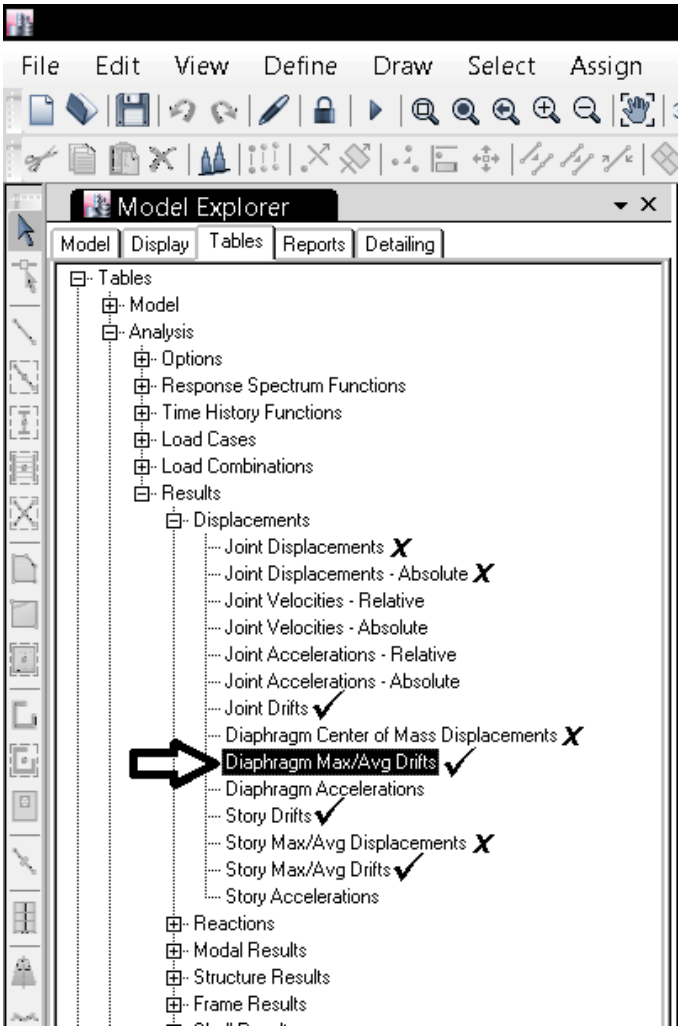


b- در قسمت load case زلزله دینامیکی دریفت را با scale اولیه تعریف کنید:



c- برش پایه مربوط به زلزله های دینامیکی را با 0.85، یا 0.9 و یا 1 برابر زلزله استاتیکی (بسته به نامنظمی سازه) همپایه کنید.

d- پس از همپایه سازی برش پایه دینامیکی، مقدار دریفت را باید بر اساس گزینه شکل زیر و بر اساس SP-DRIFT بخوانید.



- نکته مهم: برای استخراج جابجایی بر اساس زلزله دینامیکی تنها از گزینه هایی که مستقیما مقدار دریفت را ارائه می کنند باید استفاده شوند (گزینه هایی که با علامت ✓ مشخص شده اند). اگر جابجایی طبقات را بر اساس یکی از گزینه هایی که با علامت ✗ مشخص شده اند خوانده شود و سپس جابجایی نسبی طبقات محاسبه شود، نتایج نادرستی حاصل می شود (چرا؟!):

Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10 (2010):

Computation of Story Displacements and Story Drift

The next step in the analysis is to determine the displacements in each mode. These displacements are computed as follows:

$$U_i = \Gamma_i S_{di} \phi_i \qquad \text{(Eq. G20-5)}$$

The displacements are then combined using the square root of the sum of the squares (SRSS) to determine the total displacements at each story. However, story drifts should not be determined from the SRSS of the story displacements. Instead, the drifts should be determined for each mode, and then these story drifts are combined using SRSS. The calculations for story displacement and story drift are provided in **Table G20-4**.

Table G20-4 Elastic Displacements and Story Drifts

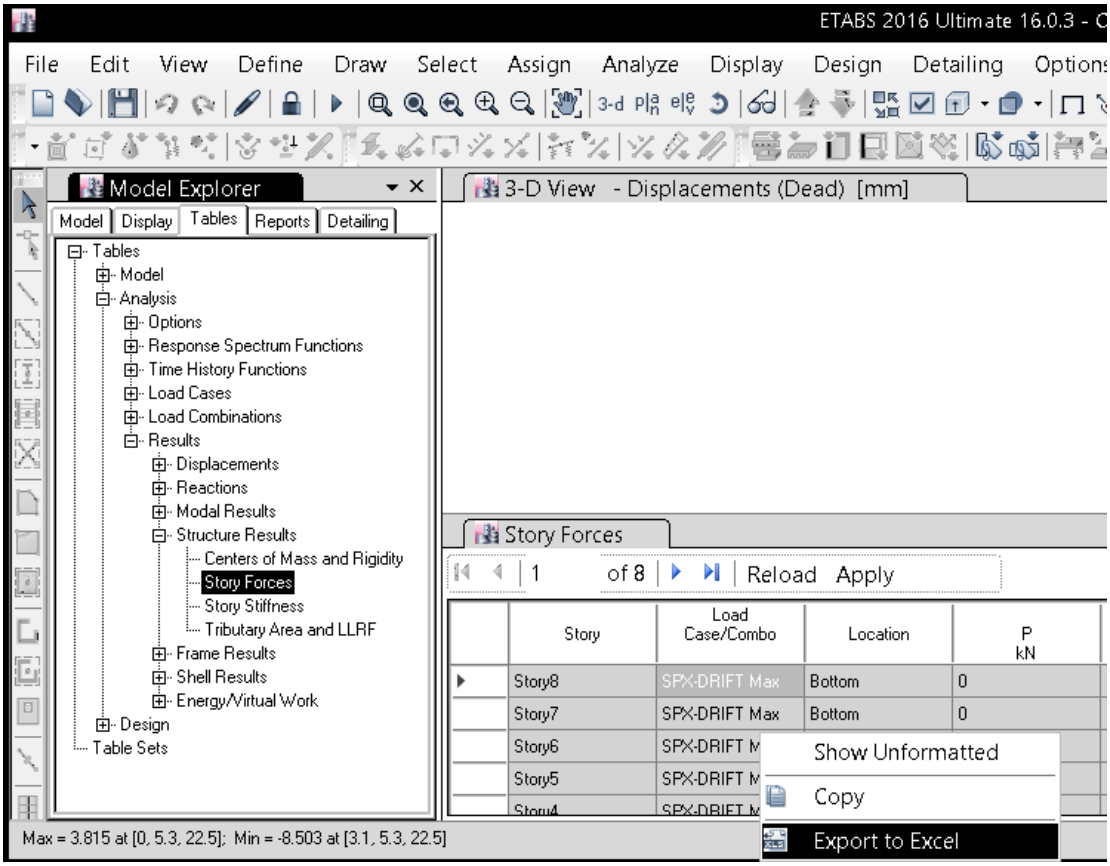
	Elastic Story Displacements (in.)				*Elastic Interstory Drifts (in.)*			
Story	*Mode 1*	*Mode 2*	*Mode 3*	*SRSS*	*Mode 1*	*Mode 2*	*Mode 3*	*SRSS*
6	5.680	−1.531	0.314	5.891	1.113	−1.173	0.530	1.702
5	4.566	−0.357	−0.217	4.585	1.071	−0.817	0.115	1.352
4	3.496	0.460	−0.331	3.541	0.975	−0.228	−0.312	1.049
3	2.520	0.688	−0.019	2.613	1.023	0.059	−0.283	1.063
2	1.498	0.628	0.264	1.646	0.753	0.268	0.053	0.801
1	0.745	0.360	0.212	0.854	0.745	0.359	0.212	0.854

۳۱-۱۲-۱ کنترل دریفت با زلزله استاتیکی معادل (User loads)

- برخی از طراحان به نتایج دریفت حاصل از زلزله دینامیکی اعتماد ندارند. به خصوص در ETABS9 که بیشتر خروجی ها به صورت displacement می باشد (به جای drift) ترجیح می دهند مستقیما از زلزله دینامیکی استفاده نکنند و به جای استخراج مستقیم تغییرمکان ها از زلزله دینامیکی، از زلزله استاتیکی معادل استفاده میکنند.
- در این روش معادلسازی برش زلزله هر طبقه تحت زلزله دینامیکی (طیفی) استخراج شده و نیروی زلزله استاتیکی معادل آن ساخته می شود.
- از نظر اینجانب این روش معادلسازی جهت استخراج تغییرمکانها تقریبی بوده و صحیح نمی باشد و توصیه می شود از این روش جهت کنترل دریفت استفاده نشود. و در این قسمت تنها جهت آشنایی مهندسین با این روش مراحل آن تشریح می شود.

مراحل ساخت زلزله استاتیکی معادل با زلزله دینامیکی (طیفی) جهت محاسبه دریفت و درز انقطاع (این روش توصیه نمی شود)

گام ۱: ابتدا نیروی طبقات مربوط به زلزله دینامیکی (SpecX-Drift) را استخراج کنید:



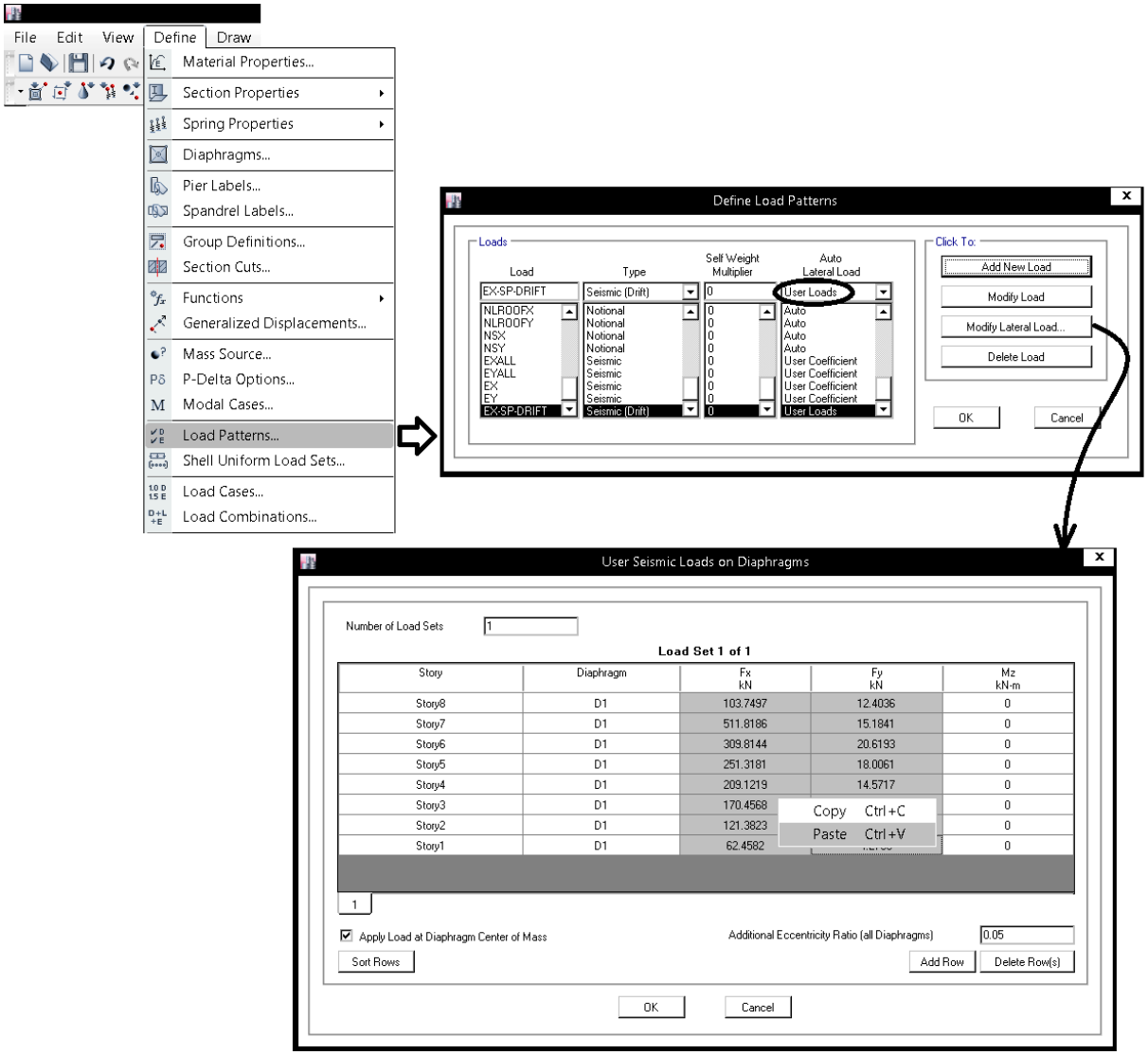
شکل زیر نتایج ارسال شده را به EXCELL نشان می دهد. نیروی وارد بر هر طبقه از تفاضل برش طبقات بدست می آید:

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	TABLE: Story Forces											
2	Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY			
3				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m			
4	Story8	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	103.7497	12.4036	1049.9514	37.4368	313.1028	103.7497	12.4036	
5	Story7	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	615.5683	27.5877	6033.6296	101.1348	2399.2925	511.8186	15.1841	
6	Story6	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	925.3827	48.207	9007.9932	247.739	5543.7209	309.8144	20.6193	
7	Story5	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	1176.7008	66.2131	11436.03	470.2716	9523.1871	251.3181	18.0061	
8	Story4	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	1385.8227	80.7848	13468.423	744.8845	14197.4893	209.1219	14.5717	
9	Story3	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	1556.2795	92.1414	15121.0534	1060.1833	19434.9887	=E9-E8	11.3566	
10	Story2	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	1677.6618	98.6141	16330.4396	1336.8303	24038.4387	121.3823	6.4727	
11	Story1	SPX-DRIFT Max	Bottom	0	1740.12	102.89	16997.443	1659.8919	29439.3099	62.4582	4.2759	
12												
13												
14												
15												
16												

برش طبقه

نیروی وارد بر طبقه

گام ۲: نیروهای استخراج شده را به صورت زلزله استاتیکی از نوع User Loads تعریف نمایید:



پس از تعریف زلزله استاتیکی معادل با زلزله دینامیکی می توان دریفت طبقات را تحت این زلزله استخراج نمود.

- دقت نمایید که زلزله تعریف شده (EX-SP-DRIFT) تنها معادل برش وارد بر طبقات می باشد و نمی تواند به صورت واقعی زلزله دینامیکی را نمایندگی کند بلکه عملا یک نوع تقریب می باشد. بنابراین توصیه اکید می شود برای کنترل دریفت و یا سایر موارد طراحی مستقیما از نتایج خروجی زلزله دینامیکی استفاده شود (که در صفحات قبل توضیح داده شده).

- تنها در مواردی که در خاک UPLIFT داریم نرم افزار SAFE با بارهای دینامیکی مشکل دارد. بنابراین در صورتی که کاربر بخواهد طراحی پی و کنترل خاک را با نتایج زلزله دینامیکی انجام دهد، به جای ارسال نتایج دینامیکی بهتر است معادل آن را به صورت User Loads تعریف کرد و آنها را به SAFE ارسال نماید:

For foundation analysis and design, nonlinear uplift cases may not be converted from spectrum combinations because response-spectrum analysis is a linear formulation. As an alternative, spectrum story forces may be applied within ETABS manually as a lateral load case, then response may be exported to SAFE for foundation design (CSI- Knowledge Base**).**

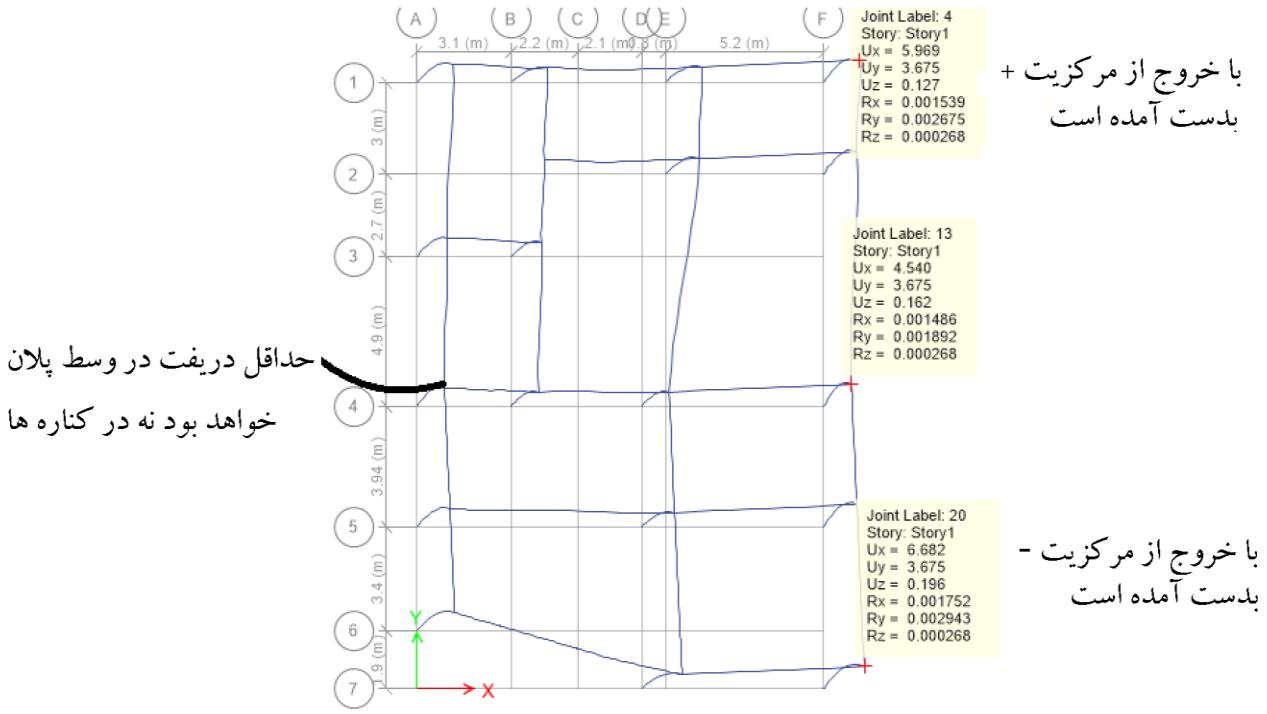
۱۳-۳۱ کنترل نامنظمی پیچشی تحت زلزله دینامیکی طیفی

سوال: در سازه هایی که بر اساس آنالیز دینامیکی تحلیل و طراحی می شوند، نامنظمی پیچشی را با کدام زلزله کنترل کنیم؟ زلزله استاتیکی یا دینامیکی؟

پاسخ: بهتر است با استاتیکی کنترل نمایید.

علت: ETABS قادر نیست مقدار $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ را تحت زلزله دینامیکی صحیح محاسبه نمی کند. روش صحیح به این صورت است که ابتدا برای هر مود مقدار $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ محاسبه شود و سپس این مقادیر با هم ترکیب شوند. در حالیکه ETABS ابتدا دریفت هر نقطه را برای مد های مختلف محاسبه می کند و پس از ترکیب دریفت ها و یافتن مقدار دریفت هر نقطه مقدار $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ طبقه را محاسبه می کند

به شکل زیر توجه کنید. با وجود اینکه سقف دیافراگم شده است، تغییرمکانهای نشان داده شده تحت Spec-X غیر یکنواخت است.



علت: در تحلیل طیفی خروجی جابجایی ها و دریفت ها نشان دهنده ماکزیمم جابجایی "احتمالی" می باشد. مثلا در شکل فوق در گوشه پایین جابجایی در راستای x برابر 6.682 mm می باشد. جابجایی واقعی ممکن است مابین 6.682 mm+ تا 6.682 mm- تغییر کند. ایتبس در هر نقطه بیشترین جابجایی ممکن را گزارش می کند که این جابجایی ها "همزمان" اتفاق نمی افتند.

حال اگر ما بر اساس این نتایج "نسبت" جابجایی دو نقطه متفاوت را یعنی max/ave در پلان را بدست آوریم اعداد بدست آمده غیر واقعی بوده و غیر قابل استناد خواهد بود.

در شکل فوق یک load case با خروج از مرکزیت تصادفی زیاد (۲۰٪) تعریف شده است تا خطای محاسبه بهتر نشان داده شود. می دانیم که در تعریف زلزله طیفی تنها کافی است که یک مقدار + برای خروج از مرکزیت تعریف شود و مقدار منفی را خود ایتبس در محاسبات منظور میکند.

در شکل فوق جابجایی ها مربوط به طبقه اول است و جابجایی ها برابر جابجایی نسبی طبقات است.

با توجه به شکل اگر بخواهیم مقدار دریفت میانگین (ave) را حساب کنیم باید به صورت زیر عمل شود:

$$\text{ave} = \frac{\max + \min}{2} = \frac{6.682 + 4.54}{2} = 5.611 \quad \rightarrow \quad \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{min}} = \frac{6.682}{5.611} = 1.19$$

در رابطه فوق ایتبس مقدار min را برابر دریفت وسط طبقه منظور می کند! چون حداقل در وسط اتفاق افتاده است. در حالیکه وقتی دیافراگم صلب باشد حداقل و حداکثر در لبه ها اتفاق می افتد (دلیلی بر خطای نتایج آنالیز دینامیکی در تعیین نامنظمی پیچشی).

نتیجه: در ETABS در تمامی سازه ها (حتی آنهایی که با آنالیز دینامیکی طراحی می شوند) کنترل نامنظمی پیچشی بهتر است تحت زلزله استاتیکی انجام شود نه طیفی.

- البته اگر مایل باشید می توانید جابجایی تک تک مدها را استخراج کرده و نسبت max/ave انها را بدست آورده و بعد انها را با هم ترکیب نمایید که کاری زمانبر می باشد. توضیحات بیشتر در مورد کنترل صحیح نامنظمی پیچشی بر اساس نتایج آنالیز مودال در مرجع زیرآمده است:

https://wiki.csiamerica.com/pages/viewpage.action?pageId=4554971

۳۲ طراحی سقف کامپوزیت

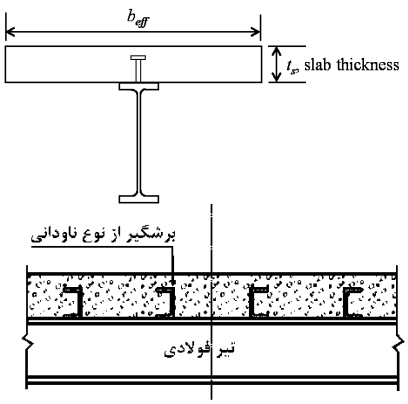
۳۲-۱ سقف مختلط

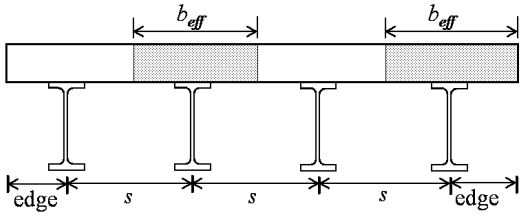
به شکل زیر توجه کنید. تیرچه های لانه زنبوری با فواصل حدود یک متر از هم قرار دارند و بر روی آنها برشگیر از نوع ناودانی متصل شده است. یک شبکه میلگرد متعامد نیز بر روی آنها قرار گرفته است.

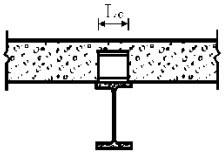


شکل زیر نیز نمای زیر سقف را پس از بتن ریزی نشان می دهد:

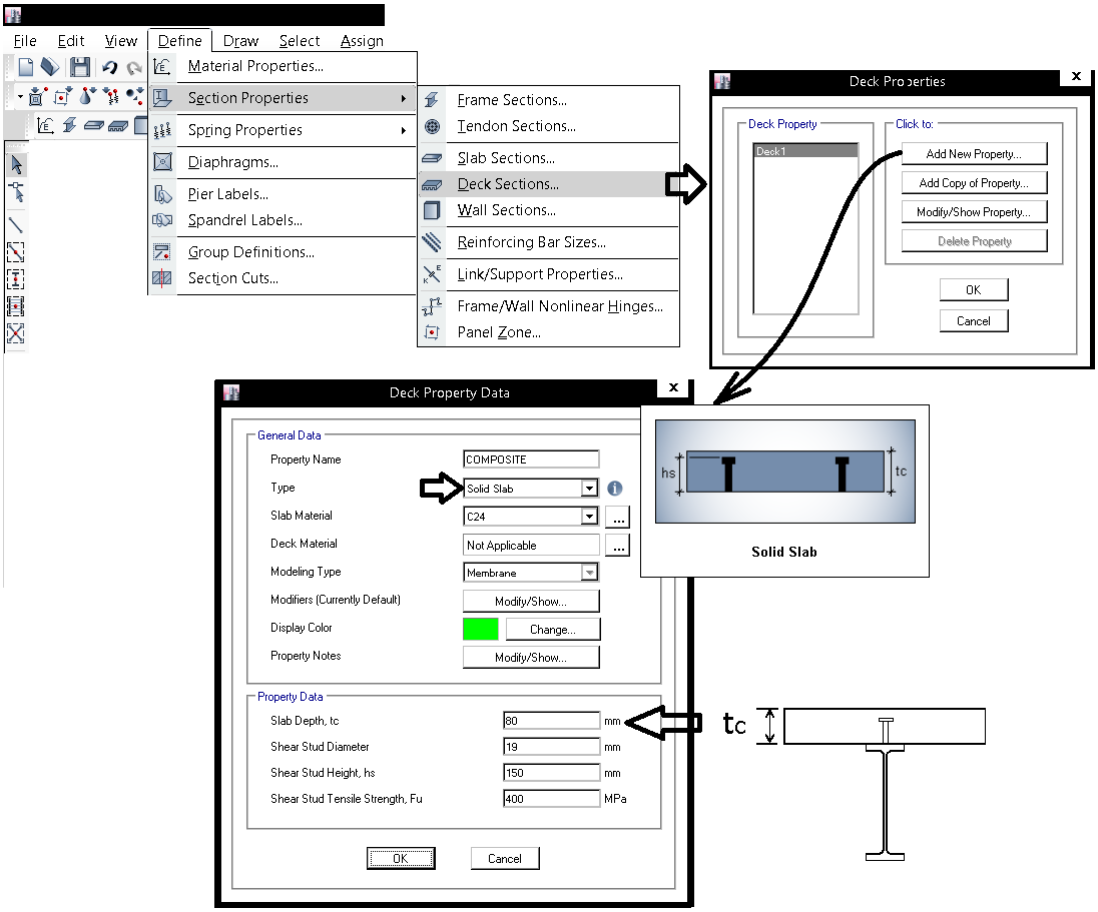








برای تعریف قسمت بتنی سقف کامپوزیت می توان به صورت زیر عمل کرد:



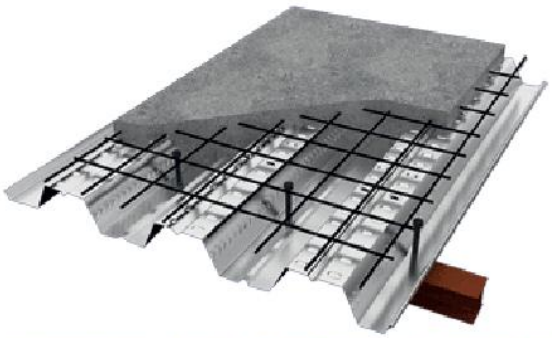
۳۲-۲ سقف عرشه فولادی

- در سقف عرشه فولادی فاصله تیرچه ها حداکثر 2.5 الی 3 متر می باشد. به تیرچه های قرار گرفته در زیر سقف توجه کنید:

۲-۳۲ سقف عرشه فولادی

- در سقف عرشه فولادی فاصله تیرچه ها حداکثر 2.5 الی 3 متر می باشد. به تیرچه های قرار گرفته در زیر سقف توجه کنید:



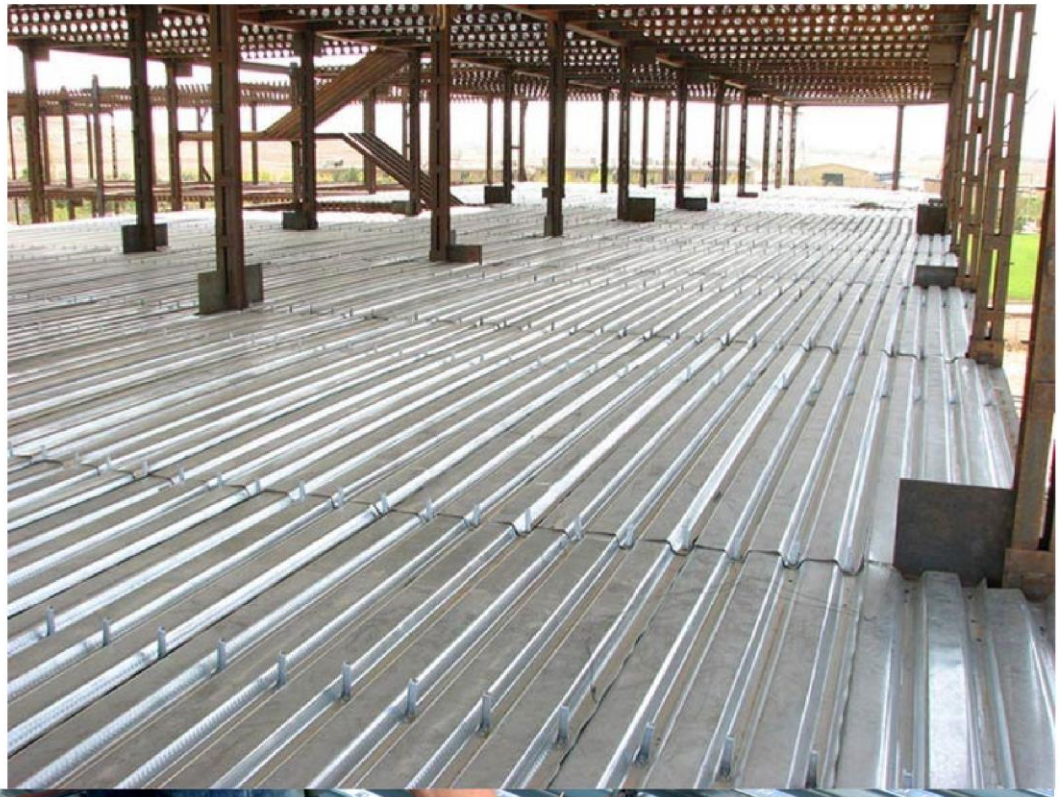






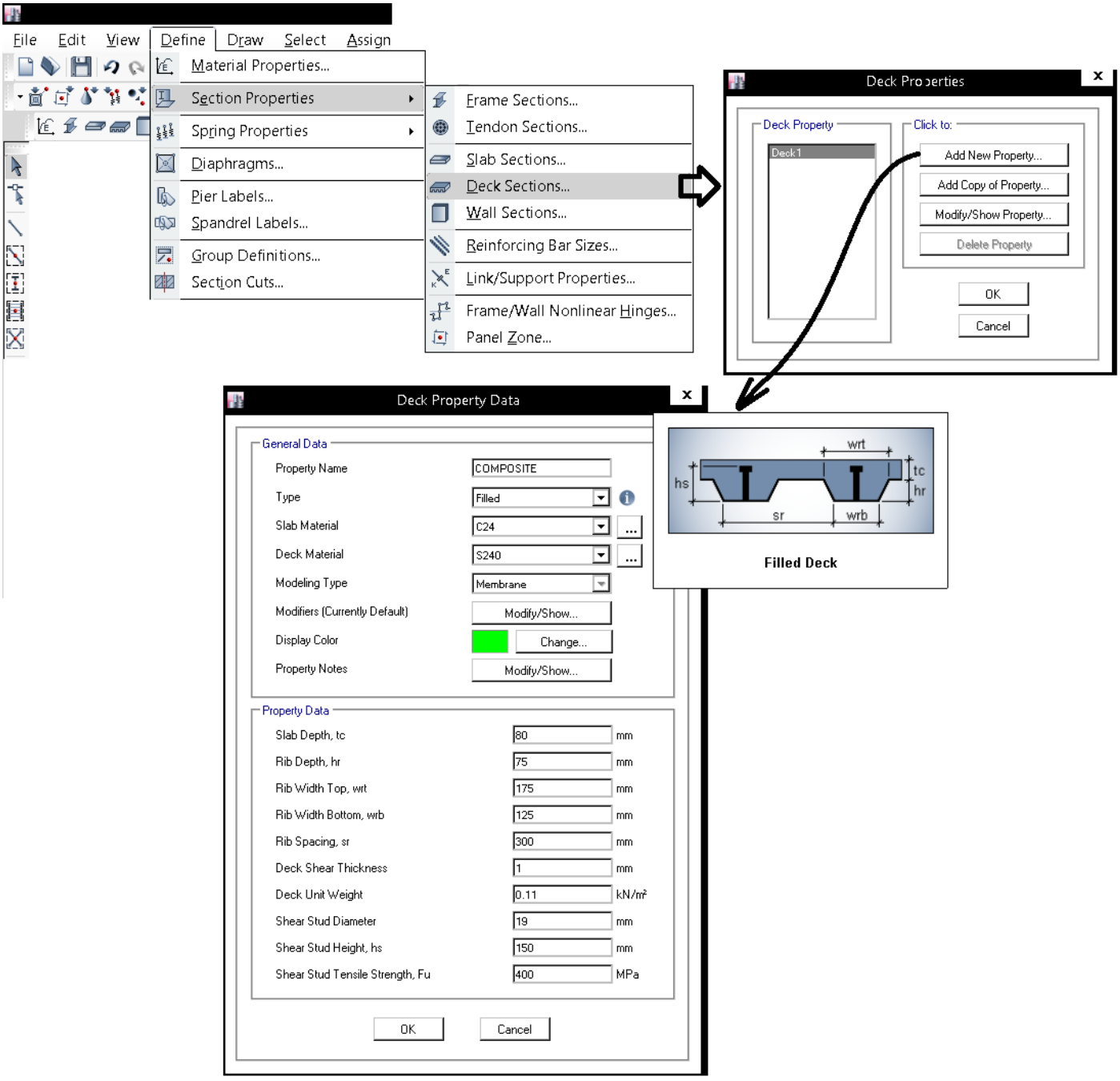
شکل های زیر نحوه قرار گیری گلمیخ ها را نشان میدهد:







نحوه تعریف سقف عرشه فولادی:





نکته مهم:
ایتبس قادر نیست بتن عرشه را کنترل کند. و تنها مقطع مختلط تشکیل شده از بتن سقف و تیرچه فولادی را طراحی و کنترل می کند:

Note that the program does not check the design of the metal deck itself.

پس از تعریف کف ها باید تیرچه های فولادی تعریف شوند.
تیرچه های سقف می توانند از نوع لانه زنبوری و یا تیر عادی (با جان پر) باشد.

هنگام تعریف مقطع تیرچه ها باید به نکته زیر توجه کنیم:

Note that beam sections that are defined in Section Designer are always treated as general sections. Thus, if you define an I-type or channel-type section in Section Designer, the program will consider it as a general section, not an I-shaped or channel-shaped section, and will *not* allow it to be designed as a composite beam.

اگر تیرچه های فلزی سقف کامپوزیت از نوع لانه زنبوری باشند و برای تعریف مقطع آنها از Section designer استفاده کنیم، نرم افزار قادر به طراحی و کنترل آنها نخواهد بود. در متن فوق اشاره شده است که ایتبس تنها تیرچه هایی را که از نوع I شکل و یا ناودانی شکل باشند طراحی خواهد کرد (طراحی از نوع کامپوزیت).
بنابراین بهتر است مقطع تیرهای لانه زنبوری را به صورت I شکل معادل سازی کنیم تا نرم افزار قادر به طراحی و کنترل آنها باشد.

- نکته مهم:

در تیرچه های لانه زنبوری به جهت اثرات خمش های ثانویه، مقاومت خمشی مقطع کمتر از مقاومت خمشی مقطع I شکل معادل می باشد.
بنابراین در صورت مدلسازی این تیرچه ها به صورت مقطع I شکل معادل بهتر است نسبت تنش در آنها به حدود 0.9 محدود شود.

۳-۳۲ تنظیم پارامترهای طراحی به روش LRFD



سقف های شامل تیرهای مختلط به دو شکل قابل اجرا هستند:

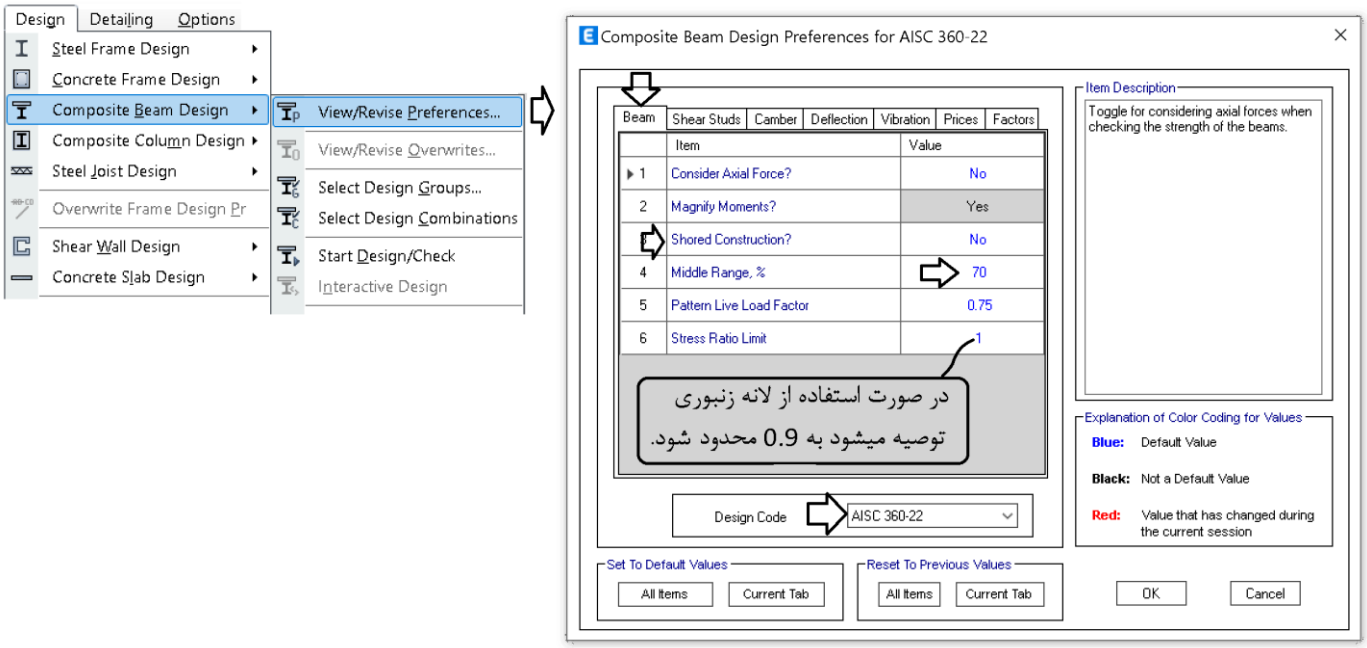
۱- بدون استفاده از پایه های موقت ۲- با استفاده از پایه های موقت

در حالت اول، حین بتن ریزی از پایه موقت در زیر تیرها استفاده نمی شود و تا قبل از رسیدن بتن به مقاومت خود، لازم است تیرهای فولادی به تنهایی توانایی تحمل بارهای حین ساخت را داشته باشند. در حالت دوم مطابق شکل قبل از بتن ریزی سقف، در زیر تیرچه های سقف پایه های موقت استفاده می شود. در این حالت لازم نیست تیرها چه های فولادی برای بارهای حین ساخت کنترل شوند.

۱۰-۲-۸-۳-۲ مقاومت در برابر بارهای حین اجرا

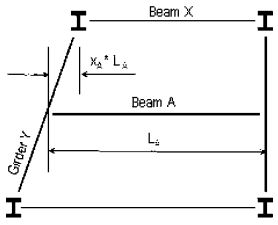
درصورتی‌که در اعضای خمشی با مقطع مختلط، در هنگام بتن‌ریزی دال بتنی در زیر تیر فولادی از پایهٔ موقت استفاده نشود، عضو فولادی تا قبل از رسیدن بتن به 75 درصد تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای (f'_c)، باید به تنهایی دارای مقاومت کافی برای تحمل وزن بتنِ تر و بارهای حین اجرا (نظیر بارهای ناشی از قالب‌بندی) و وزن خود باشد. مقاومت خمشی عضو فولادی تنها باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین شود.

این سقف عمدتا بدون پایه موقت اجرا می شوند. در این حالت نرم افزار باید تیرهای کامپوزیت را در دو حالت کنترل کند و گزینه Shored Construction باید در حالت No قرار داشته باشد.

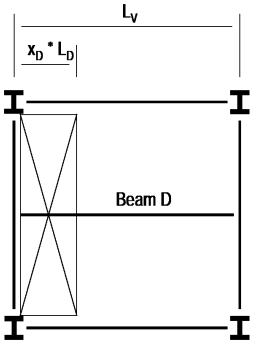


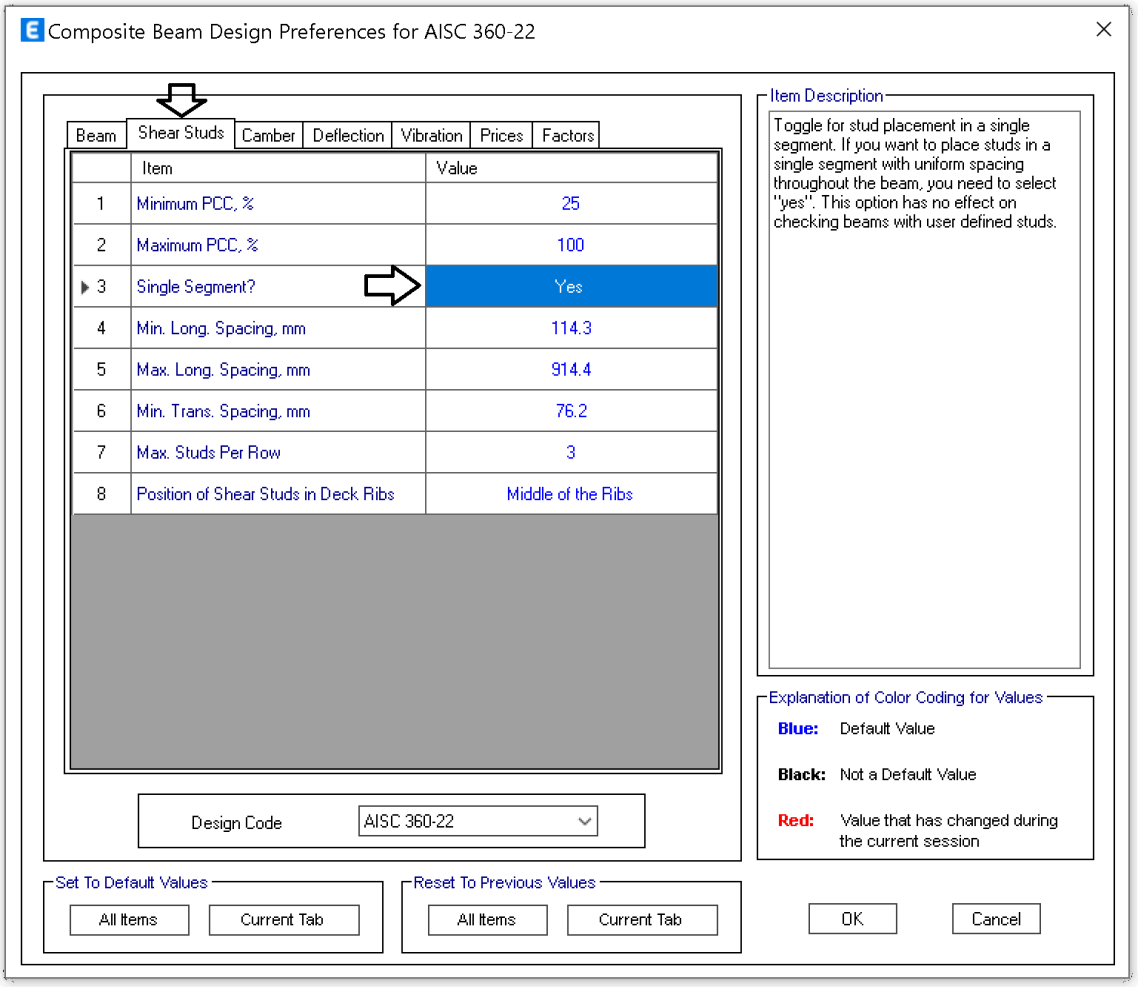
Length in the middle of the beam over which the program checks the effective width on each side of the beam, expressed as a percentage of the total beam length.

Assume that the effective width of this beam is controlled by the distance to the centerline of the adjacent beam. Also assume that the program checks the effective width of the slab over the default middle range (70%) of Beam A. If the variable labeled x_A in the figure is less than or equal to 0.15, the effective width of the concrete slab on the upper side of Beam A (i.e., the side between Beam A and Beam X) is controlled by the distance between Beam A and Beam X.



length. If the width of the opening, $x_D * L_D$ is less than $0.15L_D$, the program bases the effective width of the concrete slab on the distance to the adjacent beams. On the other hand, if $x_D * L_D$ exceeds $0.15L_D$, the program assumes the effective concrete slab width for Beam D to be zero; that is, it assumes a noncomposite beam.

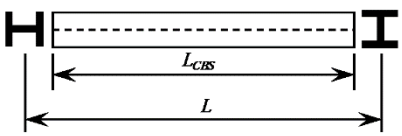




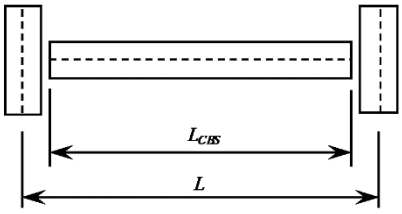
Single Segment?	Yes/No	No	Toggle for placement of shear studs in a single segment. To place studs in a single segment with uniform spacing throughout the beam, select Yes. This factor has no effect on checking beams with user-defined shear stud distributions.

Single Segment for studs:

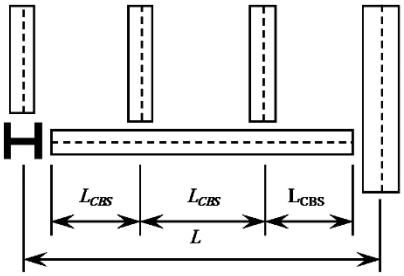
Toggle to indicate if the shear connector layout pattern is uniformly spaced over the whole beam length. If the value is Yes, the whole length of the beam is assumed to be a single segment.



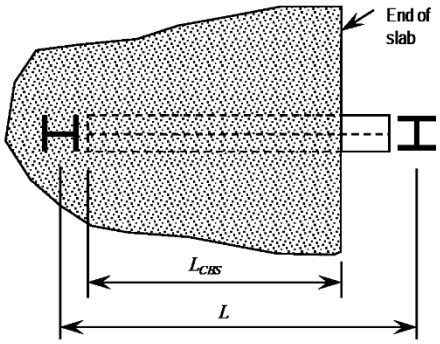
a) L_{CBS} for Beam Between Two Columns



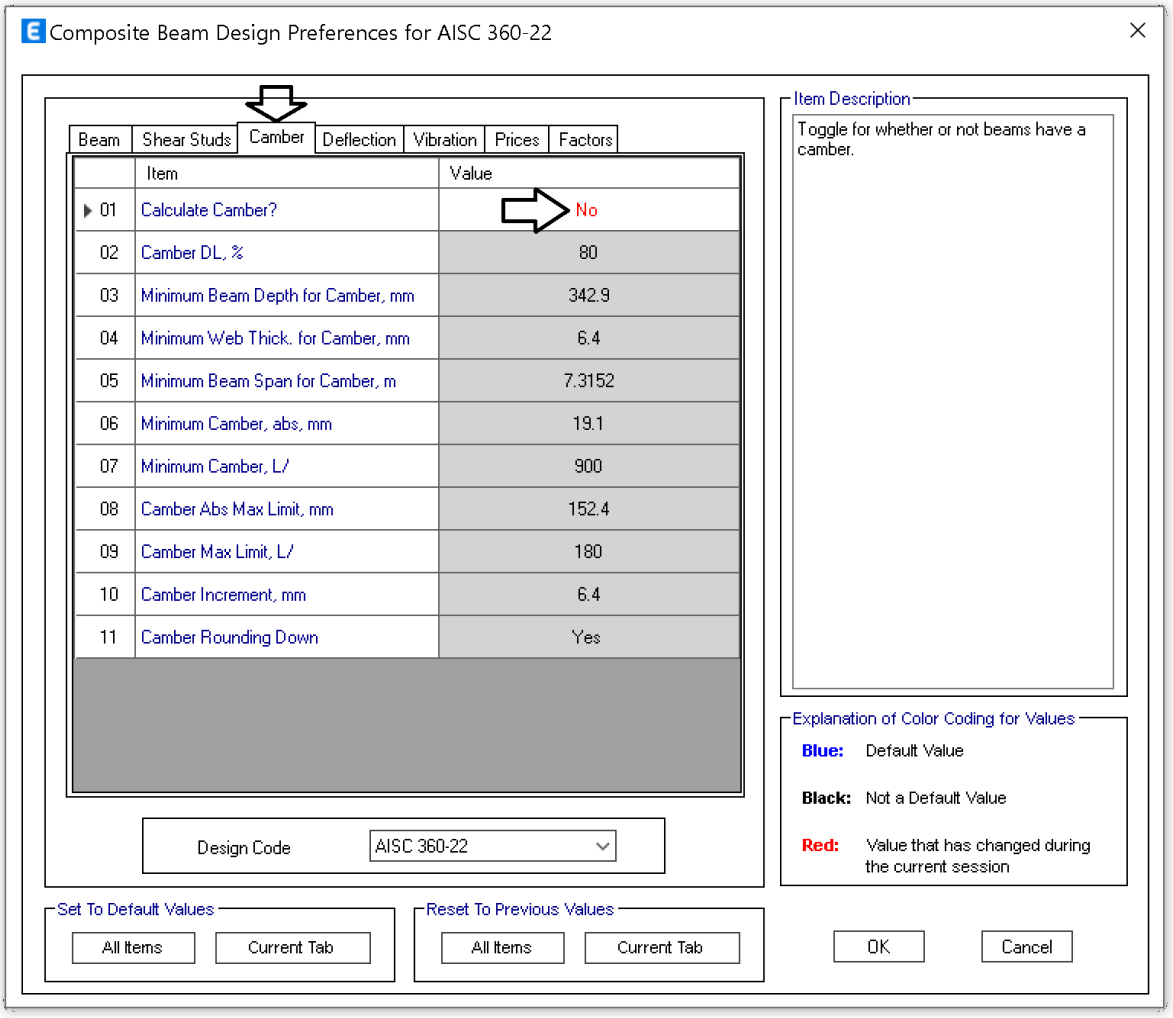
b) L_{CBS} for Beam Between Two Girders



c) L_{CBS} when Beams Frame into Considered Beam



d) L_{CBS} when Slab Ends in Beam Span


Composite Beam Design Preferences for AISC 360-22
Beam
Shear Studs
Camber
Deflection
Vibration
Prices
Factors
Item
Value
01 Calculate Camber? No
02 Camber DL, % 80
03 Minimum Beam Depth for Camber, mm 342.9
04 Minimum Web Thick. for Camber, mm 6.4
05 Minimum Beam Span for Camber, m 7.3152
06 Minimum Camber, abs, mm 19.1
07 Minimum Camber, L/ 900
08 Camber Abs Max Limit, mm 152.4
09 Camber Max Limit, L/ 180
10 Camber Increment, mm 6.4
11 Camber Rounding Down Yes
Design Code
AISC 360-22
Item Description
Toggle for whether or not beams have a camber.
Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session
Set To Default Values
All Items
Current Tab
Reset To Previous Values
All Items
Current Tab
OK
Cancel

While AISC no longer recommends computing deflections using 75% of the value of I_{equiv} in its 2016 Specification Commentary, you can specify an adjustment factor for I_{equiv} in the design preferences.

۱۰-۲-۸-۳-۴ تغییرشکل‌های قائم و تغییرمکان‌های جانبی اعضای خمشی مختلط

برای محاسبهٔ تغییرشکل‌های قائم و تغییرمکان‌های جانبی در تحلیل الاستیک سیستم‌های شامل اعضای با مقطع مختلط، ممان اینرسی مؤثر اعضای با مقطع مختلط می‌تواند براساس رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$I_{equivalent} = 0.75(\alpha I_{pos} + \beta I_{neg}) \qquad (۱۰-۲-۸-۱۸)$$

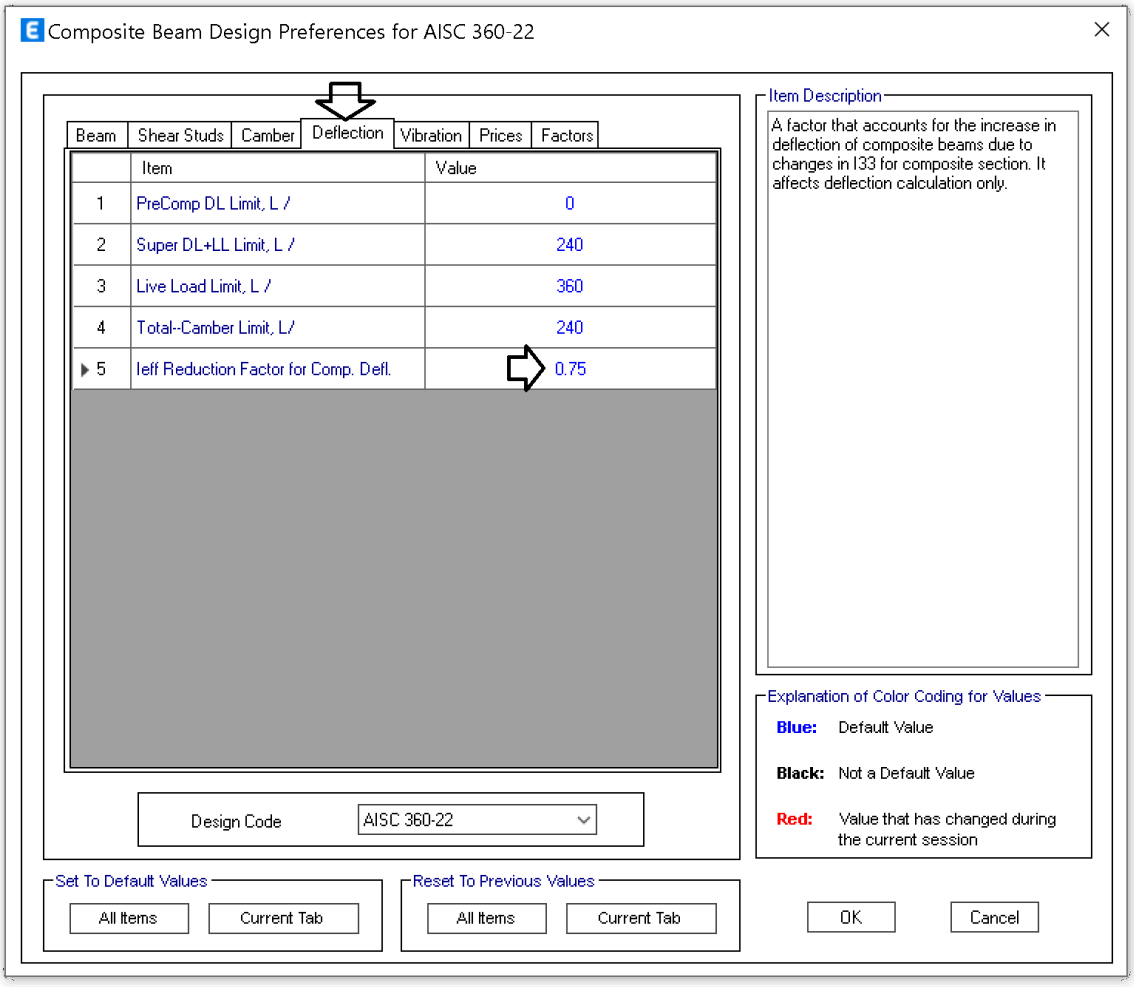
که در آن:

I_{pos}= ممان اینرسی مؤثر عضو خمشی مختلط در ناحیهٔ خمشی مثبت براساس مقطع تبدیل‌یافته در حالت عملکرد مختلط کامل

I_{neg}= ممان اینرسی مؤثر عضو خمشی مختلط در ناحیهٔ خمشی منفی براساس مقطع تبدیل‌یافته در حالت عملکرد مختلط کامل

α و β= ضرایب وزنی مورد استفاده در محاسبهٔ ممان اینرسی مؤثر مقطع مختلط عضو خمشی که باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

- برای تیرهای دو سر ساده، مقدار α برابر 1.0 و مقدار β برابر صفر
- برای تیرهای پیوسته تحت بارهای ثقلی، مقدار α برابر 0.6 و مقدار β برابر 0.4
- برای تیرهای خمشی مختلط واقع در قاب‌های خمشی تحت اثر بارهای ثقلی، مقدار α برابر 0.6 و مقدار β برابر 0.4



۱۰-۲-۱۰-۴ ارتعاش (لرزش)

کف‌ها و تیرهایی که سطوح خالی از تیغه بندی‌های ممتد تا سقف (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میرا کنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجه خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از حرکت افراد، کارکرد ماشین‌آلات، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آن‌ها) طراحی شوند. بدین منظور فرکانس نوسانی کف‌ها (تیرچه‌ها، دال‌ها و تیرها) باید به‌اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد در برابر ارتعاش قائم را ارضا نماید.

حداقل فرکانس نوسانی (دوره‌ای) کف‌ها برای کاربری‌های مختلف نباید از مقادیر مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۱۰-۱ کمتر باشد.

جدول ۱۰-۲-۱۰-۱: حداقل فرکانس نوسانی (دوره‌ای) کف‌ها

نوع کاربری	حداقل فرکانس نوسانی کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5$ Hz
ساختمان‌های تجاری- فروشگاه‌ها	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5$ Hz
تعمیرگاه‌ها، سالن‌های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5$ Hz
پارکینگ‌ها	$f \geq 4$ Hz

برای محاسبهٔ فرکانس نوسانی (f)، می‌توان از رابطهٔ (۱۰-۲-۱۰-۱) استفاده نمود:

$$f = 0.18\sqrt{\frac{g}{\Delta_{is}}} \qquad (۱۰-۲-۱۰-۱)$$

که در آن:

f = فرکانس نوسانی ارتعاش برحسب هرتز

Δ_{is}= تغییرمکان نسبی قائم حداکثر کف برحسب میلی‌متر تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می‌شود.

g= شتاب ثقل برابر $9810\ \text{mm/s}^2$

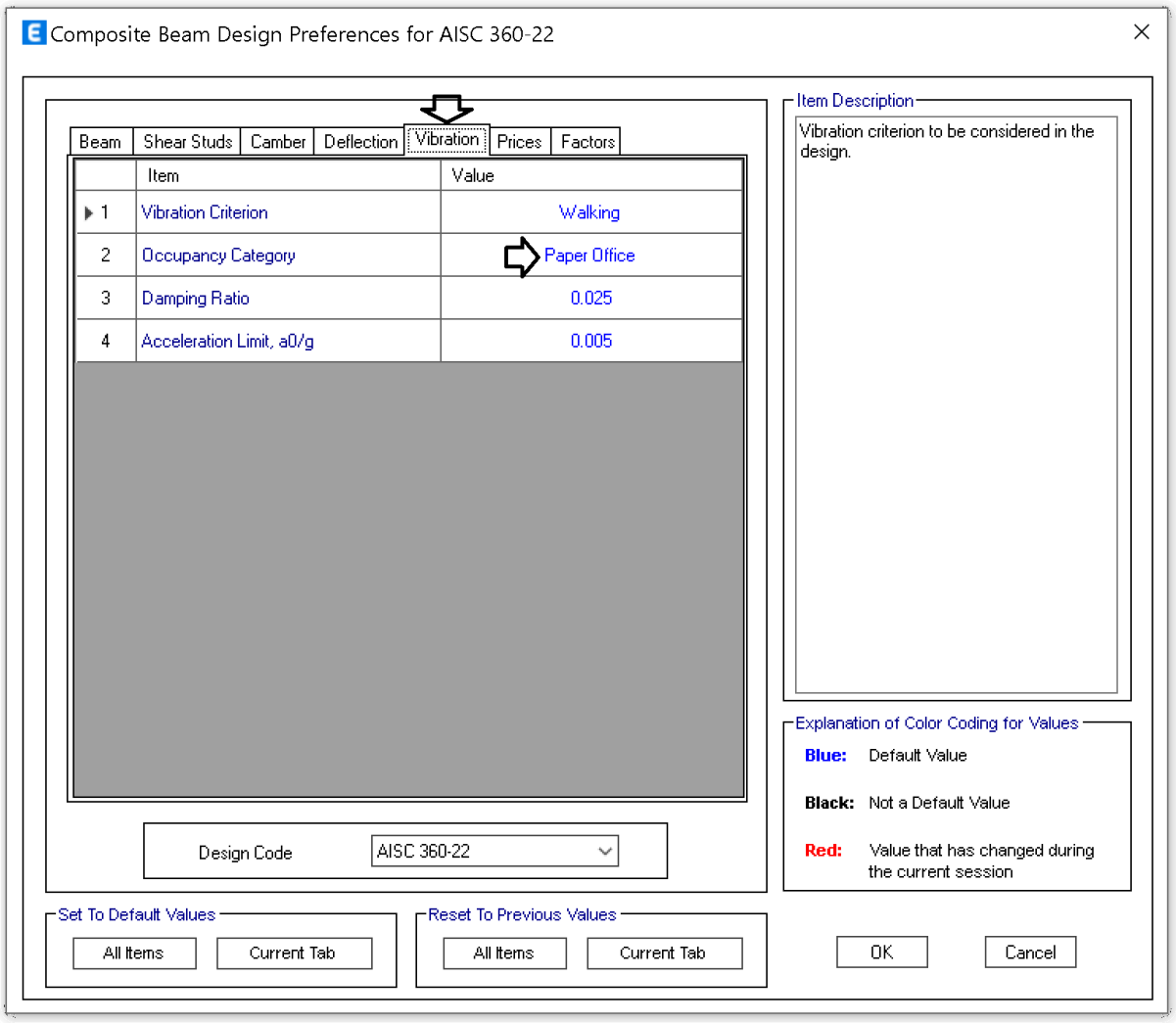
تبصره ۱: درصورتی‌که به مطالعات جامع‌تر برای ارتعاش کف‌ها نیاز باشد، می‌توان از مدل‌سازی دینامیکی یا مراجع معتبر دیگر به‌جای رابطهٔ ۱۰-۲-۱۰-۱ و جدول ۱۰-۲-۱۰-۱ استفاده نمود.

تبصره ۲: در محاسبات دقیق‌تر، شتاب لرزش کف را می‌توان به روش‌های دینامیکی تعیین و آن را با شتاب‌های معیار آسایش انسان بر مبنای کاربری کف که در استاندارد ISO 10137 معرفی شده‌اند، مقایسه نمود.

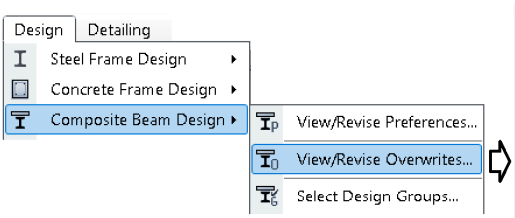
By default, ETABS checks beam vibration acceptability when designing composite beams. ETABS can apply one of the three sets of design criteria defined in *AISC Steel Design Guide 11 Second Edition* (DG11):

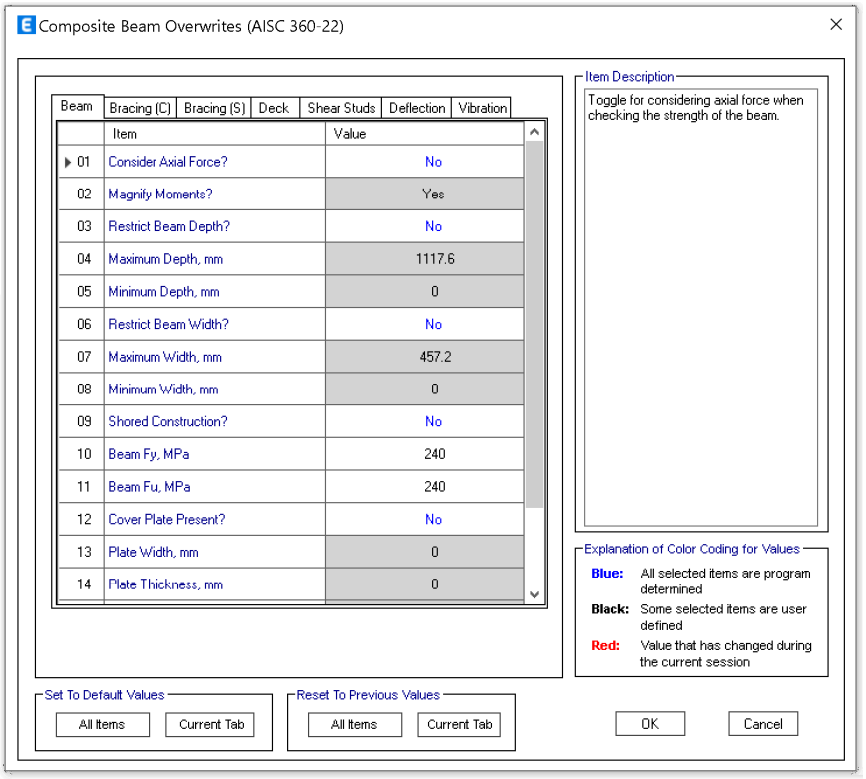
- design criterion for walking excitation
- design criteria for rhythmic excitation
- design criteria for sensitive equipment and sensitive occupancies

Which of these criteria to apply depends on the intended use of the space supported by a beam. By default, the walking excitation criterion is applied. You can specify another DG11 set of criteria, or no criteria at all, on a model-wide basis in the design preferences, and on a beam-by-beam basis in the beam overwrites.

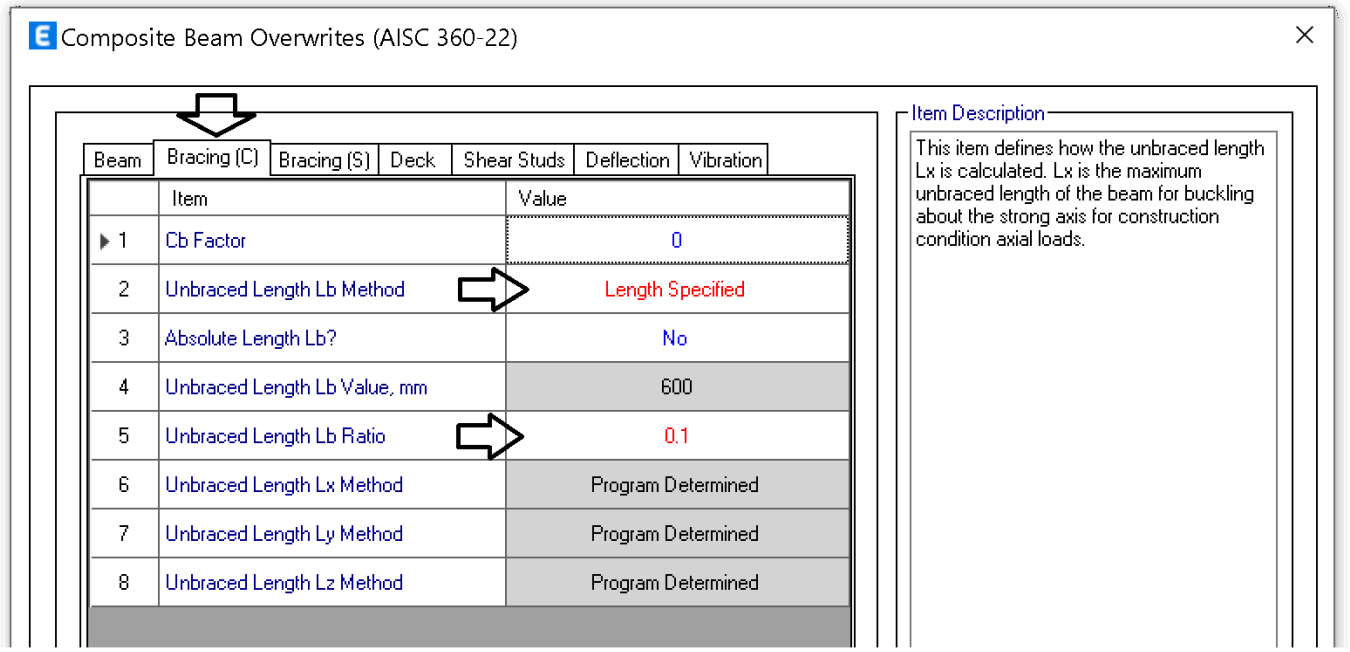


پس از تعیین آیین نامه و تنظیم اولیه، تمامی تیرهای کامپوزیت را انتخاب کرده و به طریق زیر عمل نمایید:

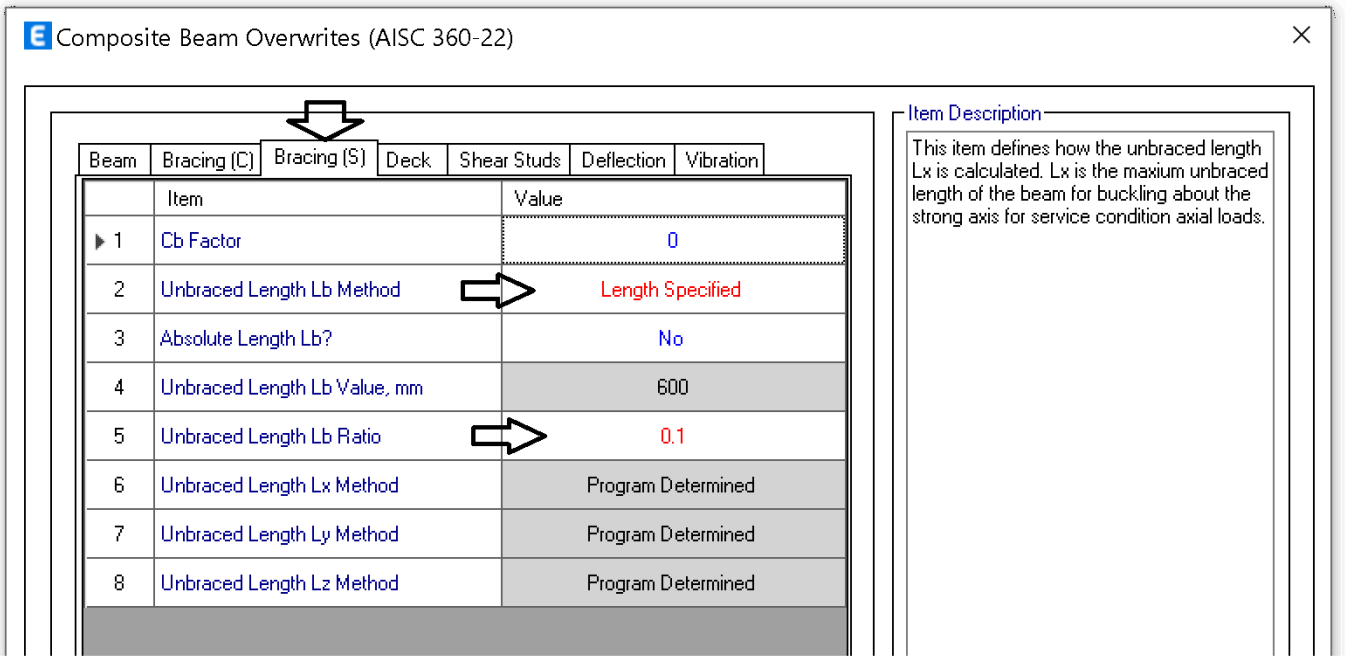




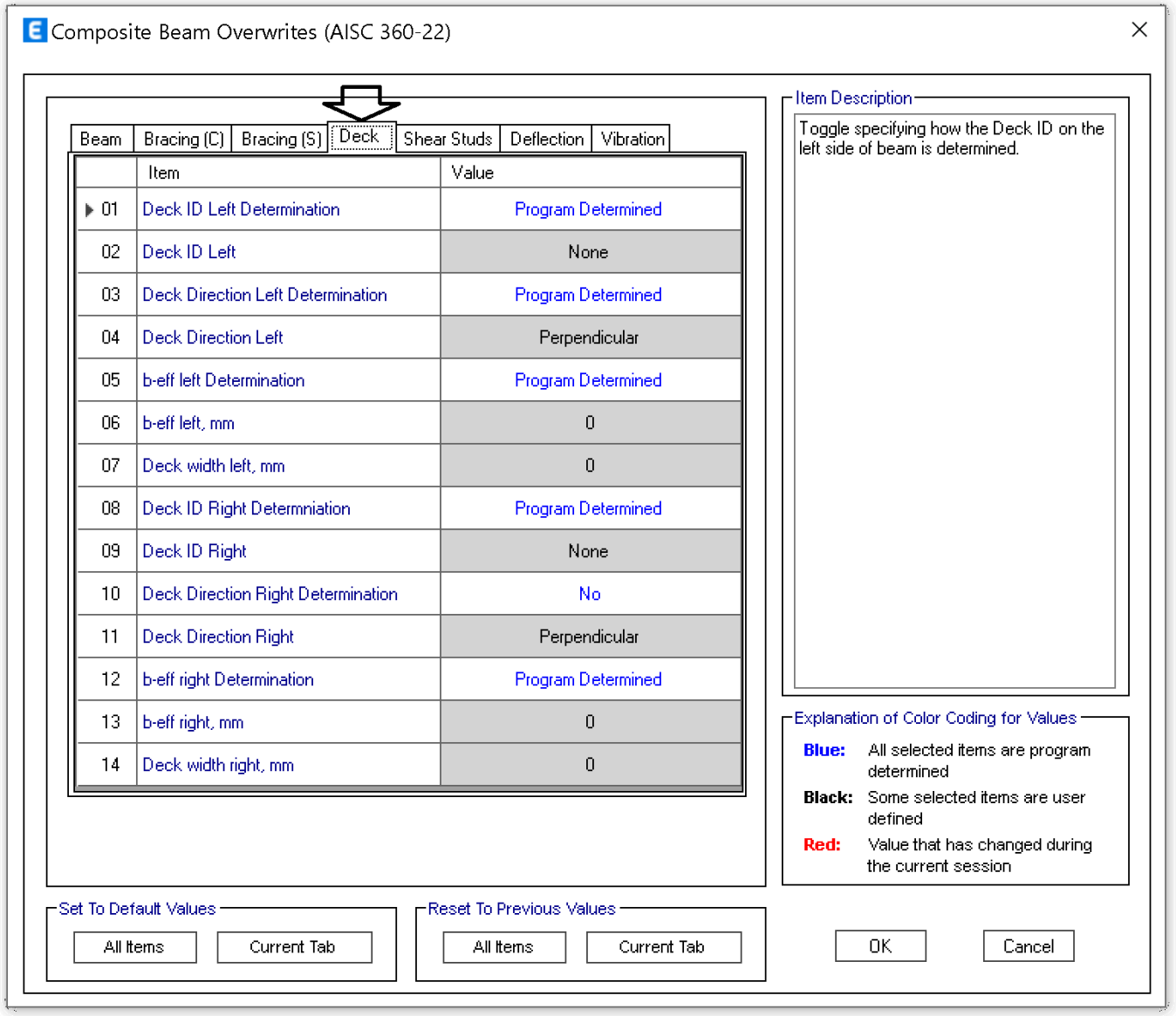
Bracing (C) مهار جانبی تیرهای کامپوزیت را در حین ساخت تعیین می کند (هنگامی که بتن تازه ریخته شده است):



Bracing (S) مهار جانبی تیرهای کامپوزیت را بعد از گرفتن بتن تعیین می کند:



راستای عرشه فولادی می تواند عمود بر تیرچه ها باشد و یا موازی با آنها باشد (معمولا به صورت عمود بر تیرچه ها اجرا می شود). جهت تیرچه ها به صورت اتوماتیک توسط نرم افزار تعیین می شود (بر اساس انچه کاربر در ترسیم انجام داده است)



۱۰-۲-۸-۳-۱ پهنای مؤثر و حداقل ضخامت دال بتنی

الف) پهنای مؤثر

پهنای مؤثر دال بتنی در هر طرف تیر نباید از کوچک‌ترین مقادیر زیر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود:

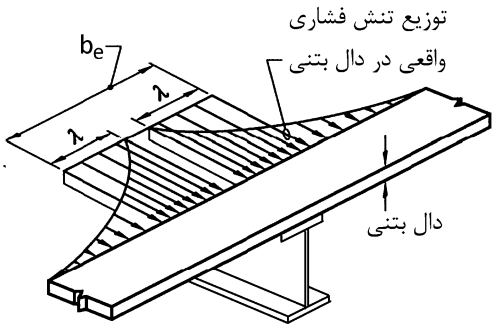
۱- یک‌هشتم طول دهانهٔ تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)

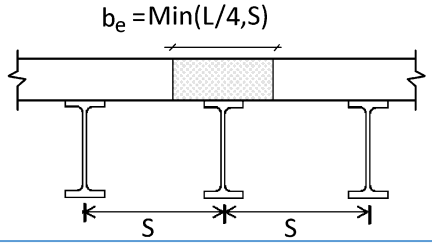
۲- نصف فاصلهٔ محور تیر تا محور تیر مجاور برای تیرهای مختلط میانی

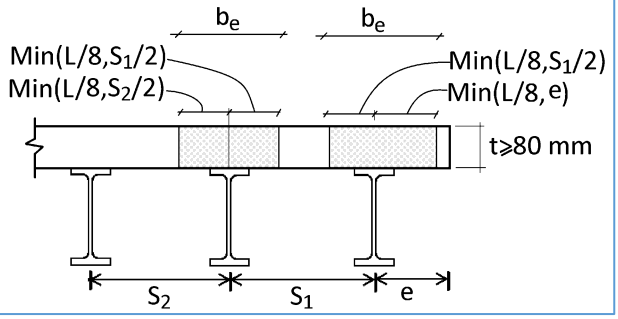
۳- فاصلهٔ محور تیر تا لبهٔ آزاد دال بتنی برای تیرهای مختلط کناری

ب) حداقل ضخامت دال بتنی

حداقل ضخامت دال بتنی در حالت بدون استفاده از ورق‌های عرشه که با مقطع فولادی به‌صورت مختلط عمل می‌نماید، برابر 80 میلی‌متر است.





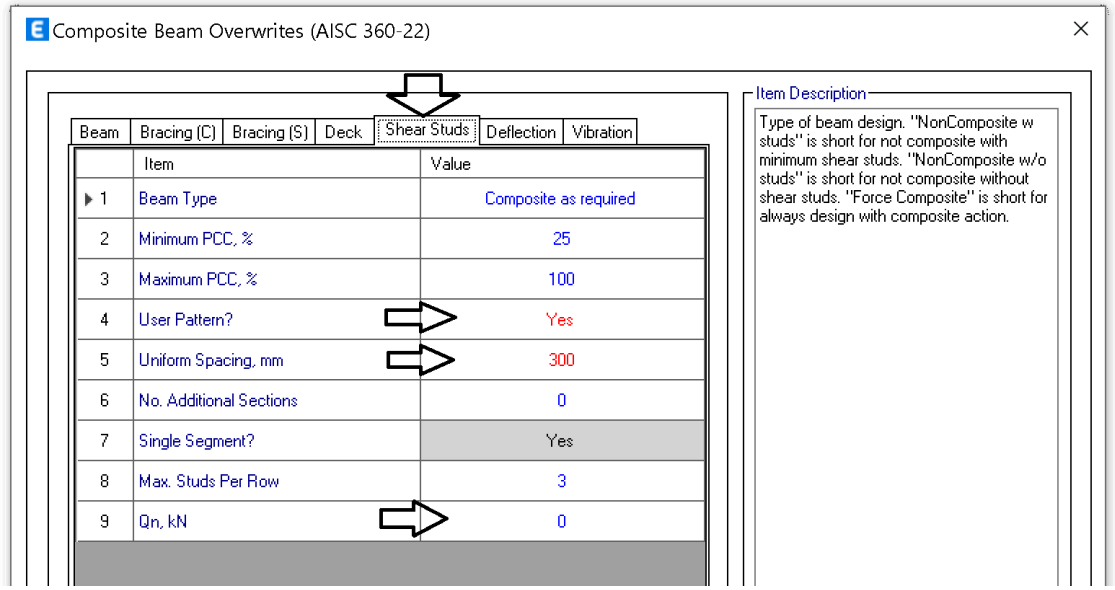


برشگیرها:

در صورتی که در قسمت user pattern گزینه No انتخاب شود: نرم افزار تعداد برشگیرهای لازم را محاسبه می کند.

در صورتی که در قسمت user pattern گزینه Yes انتخاب شود: نرم افزار مقاومت مقطع کامپوزیت را بر اساس الگویی که کاربر برای برشگیرها تعریف کرده محاسبه می کند.

- در صورتی که سقف کامپوزیت از نوع عرشه فولادی باشد، برشگیرها از نوع گلمیخ خواهند بود. در این حالت ایتبس مقاومت برشی گلمیخ ها (Qn در شکل زیر) را بر اساس مشخصات گلمیخ که در تعریف سقف کامپوزیت مشخص کرده اید محاسبه می کند. بنابراین در این قسمت مقدار پیش فرض صفر قرار خواهد گرفت (در شکل زیر نیز صفر درج شده است). صفر بدین معناست که نرم افزار مقاومت برشگیر را خودش محاسبه می کند.



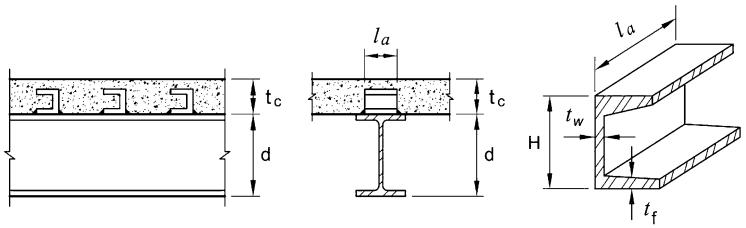
- در صورتی که سقف کامپوزیت با دال بتنی باشد، برشگیرها معمولا از نوع ناودانی خواهند بود. در این حالت مقاومت هر برشگیر را کاربر خودش محاسبه کرده و مقدار Qn را وارد میکند.

۱۰-۲-۸-۸ برشگیرها در تیرهای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن

پ)مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

$$Q_n = 0.3(t_f+0.5t_w)\, l_a\sqrt{f'_c E_c}$$

ضخامت متوسط بال ناودانی | ضخامت جان ناودانی | طول ناودانی



مقاومت حاصل از رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۳۶ از طریق جوش ناودانی به بال تیر با در نظر گرفتن برون‌محوری ناودانی تأمین می‌گردد. در صورت تأمین کلیهٔ محدودیت‌های زیر، طراحی جوش اتصال ناودانی به بال تیر می‌تواند بدون در نظر گرفتن اثر برون‌محوری ناودانی انجام پذیرد:

- نسبت ضخامت بال به جان ناودانی بزرگ‌تر از 1 و کوچک‌تر از 5.5 باشد.
- نسبت ارتفاع ناودانی به ضخامت جان از 8 بزرگ‌تر باشد.
- نسبت طول ناودانی به ضخامت بال آن از 6 بزرگ‌تر باشد.
- نسبت شعاع ناحیهٔ اتصال بین بال و جان ناودانی به ضخامت جان ناودانی بزرگ‌تر از 0.5 و کوچک‌تر از 1.6 باشد.

رابطه فوق مقاومت مقطع ناودانی می باشد. علاوه بر مقاومت ناودانی، مقاومت جوش آن نیز باید معیار قرار گیرد. براساس رابطه فوق مقاومت ناودانی نمره ۶، با طول ۶ سانتیمتر بیش از 100 kN بدست می آید. با توجه به اینکه مقاومت جوش اتصال ناودانی به بال تیر معمولا مقاومت پایین تری دارد معمولا مقدار کمتری برای Qn در نظر گرفته میشود.

تلگرام:

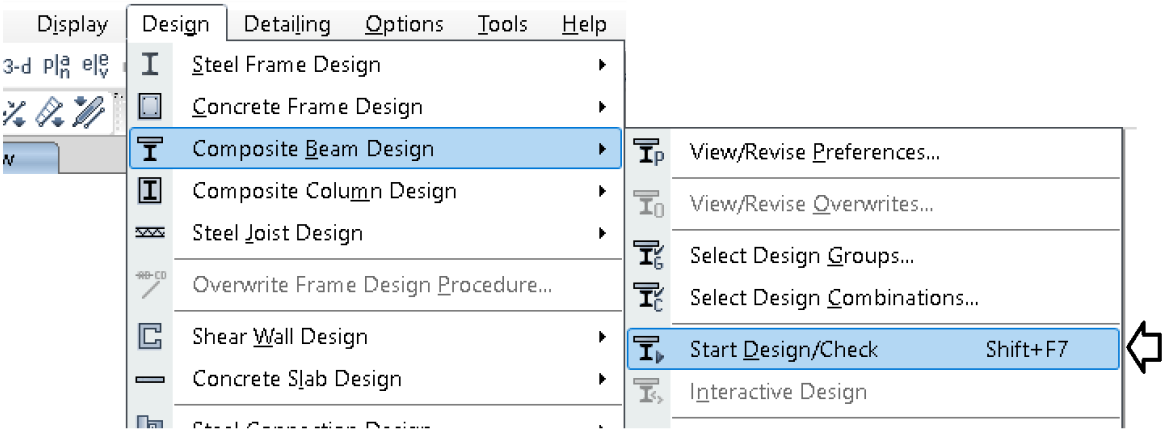
سلام جناب دکتر. جهت صحیح برشگیرهای ناودانی در سقف کامپوزیت برای شمشیری راه پله و تیرهای کنسول به چه شکلی است؟ (آیا مثل تیرها پشت به پشت باید باشند یا به شکل دیگر). با تشکر فراوان

پاسخ: با سلام، در مورد تیرهای طره به علت منفی بودن لنگر خمشی در تیر طره، قسمت فوقانی تیر تحت کشش خواهد بود و عملا بتن سقف کمک چندانی به تیر طره نمی کند و جهت قرار گیری برش گیرها اهمیتی ندارد.

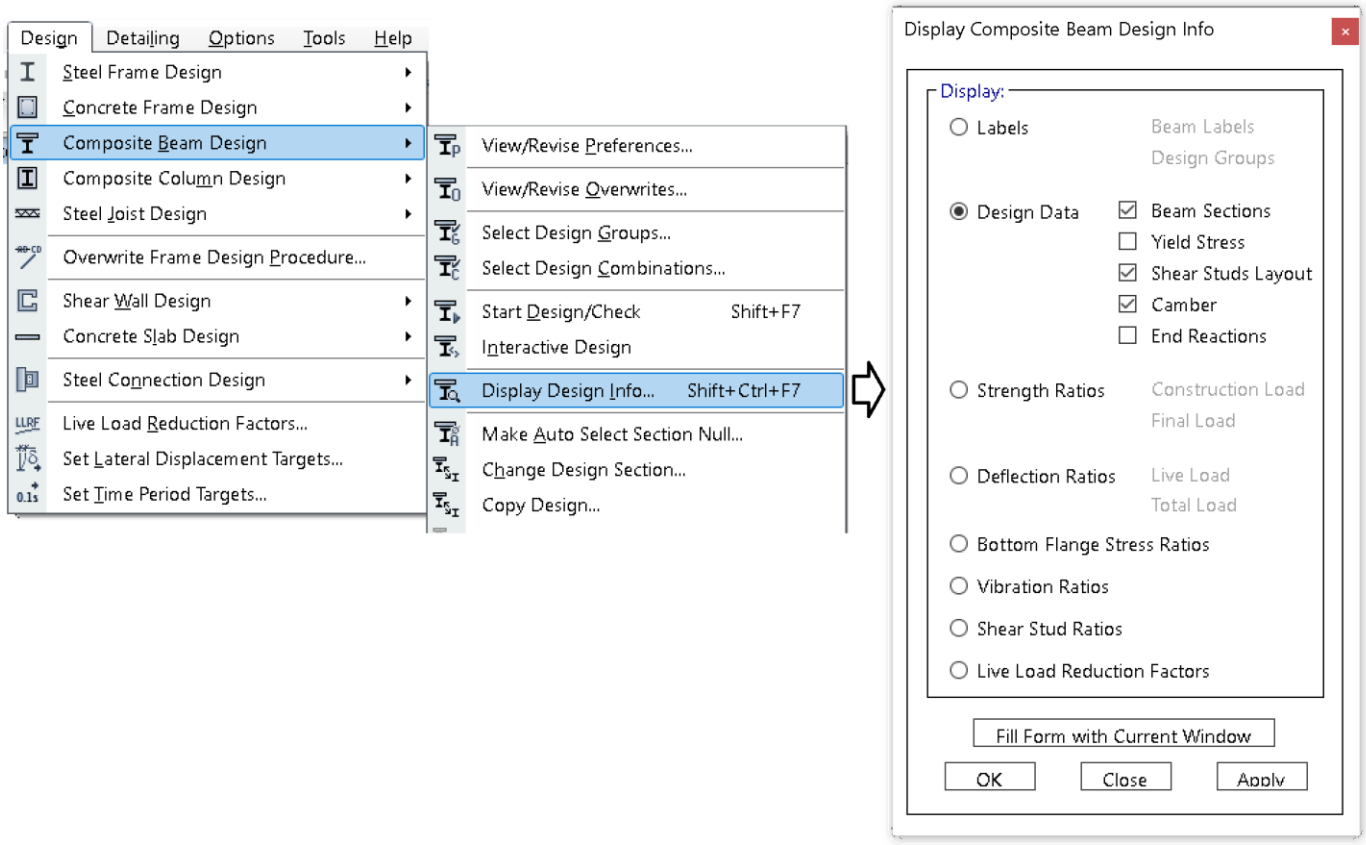
در مورد تیرهای شمشیری راه پله بنده به شخصه آنها را غیر کامپوزیت طراحی می کنم. اگر بخواهید کامپوزیت منظور کنید، همان آرایش پیشنهادی برای تیرچه ها (پشت به پشت) مناسب است.

نکته آخر اینکه در مورد آرایش پشت به پشت برش گیرها آیین نامه اجباری نکرده است و اجرای آنها به این شکل حتی در تیرچه ها ضرورت آیین نامه ای ندارد و تنها یک پیشنهاد است.

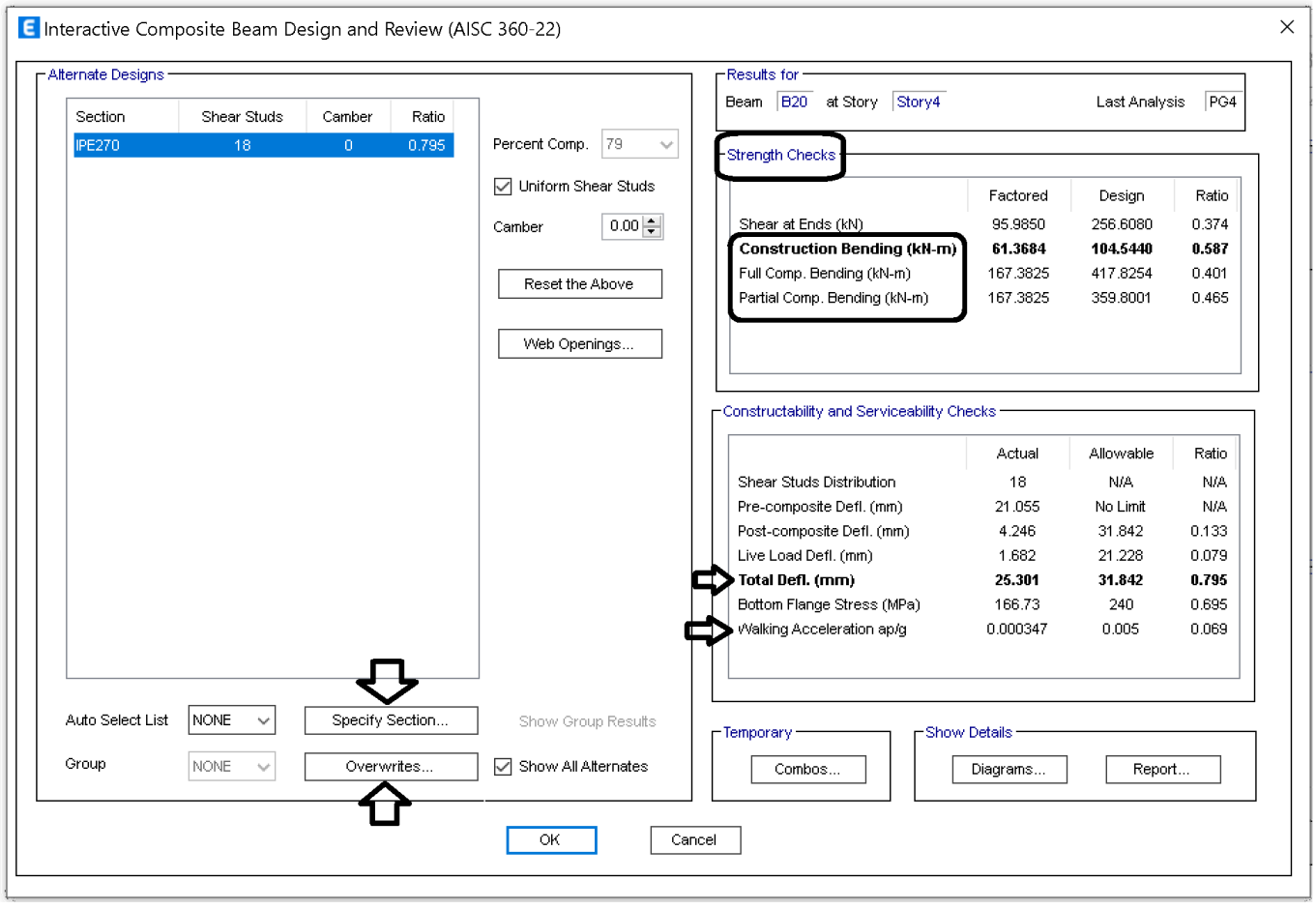
۴-۳۲ طراحی تیرها و بررسی نتایج



پس از انجام طراحی، نتایج را به شرح زیر می توان مشاهده نمود:



با کلیک کردن بر روی عضو طراحی شده، می توان جزئیات طراحی را مشاهده کرد:



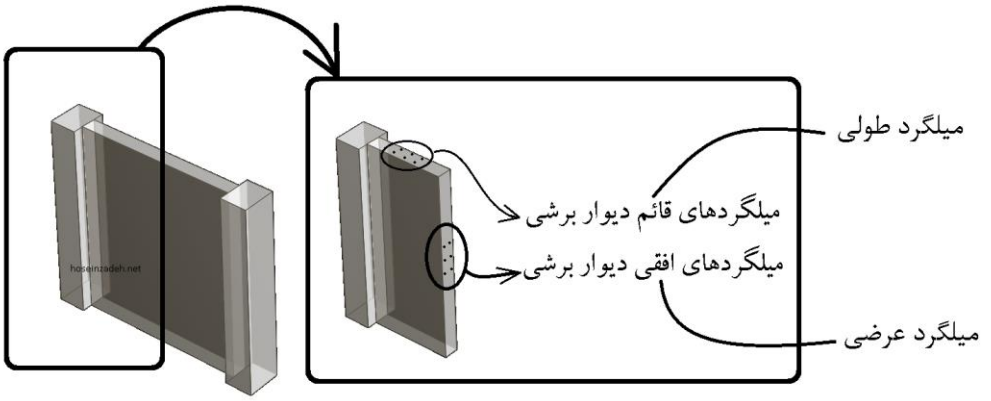
۳۳ دیوار برشی

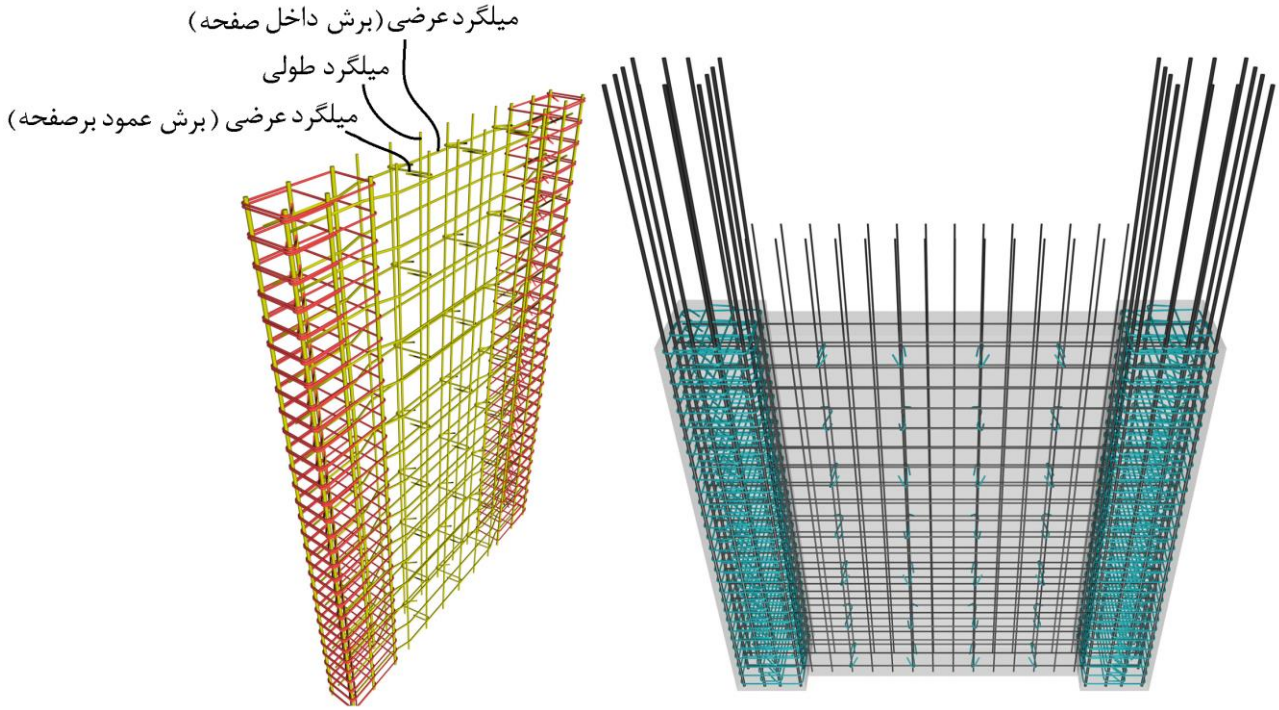
به شکلهای زیر توجه کنید. در دیوارهای برشی در جان دیوار ۳ نوع میلگرد ممکن است استفاده شود:

۱- میلگرد افقی: از میلگردهای افقی جهت تحمل برش داخل صفحه دیوار استفاده میشود.

۲- میلگرد قائم: از میلگردهای قائم جهت تحمل نیروی محوری و خمش استفاده میشود.

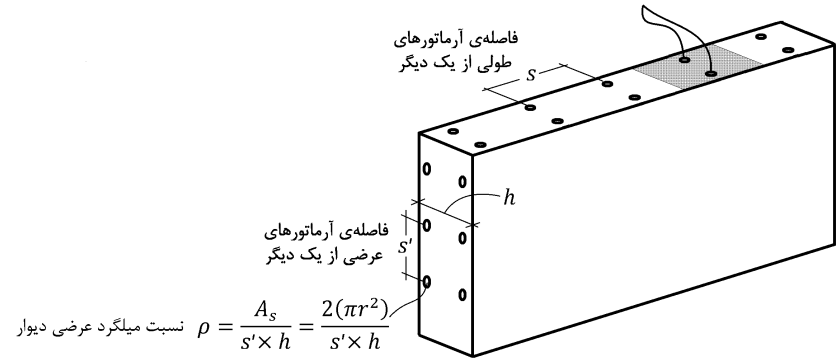
۳- میلگرد عرضی: از میلگردهای عرضی جهت تحمل برش عمود بر صفحه دیوار استفاده میشود.





- توجه: همانند ستونها، درصد میلگرد در دیوارها بر اساس تقسیم کل میلگردها (فشاری یا کششی تفاوتی نمی کند) به مساحت کل بتن محاسبه می شود. در صورتی که میلگرد گذاری یکنواخت در دیوار داشته باشیم میتوان مطابق شکل زیر به صورت موضعی مساحت ۲ میلگرد قرار گرفته بر مساحت sh تقسیم کرد.

نسبت میلگرد طولی دیوار $\rho = \frac{A_s}{s \times h} = \frac{2(\pi r^2)}{s \times h}$



نسبت میلگرد عرضی دیوار $\rho = \frac{A_s}{s' \times h} = \frac{2(\pi r^2)}{s' \times h}$

در نگارش این فصل از نظرات برخی همکاران ارجمند از جمله آقایان دکتر فرزام و مهندس آقازاده استفاده کرده ام. با سپاس از ایشان.
همچنین از آقای مهندس طهماسب به جهت برطرف کردن موارد نگارشی تشکر میکنم.

در مبحث نهم ویرایش ۹۹ دیوار برشی متوسط حذف شده است.

۹-۲۰-۲-۱-۲ سیستم های سازه ای که به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی در نظر گرفته می شوند باید یکی از سیستم های توصیه شده در مقررات ملی ساختمان باشند. در این سیستم ها باید ضوابط عنوان شده در جدول ۹-۲۰-۱ رعایت شوند.

جدول **۹-۲۰-۱:** ضوابط مربوط به سطوح شکل پذیری سیستم های بتن آرمه

	سطوح شکل پذیری		
نوع سیستم	کم (معمولی)	متوسط	زیاد (ویژه)
قابهای خمشی	بند ۹-۲۰-۳	بند ۹-۲۰-۵	بند ۹-۲۰-۶
دیوارهای سازه‌ای	بند ۹-۲۰-۴	-	بند ۹-۲۰-۷
دیافراگم‌ها و خرپاها	-	بند ۹-۲۰-۸	بند ۹-۲۰-۸
شالوده ها	بند ۹-۲۰-۹		

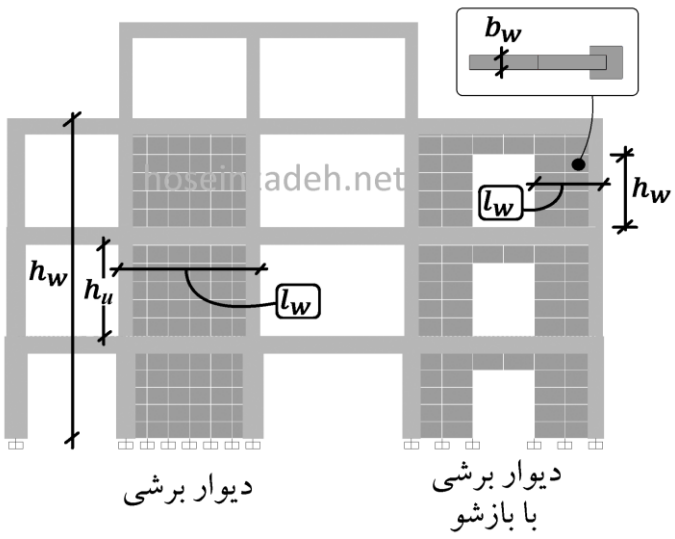
بنابراین مجاز به استفاده از سیستم های با دیوار برشی متوسط نمی باشیم و موارد ۳ و ۴ از جدول استاندارد ۲۸۰۰ قابل استفاده نمیباشد:

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	~~۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط~~	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	~~۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط~~	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

- تمام ضوابط این فصل مربوط به **دیوار برشی ویژه** میباشد.

در شکل زیر برخی تعاریف که در آیین نامه استفاده شده است نمایش داده شده است. از جمله باید توجه شود که h_w در مورد دیوارهای برشی عادی، ارتفاع کل دیوار میباشد و د مورد دیوار پایه ها ارتفاع آزاد دیوار پایه میباشد.



۳۳-۱ ابعاد

wall—a vertical element designed to resist axial load, lateral load, or both, with a horizontal length-to-thickness ratio greater than 3, used to enclose or separate spaces.

structural wall—wall proportioned to resist combinations of moments, shears, and axial forces in the plane of the wall; a shear wall is a structural wall.

structural wall, special—a cast-in-place structural wall in accordance with 18.2.3 through 18.2.8 and 18.10; or a precast structural wall in accordance with 18.2.3 through 18.2.8 and 18.11.

wall segment—portion of wall bounded by vertical or horizontal openings or edges.

wall segment, horizontal—segment of a structural wall, bounded vertically by two openings or by an opening and an edge.

wall segment, vertical—segment of a structural wall, bounded horizontally by two openings or by an opening and an edge; wall piers are vertical wall segments.

wall pier—a vertical wall segment within a structural wall, bounded horizontally by two openings or by an opening and an edge, with ratio of horizontal length to wall thickness (ℓ_w/b_w) less than or equal to 6.0, and ratio of clear height to horizontal length (h_w/ℓ_w) greater than or equal to 2.0.

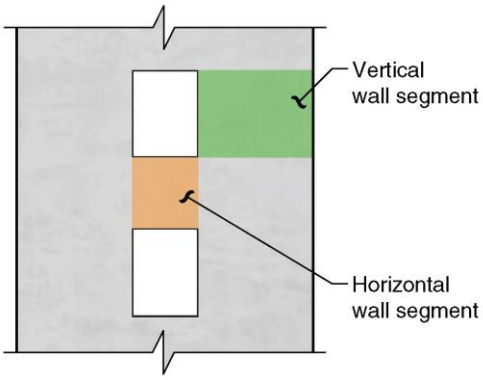


Fig. R18.10.4.5—Wall with openings.

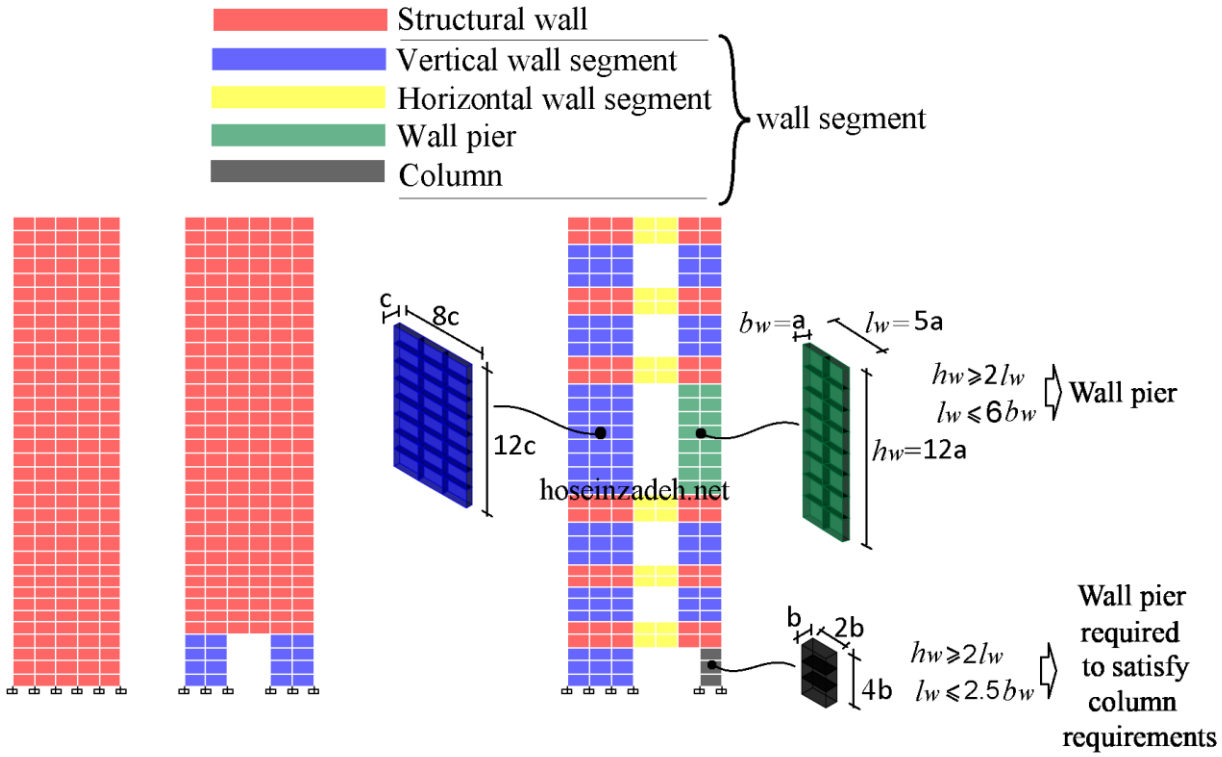
- به قطعاتی از دیوار که دو طرف (چپ و راست) آن بازشو باشد و یا قطعاتی که یک طرف آن (چپ و یا راست) آنها بازشو باشد، Vertical wall segment (قطعه قائم دیوار) گفته میشود.
- به قطعاتی از دیوار که دو طرف (بالا و پایین) آن بازشو باشد و یا قطعاتی که یک طرف آن (بالا و یا پایین) آنها بازشو باشد، Horizontal wall segment (قطعه افقی دیوار) گفته میشود.
- Wall pier (دیوار پایه) نوعی قطعات قائم (Vertical wall segment) هستند که در آنها $h_w \geq 2l_w$ و $l_w \leq 6b_w$ میباشد.
- ضوابط طراحی قطعات دیوار (wall segment) بسته به هندسه آنها متفاوت است. جدول زیر طبقه بندی انواع wall segment ها را نشان میدهد.

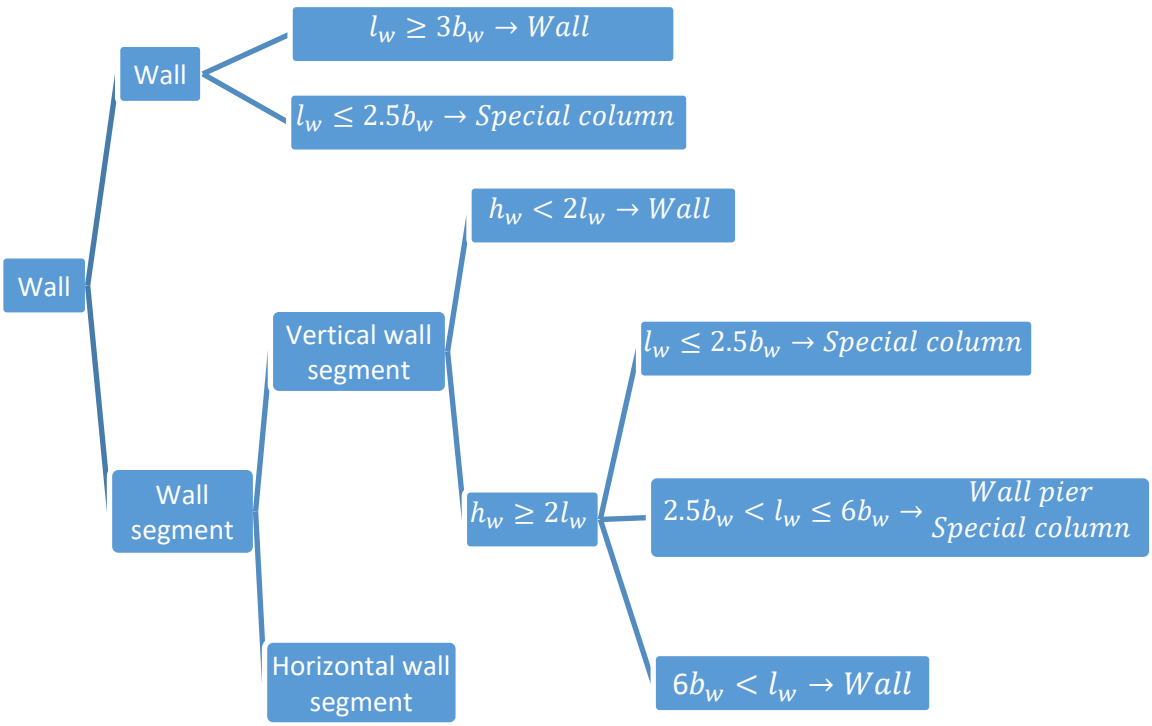
Table R18.10.1—Governing design provisions for vertical wall segments[1]

Clear height of vertical wall segment/length of vertical wall segment, (h_w/ℓ_w)	Length of vertical wall segment/wall thickness (ℓ_w/b_w)		
	(ℓ_w/b_w) ≤ 2.5	2.5 < (ℓ_w/b_w) ≤ 6.0	(ℓ_w/b_w) > 6.0
$h_w/\ell_w < 2.0$	Wall	Wall	Wall
$h_w/\ell_w \geq 2.0$	Wall pier required to satisfy specified column design requirements; refer to 18.10.8.1	Wall pier required to satisfy specified column design requirements or alternative requirements; refer to 18.10.8.1	Wall

[1] h_w is the clear height, ℓ_w is the horizontal length, and b_w is the width of the web of the wall segment.

- بخشهایی از دیوار که در اطراف بازشو قرار میگرد، wall segment نامیده می شود.
- اسامی و اصطلاحات با رنگ در شکل زیر نمایش داده شده است.





۳۳-۱-۱ حداقل ضخامت دیوار برشی

در مبحث نهم حداقل ضخامت دیوار برشی برابر 150 mm می باشد ولی به لحاظ اجرایی توصیه میشود حداقل 200 mm منظور شود. مطابق بند زیر در قسمت المان مرزی دیوار (در صورتی که المان مرزی لازم باشد) حداقل ضخامت لازم دیوار افزایش می یابد.

۹-۲۰-۷-۲-۱ در دیوارهای سازه‌ای محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) زیر باید رعایت شود:

الف- ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلی‌متر اختیار شود.

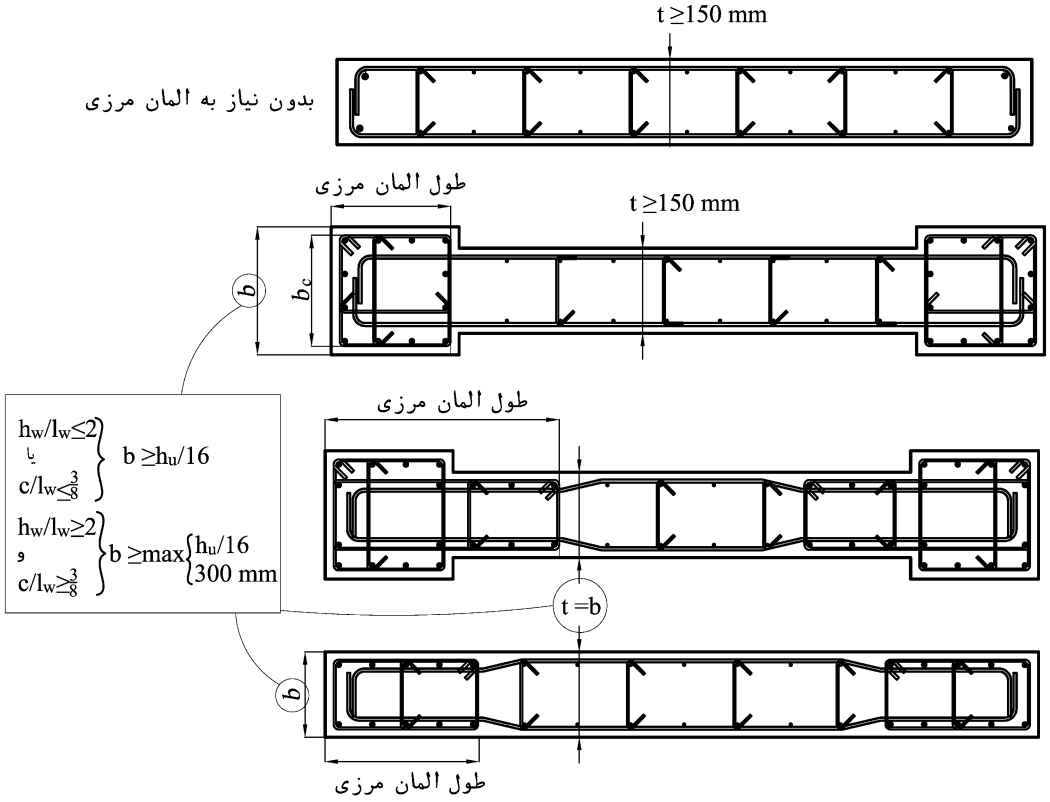
ب- در دیوارهایی که در آنها اجزای مرزی مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴ به کار گرفته می‌شود، عرض عضو مرزی نباید کمتر از مقدار مشخص شده در بند ۹-۲۰-۷-۴-۴پ باشد.

۹-۲۰-۷-۴-۴ اگر بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیاز است، الزامات بندهای (الف) تا (چ) زیر باید برآورده شود:

الف- جزء مرزی باید بصورت افقی تا فاصله ای برابر با بیشترین دو مقدار $c - 0.1l_w$ و $\frac{c}{2}$ از دورترین تار فشاری به سمت مرکز مقطع دیوار ادامه یابد. c فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری است که تحت اثر بار محوری ضریب دار به همراه مقاومت خمشی اسمی، که متناظر با تغییر مکان جانبی طرح δ_u بدست آورده شده است.

ب- عرض ناحیه فشاری ناشی از خمش، b، در طول افقی، که مطابق بند (الف) بدست آورده شده است و شامل بال دیوار در صورت وجود، نیز می شود، نباید از $\frac{h_u}{16}$ کمتر باشد.

پ- در دیوارها یا دیوار پایه هائی که $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و بصورت پیوسته از روی شالوده تا بالای دیوار ادامه دارند، و به گونه ای طراحی شده اند که دارای تنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری بوده و در آنها $\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}$ است، عرض ناحیه فشاری ناشی از خمش، b، در طولی که مطابق بند (الف) محاسبه شده، باید برابر یا بزرگتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد.



Mehle, 2014:

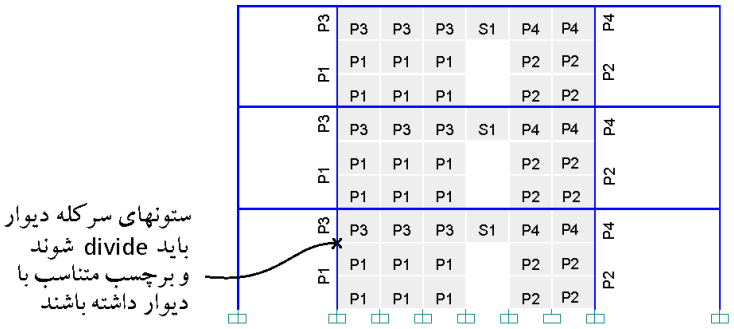
Although ACI 318 has no prescriptive minimum thickness, 8 in (200 mm) is a practical lower limit for special structural walls. Construction and performance generally are improved if wall thickness is at least 12 in (300 mm) where special boundary elements are used and at least 10 in (250 mm) elsewhere. Walls that incorporate coupling beams require minimum thickness around 14 in (350 mm) to accommodate reinforcement and required cover and bar spacing, although 16 in (400 mm) is a practical minimum where diagonally reinforced coupling beams are used. Flanges and enlarged boundary sections are helpful to stabilize boundaries and anchor reinforcement from adjacent members

۲-۳۳ مدلسازی دیوار

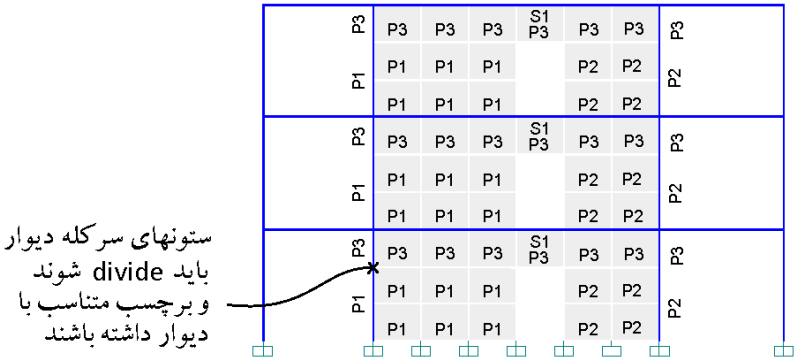
- با توجه به توانایی نرم افزار ETABS در طراحی دیوارها برای خمش خارج از صفحه (در صورت استفاده از روش UNIFORM و یا GENERAL) **توصیه می شود برای مدلسازی دیوار از المان SHELL استفاده شود**.

۱-۲-۳۳ برچسب دیوار(pier)

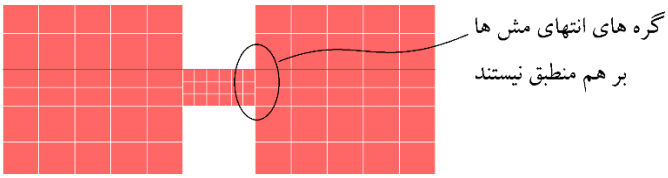
- دیوارهایی که در دو طرف یک بازشو قرار دارند باید با نامهای مختلف برچسب گذاری شوند (شکل زیر).
- در نقاطی که مقطع دیوار در ارتفاع تغییر می کند بهتر است نام برچسب دیوار نیز تغییر کند (مانند تغییر P1 به P3 و یا P2 به P4 در شکل زیر)



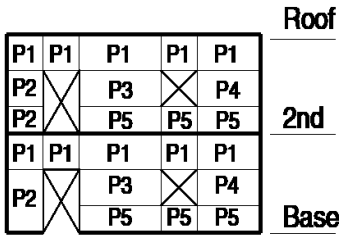
- توجه: هم در شکل بالا و هم در شکل پایین، مساحت میلگرد طولی لازم (حاصل از طراحی) در مقطع کاهش یافته دیوار (P1 و P2) بیش از مقطع فوقانی آنها (P3 و P4) خواهد بود. بنابراین با توجه به اینکه میلگردهای بدست آمده در مقاطع P1 و P2 در کل ارتفاع طبقه ادامه خواهند یافت، **شاید نیازی به اعمال برچسب P3 و P4 نباشد، به شرطی که میلگردهای حاصل در قسمت P1 و P2 تا انتها ادامه یابند.**
- به لحاظ برش (برش چشمه اتصال) در مواردی ممکن است برش در P3 و P4 بیش از برش در P1 و P2 باشد. در این موارد توصیه می شود از شکل بالا استفاده شود تا برش ها قابل محاسبه باشند.
- همچنین با توجه به امکان متفاوت بودن سختی در قسمت تیر کوپله (S1)، توزیع نیروها در این قسمت ممکن است غیر یکنواخت باشد. در این گونه موارد نیز توصیه می شود از شکل بالا برای برچسب گذاری استفاده شود.



- در هر دو شکل فوق توصیه میشود سایز مش بندی ریز تر شود به طوریکه مثلا در ناحیه تیر کوپله یک مش بندی 3x3 داشته باشیم تا تحلیل سازه و انتقال نیروها بین تیر کوپله و دیوار با دقت بیشتری انجام شود. در شکلهای فوق برای شفافیت بیشتر (ریز تر نشدن نوشته ها) این مش بندی انجام نشده است.
- توصیه میشود مش بندی به گونه ای باشد که گره ها بر هم منطبق باشند. برای مثال در شکل زیر گره های مش بند در تیر همبند بر گره های مربوط به مش دیوار منطبق نیست. این موضوع در پلان هم مطرح هست. تا حد امکان بهتر است در محل برخورد اعضا (frame) به المان های دیوار (shell) گره وجود داشته باشد تا انتقال نیرو از frame به shell به درستی انجام شود.



در شکل زیر توضیحات CSI در رابطه با برچسب گذاری آورده شده است که با

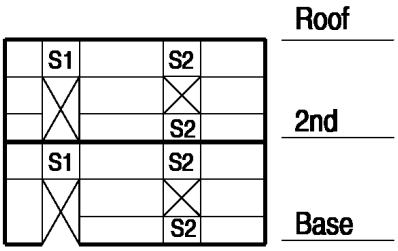


Wall Pier Labeling

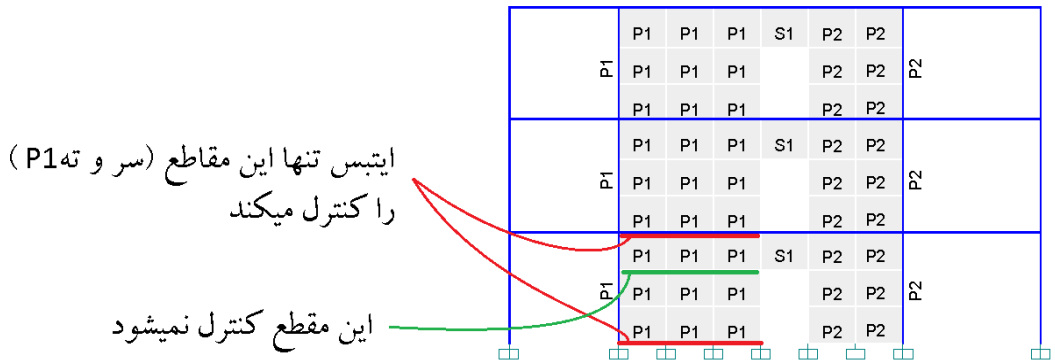
- Wall pier forces are output at the top and bottom of wall pier elements. Also, wall pier design is only performed at stations located at the top and bottom of wall pier elements.
- Because the wall piers are associated with story levels, wall pier labels can repeat at different levels, as shown in the figure.

Wall Spandrel Labeling

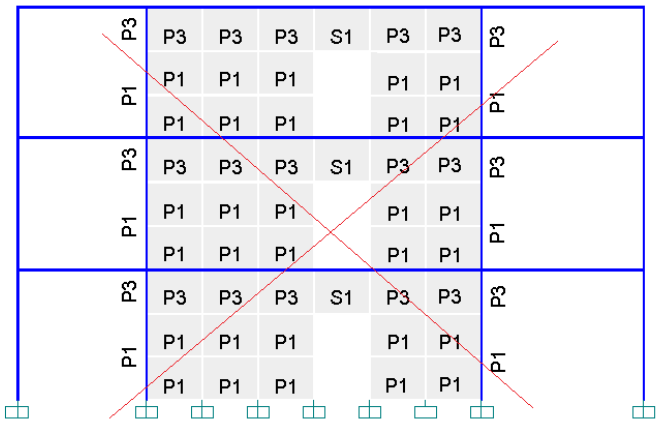
Wall spandrel forces are output at the left and right ends of wall spandrel elements. Also, wall spandrel design is only performed at stations located at the left and right ends of wall spandrel elements.



- استفاده از برچسب گذاری مانند شکل زیر نادرست هست. علت در روی شکل توضیح داده شده است.



- برچسب گذاری یکسان برای دیوارهای دو طرف تیر کوپله نادرست می باشد. هر کدام از مقاطع دیوار باید جداگانه کنترل و طراحی شوند.



۲-۲-۳۳ برچسب دیوارهای چند ضلعی

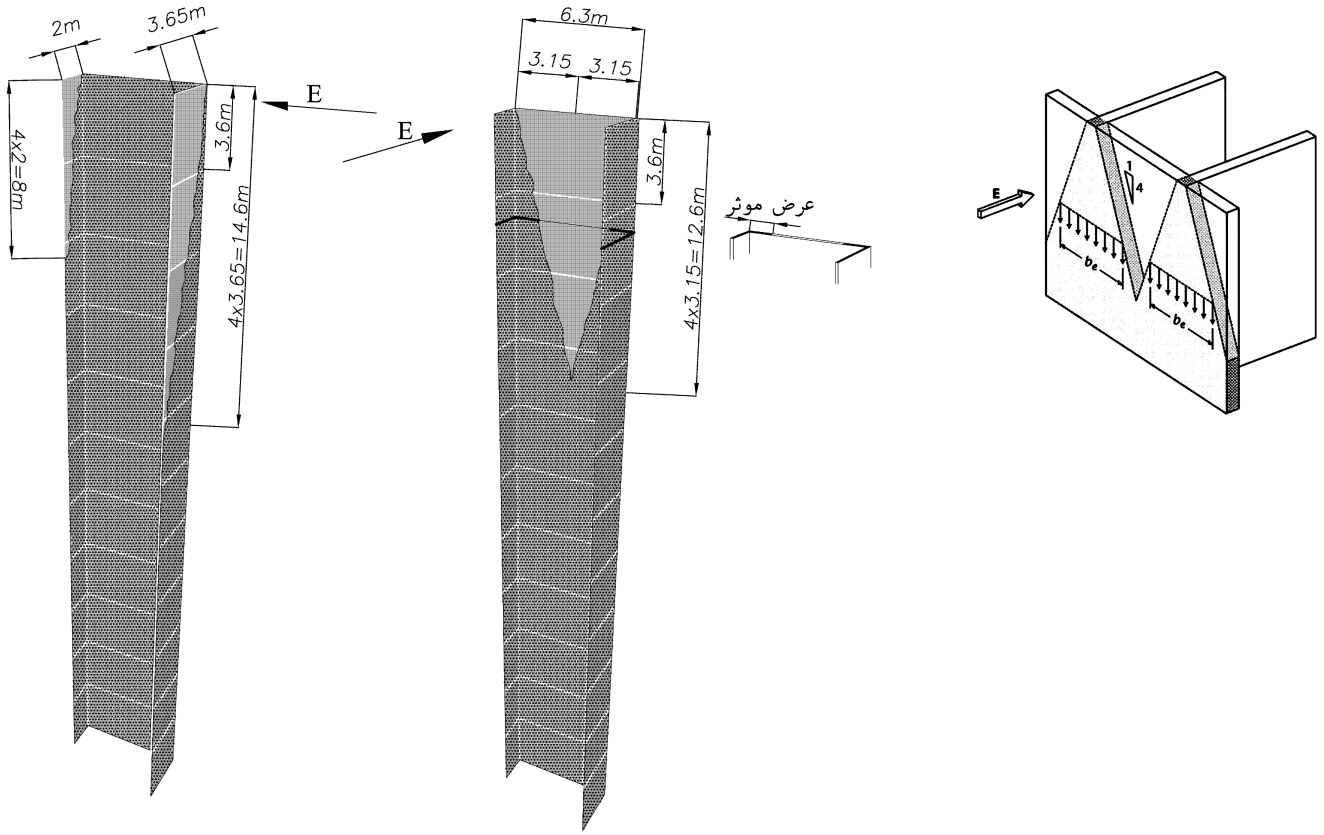
سوال: آیا دیوارهای U شکل یا L شکل (برای مثال در اطراف راه پله) به صورت یکپارچه pier شود یا جداگانه؟

برخی از مهندسین به استناد بندهای زیر از مبحث نهم و ACI-318-19 معتقدند که بهتر است در دیوارهای U شکل، اضلاع دیوار را جداگانه pier کرد:

> **۹-۲۰-۷-۲-۳** در طراحی برای خمش و بارهای محوری در دیوارهای با مقطع U، T و L شکل و سایر اشکال مشابه تشکیل شده از دیوارهای متقاطع، عرض مؤثر بال، اندازه گیری شده از بر جان در هر سمت که در محاسبات به کار برده می‌شود، نباید بیش‌تر از مقادیر (الف) و (ب) در نظر گرفته شود؛ مگر آن که با تحلیل دقیق‌تر بتوان مقدار آن را تعیین کرد.
>
> **الف**- نصف فاصله‌ی بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور؛
>
> **ب**- یک چهارم ارتفاع کل دیوار در بالای مقطع مورد نظر آن.

> **18.10.5.2** Unless a more detailed analysis is performed, effective flange widths of flanged sections shall extend from the face of the web a distance equal to the lesser of one-half the distance to an adjacent wall web and 25 percent of the total wall height above the section under consideration.

در متن فوق برای دیوارها عرض موثر تعریف شده است که در شکل زیر نشان داده شده است. در سازه های متعارف با تعداد طبقات متوسط و بالا، در طبقات تحتانی سازه عرض موثر شامل کل مقطع دیوار میشود و بنابراین کل مقطع در تحمل نیروها مشارکت خواهد داشت. **بنابراین میتوان در طبقات تحتانی (و میانی) برای کل دیوار را یک برچسب (pier) اعمال نمود و برای طبقات آخر با توجه به عرض موثر دیوار برچسب های متفاوت تعریف نمود. از طرفی با توجه به اینکه در طبقات آخر عموما طراحی دیوار حاکم و تعیین کننده نیست (در بیشتر موارد میلگرد قائم حداقل نیز پاسخگوی نیازها می باشد) حتی در این طبقات نیز برای سادگی میتوان برای کل دیوار یک برچسب واحد تعریف نمود.**



تذکر ۱: در موارد خاصی که نسبت ارتفاع به طول دیوار کوتاه باشد، به طوریکه عرض موثر دیوار در طبقات پایین نیز موضوعیت داشته باشد، باید اثر عرض موثر در طراحی دیوار از طریق برچسب گذاری (pier) متفاوت منظور گردد.
تذکر ۲: در موارد خاصی که طول دیوار اجزای دیوار بلند بوده و دیوارها شامل اضلاع زیاد میباشد، بسته به تشخیص طراح ممکن است برای بررسی موضعی اضلاع دیوار از برچسب گذاری متفاوت استفاده کند. برای مثال برای طراحی دیوار حائل بتنی دورتادور یک سازه نمی توان کل دیوارهای سازه در زیرزمین را یک pier واحد در نظر گرفت. در این حالت توصیه میشود هر کدام از دهانه های دیوار حائل به صورت یک pier مجزا طراحی شود.
تذکر ۳: در رابطه با برچسب گذاری دیوارهای برشی بین طراحان نظرات متفاوت هست و موارد فوق شامل نظرات شخصی می باشد.

پرسش و پاسخ از ACI به نقل از جناب دکتر محمد جلال پور:
In section 18.10.5.2, where the code talks about L, C or T shape wall sections, does it mean that the design engineer needs to calculate the total axial and bending moment forces on the composite (C, L ot T shape) section and design the wall section as a whole or still we need to design each segment separately for the axial and moment forces acting only on that portion? C, L, or T shaped walls should be analyzed considering the entire section acting as a unit. Analysis should not be performed separately for each planar element of the wall. When performing analysis, the effective flange width should be specified according to 18.10.5.2. If a finite element analysis of the wall under applied earthquake and gravity loads is performed, then many designers consider the finite element analysis “a more detailed analysis”, so that the flange width requirement of 18.10.5.2 does not apply. In that case, many designers include the entire extent of all planar wall elements in the finite element model.

- با توجه به پاسخ فوق، با توجه به مش بندی المانهای دیوار برشی در ایتبس، می توان ادعا کرد که تحلیل دقیق انجام شده است (detailed analysis is performed) و بنابراین می توان کل دیوار برشی را به صورت یک pier واحد تعریف کرد.

۳-۳۳ سختی داخل صفحه دیوار (f11, f22)

در مبحث نهم ویرایش ۹۹، **سه روش** جهت منظور کردن اثر ترک خوردگی ارائه شده است.

روش اول (روش رایج در کشور) ضرایب جدول ۹-۶-۲-الف در شکل زیر می باشد (تیرها 0.35، ستونها 0.7 و دیوارها بسته به ترک خوردگی آنها 0.35 و 0.7)

روش دوم (جدول ۹-۶-۲-ب در شکل زیر) نیاز به محاسبه دقیق عضو به عضو دارد و استفاده از آن رایج نمی باشد.

روش سوم پیشنهاد می کند برای تمامی اعضا همزمان ضریب کاهش ممان اینرسی برابر 0.5 وارد شود.

- در روش اول (0.35-0.7) باید کنترل شود که در کدام طبقات دیوار برشی ترک خورده محسوب میشود و در کدام طبقات ترک نخورده محسوب میشود و بر اساس آن ضرایب ترک خوردگی دیوار را تعیین کرد. استفاده از این روش در بین طراحان رایج می باشد.

۹-۶-۵-۳-۱-۱ مشخصات مقطع شامل ممان اینرسی و سطح مقطع اعضا باید بر اساس جدول‌های ۹-۶-۲-الف و یا ۹-۶-۲-ب محاسبه شوند؛ مگر آن که بتوان آن‌ها را از تحلیل‌های دقیق‌تری به دست آورد. در صورت وجود بارهای جانبی دائمی، ممان اینرسی ستون‌ها و دیوارها را باید بر ضریب $(1+\beta_{ds})$ تقسیم نمود. β_{ds} برابر با نسبت برش دائمی در کل طبقه به حداکثر برش کل طبقه در همان ترکیب بار می‌باشد. ممان اینرسی ناخالص تیرهای T شکل با منظور کردن عرض موثر بال محاسبه می‌شود؛ و یا دو برابر ممان اینرسی ناخالص مقطع مستطیلی جان منظور می‌گردد.

۹-۶-۵-۳-۱-۲ در تحلیل برای بارهای جانبی ضریب‌دار میتوان ممان اینرسی کلیهی اعضا را برابر $0.5I_g$ در نظر گرفت؛ یا میتوان ممان اینرسی اعضا را با استفاده از روشهای دقیقتری که سختی موثر همه اعضای تحت بار را منظور می‌نمایند، محاسبه نمود.

جدول ۹-۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریبدار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

جدول ۹-۶-۲-ب مقادیر دقیق‌تر ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو	مقادیر ممان اینرسی		
	حداقل	I	حداکثر
ستونها و دیوارها	$0.35I_g$	$\left(0.8+25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1-\frac{M_u}{P_uh}-0.5\frac{P_u}{P_0}\right)I_g$	$0.875I_g$
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)(1.2-0.2\frac{b_w}{d})I_g$	$0.5I_g$

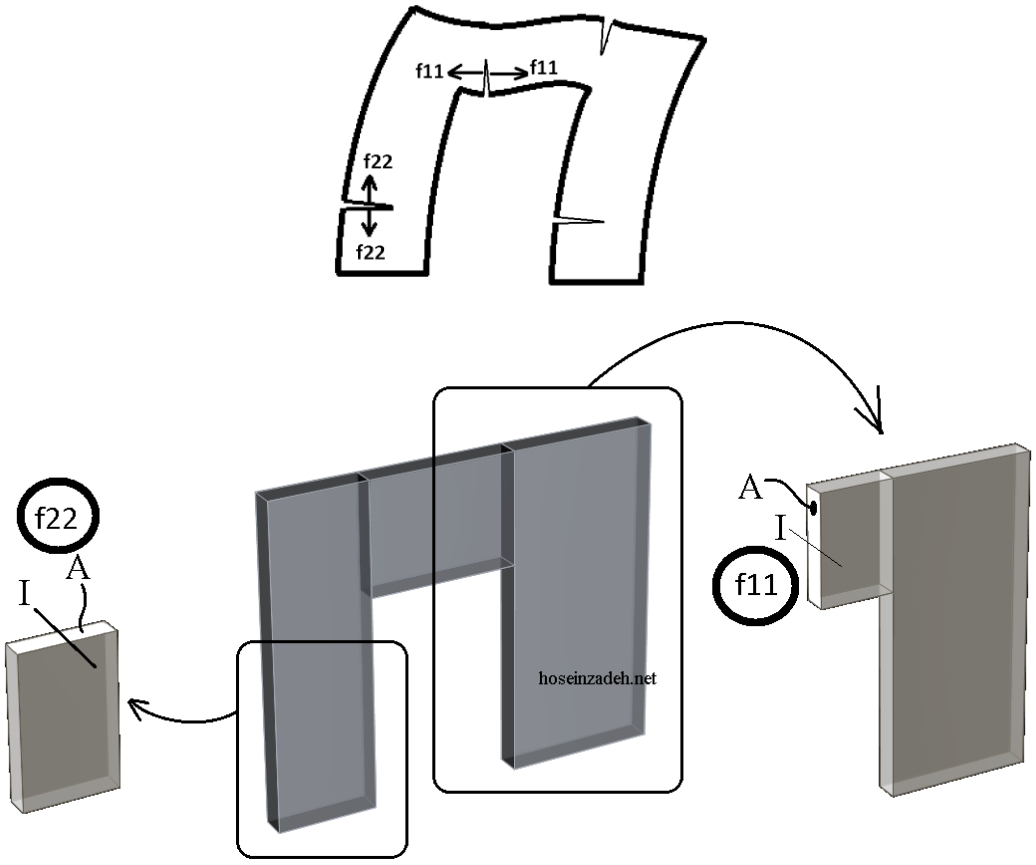
۳۳-۳-۱ استفاده از ضریب سختی 0.5 برای دیوار

- در رابطه با استفاده از ضریب کاهش سختی ثابت 0.5 برای تمامی اعضای بتنی (روش سوم در صفحه قبل) بین محاسبین اختلاف نظر داریم. در این رابطه متن پیش نویس ACI-318-25 پیشنهاد می کند که استفاده از ضریب 0.5 برای تمامی اعضا تنها برای محاسبات مربوط به **تغییرمکان** تحت بارهای جانبی می باشد.
- در حقیقت پیش نویس برای طراحی و تغییرمکان ضرایب سختی متفاوتی ارائه کرده است.
- بنابراین توصیه می شود:
  ۱- در **طراحی** سازه از روش اول (ضرایب 0.7-0.35) استفاده شود.
  ۲- برای **دریفت** و **درز انقطاع** طراح میتواند از روش a (0.35 و 0.7) **و یا** روش b (0.5 برای تمامی اعضا) استفاده کند.
- در صورت استفاده از ضریب 0.5 برای تمامی اعضا در فایل دریفت، **دو فایل مجزا** برای طراحی و دریفت خواهیم داشت.

ACI-318-19	ACI-318-25 (پیش نویس)
6.6.3.1.2 For factored lateral load analysis, it shall be permitted to assume $I = 0.5I_g$ for all members or to calculate I by a more detailed analysis, considering the effective stiffness of all members under the loading conditions.	**6.6.3.1.2** For calculation of deflections under factored lateral loads, if inelastic response is expected, member effective stiffness shall be calculated in accordance with (a), (b), or (c) except for two-way slab systems without beams designed as part of the seismic-force-resisting-system, where I for slab members shall be defined by a model that is in substantial agreement with results of comprehensive tests and analysis. (a) Section properties defined in Table 6.6.1.1(a) (b) $I=0.5I_g$ for all members (c) I by a more detailed analysis, considering the effective stiffness of all members under the loading conditions.

- توجه: گرچه به لحاظ مفهومی دوره تناوب تحلیل باید متناسب با فرض انجام شده برای سختی سازه اصلی محاسبه شود، ولی طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، سختی اعضای بتنی جهت محاسبه دوره تناوب مقدار مشخصی می باشد و بنابراین در هر حالت در فایلی که دوره تناوب سازه محاسبه میشود، ضریب سختی خمشی ستونها و دیوارها برابر یک و تیرها برابر نیم خواهد بود.

جهت اعمال ضرایب کاهش سختی خمشی دیوار و یا تیر همبند، ضرایب f11 و f22 مورد استفاده قرار می گیرند:



$$\left(f_{22}\text{ کاهش در }\right) \rightarrow \begin{cases} I_{\text{حول محور قوی}}\text{ کاهش در ممان اینرسی دیوار} \\ A\text{ کاهش در مساحت دیوار} \end{cases}$$

$$\left(f_{11}\text{ کاهش در }\right) \rightarrow \begin{cases} I_{\text{حول محور قوی}}\text{ کاهش در ممان اینرسی تیر کوپله} \\ A\text{ کاهش در مساحت مقطع کوپله} \end{cases}$$

$$\left(m_{11}, m_{22}, m_{12}\text{ کاهش در }\right) \rightarrow \begin{cases} I_{\text{حول محور ضعیف}}\text{ کاهش در ممان اینرسی حول محور ضعیف} \\ J\text{ کاهش در سختی پیچشی} \end{cases}$$

۴-۳۳ سختی خارج از صفحه دیوار (m11, m22, m12)

به متن زیر از CSI knowledge base توجه کنید:

Walls are generally not designed for out-of-plane bending to avoid excessive longitudinal reinforcement. In this case, use a small modifier say **0.1 for m11, m22** and m12 so numerical instabilities could be avoided. However, **use m11, m22, m12 = 0.70 (or 0.35)** when considering the out-of-plane bending in wall.

- برخی از محاسبین در کنترل دیوار از مقاومت خمشی خارج از صفحه آن صرف نظر می کنند و بنابراین برای مدلسازی دیوار از المان membrane استفاده می کنند (که به معنی صفر فرض کردن m11=m22=m12=0 می باشد). متن فوق پیشنهاد می کند اگر قصد داریم از خمش خارج صفحه دیوار برشی صرف نظر کنیم یک ضریب کم مانند 0.1 برای m11=m22=m12 وارد نماییم (به جای membrane فرض کردن دیوار).

اینجانب چنین توصیه ای را (استفاده از m11=m22=m12=0.1) مناسب نمی دانم.

- برخی از طراحان نیز سختی خارج از صفحه دیوار را **مشابه دالها** برابر **m11=m22=m12=0.25** در نظر می گیرند.

این توصیه در TBI-2023 مطرح شده است:

2023 LATBSDC Guidelines for New Buildings

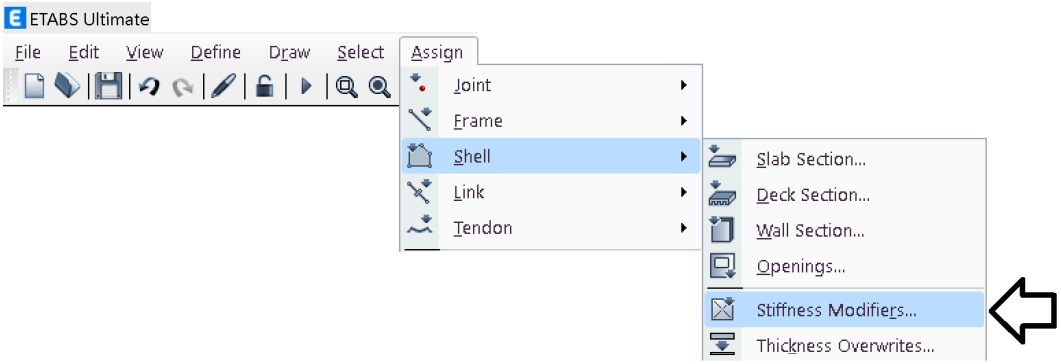
Table 3. Reinforced Concrete Stiffness Properties*

Component	*Service-Level Earthquake (SLE) Linear Models*			*Design Earthquake (DE) Linear Models*			*MCE Nonlinear Models*		
	Axial	**Flexural**	**Shear**	**Axial**	**Flexural**	**Shear**	**Axial**	**Flexural**	**Shear**
Structural walls[1] (in-plane)	$1.0E_c{}^{*}A_g$ *or* $0.75\ E_cA_g{}^{**}$	$0.75E_cI_g$	$1.0G_cA_g$	$1.0E_cA_g$	0.5-0.6E_cI_g	$0.75G_cA_g$	$1.0E_cA_g$	$0.35E_cI_g$	$0.5G_cA_g$
Structural walls (out-of-plane)	--	$0.25E_cI_g$	$1.0G_cA_g$		$0.25E_cI_g$		--	$0.25E_cI_g$	$1.0G_cA_g$
Basement walls (in-plane)	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$1.0G_cA_g$	$1.0E_cA_g$	$0.9E_cI_g$	$0.75G_cA_g$	$1.0E_cA_g$	$0.8E_cI_g$	$0.5G_cA_g$
Basement walls (out-of-plane)	--	$0.25E_cI_g$	$1.0G_cA_g$		$0.25E_cI_g$	$1.0G_cA_g$	--	$0.25E_cI_g$	$1.0G_cA_g$

- برخی دیگر از طراحان سختی دیوار در جهت خارج از صفحه را بر اساس اینکه ترک خورده است یا نه، برابر m11=m22=m12=0.35 (برای حالت ترک خورده) و یا m11=m22=m12=0.35=0.7 (برای حالت ترک نخورده) منظور می کنند.

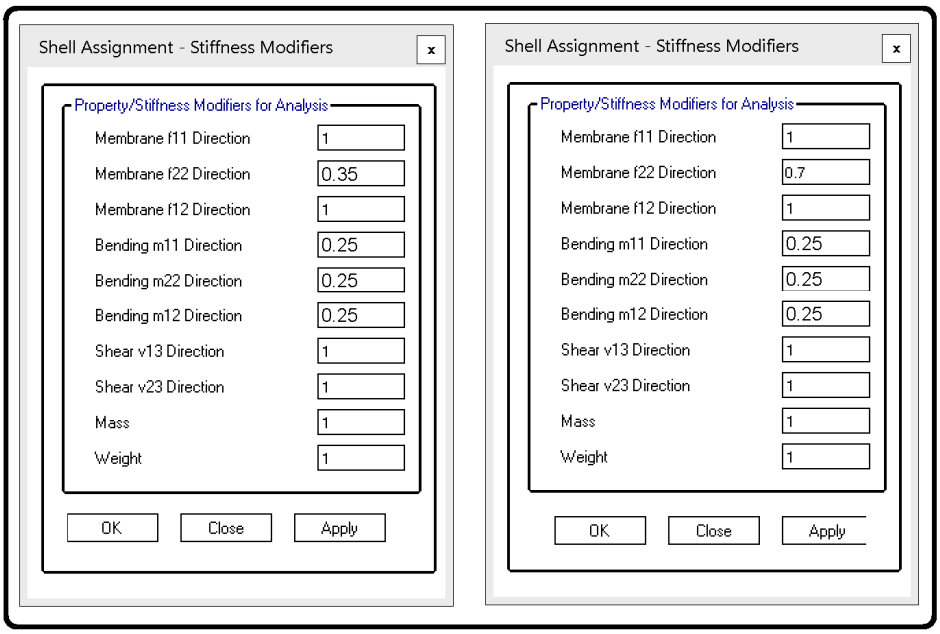
توصیه شخصی استفاده از m11=m22=m12=0.25 برای خمش خارج از صفحه می باشد (هم برای دیوار برشی و هم برای دیوارهای حائل بتنی)

با توجه به مطالب صفحات قبل، ضرایب ترک خوردگی دیوارها را مطابق شکل زیر میتوان وارد کرد:

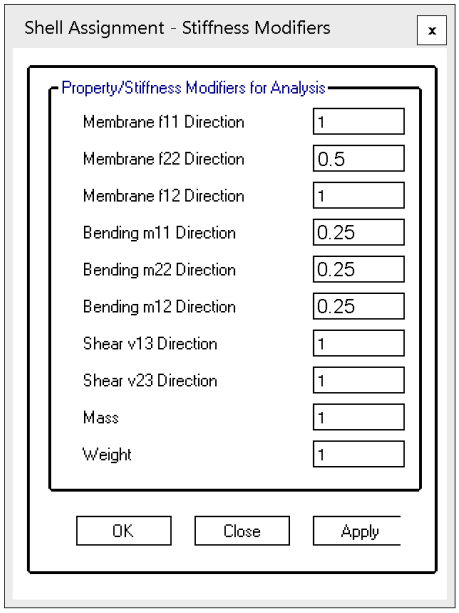


دیوار ترک خورده

دیوار ترک نخورده

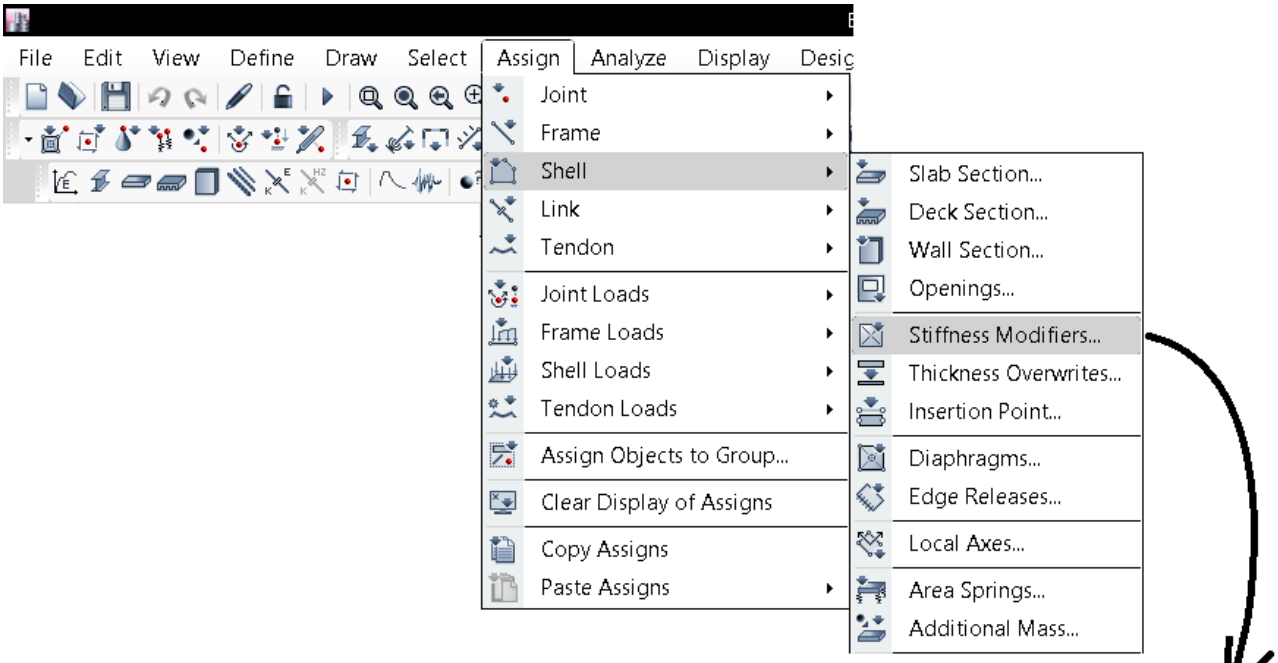


- در دیوارهای حائل نیز همان ضرایب شکل بالا توصیه میشود. در بسیاری از موارد لنگر داخل صفحه دیوارهای حائل کمتر از لنگر ترک خوردگی آنها بوده و بنابراین می توان آنها را ترک نخورده فرض کرد و ضرایب ترک خوردگی آنها را مطابق شکل سمت راست در بالا اعمال نمود.
- مطابق پیش نویس ACI-318-19 در چند صفحه قبل مطرح شد، برای کنترل تغییرمکانهای جانبی در سازه (کنترل دریفت و درز انقطاع) طراح می تواند این کنترل ها را با همان ضرایب سختی 0.35-0.7 در فایل اصلی طراحی انجام دهد و یا می تواند در یک فایل مجزا ضرایب سختی تمام اعضا (تیر، ستون، دیوار) را برابر 0.5 در نظر گرفته و تغییرمکان ها را کنترل کند. در این حالت ضرایب سختی دیوار را میتوان مطابق شکل مقابل اعمال کرد.

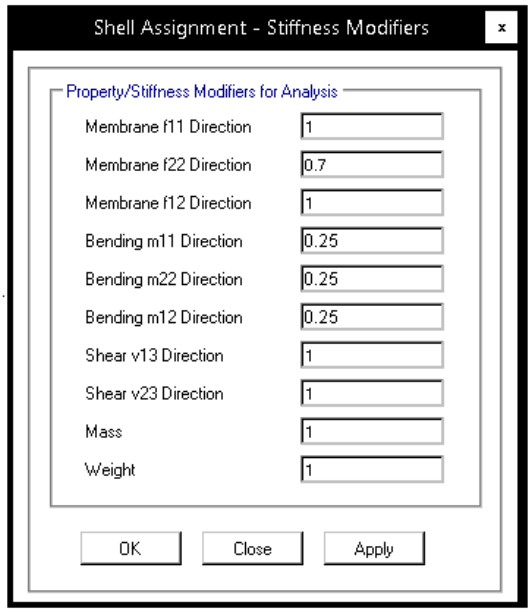


۵-۳۳ کنترل ترک خوردگی دیوار

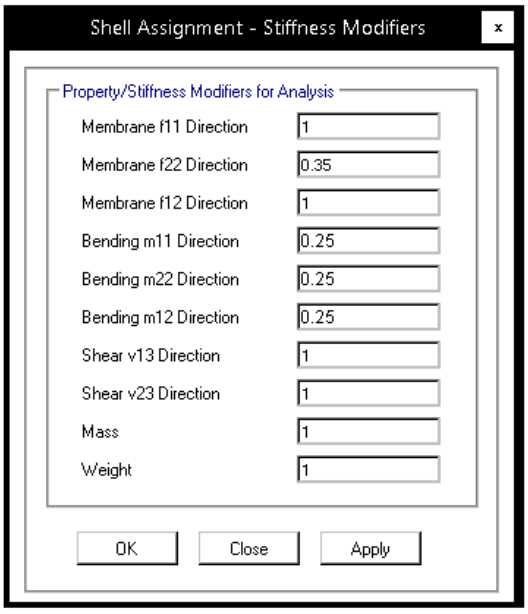
قبل از تحلیل اولیه فرض میشود دیوارها ترک نمی خورند و برای تمامی آنها ضریب ترک خوردگی 0.7 منظور می شود:



دیوار برشی ترک نخورده



دیوار برشی ترک خورده



- در دیوارهای برشی در صورتی که کاربر علاوه بر f22، ضریب f11 را نیز کاهش دهد، تاثیر ناچیزی در نتایج خواهد داشت.

در تیرهای کوپله به جای ضریب f22 ضریب f11 تاثیرگذار خواهد بود. در تیرهای کوپله نیز در صورتی که کاربر علاوه بر f11، ضریب f22 را نیز کاهش دهد، تاثیر ناچیزی در نتایج خواهد داشت.

بنابراین می توان برای راحتی کار هم در دیوارهای برشی و هم تیرهای کوپله، هر دو ضریب f11=f22 را کاهش داد.

- در ACI318-19 تنها به کاهش سختی خمشی دیوار اشاره شده است. بنابراین توصیه میشود سختی برشی f12 کاهش داده نشود.
- اجزاء مرزی دیوار (ستونهای اطراف دیوارها) جزئی از دیوار محسوب شده و باید سختی خمشی آنها همراه با دیوار کاهش یابد.

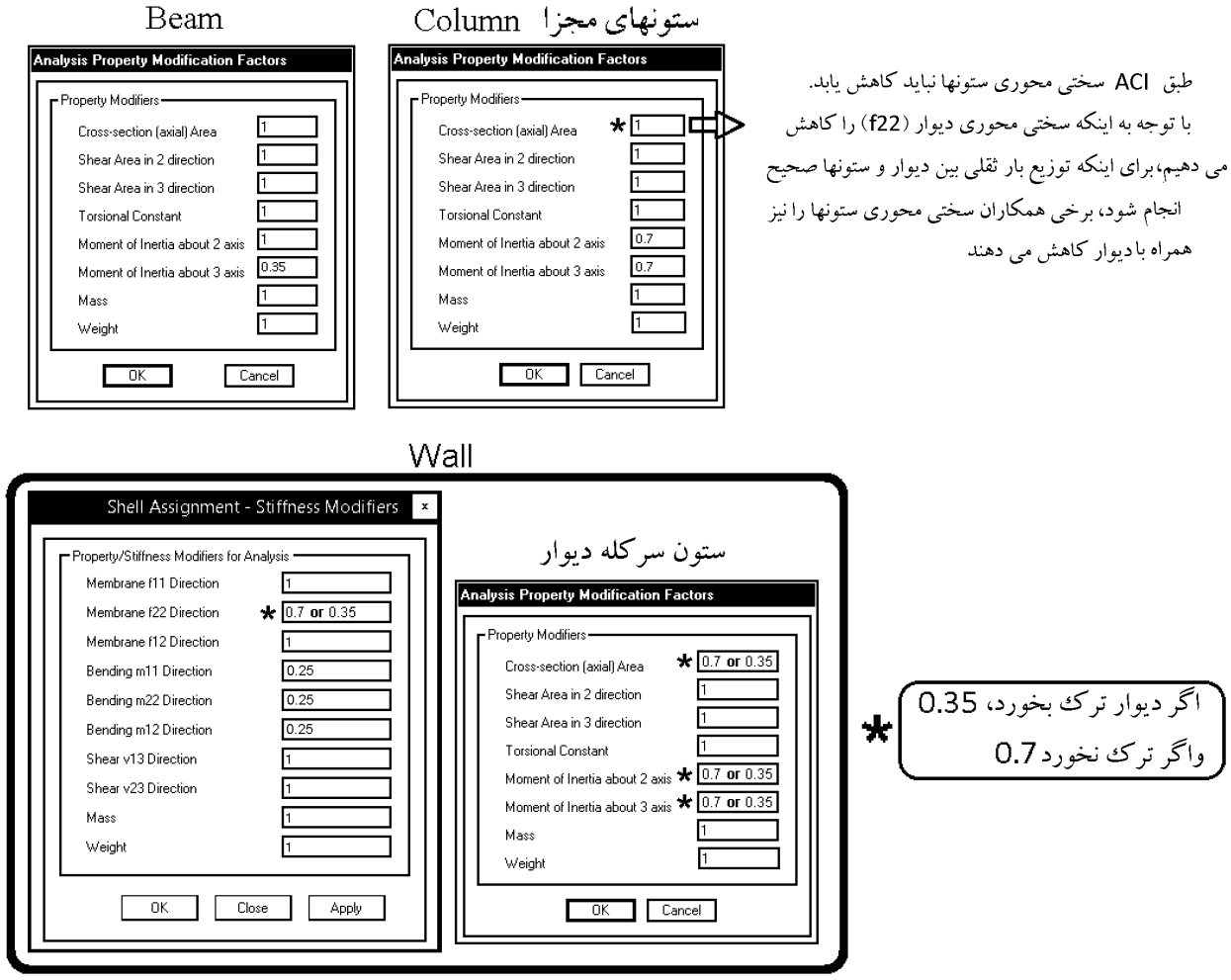
 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۶-۳۳ ستونهای سرکله دیوار

ستون سرکله دیوار: منظور همان المان های frame میباشد که مشابه ستون در دو انتهای دیوار در ایتبس ترسیم می شود. این اصطلاح در کتب مرسوم نیست و اولین بار از *آقای مهندس آقازاده* (https://t.me/Aghazadeh_Civil) این اصطلاح را شنیدم. برای تاکید بر اینکه این اعضا ستون نیستند و جزئی از دیوار هستند از اصطلاح ستون سر کله دیوار استفاده میکنم.

۱-۶-۳۳ سختی ستون سرکله دیوار

- این ستونها جزئی از دیوار محسوب می شوند و قائدتا سختی این ستونها باید مشابه دیوار باشد. بنابراین اگر دیوار ترک خورده محسوب شود، از ضریب 0.35 و اگر ترک خورده محسوب نشود ا ز ضریب 0.7 باید برای آن استفاده شود.
- با توجه به اینکه با کاهش ضریب f22 در المان های دیوار، سختی محوری آنها نیز کاهش میابد، در ستونهای سرکله نیز باید سختی axial مطابق شکل زیر کاهش یابد.
- گرچه برای سختی خارج از صفحه (m11,m22,m12) دیوار ضریب 0.25 پیشنهاد گردید، در مورد ستونهای سرکله پیشنهاد میشود از همان ضرایب 0.35 و 0.7 استفاده شود. این ستونها در راستای عمود بر صفحه دیوار معمولا با تیرهای متعامد تشکیل قاب خمشی میدهند. در این موارد حتی میتوان برای خمش خارج از صفحه ستون سرکله ضریب 0.7 را پیشنهاد داد (مشابه ستونهای عادی). البته این مورد بسته به هندسه سازه و قضاوت مهندسی قابل تصمیم گیری هست.



۲-۶-۳۳ کنترل ترک خوردگی دیوار

پس از آنالیز سازه باید ترک خوردگی دیوار بر اساس میزان تنش های کششی دیوارها کنترل شود.

مقدار تنش کششی که موجب ترک خوردن بتن می شود، طبق رابطه زیر (ACI-318-19) محاسبه می شود:

19.2.3 *Modulus of rupture*

19.2.3.1 Modulus of rupture, f_r, for concrete shall be calculated by:

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (19.2.3.1)$$

where the value of λ is in accordance with 19.2.4.

- ضریب λ ضریب مربوط به بتن سبک میباشد. برای بتن های معمولی این ضریب برابر یک می باشد.

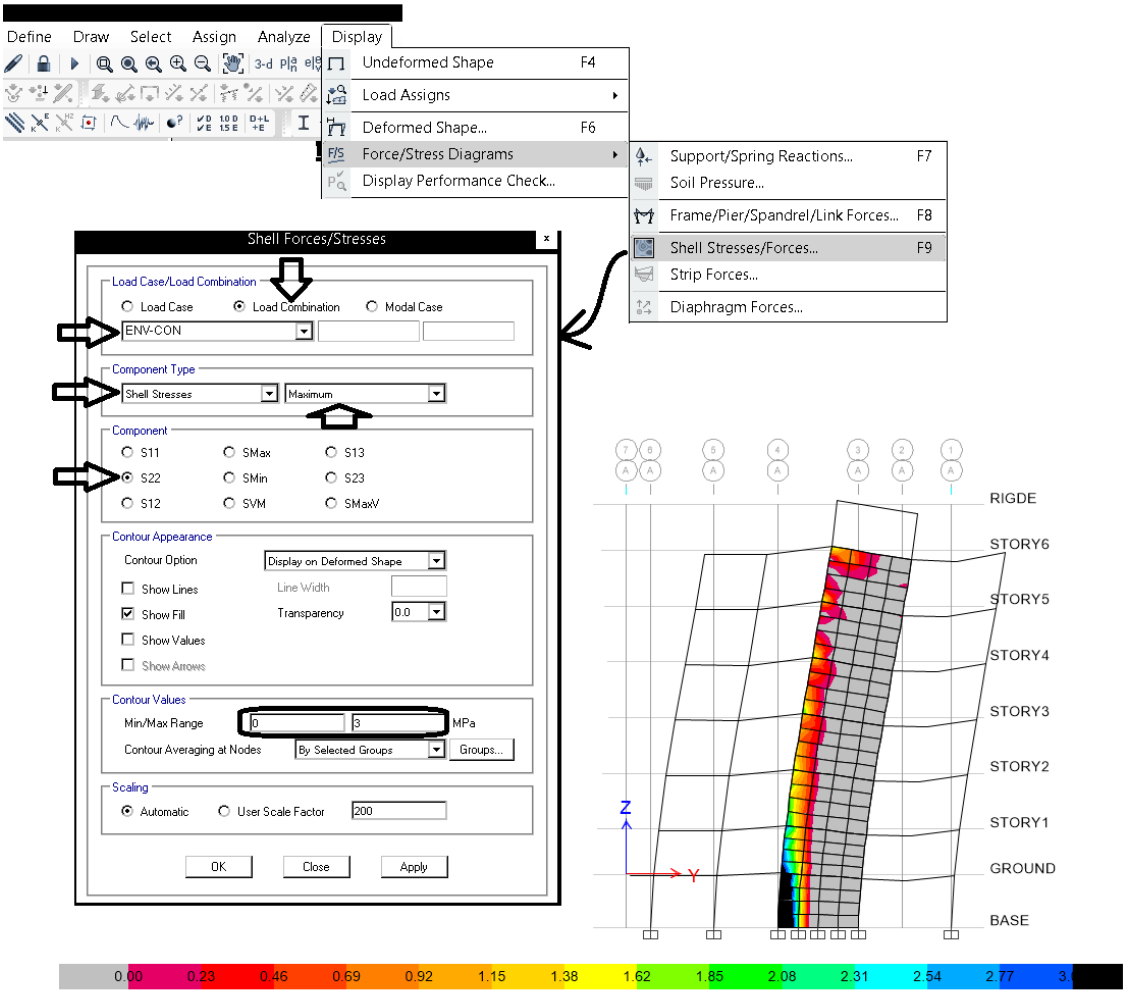
برای مثال اگر از بتن C25 استفاده شود، تنش ترک خوردگی برابر fr = 3MPa = 30 kg/cm^2 خواهد بود.

سوال: در سیستم دوگانه اگر دیواری ترک نخورد ولی ما آنرا ترک خورده در نظر بگیریم، در جهت اطمینان خواهد بود یا نه؟

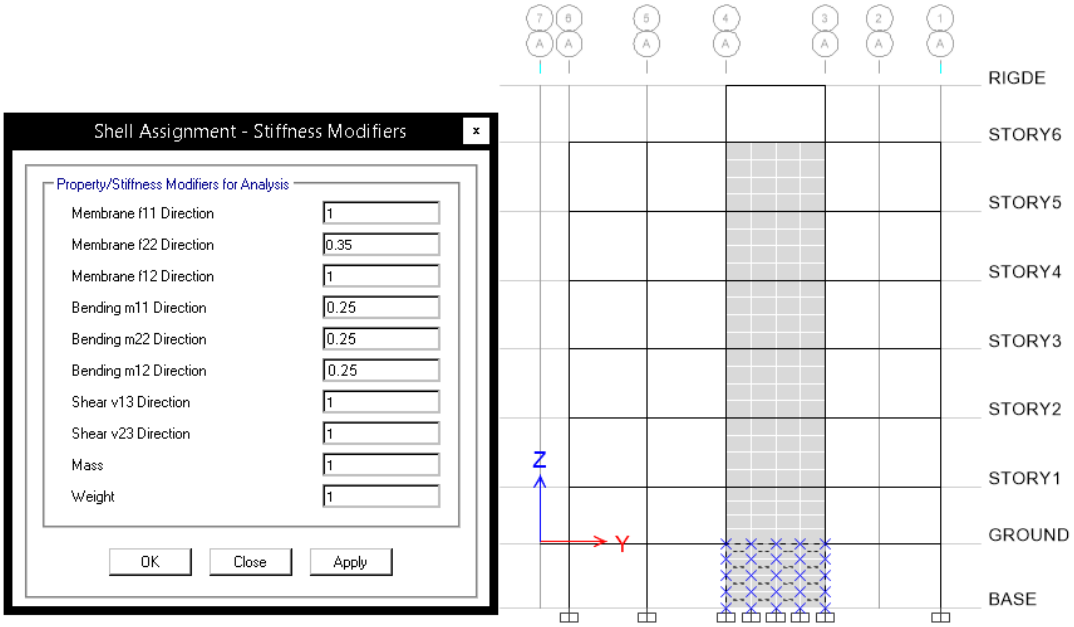
پاسخ: با ترک خورده فرض کردن دیوار (و کاهش سختی آن) سهم باربری آن از زلزله کاهش می یابد و در عوض سهم قاب از تحمل زلزله افزایش می یابد بنابراین در مورد طراحی قاب در جهت اطمینان خواهد بود و در مورد دیوار در خلاف جهت اطمینان.

برای کنترل تنش میتوان ترکیب بار پوش (ENVELOPE) ساخت. در فایلهای آماده (http://hoseinzadeh.net/ETABS2016.rar) ترکیب بارهای پوش ساخته شده است. در این فایلها ترکیب بار با نام ENV-CONC ساخته شده است که شامل پوش ترکیب بارهای بتنی تحت بارهای زلزله استاتیکی می باشد. ترکیب بار پوش باید شامل ترکیب بارهای متعارفی باشد که در طراحی استفاده می شود. برای مثال اگر در ترکیب بارهای طراحی زلزله ۳۰ درصد متعامد و یا زلزله قائم منظور شده است، در کنترل ترک خوردگی نیز همین اثرات باید منظور شوند.

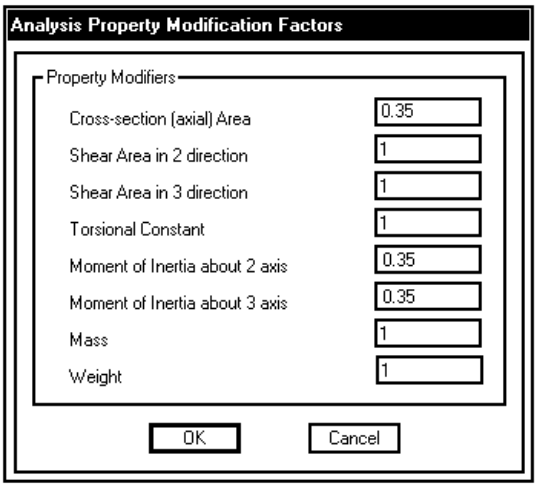
واحد سیستم را بر روی N/mm قرار داده و تنشهای موجود در دیوار را از طریق منوی زیر نمایش می دهیم:



سختی خمشی دیوارهایی که تنش آنها فراتر از $0.62\sqrt{f_c'}$ می باشد، باید به 0.35I کاهش یابد:

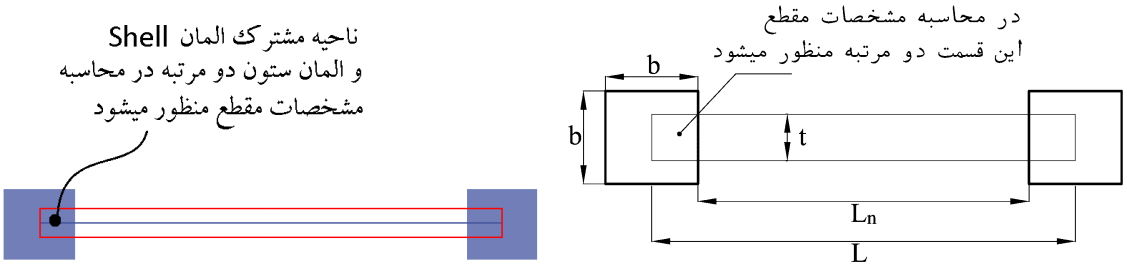


همچنین ضریب سختی ستونهای اطراف دیوار (که در حقیقت ستون نیستند بلکه جزئی از دیوار هستند) باید به 0.35I کاهش یابند:



۳-۶-۳۳ همپوشانی ستون سرکله دیوار

در نگارش مطالب این صفحه از راهنمایی های *آقای دکتر فرزام* و *آقای مهندس آقازاده* استفاده کرده ام. با سپاس از ایشان به شکل زیر توجه کنید.



$$I_{\text{واقعی}} = \frac{tL_n^3}{12} + 2\left(\frac{b^4}{12} + b^2 \times \left(\frac{L}{2}\right)^2\right)$$

$$I_{\text{محاسبه شده توسط ایتبس}} = \frac{tL^3}{12} + 2\left(\frac{b^4}{12} + b^2 \times \left(\frac{L}{2}\right)^2\right)$$

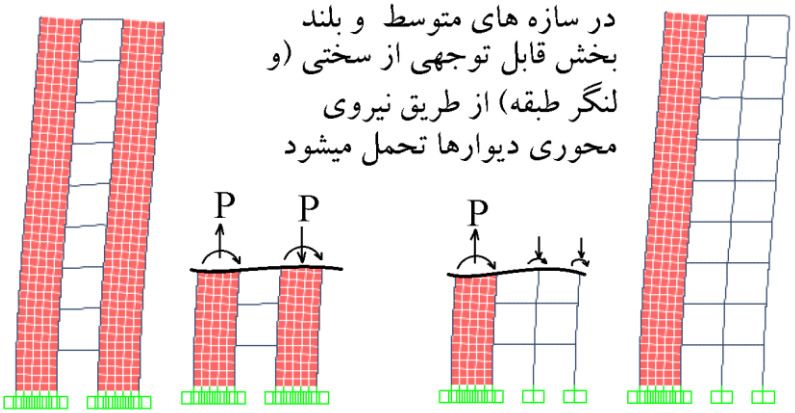
برای مثال:

$$\begin{matrix} L = 300\ cm \\ t = 30\ cm \\ b = 50\ cm \end{matrix} \begin{cases} I_{\text{واقعی}} = (3.9 + 11.35) \times 10^7 = 15.26 \times 10^7\ cm^4 \\ I_{\text{محاسبه شده توسط ایتبس}} = (6.75 + 11.35) \times 10^7 = 18.1 \times 10^7\ cm^4 \end{cases} \rightarrow \frac{I_{\text{واقعی}}}{I_{\text{محاسبه شده توسط ایتبس}}} = \mathbf{0.84}$$

در مواردی که خطای فوق قابل توجه باشد، میتوان سختی دیوار را با ضریب فوق کاهش داد.

کاهش سختی فوق برای ممان اینرسی حول محور اصلی دیوار محاسبه شده است و بنابراین تنها باید به سختی های داخل صفحه دیوار اعمال شود. توجه شود که اثر همپوشانی فوق بر ممان اینرسی خارج از صفحه دیوار کم بوده و میتوان صرف نظر کرد.

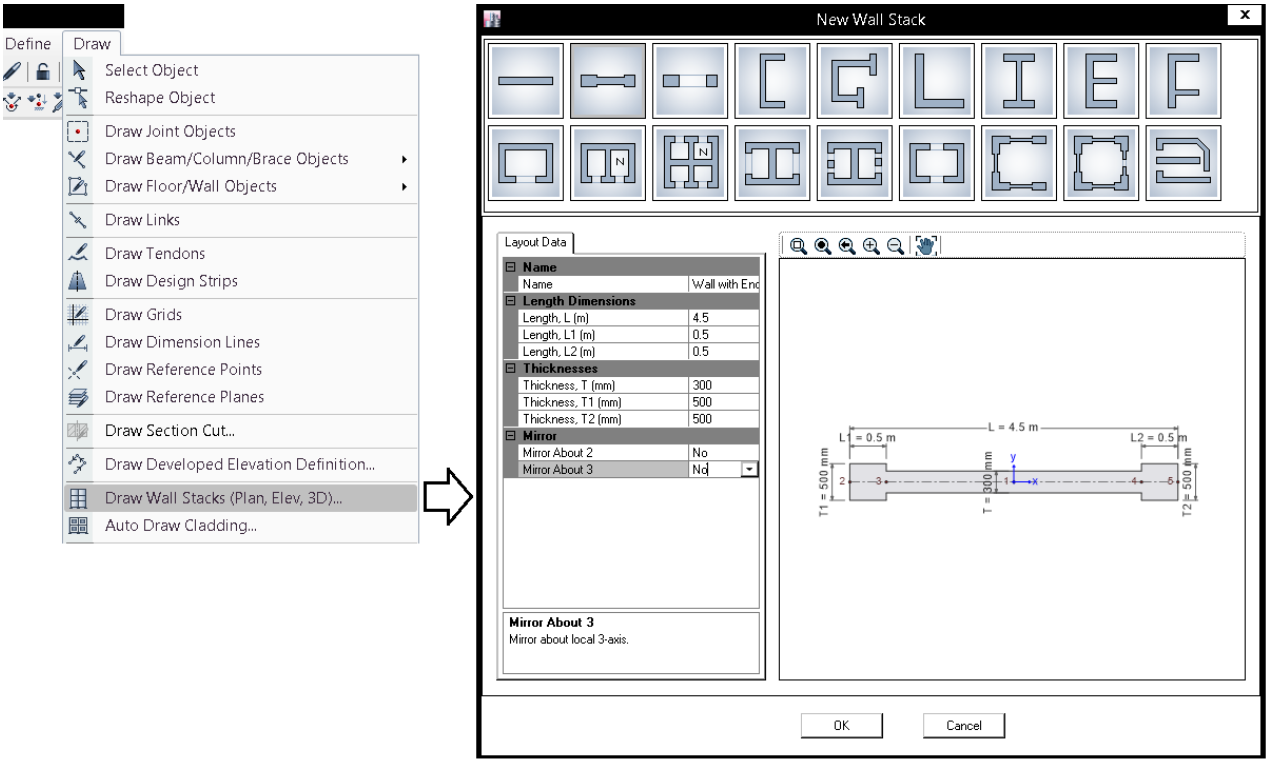
- **نکته بسیار مهم**: یکی از خطاهای بزرگ در مدلسازی دیوارها (که متاسفانه راهکار مستقیم هم ندارد) کاهش سختی محوری (axial) دیوارها میباشد. طبق آیین نامه تنها باید سختی خمشی (I) کاهش یابد. در حالیکه در دیوارها همراه با کاهش f22 سختی محوری نیز کاهش میابد.



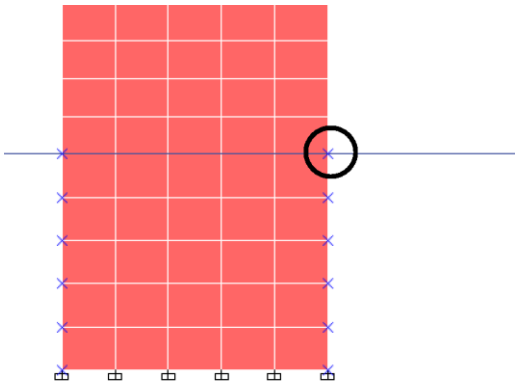
- جمع بندی: در دیوارهای همراه با ستون سرکله سختی خمشی " EI " **بیشتر** از مقدار مورد نظر آیین نامه محاسبه میشود.
  در دیوارها سختی محوری " EA " **بسیار کمتر** از مقدار مورد نظر آیین نامه محاسبه میشود.
  در سختی جانبی دیوارها (مطابق شکل فوق) هر دو مورد فوق تاثیر گذار هستند و از طرفی یکی موجب کاهش و دیگری موجب افزایش سختی می شود. انجام اصلاحات دقیق برای مورد اول (سختی خمشی) با روابط ساده فوق امکان پذیر هست ولی متاسفانه برای مورد دوم راهکار مناسب و سهل الوصول نداریم!
- نتیجه: در **ابعاد متعارف میتوان از اصلاح سختی خمشی مطابق روابط فوق صرف نظر کرد**. در مواردی که میزان همپوشانی قابل توجه باشد، باید بررسی دقیق انجام شود. برای مثال برخی طراحان ابعاد ستون سرکله را مطابق با ابعاد المان مرزی دیوار تعریف میکنند. در این حالت با افزایش طول المان های مرزی (به ویژه د ر طبقات پایین سازه) ممکن است ابعاد ستون سرکله و در نتیجه طول همپوشانی آن با جان دیوار نیز افزایش یابد. در این موارد بهتر است اثر اصلاح سختی خمشی (مطابق روابط بالا) بررسی شود.

۳۳-۶-۴ استفاده از wall stack جهت ترسیم دیوار برشی

- با استفاده از ابزار زیر میتوان دیوارهای دمبلی شکل را ترسیم کرد.
- در این حالت دیگر نیازی به ترسیم ستون سر کله (المان Frame) در انتهای دیوار نخواهد بود.
- همچنین خطای مربوط به محاسبه ممان اینرسی دیوار برطرف خواهد شد.



- گرچه این روش توسط برخی همکاران توصیه میشود، ولی مهندسین به صورت سنتی عادت دارند از المان frame برای ترسیم ستونهای دمبلی شکل استفاده کنند (از جمله خودم). یکی از مشکلات این روش خطای مربوط به تحلیل سازه آن میباشد. مطابق شکل زیر قابهای کناری تنها از طریق یک نقطه (point) به المان های شل متصل میشوند. در حالیکه تیر دارای یک عمق مشخصی بوده و در عمق خود در طول یک خط (line) به دیوار متصل است. رسم المان frame (ستون سر کله) کمک میکند انتقال نیرو به نحوه مناسب تری انجام شود. با این وجود استفاده از این روش (wall stack) در شرایط متعارف خطای چندانی ایجاد نمی کند و میتواند به عنوان یک روش نوین استفاده شود.

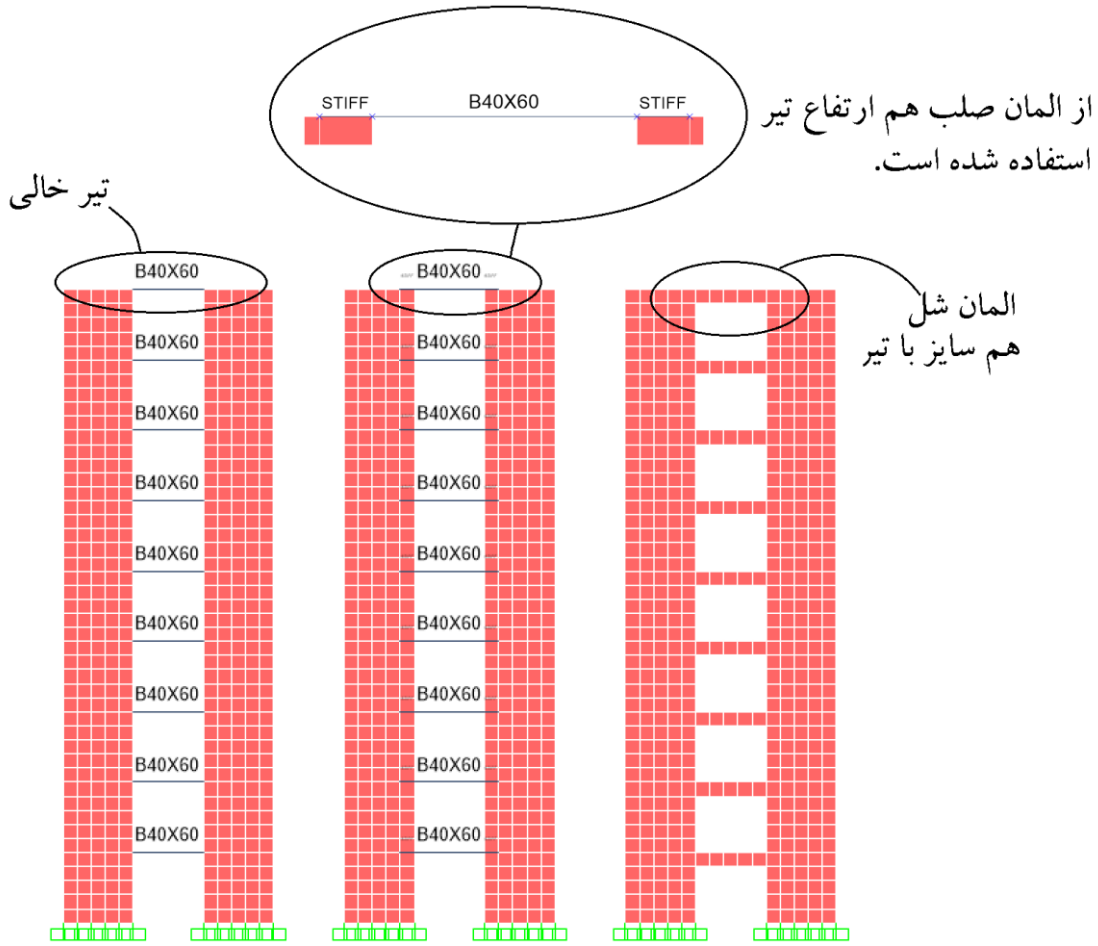


- در مواردی که ستون سرکله نداریم توصیه می شود اثر اتصال تیر به تک گره دیوار بررسی شود. برای مثال می توان از راهکار ارائه شده در صفحه بعد (رسم المان stiff) در محل اتصال تیر به دیوار استفاده کرد.

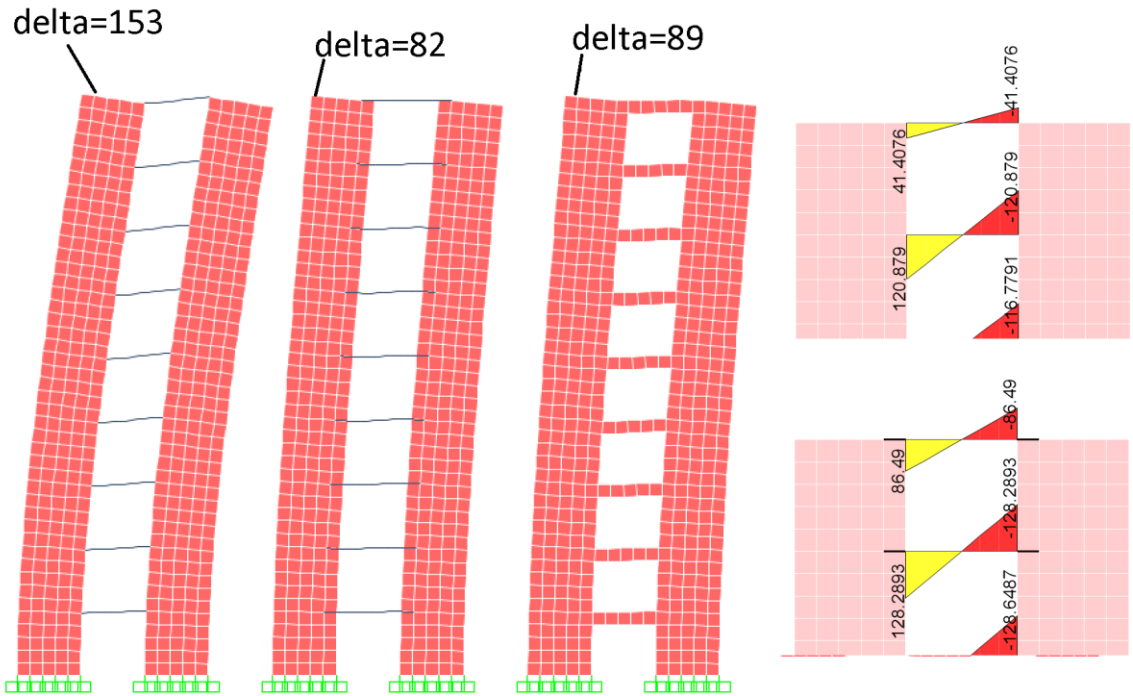
انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

در تصاویر زیر سعی کردم مشکل مربوط به ***اتصال تیر به "تک گره" دیوار (بدون ستون سرکله)*** را توضیح دهم.

- **در مدلهای زیر ستون سرکله رسم نشده است.**
- در مدل وسطی یک المان با سختی خیلی زیاد در داخل دیوار رسم شده است. المان صلب موجب می شود تا گره انتهای تیر به جای اینکه با یک تک گره درگیر باشد، با دو گره از دیوار درگیر شود.



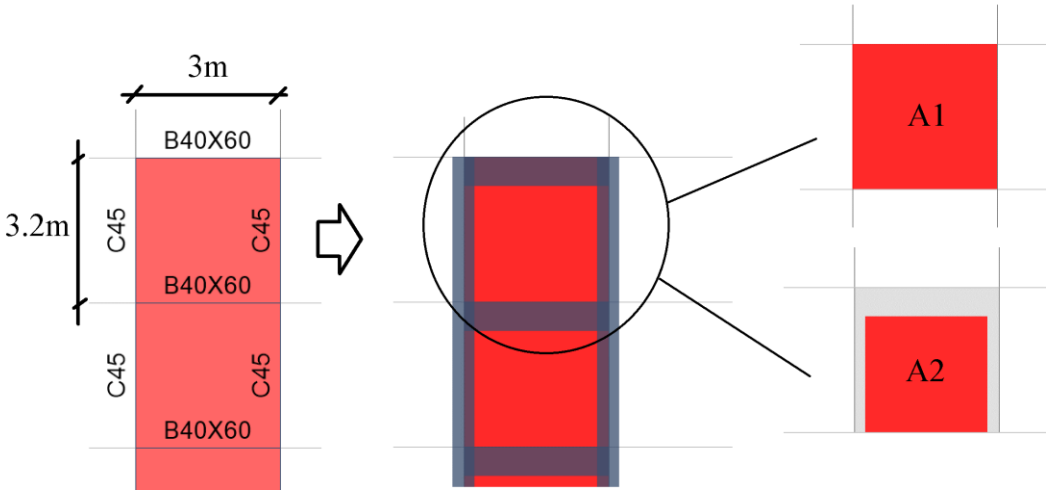
- در مدل سمت چپ که المان تیر به تک گره دیوار متصل است سختی جانبی سازه به طول قابل ملاحظه ای کاهش یافته است. همچنین لنگر تیر در مدل سمت چپ برابر 41.4 ton.m بدست آمده است. در حالتی که در مدل دوم برابر 86.49 ton.m بدست آمده است (طبقه آخر). بنابراین در مدل سمت چپ میلگرد خمشی تیر در خلاف جهت اطمینان، حتی تا نصف، کاهش میابد.



۳۳-۷ اصلاح وزن المان های دیوار

مطالب این صفحه (اصلاح وزن دیوار) را *آقای دکتر فرزام* به بنده یادآور شدند. با سپاس از ایشان

- با توجه به شکل ایتبس وزن المان های دیوار (shell) را بر اساس مساحت A1 محاسبه میکند. قسمت همپوشانی المان های shell با المان های frame مربوط به تیر و ستون را در حقیقت ایتبس دو بار منظور می کند.
- در سازه های بلند در طبقات تحتانی که تیرهای عمیق داریم، این خطا می تواند قابل توجه باشد و بهتر است اصلاح شود.

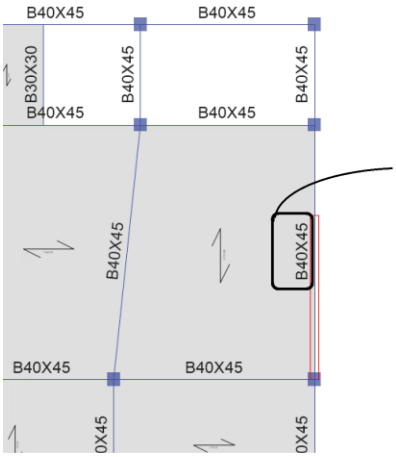


$$\left.\begin{matrix} A1 = 3 \times 3.2 = 9.6\,m^2 \\ A2 = (3 - 0.45) \times (3.2 - 0.6) = 6.63\,m^2 \end{matrix}\right\} \frac{A2}{A1} = 0.69$$

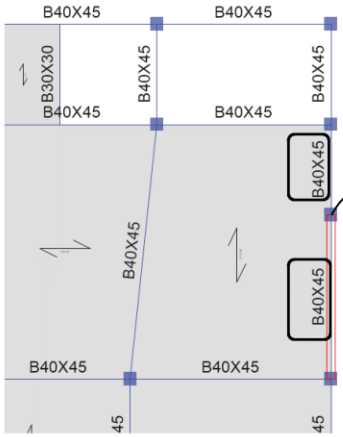
- در سازه فوق ضرایب وزن (Mass&weight) را میتوان برابر 0.69 وارد کرد.
- می توان در جهت اطمینان از کاهش فوق صرف نظر کرد.
- در رابطه با بارگذاری تیر نگهدارنده دیوارها باید توجه شود که بین دیوار برشی بتنی و دیوار غیر سازه ای تفاوت داریم. در تیرهای پیرامونی سازه که بار دیوار غیر سازه ای را تحمل میکنند باید وزن کل دیوار محاسبه و به تیر اعمال شود. در حالیکه در دهانه هایی که دیوار بتنی داریم تنها باید وزن سفید کاری دیوار را وارد کرد. در مورد دیوار های بتنی برخی طراحان کلا هیچ باری روی تیر مدفون در دیوار وارد نمیکنند و در عوض اصلاح فوق را نیز انجام نمی دهند.

۳۳-۱ عدم استفاده از تیر پیوسته روی دیوار

توجه شود که در محل اتصال تیر به دیوار، باید مطابق شکل سمت راست تیر مربوط به قاب خمشی قطع شود.
در صورتی که مانند شکل سمت چپ یک تیر به صورت پیوسته رسم شود، نیروی برشی تیر نادرست محاسبه خواهد شد. توجه کنید که نیروی برشی در تیرهای قاب خمشی متوسط و ویژه بستگی به طول تیر داشته و بر اساس ظرفیت خمشی دو انتها و بر اساس رابطه $\frac{M_L+M_R}{L_n}$ محاسبه میشود.

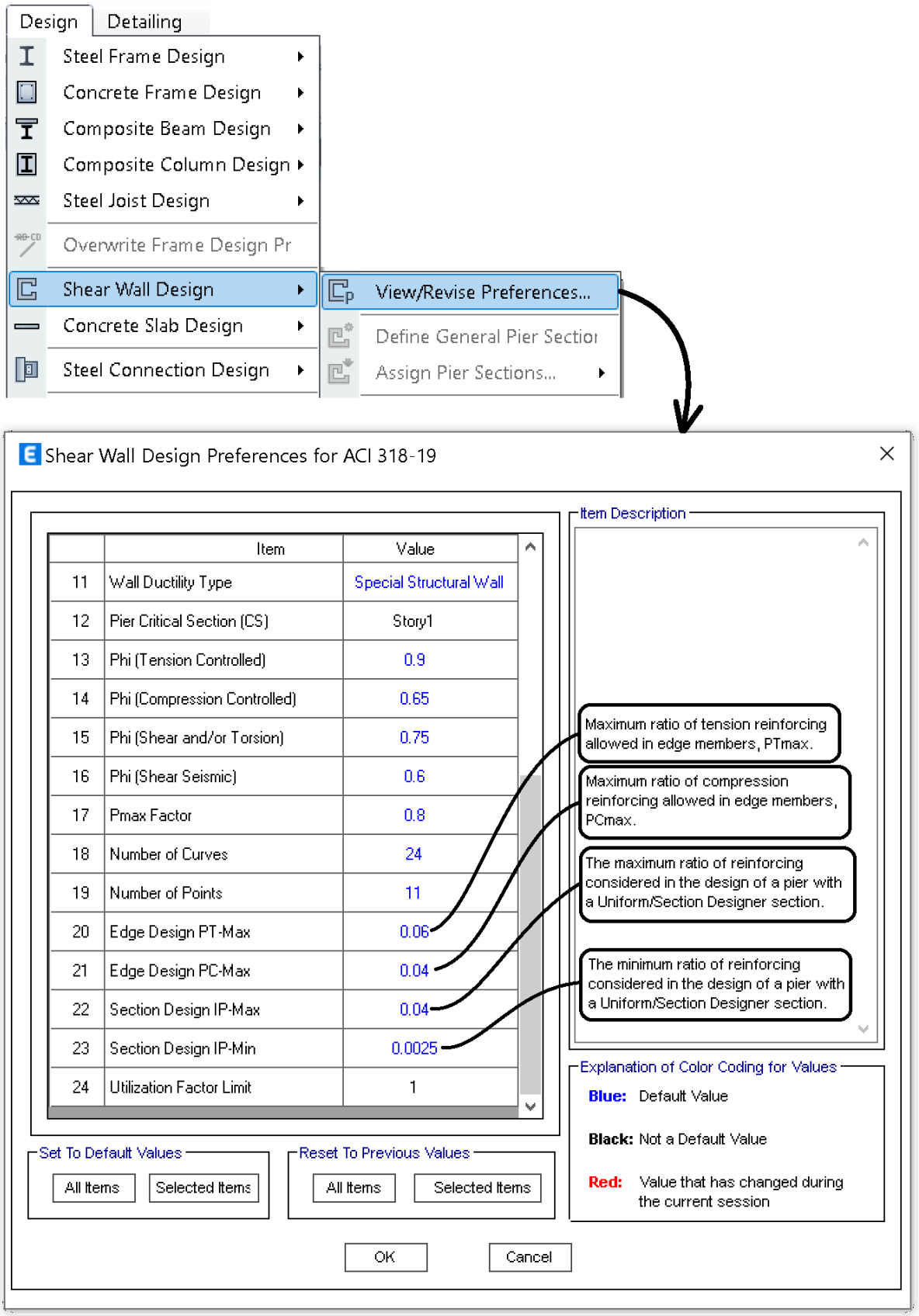


تیر پیوسته رسم شده و محاسبات برش در تیر نادرست انجام خواهد شد.



تیر در محل اتصال به دیوار قطع شده و محاسبات برش تیر صحیح انجام خواهد شد.

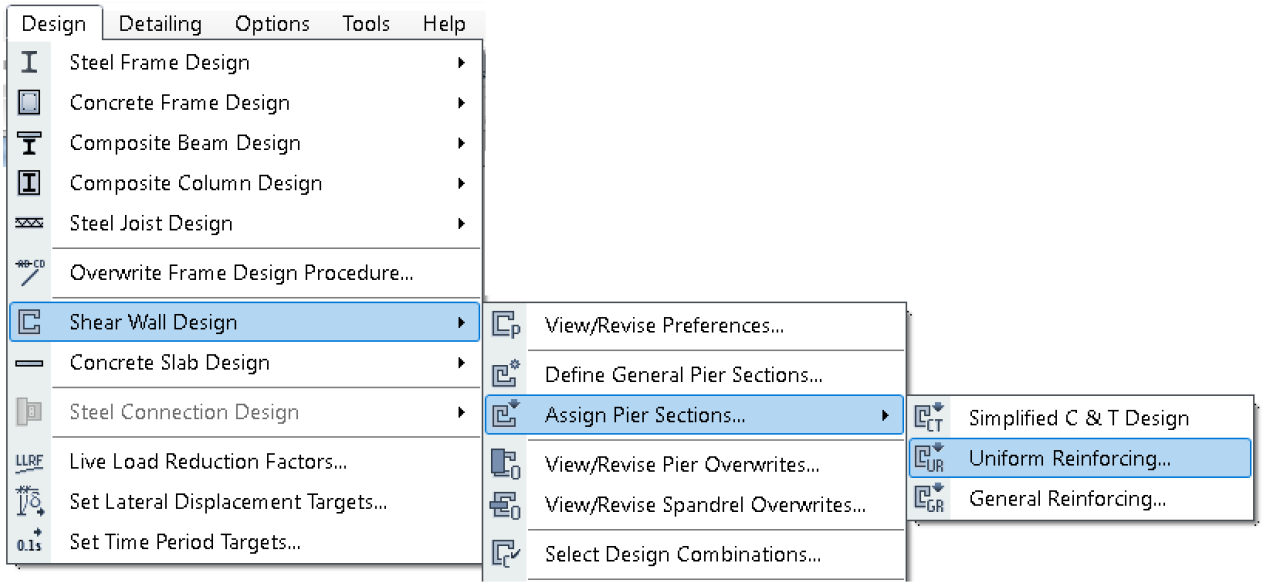
۲-۳۳ تنظیم پارامترهای طراحی



- ایتبس از پارامترهای PT-Max و PC-Max در طراحی دیوار به روش Simplified C & T استفاده می کند. در صورتی که میزان میلگرد طراحی شده از حداکثر مقدار تعریف شده در PT-Max و PC-Max فراتر رود، ایتبس ابعاد المان مرزی را در این روش افزایش می دهد.
- ایتبس از پارامترهای IP-Max و IP-Min در طراحی دیوار به روش General و یا Uniform استفاده می کند. در صورتی که مقطع تعریف شده به صورت design به pier نسبت داده شده باشد (نه از نوع Check) در این صورت اگر مقدار میلگرد محاسبه شده توسط ایتبس از حداکثر تعریف شده در این قسمت فراتر رود، دیوار غیر قابل قبول اعلام می شود.

۳-۳۳ انتخاب روش طراحی

برای طراحی دیوار برشی سه روش مختلف توسط نرم افزار معرفی شده است. برای انتخاب روش ابتدا باید دیوارها را انتخاب کرده و سپس یکی از سه نوع مقطع Simplified C & T Design ، Uniform Reinforcing و یا General Reinforcing را به آنها اختصاص دهید:

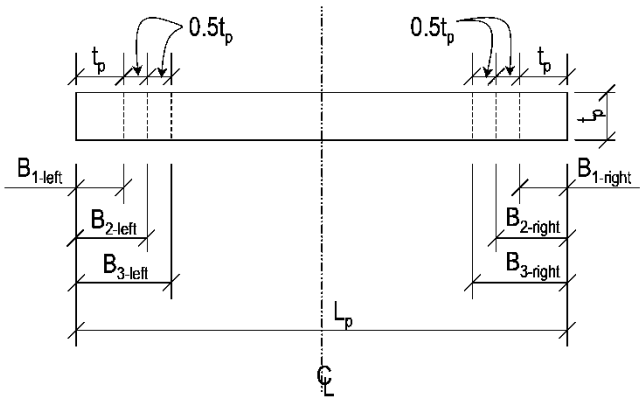


۱-۳-۳۳ استفاده از روش Simplified C and T Design

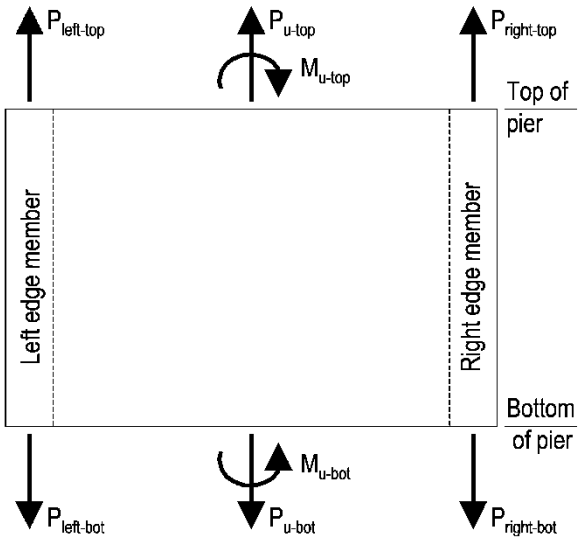
در این روش ابتدا مقدار لنگر و نیروی محوری برآیند در ابتدا و انتهای دیوار محاسبه می شود (P_{u-top} و M_{u-top} در بالای دیوار و P_{u-bot} و M_{u-bot} در پایین دیوار). سپس بر اساس رابطه زیر مقدار نیروی محوری در المانهای مرزی مشخص می شود. بر اساس نیروی محوری المانهای مرزی، مقدار آرماتور طولی لازم برای آنها محاسبه می شود.

$$P_{\text{left-top}} = \frac{P_{u-\text{top}}}{2} + \frac{M_{u-\text{top}}}{\left(L_p - 0.5B_{\text{l-left}} - 0.5B_{\text{l-right}}\right)}$$

$$P_{\text{right-top}} = \frac{P_{u-\text{top}}}{2} - \frac{M_{u-\text{top}}}{\left(L_p - 0.5B_{\text{l-left}} - 0.5B_{\text{l-right}}\right)}$$



Wall Pier Plan



Wall Pier Elevation

- در این روش امکان تعریف دقیق موقعیت میلگردها در مقطع دیوار وجود ندارد و تنها مساحت کلی میلگردها در المانهای مرزی محاسبه می شود. بنابراین یک روش تقریبی می باشد.
- در این روش خمش حول محور ضعیف دیوار منظور نمی شود و از وجود آن صرف نظر می شود. بنابراین توصیه می شود در صورت استفاده از این روش، در ترسیم دیوارها از المانهای از نوع membrane استفاده شود تا خمش حول محور ضعیف را جذب نکنند.

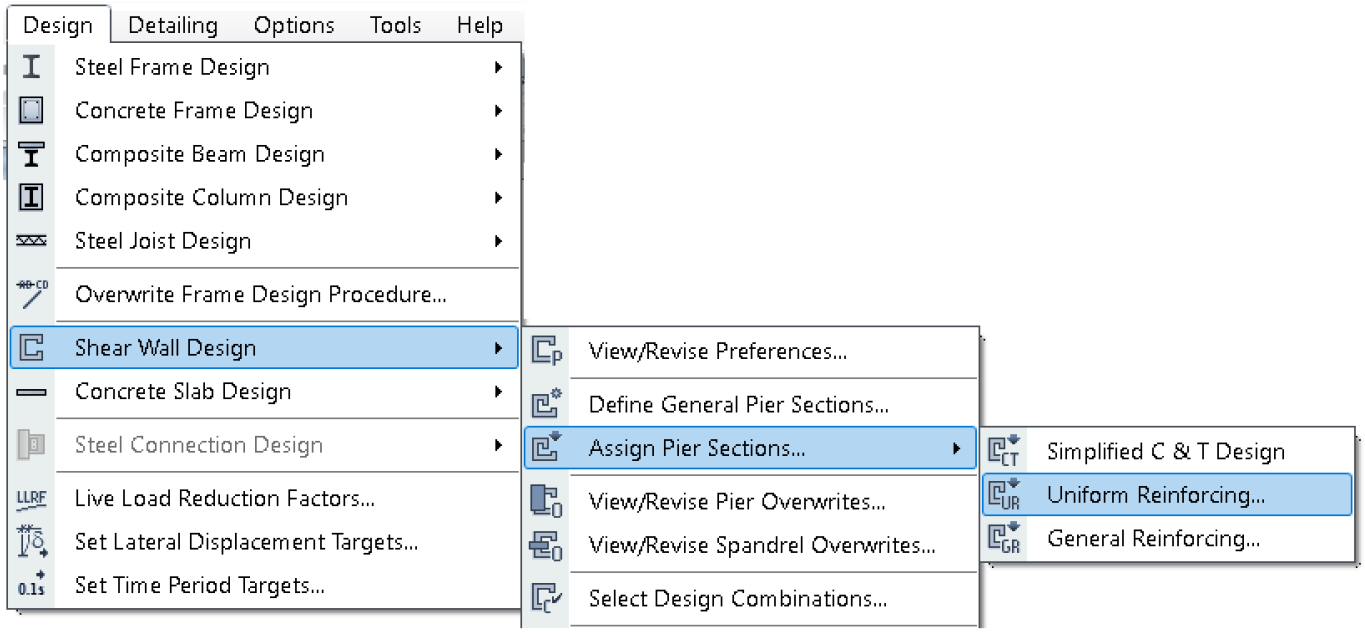
- تذکر بجا از *آقای دکتر فرزام*:
  - این روش (Simplified C&T Design) در ACI-318-19 و مبحث نهم ویرایش پنجم مطرح نشده و بنابراین توصیه میشود از این روش استفاده نشود.

۳۳-۳-۲ استفاده از روش Uniform Reinforcing Pier Section

در این روش عرض دیوار ثابت فرض می شود (امکان تعریض مقطع در دو انتهای دیوار وجود ندارد). در این روش با توجه به مستطیلی فرض کردن مقطع، آنرا همانند یک ستون تحت نیروهای P-Mx-My طراحی می کند. در این حالت نمودارهای اندرکنشی برای دیوارها ترسیم می شود.
در این روش اثر لنگر حول محور ضعیف منظور میشود و بنابراین می توان برای تعریف دیوارها از المانهای shell استفاده نمود.

۳۳-۳-۳ استفاده از روش General Reinforcing Pier Section

در این روش مقطع دیوار به صورت دقیق در قسمت Section designer مدل می شود و نرم افزار بر اساس آرایش آرماتورها در مقطع دیوار، آنرا کنترل می کند.
برای انجام طراحی باید المانهای دیوار را انتخاب کرده و سپس از طریق منوی زیر یکی از این سه گزینه را انتخاب نماییم:



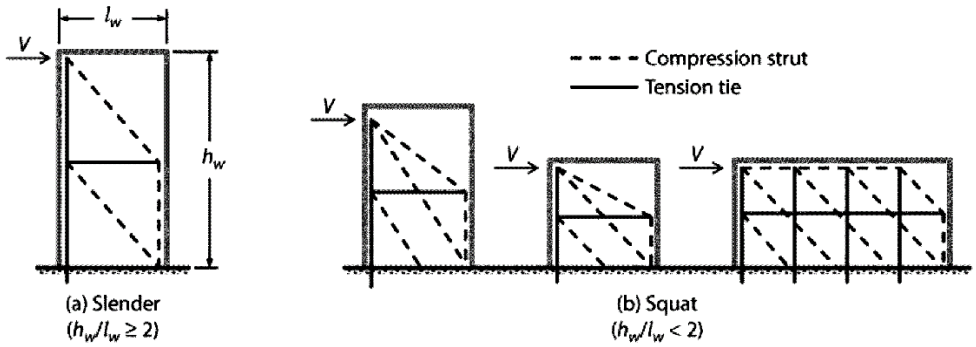
۴-۳۳ طبقه بندی دیوارهای برشی بر اساس لاغری

دیوارها را براساس نسبت طول به ارتفاع میتوان به دو دسته لاغر و چاق طبقه بندی کرد:

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2 \quad \rightarrow \quad \text{دیوار لاغر } (slender\ wall)$$

$$\frac{h_w}{l_w} < 2 \quad \rightarrow \quad \text{دیوار چاق} - \text{دیوار کوتاه } (squat\ wall)$$

- دقت شود که در روابط فوق h_w ارتفاع کل دیوار در سازه میباشد و نباید آنرا با ارتفاع طبقه اشتباه گرفت.
- در دیوار لاغر (*slender wall*) امکان تشکیل دستک قطری مستقیم (خط چین در شکل زیر) مابین محل اعمال نیروی و تکیه گاه دیوار وجود ندارد. در این دیوارها برای مقابله با برش نیاز به آرماتورهای افقی به عنوان اجزای کششی افقی میباشد.
- برخلاف دیوار لاغر، در دیوار کوتاه (*squat wall*) مطابق شکل سمت راست (در تصویر پایین) امکان تشکیل دستک قطری فشاری (خط چین در شکل مابین محل اعمال نیرو و فونداسیون مهیا هست و نیروی مستقیما از طریق این دستکهای فشاری به پی منتقل میشود.
- در دیوارهایی که خیلی کوتاه هستند (مانند دیوار سمت راست در تصویر زیر) چند ردیف از دستک های فشاری در طول دیوار تشکیل میشود که این دستک ها توسط میلگردهای قائم مهار میشوند.



در متن آیین نامه نیز مقاومت برشی بتن در دیوار برشی بر اساس لاغری دیوار تعیین میشود. ضریب α_c وابسته به لاغری میباشد. در دیوارهای لاغری مقاومت برشی دیوار با ضریب $\alpha_c = 0.17$ و در دیوارهای کوتاه با ضریب $\alpha_c = 0.25$ تعیین میشود.

۹-۲۰-۷-۹-۲ مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n، نباید از مقدار رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۸) بیش‌تر در نظر گرفته شود:

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \qquad \text{(۹-۲۰-۱۹)}$$

در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق (الف) تا (پ) این بند محاسبه می‌شود:

الف- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگ‌تر یا مساوی ۲ است: $\alpha_c = 0.17$؛

ب- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچک‌تر یا مساوی ۱/۵ است: $\alpha_c = 0.25$؛

پ- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

A_{cv} میلی متر مربع	سطح مقطع ناخالص بتن احاطه شده در ضخامت جان و طول مقطع در راستای نیروی برشی در دیوارها، و سطح مقطع ناخالص بتن در دیافراگم‌ها. سطح ناخالص، مساحت کل مقطع تعریف شده منهای مساحت بازشوها در آن است.

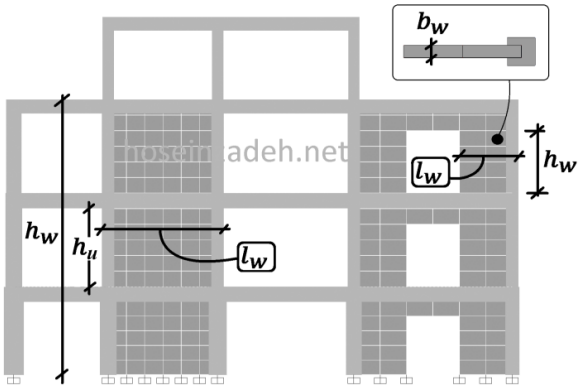
۳۳-۵ مقاومت برشی دیوار و خطا های نرم افزار

۳۳-۵-۱ خطای ورژن های پایین تر از ۲۰ در محاسبه مقاومت برشی

- نرم افزار ETABS در ورژنهای ۱۹ و پایین تر مقدار ضریب α_c را صحیح محاسبه نمی کند.
- **نرم افزار ETABS در ورژنهای ۲۰و بالاتر مقدار ضریب α_c را صحیح محاسبه می کند.**

در ادامه تمامی توضیحات و اصلاحات مربوط به روژنهای پایین تر از ۲۰ میباشد (در ورژنهای جدید نیازی به اصلاح این خطا نمی باشد).

- در دیوار سمت چپ در شکل زیر $\frac{h_w}{l_w} > 2$ میباشد. در حالیکه نرم افزار ETABS مقدار h_w را نمی تواند به درستی تشخیص دهد و به اشتباه h_w را برابر ارتفاع طبقه منظور میکند و در نتیجه مقاومت برشی را با فرض $\frac{h_w}{l_w} < 1.5$ محاسبه میکند.



- جهت رفع ایراد فوق میتوان $\frac{A_v}{s}$ محاسبه شده توسط نرم افزار را به میزان لازم به شرح زیر افزایش داد:

رابطه صحیح برای دیوار های لاغر : $\varphi A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f_c^{'}}+\rho_t f_y\right)$

رابطه ای که $ETABS$ عموما استفاده میکند : $\varphi A_{cv}\left(0.25\lambda\sqrt{f_c^{'}}+\rho_t f_y\right)$

اگر دو رابطه فوق را برابر قرار دهیم:

$$\varphi A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f_c'}+\rho_{t-\text{صحیح}}\times f_y\right)=\varphi A_{cv}\left(0.25\lambda\sqrt{f_c'}+\rho_{t-ETABS}f_y\right)$$

$$\rightarrow \quad \left(\rho_{t-\text{صحیح}}-\rho_{t-ETABS}\right)f_y=(0.25-0.17)\lambda\sqrt{f_c'}$$

$$\rightarrow \quad \rho_{t-\text{صحیح}}=0.08\frac{\lambda\sqrt{f_c'}}{f_y}+\rho_{t-ETABS}$$

با فرض C25، S400 و $\lambda=1$ داریم:

$$\rightarrow \quad \boldsymbol{\rho_{t-\text{صحیح}}=0.001+\rho_{t-ETABS}}$$

با توجه به محاسبات فوق، در مواردی که ایتبس به اشتباه ضریب α_c را به جای *0.17* برابر *0.25* منظور میکند، طراح میتواند با افزودن *0.001* به میزان میلگردهای افقی محاسباتی ایتبس مشکل را برطرف کند.

- مقدار *0.001* برای یک دیوار با ضخامت *t=300 mm* و با میلگردهای افقی با فواصل *s=200 mm* معادل است با:

$$\left.\begin{matrix}t=300\,mm\\ s=200\,mm\end{matrix}\right\}\quad \rho=\frac{\left(2\frac{\pi d^2}{4}\right)}{300\times 200}=0.001\quad\rightarrow d=6.18\,mm$$

یعنی قطر میلگرد معادلی که باید به میلگرد افقی محاسباتی افزوده شود حدود *6mm* میباشد.

- در محاسبات این صفحه از توضیحات دوست عزیزم دکتر امیر حسین شجاع بهره گرفته ام. با سپاس از ایشان. برای توضیحات تکمیلی در این مورد به ویدئوی زیر از طرف ایشان مراجعه نمایید:

https://t.me/Amirhossein_Shodja/8
https://t.me/Amirhossein_Shodja/10

۳۳-۵-۲ خطای نرم افزار در محاسبه مساحت برشی

۹-۲۰-۷-۹-۲ مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n، نباید از مقدار رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۸) بیش‌تر در نظر گرفته شود:

$$V_n = A_{cv}\left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \qquad (۹-۲۰-۱۹)$$

در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق (الف) تا (پ) این بند محاسبه می‌شود:

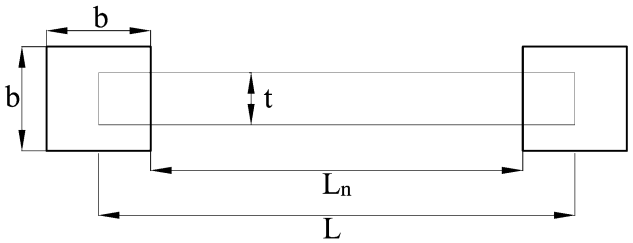
الف- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگ‌تر یا مساوی ۲ است: $\alpha_c = 0.17$؛

ب- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچک‌تر یا مساوی ۱/۵ است: $\alpha_c = 0.25$؛

پ- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

A_{cv} میلی متر مربع	سطح مقطع ناخالص بتن احاطه شده در ضخامت جان و طول مقطع در راستای نیروی برشی در دیوارها، و سطح مقطع ناخالص بتن در دیافراگم‌ها. سطح ناخالص، مساحت کل مقطع تعریف شده منهای مساحت بازشوها در آن است.

- در رابطه فوق، A_{cv} مساحت برشی جان دیوار می باشد.
- **در روش های general و نیز Uniform، ایتبس متاسفانه مقدار A_{cv} بر اساس المان های shell رسم شده محاسبه می کند** و در مواردی که ستون سرکله دیوار داریم (المان frame در انتهای دیوار رسم شده باشد)، مساحت برشی را اشتباه محاسبه می کند (شکل زیر را ببینید). در روش Simplified T&C امکان وارد کردن دقیق ابعاد مقطع توسط کاربر (طول و ضخامت دیوار) مهیا می باشد. همچنین لازم به ذکر است (تذکر از *مهندس بدری*) که در روش simplified به صورت پیش فرض یک ضخامت معادل برای مقاطع دمبلی شکل محاسبه میکند و مساحت برشی را نیز بر اساس همین ضخامت پیش فرض محاسبه میکند که صحیح نیست. در صورت استفاده از simplified باید جهت کنترل برش ابعاد مقطع به صورت دستی وارد و اصلاح شوند (تذکر از مهندس بدری).

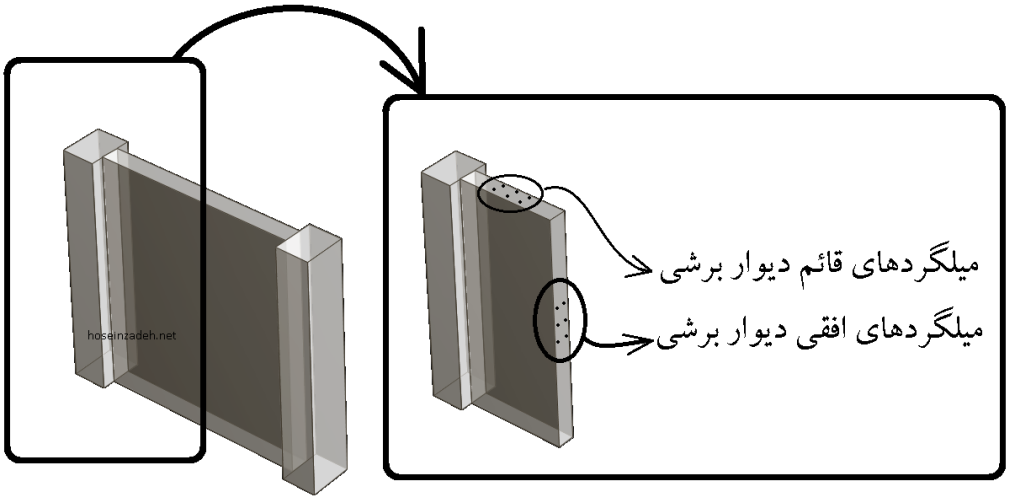


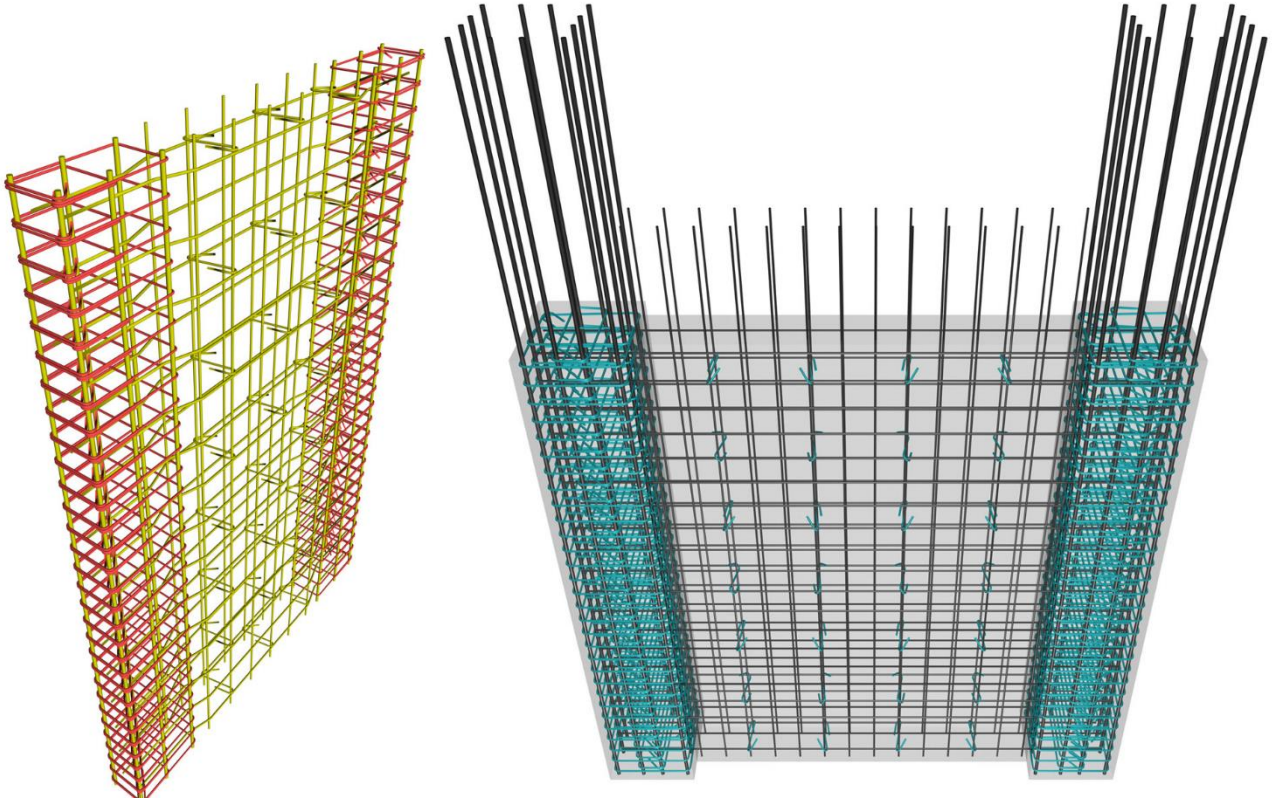
مساحت برشی واقعی A_{cv}=t x (L+b)

مساحت برشی که ایتبس منظور میکند A_{cv}=t x (L)

- اشتباه فوق خطای کمی ایجاد می کند و جای نگرانی نیست. گرچه مقاومت برشی (V_n) را کمتر از مقدار واقعی محاسبه میکند، در مقابل نیروی برشی وارد بر دیوار (V_u) را نیز تنها بر اساس برش وارد المان های shell محاسبه میکند. به عبارت دیگر برش کل وارد بر pier را منظور نمی کند و سهم برش وارد بر المان های frame را در کنترل برش دیوار منظور نمیکند. **بنابراین از نظر اینجانب به صورت تقریبی می توان گفت محاسبات قابل اعتماد بوده و نیازی به اصلاح نیست.**

۳-۵-۳۳ حداقل و حداکثر درصد میلگرد در دیوار برشی





حداقل میلگرد افقی

مبحث نهم ویرایش ۹۹

۹-۲۰-۷-۳-۱ در دیوارهای سازه‌ای نسبت سطح مقطع آرماتوربه کل مقطع دیوار در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ باشد، مگر آنکه نیروی برشی طرح موجود در مقطع دیوار، V_u ، از $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ تجاوز نکند. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیازافقی، ρ_t ، ویا قائم، ρ_l در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۳-۶ رعایت شود.

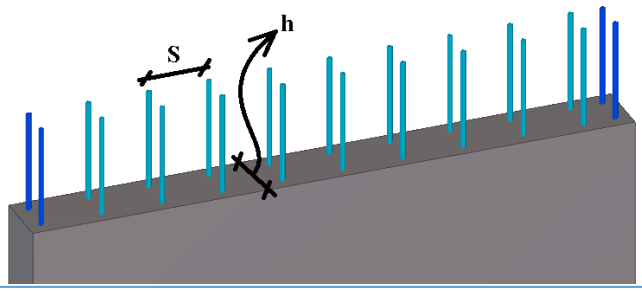
$$\rho_{\text{افقی}} \geq 0.0025$$

- این محدودیت توسط نرم افزار کنترل می شود و در صورتی که درصد میلگرد افقی محاسباتی کمتر از 0.25 درصد باشد، مقدار حداقل نمایش داده میشود.

حداکثر فواصل میلگردهای قائم

مبحث نهم ویرایش ۹۹

در رابطه با حداکثر فاصله میلگردهای قائم (s در شکل زیر) بین مبحث نهم و ACI318-2019 اختلاف نظر هست:



۹-۲۰-۷-۳-۲ فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها از یک دیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیش‌تر از ۳۵۰ میلی متر اختیار شود. میلگردهایی که از آن‌ها برای تامین V_n استفاده می‌شود، باید به صورت ممتد بوده و درسطح صفحه‌ی برش توزیع شوند.

CHAPTER 11—WALLS

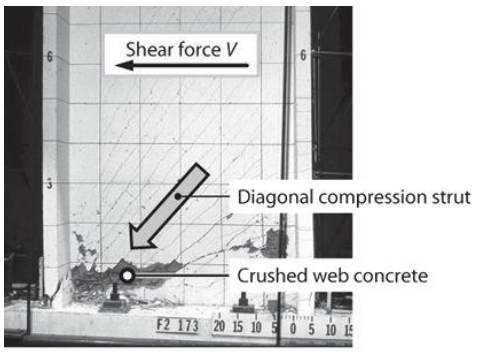
11.7—Reinforcement detailing

11.7.2 *Spacing of longitudinal reinforcement*

11.7.2.1 Spacing s of longitudinal bars in cast-in-place walls shall not exceed the lesser of $3h$ and 450 mm. If shear reinforcement is required for in-plane strength, spacing of longitudinal reinforcement shall not exceed $\ell_w/3$.

حداکثر میلگرد افقی

- شکست برشی در دیوارهای لاغر میتواند منجر به افت شدید مقاومت در دریفت ها پایین شود.
- شکست برشی همچنین میتواند موجب کاهش مقاومت فشاری (محوری) دیوار شود. شکست برشی در دیوارهایی که برش وارد بر دیوار بیش از حداکثر مقدار مجاز آیین نامه ($0.83A_{cv}\sqrt{f'_c}$) باشد، با خرد شدگی جان (web crushing) همراه است که میتواند منجر به از دست رفتن مقاومت محوری دیوار شود (شکل سمت چپ در تصویر زیر).



(a) Web crushing in flanged wall. After Oesterle et al., 1984.



(b) Shear damage and onset of axial failure in vertical wall segment, 2010 Chile earthquake.

متن مبحث نهم حداکثر برش مجاز در دیوارهای برشی مطابق بند زیر محدود میکند.

۹-۲۰-۷-۹-۵ در دیوارهایی که متشکل از تعدادی قطعه دیواری قائم بوده و نیروی جانبی مشترکی را تحمل می‌کنند، V_n در کل نباید بیش‌تر از $0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$، و در هر یک از قطعات به تنهایی نباید بیش‌تر از $0.83A_{cw}\sqrt{f'_c}$ منظور گردد. A_{cv} سطح مقطع کل بتن محدود به عرض ضخامت جان و مجموع طول مقاطع دیواری، و A_{cw} ، سطح مقطع هر قطعه‌ی دیواری می‌باشد.

۹-۲۰-۷-۹-۶ مقاومت برشی نهایی در قطعات افقی دیوارها و در تیرهای همبند در دیوارهای همبسته، V_n، نباید بیش‌تر از $0.83A_{cw}\sqrt{f'_c}$ در نظر گرفته شود. A_{cw}، سطح مقطع بتن یک قطعه‌ی افقی دیوار و یا تیر همبند است.

ACI-318-19:

11.5.4 *In-plane shear*

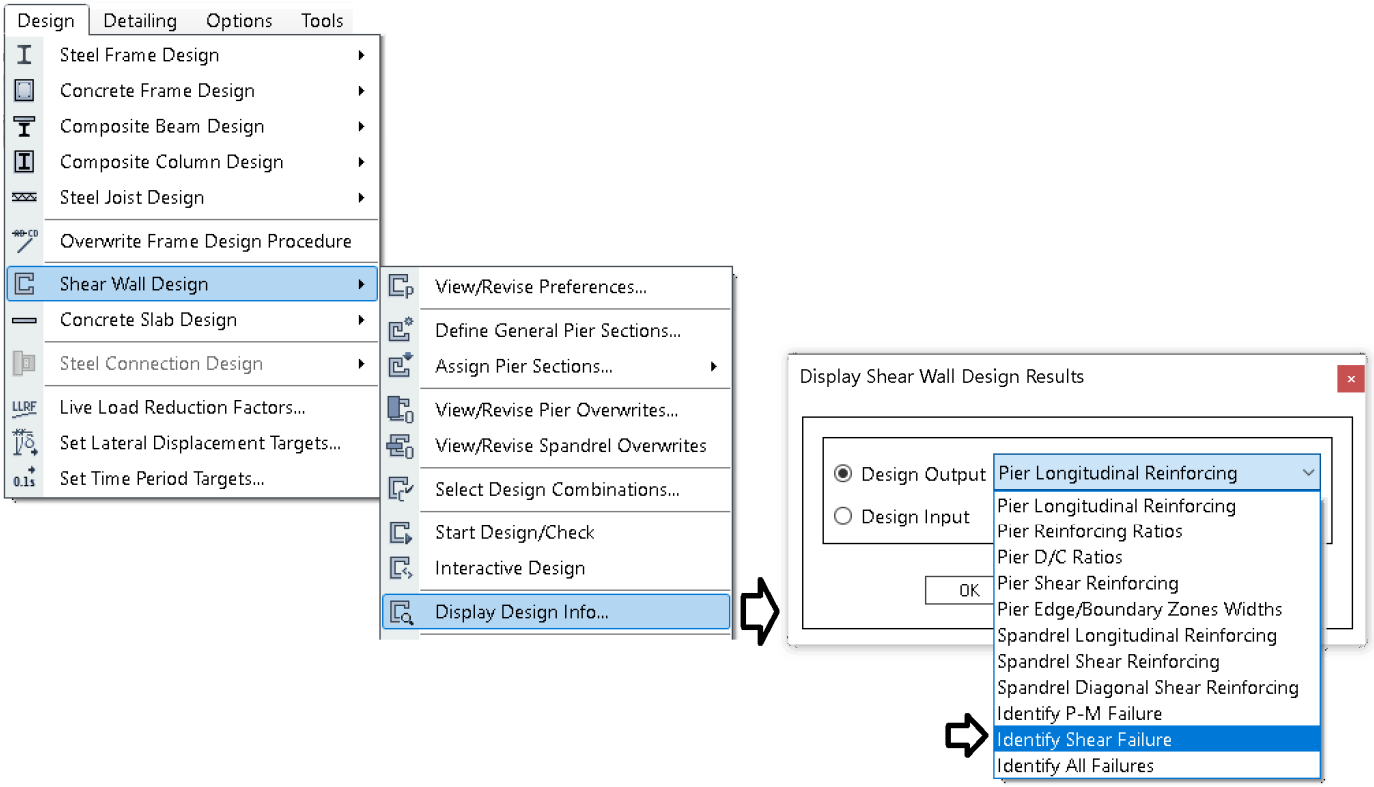
11.5.4.2 V_n at any horizontal section shall not exceed $0.66\sqrt{f'_c}\,A_{cv}$.

A_{cv} = gross area of concrete section bounded by web thickness and length of section in the direction of shear force considered in the case of walls, and gross area of concrete section in the case of diaphragms. Gross area is total area of the defined section minus area of any openings, mm^2

18.10.4.4 For all vertical wall segments sharing a common lateral force, V_n shall not be taken greater than $0.66\sqrt{f'_c}\,A_{cv}$. For any one of the individual vertical wall segments, V_n shall not be taken greater than $0.83\sqrt{f'_c}\,A_{cw}$, where A_{cw} is the area of concrete section of the individual vertical wall segment considered.

If the factored shear force at a given level in a structure is resisted by several walls or several vertical wall segments of a perforated wall, the average unit shear strength assumed for the total available cross-sectional area is limited to $0.66\sqrt{f'_c}$ with the additional requirement that the unit shear strength assigned to any single vertical wall segment does not exceed $0.83\sqrt{f'_c}$. The upper limit of strength to be assigned to any one member is imposed to limit the degree of redistribution of shear force.

- مورد فوق توسط نرم افزار کنترل می شود. در صورتی که برش وارد بر دیوار بیش از مقدار فوق باشد، نرم افزار مقدار آرماتور برشی را نمایش نمی دهد و در عوض پیغام OS صادر می کند.



با کلیک راست بر روی دیوار مورد نظر جزئیات محاسبات نیز مطابق شکل زیر نمایش داده میشود:

.

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm²/m	Shear Combo	P_u kN	M_u kN-m	V_u kN	h_w/l_w Unitless	α_c Unitless	ϕV_c kN	ϕV_n kN
Top	Leg 1	OS	UDCon11	3086.2965	-8630.0036	4116.3382	3.026316	2	946.5953	4116.3382
Bottom	Leg 1	OS	UDCon11	-254.502	-883.4366	1411.5422	9.078947	2	315.5318	1411.5422
Bottom	Leg 2	OS	UDCon10	555.4105	1790.3852	2111.8542	6.509434	2	440.0838	2111.8542

- توجه شود که نرم افزار مقاومت حداکثر دیوار را بر اساس رابطه $\varphi V_{max} = \varphi 0.66 A_{cv}\sqrt{f_c'}$ محاسبه میکند.

حداقل درصد میلگرد قائم

۹-۲۰-۷-۳-۱ در دیوارهای سازه‌ای نسبت سطح مقطع آرماتور به کل مقطع دیوار در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کم‌تر از ۰/۰۰۲۵ باشد؛ مگر آن که نیروی برشی طرح دیوار، V_u ، از $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ تجاوز نکند. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز افقی در دیوار ، ρ_t، باید ضوابط بند ۹-۱۳-۶ رعایت شوند.

۹-۱۳-۶-۳ در مواردی که برای برش داخل صفحه $V_u > 0.50\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ است، حداقل ρ_l و ρ_t باید برابر با مقادیر (الف) و (ب) زیر منظور شود:

الف- حداقل ρ_l باید برابر با بزرگ‌ترین دو مقدار محاسبه شده از رابطه‌ی (۹-۱۳-۴) و ۰/۰۰۲۵ در نظر گرفته شود؛ ولی لازم نیست از مقدار ρ_t مورد نیاز در بند ۹-۱۳-۵-۳-۳ بیش‌تر اختیار شود.

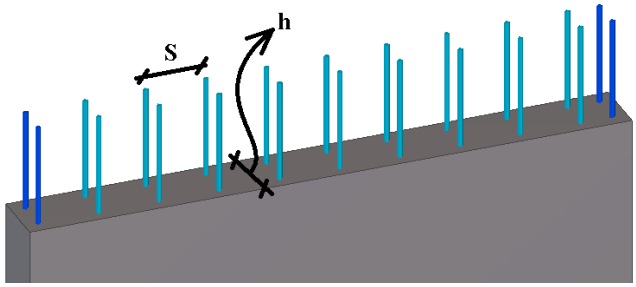
$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)(\rho_t - 0.0025) \qquad (۹-۱۳-۴)$$

ب- حداقل ρ_t باید برابر با ۰/۰۰۲۵ درنظر گرفته شود.

- در روابط فوق، hw ارتفاع کل دیوار در سازه (کل طبقاتی که دیوار ادامه دارد) می باشد.
- طبق رابطه فوق در سازه های کوتاه (با نسبت $\frac{h_w}{L_w} < 0.5$)، حداقل درصد آرماتور قائم بیش از آرماتور افقی بدست می آید که در این صورت مقدار آنرا برابر با درصد میلگرد افقی در نظر می گیریم.
- طبق رابطه فوق در سازه های با دیوار برشی متوسط و بلند (با نسبت $\frac{h_w}{L_w} > 2.5$)، حداقل درصد آرماتور قائم برابر 0.0025 خواهد بود. در ساخت و ساز رایج معمولا این حالت حاکم است و بنابراین در اکثر موارد حداقل درصد آرماتور قائم برابر 0.0025 خواهد بود.

مثال: در یک دیوار برشی (با نسبت $\frac{h_w}{L_w} > 2.5$) با ضخامت h=350 mm آیا می توان از میلگرد قائم $\varphi 10@250\ mm$ (در دو شبکه) استفاده کرد؟

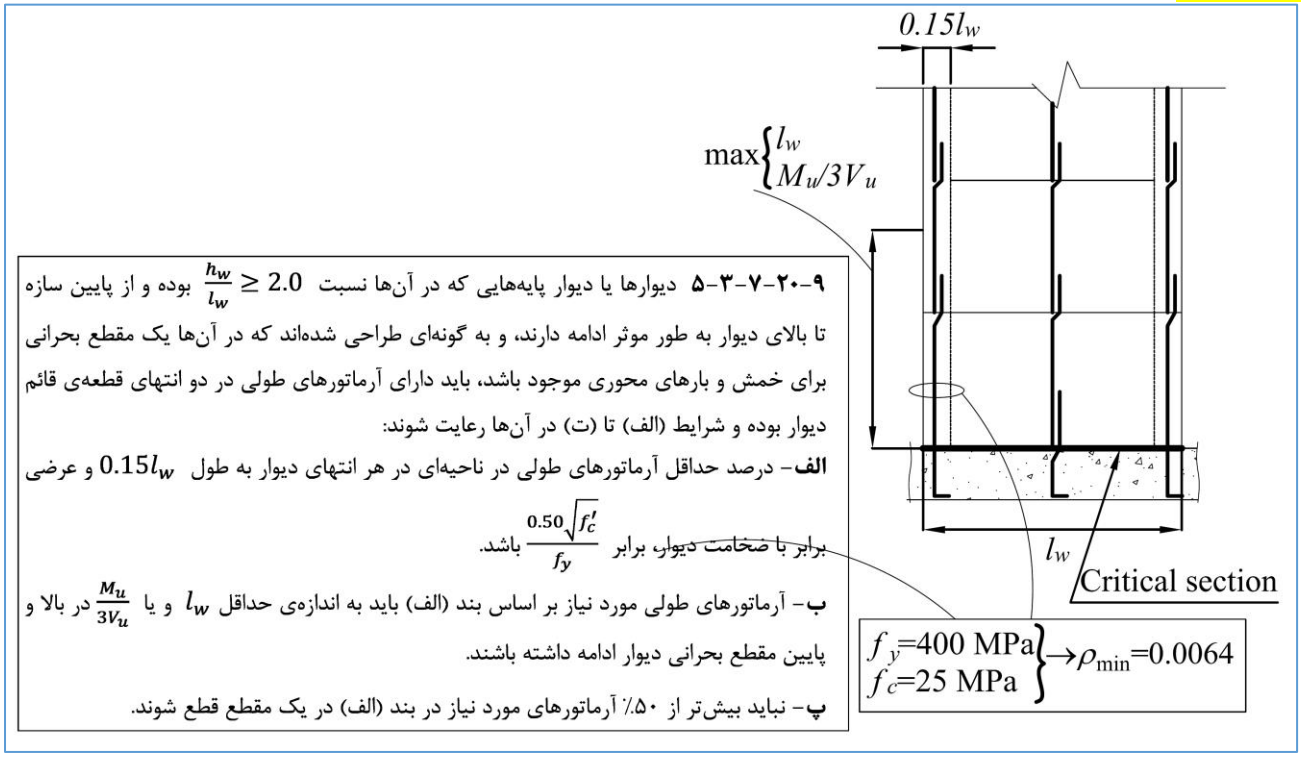
$$\rho_{\text{قائم}} = \rho_l = \frac{2\pi \times 5^2}{s \times h} = \frac{2\pi \times 5^2}{350 \times 250} = 0.0018 \not\geq \rho_{min} = 0.0025$$



همانطور که مشاهده می شود، میلگرد فوق کافی نیست و کمتر از حداقل آیین نامه می باشد. می توان به عنوان حداقل از دو شبکه $\varphi 12@250\ mm$ استفاده کرد.

حداقل درصد میلگرد قائم در المان مرزی

در رابطه با حداقل درصد میلگرد قائم در دو انتهای دیوار به بند زیر باید توجه شود. این بند در ACI318-2014 قید نشده بود و جدیدا در ACI318-2019 و مبحث نهم ویرایش پنجم اضافه شده است:



۹-۲۰-۷-۳-۵ دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و از پایین سازه تا بالای دیوار به طور موثر ادامه دارند، و به گونه‌ای طراحی شده‌اند که در آن‌ها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری موجود باشد، باید دارای آرماتورهای طولی در دو انتهای قطعه‌ی قائم دیوار بوده و شرایط (الف) تا (ت) در آن‌ها رعایت شوند:

الف- درصد حداقل آرماتورهای طولی در ناحیه‌ای در هر انتهای دیوار به طول $0.15l_w$ و عرضی برابر با ضخامت دیوار، برابر $\frac{0.50\sqrt{f'_c}}{f_y}$ باشد.

ب- آرماتورهای طولی مورد نیاز بر اساس بند (الف) باید به اندازه‌ی حداقل l_w و یا $\frac{M_u}{3V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی دیوار ادامه داشته باشند.

پ- نباید بیش‌تر از ۵۰٪ آرماتورهای مورد نیاز در بند (الف) در یک مقطع قطع شوند.

- معمولا طراحان در لبه های دیوار همانند ستونها حداقل درصد میلگرد $\rho = 0.01$ را رعایت میکنند.
- مقدار حداقل فوق تنها برای یک یا چند طبقه تحتانی (در ارتفاع مشخص شده در شکل) لازم است. توصیه می شود نه تنها در ارتفاع مشخص شده، بلکه در کل ارتفاع دیوار این حداقل رعایت شود.
- شکل زیر نقاطی از دیوار را که حداقل باید رعایت شود نشان میدهد.

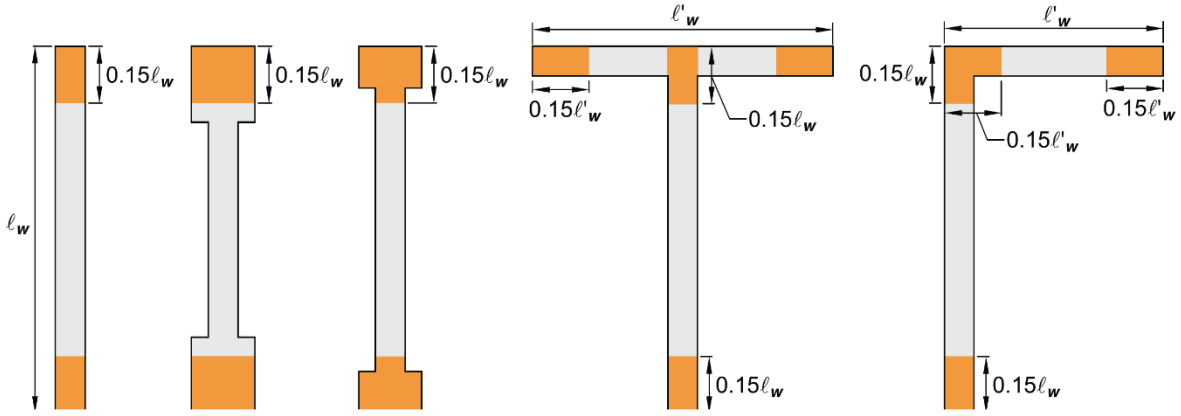
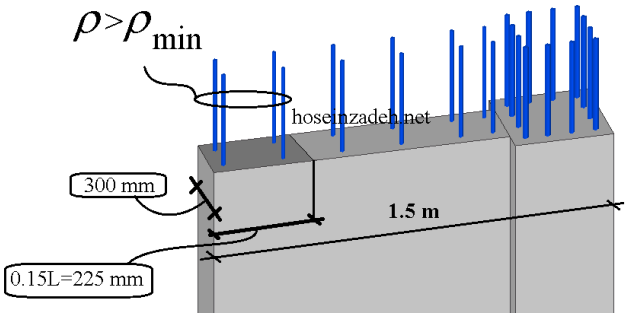


Fig. R18.10.2.4—Locations of longitudinal reinforcement required by 18.10.2.4(a) in different configurations of wall sections.



مثال: در انتهای دیوار باید در طولی برابر 0.15L که در شکل مقابل برابر 225 mm می باشد، حداقل درصد میلگرد قائم برابر 0.64% باشد.

حداکثر درصد میلگرد قائم

با توجه به بند زیر از مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۲ (که برای سازه با شکل پذیری متوسط و زیاد هر دو الزامی می باشد). درصد میلگرد در دیوار نباید بیش از ۴ درصد باشد و با توجه به اینکه این درصد در محل وصله نیز باید رعایت شود، در صورت استفاده از وصله پوششی عملا این مقدار به ۲ درصد کاهش می یابد.

۹ – ۲۰ – ۴ – ۳ – ۲ – ۲ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیـوار نبایـد از چهار درصد بیشتر باشد.

نکته: **در مبحث نهم ویرایش ۹۹ و نیز ACI318-2019 مشابه این بند وجود ندارد. بنابراین محدودیتی برای حداکثر درصد میلگرد قائم الزام نشده است ولی توصیه می شود در المان مرزی حداکثر ۶ درصد و در جان دیوار حداکثر ۴ رعایت شود (با احتساب وصله پوششی، به ترتیب ۳ و ۲ درصد).**

- توجه شود که تراکم آرماتور عرضی در المان مرزی ستونها، به صورت نسبی بیش از ستونهای قابهای خمشی می باشد. در المان مرزی علاوه بر تنگ های بسته آرماتورهای افقی دیوار نیز در داخل المان مرزی ادامه یافته و داخل آن مهار میشود که منجر به افزایش حجم آرماتور در المان مرزی میشود. بنابراین در صورت افزایش بیش از اندازه درصد آرماتور طولی، ممکن است بتن ریزی با مشکل مواجه شود.

۶-۳۳ محل قطع عملی میلگرد قائم دیوار

مطابق بند زیر میلگردهای قائم دیوار برشی در ارتفاع سازه باید بیش از نقطه قطع تئوریک ادامه یابند:

۹-۲۰-۷-۳-۴ میلگردها در دیوارهای سازه‌ای باید به گونه‌ای وصله یا مهار شوند که مطابق بندهای ۹-۲۱-۳ و ۹-۲۱-۴ و موارد (الف) تا (پ) این بند، در آن‌ها امکان ایجاد تنش کششی تسلیم، f_y، به وجود آید:

الف- آرماتورهای طولی، به جز در قسمت فوقانی دیوار، باید تا طولی برابر با حداقل ۳۷۰۰ میلی متر بعد از محلی که دیگر از نظر خمشی مورد نیاز نیستند، ادامه داده شوند؛ ولی در هر حال نیازی نیست که بیش‌تر از l_d از بالای طبقه‌ی فوقانی ادامه داشته باشند.

۷-۳۳ محل وصله در نواحی مرزی

- با توجه به بند زیر در "مقاطعی که احتمال جاری شدن" میلگرد طولی هست، در المان مرزی دیوار نباید از "وصله پوششی استفاده نمود.
- "معمولا" در دیوارهای برشی متعارف که در ارتفاع تغییر مقطع متعارف می باشد، محل تشکیل مفصل پلاستیک دیوار در تراز پایه اتفاق می افتد. بنابراین طبق این بند "در تراز روی پی" در محل اتصال دیوار برشی به پی، میلگردهای خمشی (طولی) المان مرزی دیوار باید بدون استفاده از وصله پوششی (به صورت پیوسته) اجرا شوند و وصله آنها در طبقه فوقانی انجام شود. در صورت وجود دیوار حائل مطابق شکل زیر مقطع بحرانی در محل اتصال دیوار برشی به دیوار حائل خواهد بود.

۹-۲۰-۷-۳-۴ میلگردها در دیوارهای سازه‌ای باید به گونه‌ای وصله یا مهار شوند که مطابق بندهای ۹-۲۱-۳ و ۹-۲۱-۴ و موارد (الف) تا (پ) این بند، در آن‌ها امکان ایجاد تنش کششی تسلیم، f_y، به وجود آید:

الف- آرماتورهای طولی، به جز در قسمت فوقانی دیوار، باید تا طولی برابر با حداقل ۳۷۰۰ میلی متر بعد از محلی که دیگر از نظر خمشی مورد نیاز نیستند، ادامه داده شوند؛ ولی در هر حال نیازی نیست که بیش‌تر از l_d از بالای طبقه‌ی فوقانی ادامه داشته باشند.

ب- در محل‌هایی که در اثر تغییر مکان‌های جانبی، احتمال تسلیم آرماتورهای طولی وجود دارد، طول مهاری آرماتورها باید ۱/۲۵ برابر طول مهاری محاسبه شده برای تسلیم در کشش در نظر گرفته شود.

پ- در نواحی مرزی در مقاطع بحرانی دیوار که در آن‌ها در اثر تغییر مکان های جانبی احتمال جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد، استفاده از وصله‌های پوششی برای آرماتورهای طولی در طولی برابر با کم‌ترین دو مقدار ۶۱۰۰ میلی متر و ارتفاع طبقه، h_{sx}، در بالای مقطع، و l_d زیر مقطع مجاز نمی‌باشد. نیازی نیست طول h_{sx} را بیشتر از ۶۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفت. نواحی بحرانی شامل قسمت‌های ذکر شده در بند ۹-۲۰-۷-۴-۴(الف)، و قسمت‌هایی به اندازه‌ی ضخامت دیوار از بر دیوار در هر کدام از دیوارهای متقاطع در هر جهت می‌باشند.

- اگر سازه دارای دیوار حائل باشد و ادامه دیوار برشی به دیوار حائل منتهی شود (مثلا دیوار در لبه پیرامونی سازه باشد) در این صورت محل تشکیل مفصل پلاستیک را می توان در محل اتصال دیوار برشی به دیوار حائل دانست. در این صورت در تراز شروع دیوار برشی از روی دیوار حائل وصله پوششی استفاده نشود. به شکل زیر (برگرفته از ACI-318) توجه کنید:

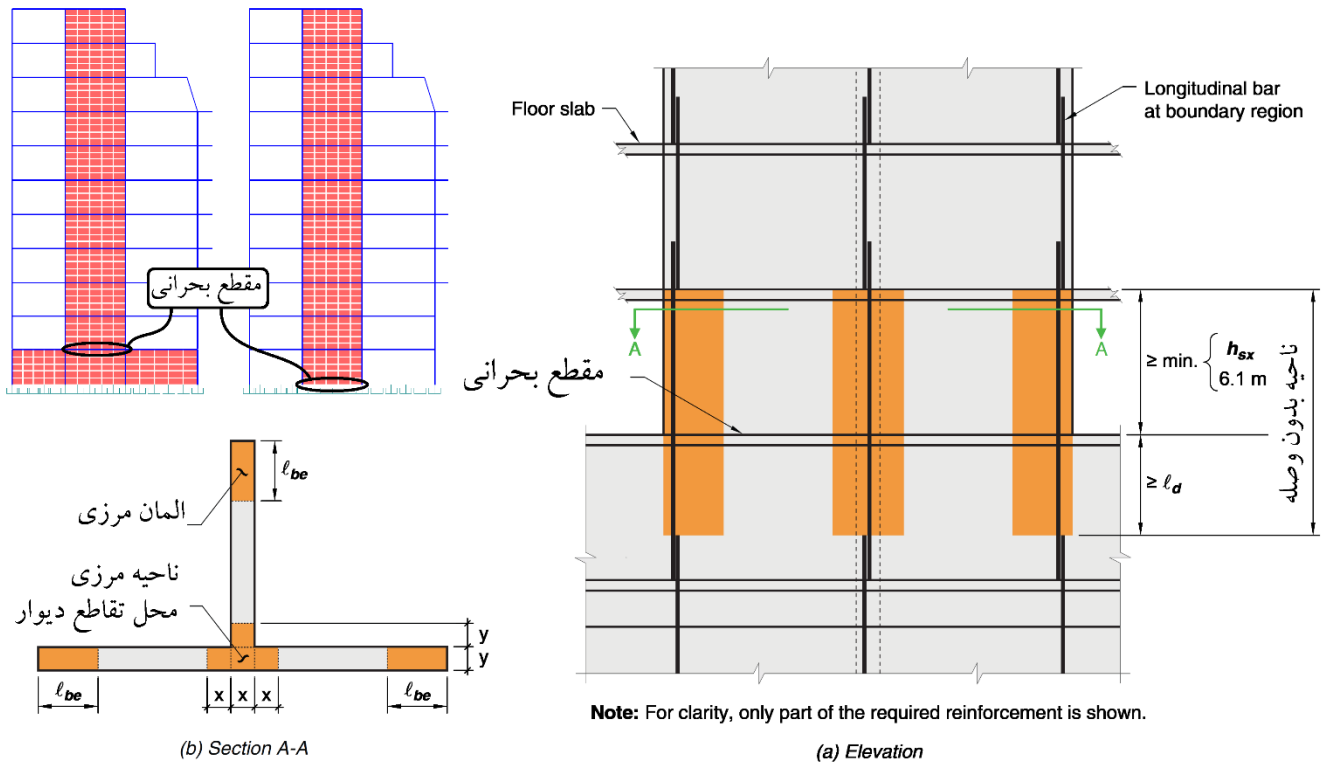
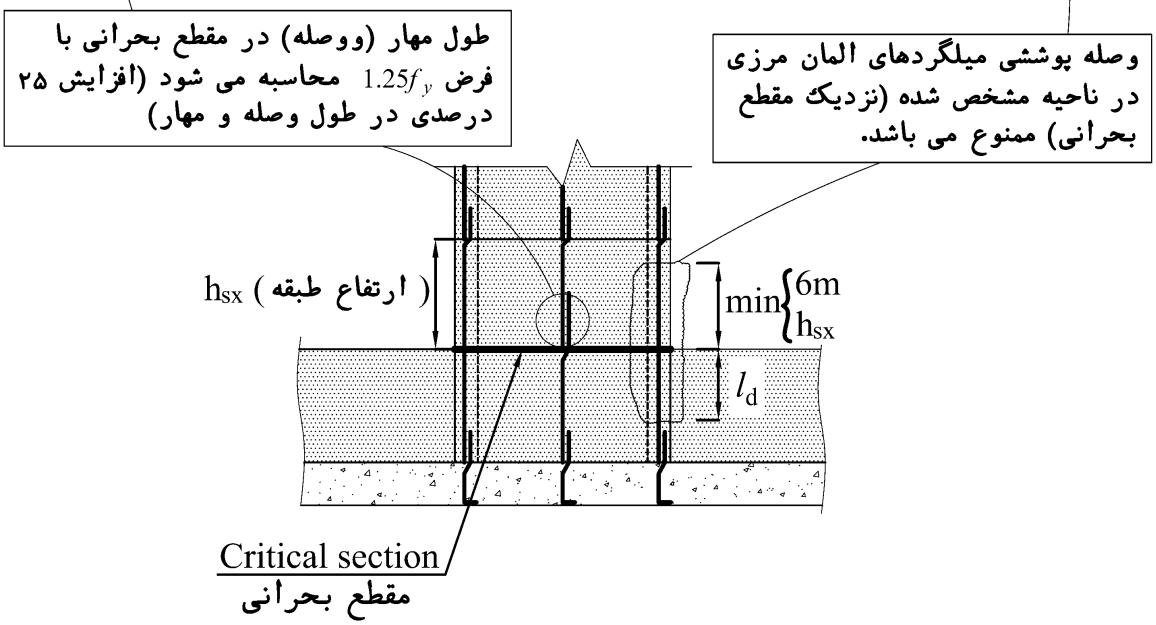


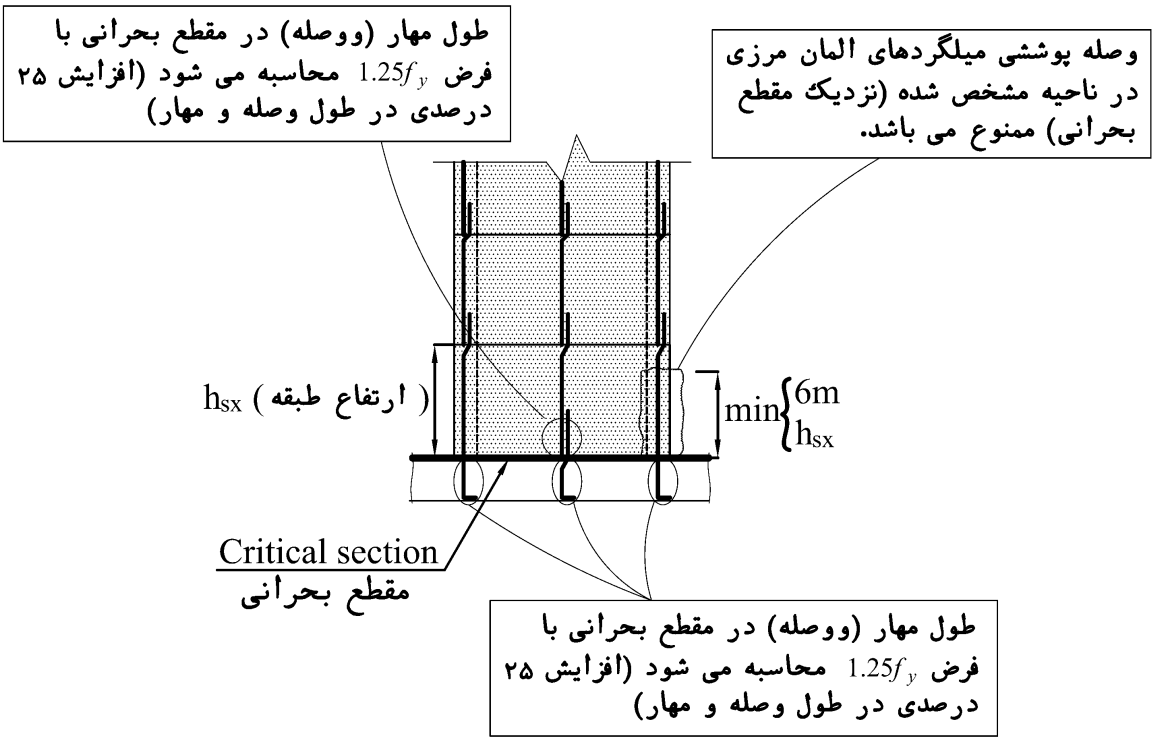
Fig. R18.10.2.3—Wall boundary regions within heights where lap splices are not permitted.

۹-۲۰-۷-۳-۴ میلگردها در دیوارهای سازه‌ای باید به گونه‌ای وصله یا مهار شوند که مطابق بندهای ۹-۲۱-۳ و ۹-۲۱-۴ و موارد (الف) تا (پ) این بند، در آن‌ها امکان ایجاد تنش کششی تسلیم، f_y، به وجود آید:

ب- در محل‌هایی که در اثر تغییر مکان‌های جانبی، احتمال تسلیم آرماتورهای طولی وجود دارد، طول مهاری آرماتورها باید ۱/۲۵ برابر طول مهاری محاسبه شده برای تسلیم در کشش در نظر گرفته شود.

پ- در نواحی مرزی در مقاطع بحرانی دیوار که در آن‌ها در اثر تغییر مکان های جانبی احتمال جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد، استفاده از وصله‌های پوششی برای آرماتورهای طولی در طولی برابر با کم‌ترین دو مقدار ۶۱۰۰ میلی متر و ارتفاع طبقه، h_{sx}، در بالای مقطع، و l_d زیر مقطع مجاز نمی‌باشد. نیازی نیست طول h_{sx} را بیشتر از ۶۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفت. نواحی بحرانی شامل قسمت‌های ذکر شده در بند ۹-۲۰-۷-۴-۴(الف)، و قسمت‌هایی به اندازه‌ی ضخامت دیوار از بر دیوار در هر کدام از دیوارهای متقاطع در هر جهت می‌باشند.





۸-۳۳ وصله میلگردهای افقی دیوار برشی

در بندهای زیر از مبحث نهم (۹۹) و نیز ACI-318-2019، عنوان شده که میلگردهای افقی دیوار برشی باید به صورت ممتد (continuous) اجرا شوند.

تذکر از طرف دوست و همکار عزیزم دکتر شجاع:

این استنباط که وصله پوششی میلگردهای افقی به استناد بندهای زیر ممنوع هست، استنباط نادرستی هست و از ادبیات بندهای زیر نمی توان چنین استنباطی را داشت.

۹-۲۰-۷-۳-۲ فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها از یک دیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیش‌تر از ۳۵۰ میلی متر اختیار شود. میلگردهایی که از آن‌ها برای تامین V_n استفاده می‌شود، باید به صورت ممتد بوده و درسطح صفحه‌ی برش توزیع شوند.

18.10.2.1 The distributed web reinforcement ratios, ρ_ℓ and ρ_t, for structural walls shall be at least 0.0025, except that if V_u does not exceed $\lambda\sqrt{f'_c}\,A_{cv}$, ρ_t shall be permitted to be reduced to the values in 11.6. Reinforcement spacing each way in structural walls shall not exceed 18 in. Reinforcement contributing to V_n shall be continuous and shall be distributed across the shear plane.

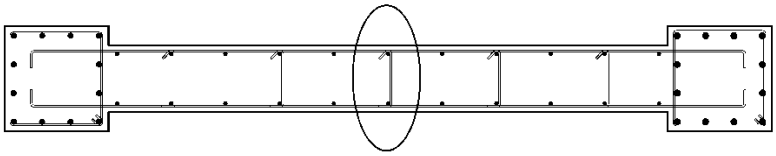
گرچه در بندهای فوق استفاده از وصله پوششی منع نشده است ولی با توجه به اهمیت پیوستگی میلگردهای افقی **توصیه میشود** از وصله پوششی در میلگردهای افقی دیوار برشی ویژه استفاده نشود.

- توجه شود که برخلاف میلگردهای طولی تیرها و ستونها که در داخل دورگیر مهار شده اند و پوشش بتن کافی دارند، میلگردهای افقی دیوار عموما پوشش بتن کمتری دارند و معمولا در لایه بیرونی دیوار اجرا میشوند و بنابراین در صورت استفاده از وصله پوششی در این میلگردها خطر باز شدن میلگردهای وصله شده وجود دارد.

آیا می توان در دیوارهای برشی با نیروی کم تنها از یک شبکه میلگرد استفاده کرد؟

۹-۲۰-۷-۳-۳ در دیوارهایی که در آن‌ها $V_u > 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ و یا $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ باشد، به کارگیری دو شبکه‌ی میلگرد الزامی است.

۹-۳۳ آرماتور عرضی (سنجاق) در جان دیوار



مبحث نهم ویرایش ۹۹

۹-۱۳-۷-۴ تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی

۹-۱۳-۷-۴-۱ در مواردی‌که به آرماتورهای طولی برای تامین مقاومت محوری فشاری نیاز است، و سطح مقطع کل آرماتور طولی A_{st} از یک درصد مساحت کل مقطع، $0.01A_g$، بیش‌تر است، باید از تنگ‌های عرضی برای مهار آرماتورهای طولی استفاده شود.

ACI-318-2019:

CHAPTER 11—WALLS

11.7—Reinforcement detailing

11.7.4 *Lateral support of longitudinal reinforcement*

11.7.4.1 If longitudinal reinforcement is required for compression and if A_{st} exceeds $0.01A_g$, longitudinal reinforcement shall be laterally supported by transverse ties.

طبق ACI-318-2019 و مبحث نهم ویرایش ۹۹، در صورتی که هر دو شرط زیر برقرار باشد، قرار دادن سنجاق (خاموت) در جان دیوار الزامی هست:

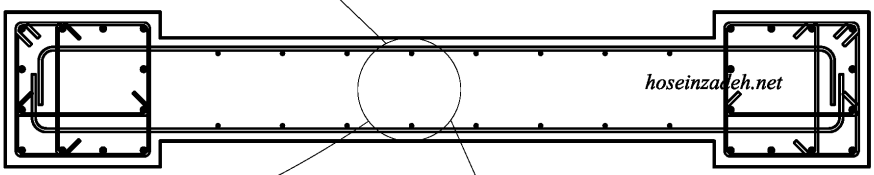
درصد میلگرد قائم دیوار بیش از یک درصد باشد **و** آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری نیاز باشد.

- به شکل زیر توجه کنید. عدم وجود تنگ کافی موجب کمانش میلگردهای طولی شده است.



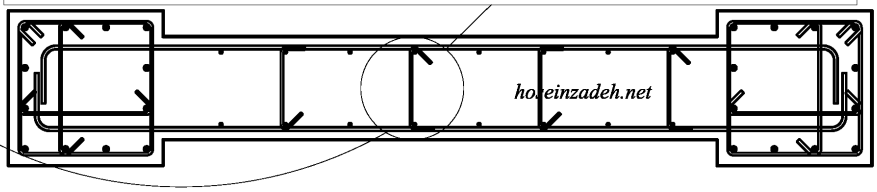


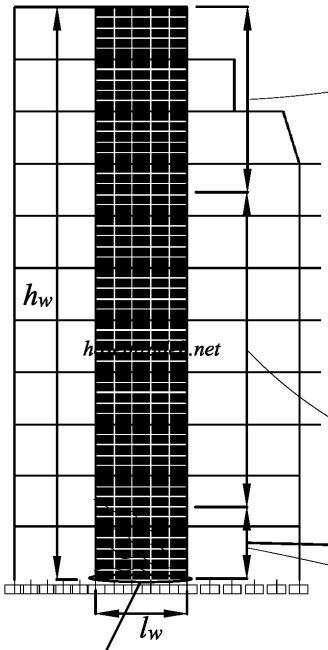
میلگردهای قائم لازم نیست مهار شوند. { اگر میلگرد های قائم برای تحمل فشار لازم نباشد. یا $A_{st} \le 0.01A_g$ }



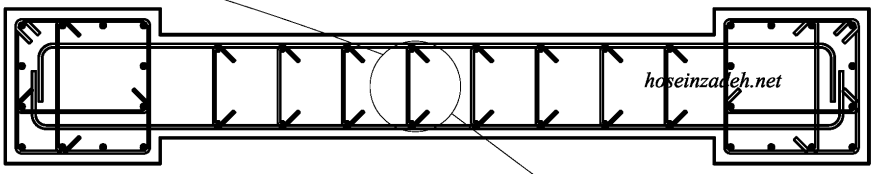
11.7.4.1 If longitudinal reinforcement is required for compression and if A_{st} exceeds $0.01A_g$, longitudinal reinforcement shall be laterally supported by transverse ties.

میلگردهای قائم باید مهار شوند. { میلگرد های قائم برای تحمل فشار لازم باشد. و $A_{st} > 0.01A_g$ }





طول مفصل پلاستیک = $\max\begin{cases} l_w \\ M_u/4V_u \end{cases}$



میلگردهای قائم جان دیوار در طول مفصل پلاستیک باید توسط سنجاق و یا تنگ بسته مهار شوند. دو انتهای سنجاق باید به قلاب لرزه ای با خم ۱۳۵ درجه ختم شود.

فواصل سنجاق ها در امتداد قائم در طول مفصل پلاستیک بیش از ۳۰۰ میلیمتر باشد.

طول مفصل پلاستیک = $\max\begin{cases} l_w \\ M_u/4V_u \end{cases}$

قطر سنجاق ها حداقل ۱۰ میلیمتر باشد

۹-۲۰-۷-۴-۴ اگر بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزای مرزی ویژه نیاز باشد، الزامات بندهای (الف) تا (ذ) زیر باید برآورده شوند:

خ- آرماتورهای طولی دیوار در محدوده‌ی جان باید در فاصله‌ای مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴-۲(ب) در بالا و پایین مقطع بحرانی دارای تکیه گاه جانبی شامل گوشه‌ی یک دورگیر و یا یک سنجاقی با قلاب لرزه‌ای در دو انتها باشند. فاصله‌ی قائم آرماتورهای عرضی از یک دیگر نباید از ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و قطر آن‌ها باید مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲-۲ تعیین شود.

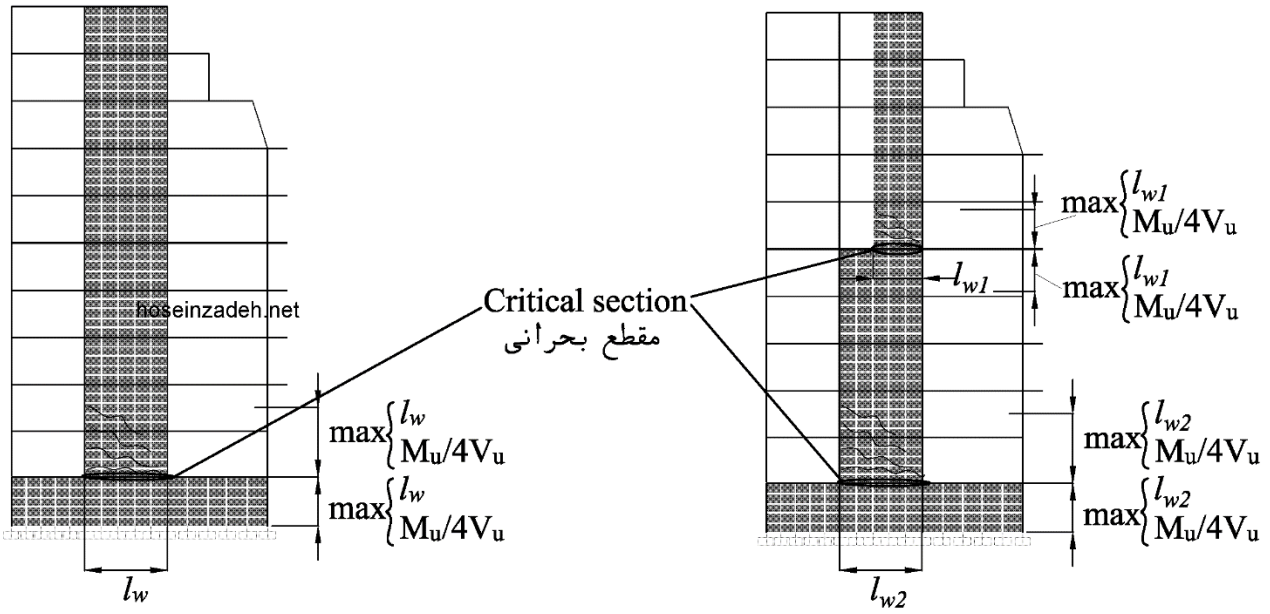
۹-۲۰-۷-۴-۲ در دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که در آن‌ها $\frac{h_{wcs}}{l_w} \ge 2.0$ بوده و از شالوده‌ی سازه تا بالای آن به صورت پیوسته ادامه داشته و در آن‌ها طراحی تنها برای یک مقطع بحرانی در خمش و بار محوری انجام شده باشد، باید ضوابط (الف) و (ب) این بند رعایت گردند:

ب- در مواردی که بر اساس ضابطه‌ی (الف) به اجزای مرزی ویژه نیاز باشد، آرماتورهای عرضی ویژه در اجزای مرزی باید، به جز در مواردی که دربند ۹-۲۰-۷-۴-۴(خ) اجازه داده شده اند، در امتداد قائم در بالا و پایین مقطع بحرانی، حداقل به اندازه‌ی بزرگ‌ترین دو مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ ، ادامه یابند.

- **توجه: در پیش نویس ACI-318-25 عنوان شده که سنجاقی های جان مربوط به ناحیه پلاستیک دیوار میتواند یک سر ۹۰-یک سر ۱۳۵ درجه باشند.**

مقادیر Mu و Vu را می توان پس از طراحی دیوار برشی، با کلیک راست روی دیوار (دیوار قرار گرفته در محل مفصل پلاستیک) بدست آورد. در سازه های متعارف به صورت تقریبی می توان نوشت: $\frac{M_u}{4V_u} \approx \frac{V_u \times \frac{2}{3}h_w}{4V_u} = \frac{h_w}{6}$ که h_w ارتفاع کل دیوار می باشد.

- نکته: مقطع بحرانی الزاما در محل اتصال دیوار به پی نمی باشد. برای مثال به شکل های زیر توجه کنید. در نقاطی که مشخص شده است، میلگردهای قائم جان لازم است مهار شوند.
- مهار تمامی میلگردهای جان در ناحیه مفصل پلاستیک **تنها زمانی الزامی است که در این مقاطع نیاز به المان مرزی باشد.**



فواصل و تعداد سنجاق ها

به بند زیر از ACI-318-19 توجه نمایید.

11.7.4 *Lateral support of longitudinal reinforcement*

11.7.4.1 If longitudinal reinforcement is required for compression and if A_{st} exceeds $\mathbf{0.01}A_g$, longitudinal reinforcement shall be laterally supported by transverse ties.

- در رابطه با مهار میلگردهای قائم دیوار ACI توضیحات تکمیلی ارائه نکرده است.

a- **تفسیر اول**: منظور از متن فوق این است که "تمامی" میلگردهای طولی جان مهار شوند.

b- **تفسیر دوم**: منظور از متن فوق این است که همانند ستونها میلگردهای طولی جان دیوار به صورت یک در میان مهار شوند. در متن مبحث نهم ویرایش ۹۲ نیز اشاره به رعایت ضوابط ستونها شده بود. در این رابطه لازم به ذکر است که اگر فاصله خالص بین میلگردهای طولی بیش از 150 mm باشد، باید تمامی آنها مهار شوند.

c- **تفسیر سوم**: در کتاب James K. Wight (2016) چنین عنوان شده است:

ACI Code Section 11.7.4.1 specifies that the distributed vertical reinforcement *need not* be enclosed by lateral ties if

(a) the vertical reinforcement area is not greater than 0.01 times the gross concrete area or

(b) the vertical reinforcement is not required as compression reinforcement.

Many designers interpret part (b) to mean that wall steel satisfying (a) that is not enclosed in transverse ties should be ignored in strength calculations if

- it is stressed in compression under static loads, or
- it is stressed by cyclic loads that cause compression in the bars.

Distributed wall steel placed in two separate curtains can be tied through the thickness of the wall using stirrups or through-the-wall cross-ties engaging reinforcement on both faces of the wall. Although the ACI Code does not specify what fraction of the bars should be tied in this manner, it is customary for such ties to engage every second or third bar each way on both faces [18-21].

در متن فوق نیز اشاره می کند که آیین نامه مشخص نکرده چه کسری از میلگردهای جان باید مهار شوند و عرف رایج این است که از هر دو میلگرد و یا از هر سه میلگرد یکی مهار شوند.

۱۰-۳۳ در چه دیوارهایی استفاده از جزء مرزی الزامی است

- در دیوارهایی که المان مرزی نیاز باشد، در دو انتهای دیوار (که المان مرزی نامیده میشود) حجم بالایی از تنگ (آرماتور عرضی) لازم خواهد بود. در طبقاتی که دیوار برشی نیاز به المان مرزی ندارد، می توان حجم کمتری از آرماتور عرضی قرار داد.
- اجرای تنگ بسته با فواصل مناسب و مهار میلگردهای طولی در المان مرزی ضروری است. در شکل های زیر میلگردهای طولی المان مرزی کمانش کرده اند.





- دو روش جهت تعیین نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی داریم:

روش اول: بررسی عمق ناحیه فشاری

در شکل زیر دیاگرام کرنش و تنش در طول دیوار تحت اثر بارهای وارده ترسیم شده است.

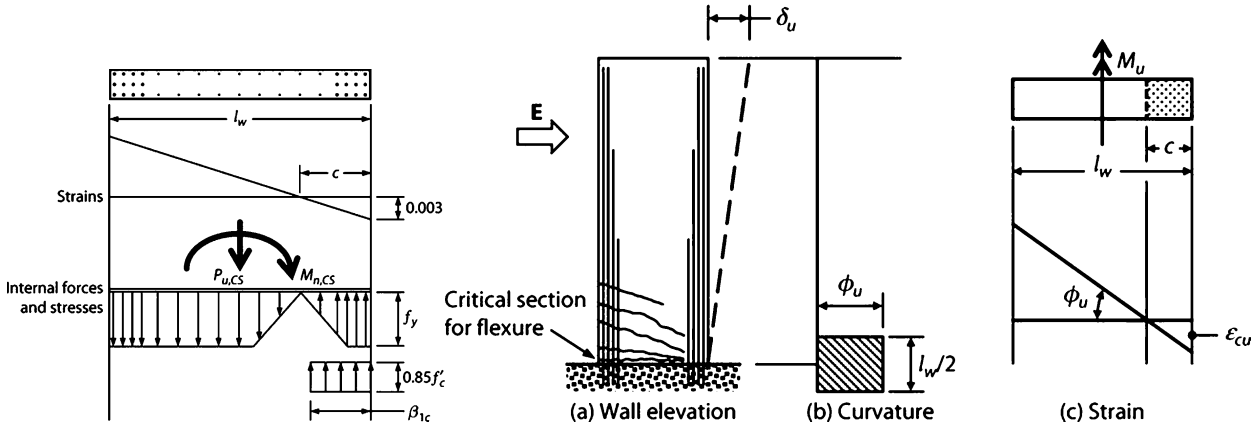
C عمق ناحیه فشاری را نشان می دهد (فاصله دورترین تار فشاری از تار خنثی).

- در شکل های زیر فرض بر این است که مفصل پلاستیک در انتهای تحتانی دیوار تشکیل می شود
- φ_u زاویه دوران مقطع دیوار پس از تشکیل مفصل پلاستیک می باشد.

$$C \uparrow \quad \rightarrow \quad \varphi_u \downarrow \quad \rightarrow \quad \delta_u \downarrow$$

- در دیوارهایی که C مقدار بالایی دارد، توانایی تامین جابجایی غیر خطی سازه کاهش میابد. در نتیجه تحت تغییر مکان غیر خطی طرح ممکن است دیوار تحت فشار آسیب ببیند. بنابراین در دیوارهایی که C افزایش می یابد (پرفشار هستند) باید ضوابط مربوط به المان مرزی رعایت شود.

C ↑ → دیوار پر فشار است → المان مرزی لازم است



روش دوم: بررسی تنش فشاری وارد بر مقطع

تنش وارد بر مقطع دیوار تحت بارهای وارد بر مقطع، مطابق رابطه زیر، محاسبه شود.

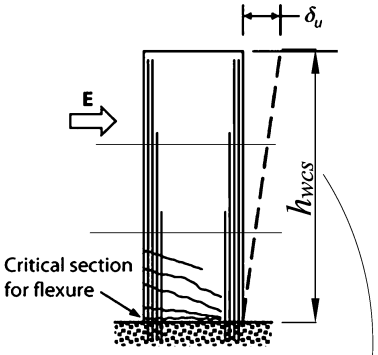
$$\sigma = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u C}{I}$$

در دیوارهایی که تنش فشاری آنها بالا میباشد، المان مرزی الزامی خواهد بود. اگر تنش $Stress = \frac{M_u c}{I} + \frac{P_u}{A}$ از مرز $0.2f'_c$ فراتر رود نیاز به المان مرزی خواهد بود. در طبقات فوقانی سازه به تدریج تنش ها کاهش میابند. در طبقاتی که تنش به کمتر ازمرز $0.15f'_c$ فروکش کند، میتوان المان مرزی را در ارتفاع دیوار قطع کرد.

ضوابط آیین نامه ای مربوط به تعیین نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی در بند های زیر آمده است.

18.10.6 *Boundary elements of special structural walls*

18.10.6.1 The need for special boundary elements at the edges of structural walls shall be evaluated in accordance with 18.10.6.2 or 18.10.6.3. The requirements of 18.10.6.4 and 18.10.6.5 shall also be satisfied.



18.10.6.2 Walls or wall piers with $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$ that are effectively continuous from the base of structure to top of wall and are designed to have a single critical section for flexure and axial loads shall satisfy (a) and (b):

(a) Compression zones shall be reinforced with special boundary elements where

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{\ell_w}{600c} \qquad (18.10.6.2a)$$

and c corresponds to the largest neutral axis depth calculated for the factored axial force and nominal moment strength consistent with the direction of the design displacement δ_u. Ratio δ_u/h_{wcs} shall not be taken less than 0.005.

(b) If special boundary elements are required by (a), then (i) and either (ii) or (iii) shall be satisfied.

(i) Special boundary element transverse reinforcement shall extend vertically above and below the critical section a least the greater of ℓ_w and $M_u/4V_u$, except as permitted in 18.10.6.4(i).

(ii) $b \geq \sqrt{0.025c\ell_w}$

(iii) $\delta_c/h_{wcs} \geq 1.5\delta_u/h_{wcs}$, where:

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100}\left(4 - \frac{1}{50}\left(\frac{\ell_w}{b}\right)\left(\frac{c}{b}\right) - \frac{V_e}{0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}}\right) \qquad (18.10.6.2b)$$

The value of δ_c/h_{wcs} in Eq. (18.10.6.2b) need not be taken less than 0.015.

روش اول کنترل المان مرزی

h_{wcs} ارتفاع کل دیوار در سازه (از روی مقطع بحرانی) میباشد. و δ_u تغییر مکان انتهای دیوار در آخرین طبقه سازه می باشد.

ایتبس قادر به تشخیص ارتفاع کل دیوار نیست و به اشتباه دلتا و ارتفاع طبقه (و نه کل ارتفاع) را معیار محاسبات قرار می دهد

در صورت استفاده از روش اول یکی از دو مورد(ii)یا (iii) باید توسط محاسب کنترل شود

18.10.6.3 Structural walls not designed in accordance with 18.10.6.2 shall have special boundary elements at boundaries and edges around openings of structural walls where the maximum extreme fiber compressive stress, corresponding to load combinations including earthquake effects E, exceeds $0.2f'_c$. The special boundary element shall be permitted to be discontinued where the calculated compressive stress is less than $0.15f'_c$. Stresses shall be calculated for the factored loads using a linearly elastic model and gross section properties. For walls with flanges, an effective flange width as given in 18.10.5.2 shall be used.

روش دوم کنترل المان مرزی

خلاصه بندهای فوق:

نیاز به المان مرزی نمی باشد

روش اول $c < \dfrac{l_w}{600\left(1.5\frac{\delta_u}{h_{wcs}}\right)}$

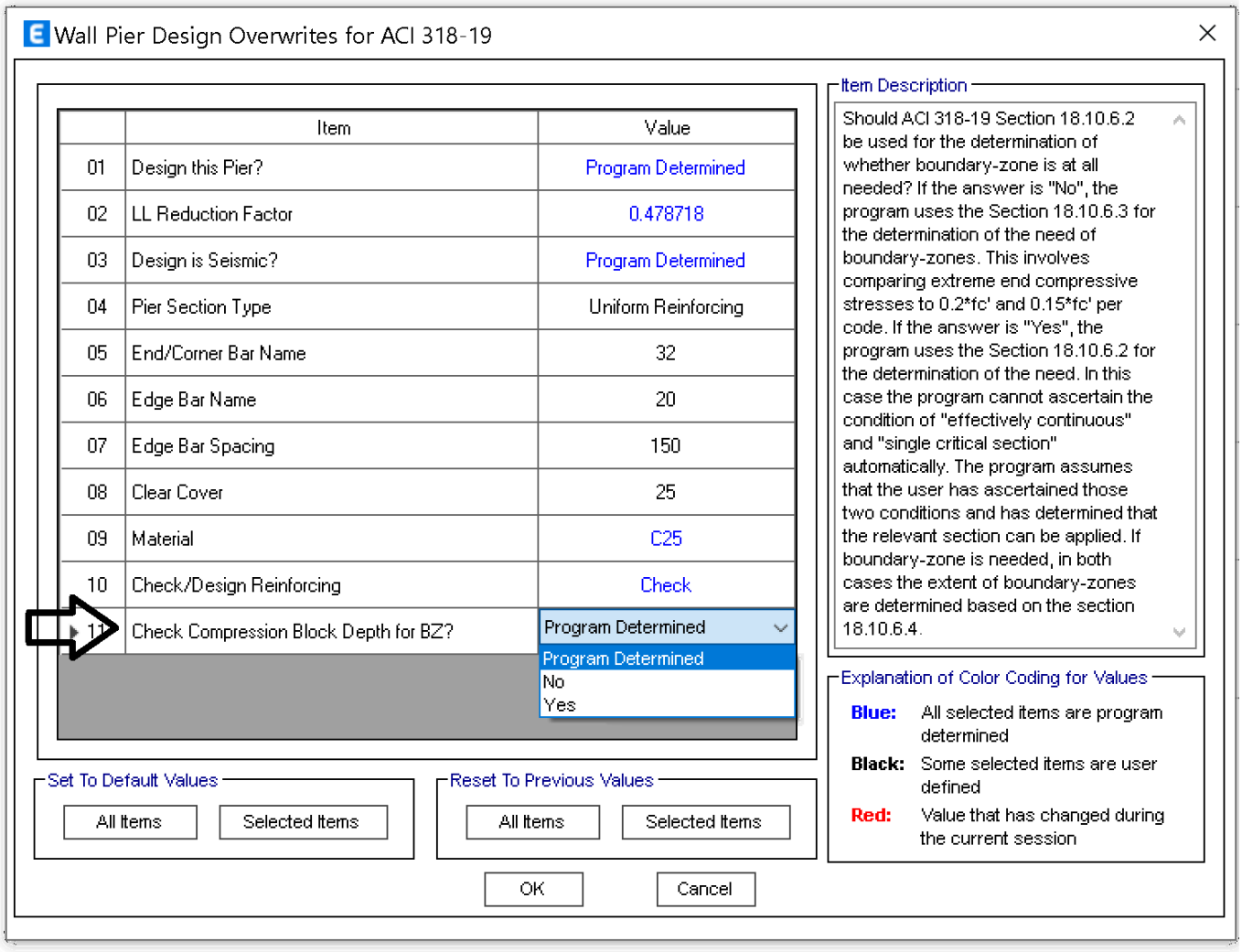
یا

روش دوم $\sigma = \dfrac{P_u}{A} + \dfrac{M_u C}{I} < 0.2f'_c$

در آیین نامه مطابق صفحه قبل دو روش جهت تعیین نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی ارائه شده است.

انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است

- در صورت انتخاب No در شکل زیر ایتبس از روش دوم (دو صفحه قبل را ببینید) استفاده می کند. منتها چون قادر به تشخیص محل تشکیل مفصل پلاستیک و پای دیوار نیست، در جهت اطمینان همیشه برای تمامی دیوارها از محدوده $0.15f_c'$ استفاده میکند. در این روش در مواردی که Stress Comp از مقدار $0.15f_c'$ فراتر رود از المان مرزی استفاده میکند. توجه شود که ایتبس جهت اطلاع کاربر در ستون Stress Limit مقدار $0.2f_c'$ را گزارش می کند.



Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P_u kN	M_u kN-m	Stress Comp MPa	Stress Limit MPa	C Depth mm	C Limit mm
Top-Left	Leg 1	Not Required	UDWal18	904.7292	-255.0617	1.12	5	526.1	845
Top-Right	Leg 1	Not Required	UDWal18	2100.0943	182.4382	2.05	5	608.4	845
Bottom-Left	Leg 1	432.6	UDWal7	3699.3893	-594.4658	3.97	5	820.6	862.2
Bottom-Right	Leg 1	378.2	UDWal7	3814.5305	2623.297	6.76	5	756.4	862.2

درمواردی که stress>0.15fc=3.75 MPa باشد ایتبس نیاز به المان مرمزی را اعلام میکند

- در صورت انتخاب Yes در شکل فوق ایتبس از روش اول (در دو صفحه قبل) استفاده می کند. در روش اول (دو صفحه قبل را ببینید) بر اساس عمق ناحیه فشاری (C) تصمیم گرفته می شود. اگر عمق ناحیه فشاری تحت بارهای وارده (C Depth در شکل زیر) از مرز C Limit فراتر رود نیاز به المان مرزی می باشد.

Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P_u kN	M_u kN-m	Stress Comp MPa	Stress Limit MPa	C Depth mm	C Limit mm
Top-Left	Leg 1	Not Required	UDWal18	904.7292	-255.0617	1.12	5	526.1	845
Top-Right	Leg 1	Not Required	UDWal18	2100.0943	182.4382	2.05	5	608.4	845
Bottom-Left	Leg 1	Not Required	UDWal7	3699.3893	-594.4658	3.97	5	820.6	862.2
Bottom-Right	Leg 1	Not Required	UDWal7	3814.5305	2623.297	6.76	5	756.4	862.2

درمواردی که C Depth > C Limit باشد ایتبس نیاز به المان رمزی را اعلام میکند

نکته مهم: همانطور که در صفحه قبل هم اشاره شد، در روش اول مقادیر h_{wcs} و δ_u مربوط به ارتفاع کل سازه و تغییر مکان انتهای دیوار (در آخرین طبقه) می باشد. نرم افزار ETABS قادر به تشخیص مقطع بحرانی و طبقه آخر دیوار برشی نیست و در محاسبه C Limit در شکل فوق، از تغییرمکان نسبی و ارتفاع همان طبقه ای که دیوار طراحی میشود، استفاده میکند. در طبقات تحتانی دریفت طبقات نسبتا کم است و در نتیجه مقدار $C\ Limit = \frac{l_w}{600\left(1.5\frac{\delta_u}{h_{wcs}}\right)}$ عدد برزرگی بدست میاید. و در طبقات فوقانی مقدار آن کاهش خواهد یافت. در حالیکه اگر مقدار l_w در ارتفاع سازه ثابت باشد، مقدار C Limit باید ثابت بماند. از طرفی در صورت استفاده از روش اول باید یکی از موارد (ii) و (iii) در صفحه قبل توسط طراح محاسبه و کنترل شود.

نتیجه: برای روش اول (روش عمق ناحیه c) باید محاسبات دستی انجام شود و نمی توان از نتایج ایتبس استفاده نمود:

۱- تغییرمکان انتهای فوقانی دیوار (δ_e) را تحت زلزله راستای دیوار (Ex و یا Ey) بخوانید. در صورت انجام تحلیل دینامیکی می توان تغییرمکان را تحت زلزله دینامیکی استخراج نمود.

۲- محاسبه طول دیوار (l_w) در محل مقطع بحرانی. توجه شود که l_w شامل طول ستونهای سرکله دیوار نیز می باشد.

۳- محاسبه ارتفاع کل دیوار از روی مقطع بحرانی (h_{wcs}). این ارتفاع مربوط به کل ارتفاع طبقات روی مقطع بحرانی است و با ارتفاع طبقه تفاوت دارد.

۴- مقدار c_{Limit} را مطابق رابطه زیر محاسبه کنید:

$$c_{Limit} = \frac{l_w}{600\left(1.5 \times Max\left(\frac{\delta_u}{h_{wcs}}, 0.005\right)\right)}$$

۵- محاسبه c_{depth} مطابق بند ۳۳-۱۰-۳

۶- در صورتی که $c_{depth} > c_{Limit}$ باشد، استفاده از المان مرزی الزامی می باشد.

توجه: در صورت استفاده از روش اول (مراحل فوق) یکی از دو مورد (ii) یا (iii) باید تامین شود. برای تامین (ii) عرض المان مرزی نباید کمتر از مقدار زیر باشد:

$$b > \sqrt{0.025 c l_w}$$

برای مثال اگر طول دیوار برابر $l_w = 6000\ mm$ و $c_{depth} = 800\ mm$ باشد، عرض المان مرزی نباید کمتر از $346mm$ منظور شود.

توجه: تمام محاسبات فوق برای طبقه بحرانی انجام میشود. در صورت استفاده از روش اول (مراحل فوق) المان مرزی که برای مقطع بحرانی محاسبه شده است باید به اندازه $Max\left(l_w, \frac{4M_u}{V_u}\right)$ در طبقات بالا ادامه یابد.

۳۳-۱۰-۱ ابعاد اجزاء مرزی

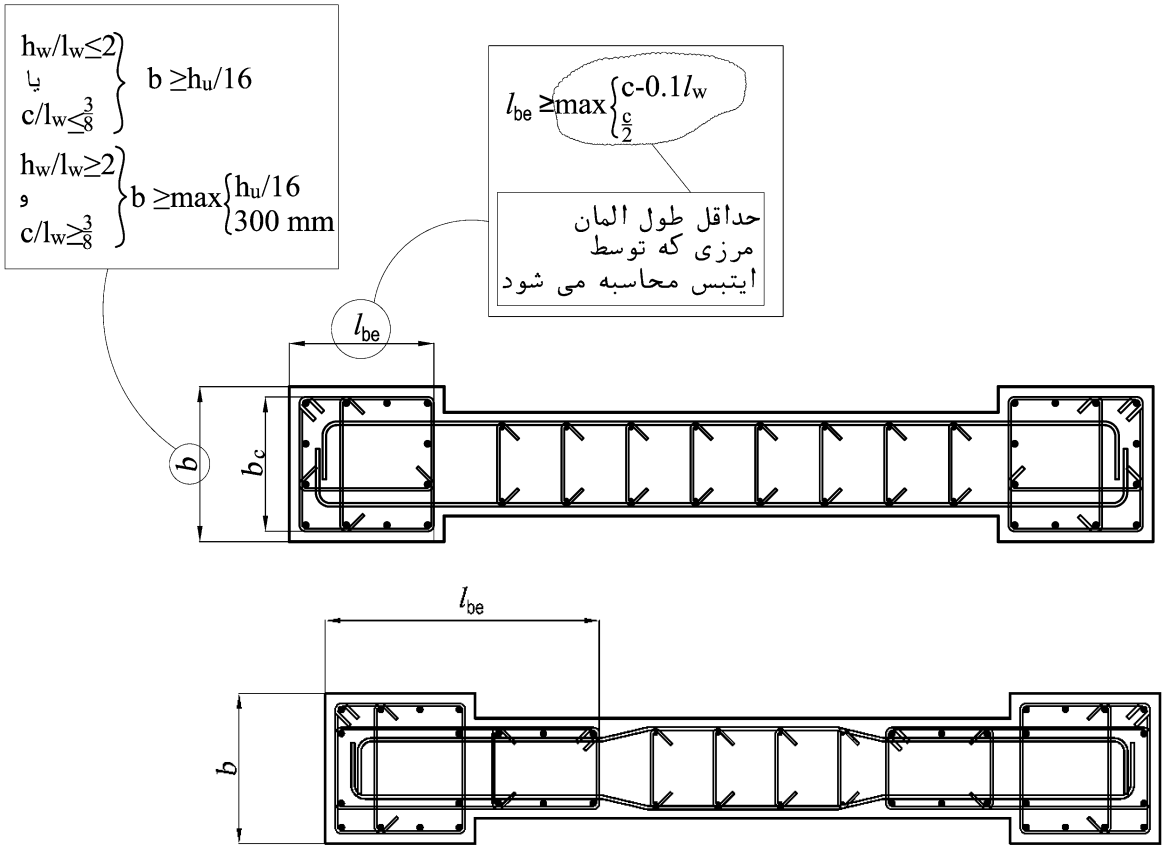
- عرض المان مرزی (b در شکل زیر):

a- در شکل زیر h_u ارتفاع **آزاد** دیوار بین طبقات می باشد. در یک سازه متعارف با $h_u = 320\ cm$، مقدار $\frac{h_u}{16} = 20\ cm$ بدست می آید. بنابراین عرض المان مرزی باید حداقل b>20 cm باشد.

b- در شکل زیر h_w ارتفاع کل دیوار (شامل کل طبقات سازه) میباشد. برای مثال در یک سازه ۶ طبقه اگر ارتفاع طبقات 3.4 m باشد و دیوار برشی از روی پی تا آخرین طبقه به صورت پیوسته ادامه یابد، مقدار $h_w = 6 \times 3.40 = 20.4\ m$ خواهد بود و بنابراین اگر طول این دیوار $l_w = 6\ m$ باشد، مقدار $\frac{h_w}{l_w} = 3.4 > 2$ خواه بود. در اکثر سازه های با ارتفاع متوسط و متوسط به بالا $\frac{h_w}{l_w} > 2$ بدست می آید و اگر $\frac{c}{l_w} > \frac{3}{8}$ باشد، عرض المان مرزی باید b>30 cm باشد.

- طول المان مرزی:

در شکل زیر رابطه محاسبه حداقل طول المان مرزی نشان داده شده است. این مقدار توسط نرم افزار محاسبه و اعلام می شود (صفحات بعد را ببینید)



۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۷-۴-۴ در مواردی که بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیاز است، الزامات بندهای (الف) تا (چ) زیر باید برآورده شود:

الف- جزء مرزی باید بصورت افقی تا فاصله ای برابر با بیشترین دو مقدار $c - 0.1l_w$ و $\frac{c}{2}$ از دورترین تار فشاری به سمت مرکز مقطع دیوار ادامه یابد. c بزرگترین فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری است که تحت اثر بار محوری ضریب دار به همراه مقاومت خمشی اسمی، که متناظر با تغییر مکان جانبی طرح δ_u بدست آورده شده است.

ب- عرض جزء مرزی، b، در طول افقی، مطابق بند (الف) بدست آورده شده است و شامل بال دیوار در صورت وجود، نیز می شود، نباید از $\frac{h_u}{16}$ کمتر باشد.

پ- در دیوارها و دیوار پایه هائی که $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و بصورت پیوسته از روی شالوده تا بالای دیوار ادامه دارند، و به گونه ای طراحی شده اند که دارای تنها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری بوده و در آنها $\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}$ است، عرض جزء مرزی، b، در طولی که مطابق بند (الف) محاسبه شده، باید برابر یا بزرگتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد.

سوال: به چه دلیل آیین نامه برای عرض المان مرزی حداقل تعیین کرده است؟

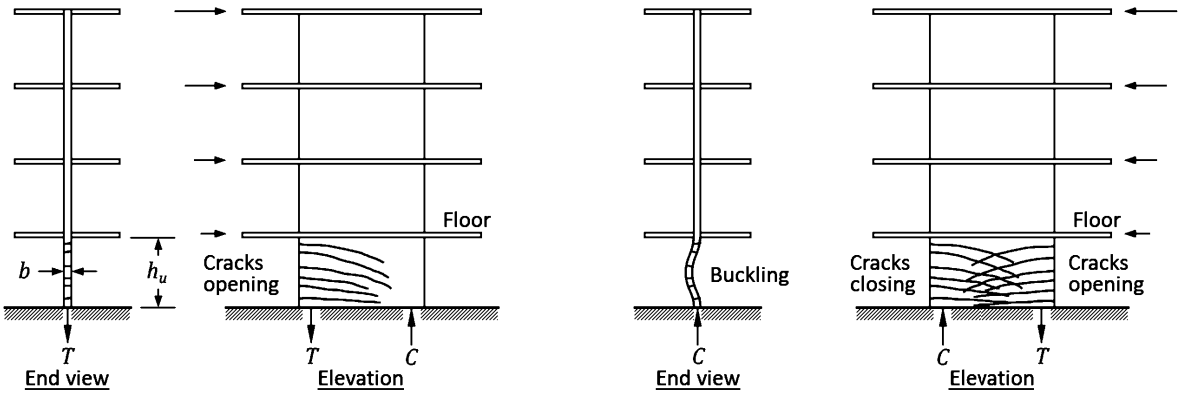
پاسخ: در مواردی که عرض المان مرزی کم باشد (برای مثال عرض المان مرزی 20 cm باشد) تحت بارهای جانبی و پس از ریزش پوشش بتن (و کاهش عرض المان مرزی) دیوار برشی دچار کمانش میشود. در شکل زیر کمانش یک دیوار برشی با عرض المان مرزی کم مشاهده می شود:



Wall lateral buckling (Source: “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings” by Jack Moehle)

- در شکلهای فوق اگر عرض المان مرزی دیوار (b در شکل فوق) عریض تر انتخاب می گردید، احتمال کمانش دیوار کاهش میافت.

- المان های مرزی دیوار هنگام زلزله به صورت چرخه ای تحت "کشش" و "فشار" قرار میگرد. تحت کشش ممکن است میلگردهای المان مرزی به تسلیم برسند و عرض ترک کششی افزایش یابد (شکل پایین سمت چپ). در این حالت در میلگردهای کششی کرنش پسماند خواهیم داشت. با تغییر جهت زلزله المان مرزی تحت فشار قرار میگیرد. به علت وجود کرنش پسماند در میلگردها، ترک بسته نمی شوند. مگر اینکه میلگردها تحت فشار تسلیم شوند. اگر دیوار دارای دو شبکه میلگرد قائم باشد، با کمترین عدم تقارن، ممکن است یکی از شبکه ها زودتر به تسلیم برسد و در نتیجه خمش خارج از صفحه در دیوار ایجاد شود که منجر به کمانش دیوار (شکل سمت راست پایین) شود. برای جلوگیری از این اتفاق حداقل عرض تعیین شده برای المان مرزی باید تامین شود.



(a) Crack opening under tension cycle (b) Crack closing under compression cycle

Lateral instability of wall boundary that has been previously yielded in tension (after Chai and Elayer, 1999).

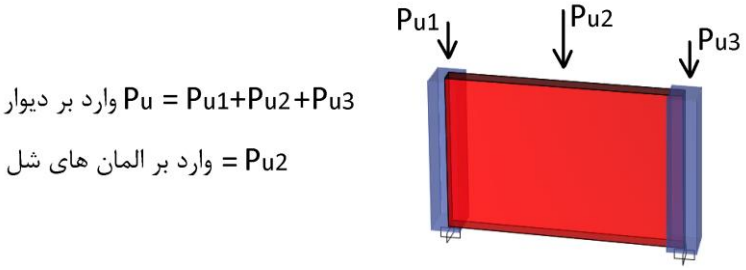
۳۳-۱۰-۲ خطای ورژنهای ۲۱و پایین تر در محاسبه طول المان مرزی

روند محاسبه طول المان مرزی در نرم افزار ایتبس در ورژنهای ۲۱ و پایین تر به صورت زیر می باشد (**که نادرست بوده و نیاز به اصلاح دارد**).

۱- محاسبه نیروی محوری نهایی دیوار (Pu)

مقدار نیروی محوری بر عمق تار خنثی تاثیرگذار است. مطابق شکل زیر دیوارهایی که نیروی محوری فشاری بزرگتری دارند (پر فشار هستند)، عمق ناحیه فشاری آنها نیز بزرگتر است.

- توجه: در مواردی که دیوار ستون سرکله دارد (علاوه بر المان های شل جان دیوار، در انتهای دیوار ستون ترسیم شده است) نرم افزار تنها نیروی محوری سهم المان های شل را در محاسبه المان مرزی منظور میکند. برای مثال اگر مطابق شکل زیر نیروی محوری وارد بر المان های شل برابر P_{u2} و نیروی محوری ستونهای سرکله $P_{u1} + P_{u3}$ باشد، در این صورت $P_u = P_{u1} + P_{u2} + P_{u3}$ خواهد بود در حالیکه نرم افزار در محاسبات طول المان مرزی $P_u = P_{u2}$ را در نظر می گیرد (فشار کمتری را منظور میکند).

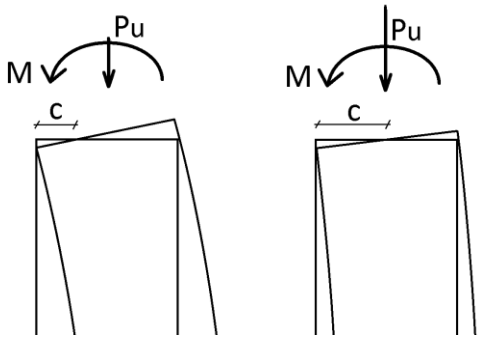


۲- محاسبه عمق ناحیه فشاری (c_{depth})

نرم افزار مقاومت خمشی و عمق تار خنثی مربوطه (c) را تحت بار فشاری Pu را محاسبه میکند. در دیوارهایی که پرفشار هستند مطابق شکل سمت راست عمق ناحیه فشاری بزرگتر از دیوارهای کم فشار بدست می آید. بنابراین مقدار نیروی محوری Pu بر عمق ناحیه فشاری محاسبه شده تاثیر گذار است (روش پیشنهادی جهت اصلاح این مورد در صفحه بعد ارائه شده است).

- در صورت استفاده از مقطع general section مقدار Pu مطابق شکل بالا شامل تنها نیروی محوری وارد بر المان های شل خواهد بود در حالیکه محاسبات در مقطع section designer (شامل ستونهای سرکله) خواهد بود. در نتیجه مقدار عمق ناحیه فشاری که نرم افزار محاسبه میکند کمتر از مقدار واقعی آن خواهد بود (چون از Pu کمتری استفاده می کند و در حقیقت دیوار را کم فشارتر در نظر می گیرد).

\



۳- محاسبه طول المان مرزی (l_{be})

طول المان مرزی مطابق رابطه زیر توسط نرم افزار محاسبه و در قسمت edge length گزارش میشود:

$$l_{be} = Max\begin{pmatrix} 0.5c \\ c - 0.1l_w \end{pmatrix}$$

۳-۱۰-۳۳ روش پیشنهادی جهت اصلاح طول عمق ناحیه فشاری (c_{depth}) محاسبه شده توسط ایتبس

یک روش پیشنهادی جهت اصلاح طول المان مرزی، اصلاح نیروی محوری می باشد. در این مورد از نظرات مهندس آقازاده استفاده کرده ام .https://t.me/Aghazadeh_Civil/

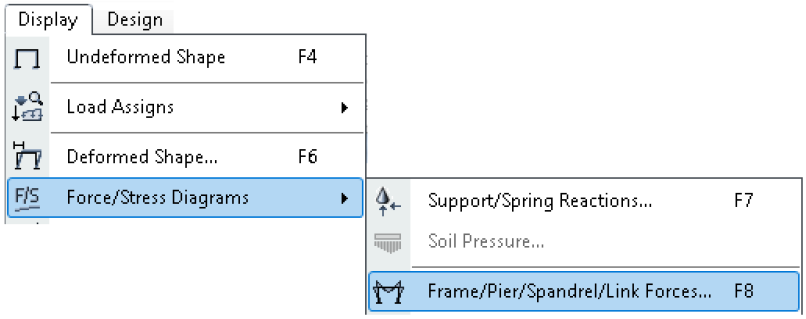
۱- تحت ترکیب بارهای متعارف نیروی محوری در نظر گرفته شده توسط نرم افزار و ترکیب بار مربوطه مطابق شکل زیر استخراج شود.

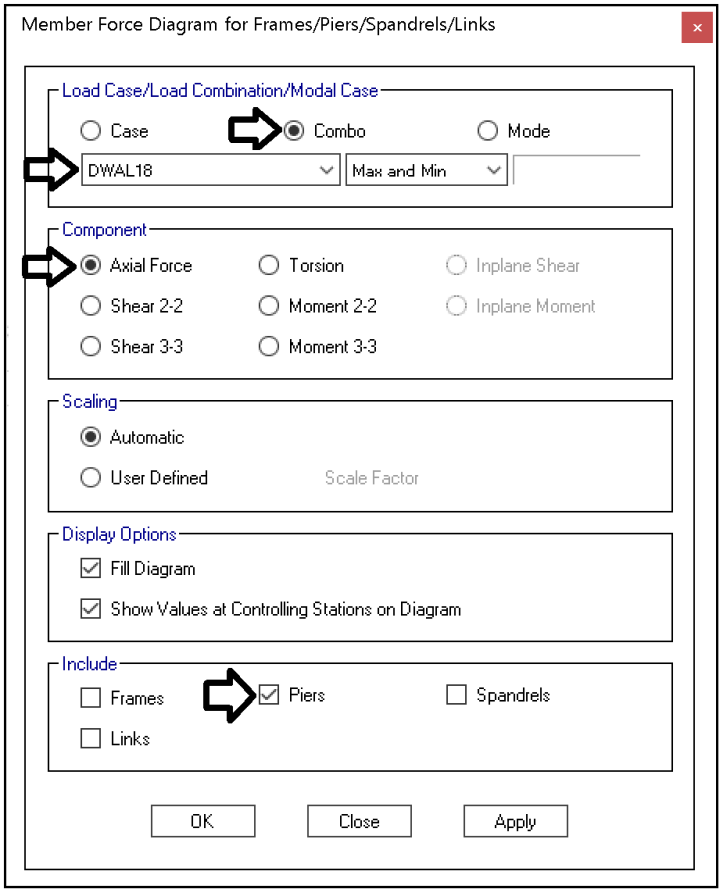
Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

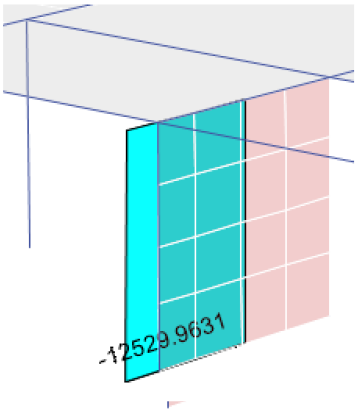
Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P_u kN	M_u kN-m	Stress Comp MPa	Stress Limit MPa	C Depth mm	C Limit mm
Top–Left	Leg 1	437.3	DWAL18	6975.2116	-1079.5678	5.24	4.9	807.3	176.4
Top–Right	Leg 1	372.1	DWAL17	6049.8083	1875.084	5.46	4.9	742.1	176.4
Bottom–Left	Leg 1	466.7	DWAL18	7393.7485	-1989.434	6.38	4.9	836.7	176.4
Botttom–Right	Leg 1	385.3	DWAL17	6236.8754	2525.0417	6.21	4.9	755.3	176.4

تذکر: تنها ترکیب بارهایی که شامل زلزله اصلی در راستای دیوار است باید منظور شود. در صورت نیاز قبل از استخراج اطلاعات میتوان از طریق select design combo ترکیب بارهای طراحی را محدود

۲- نیروی محوری کل دیوار تحت همان ترکیب بار در مدل استخراج شود. همانطور که در شکل زیر مشاهده میشود نیروی محوری کل دیوار برابر 12529 kN می باشد، در حالیکه ایتبس برای محاسبه طول المان مرزی نیروی محوری را برابر 7393 kN در نظر گرفته است.

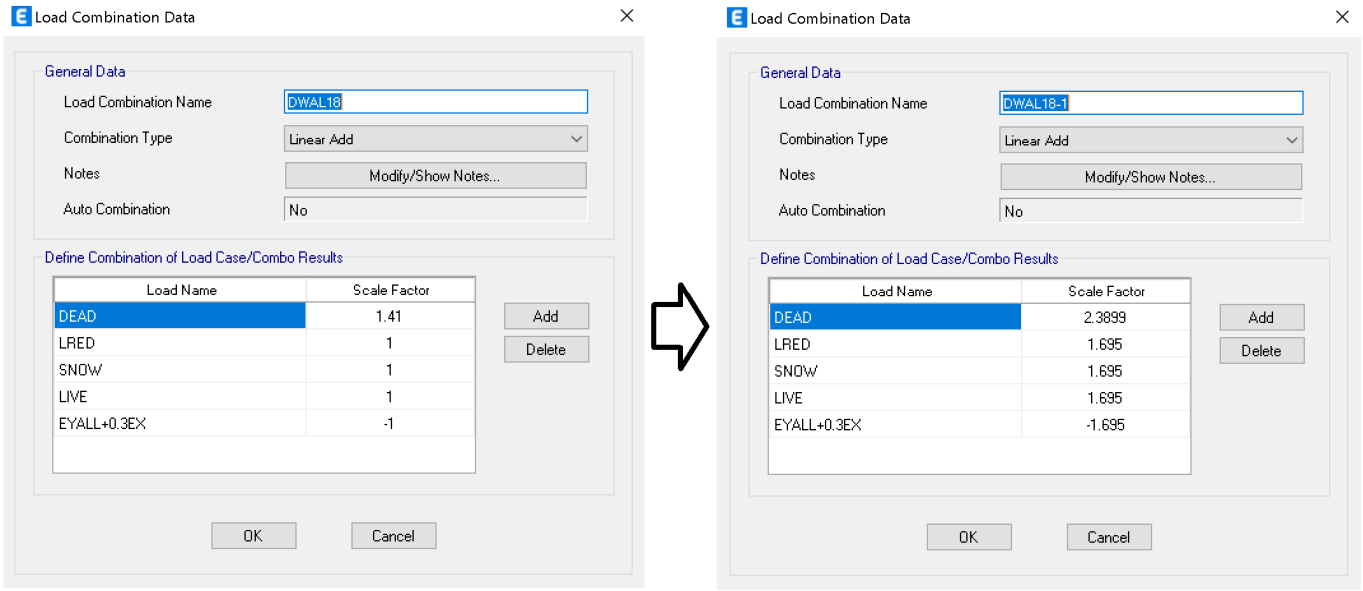




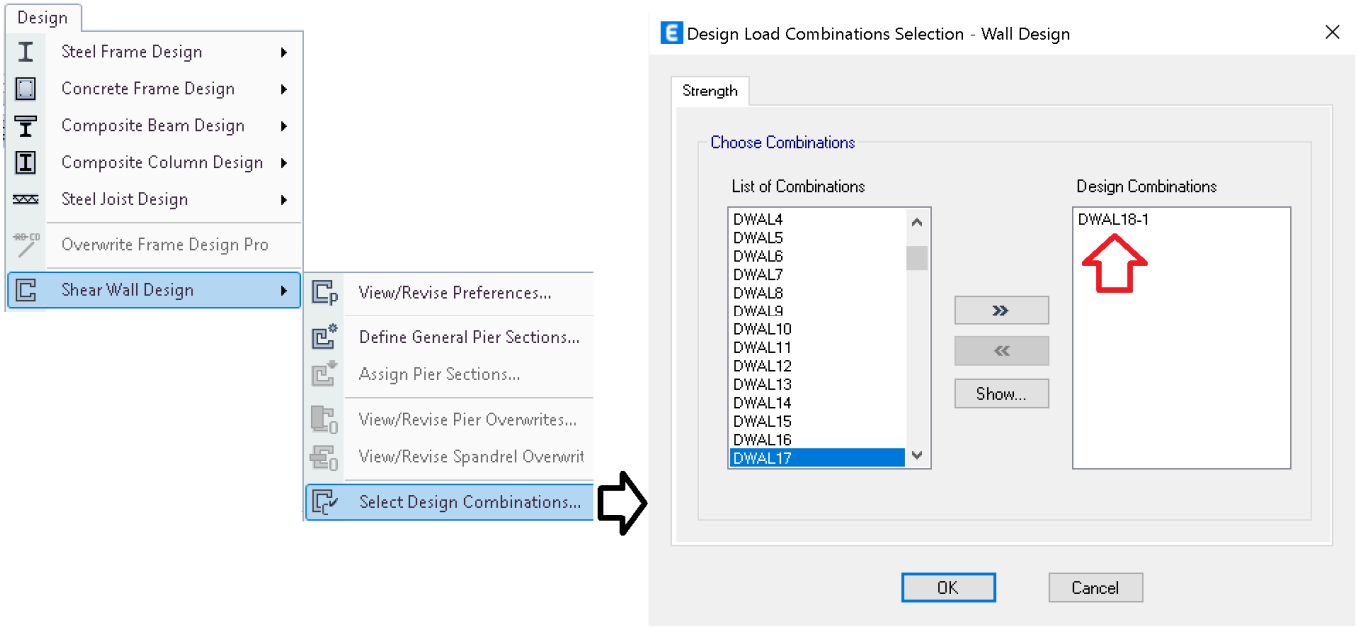


۳- یک کپی از ترکیب بار مربوطه ایجاد کرده و تمامی ضرایب بار را در ترکیب بار جدید به نسبت نیروی pier و نیرویی که ایتبس در محاسبات منظور میکند افزایش دهید:

$$\frac{12529.9631}{7393.7485} = 1.695$$



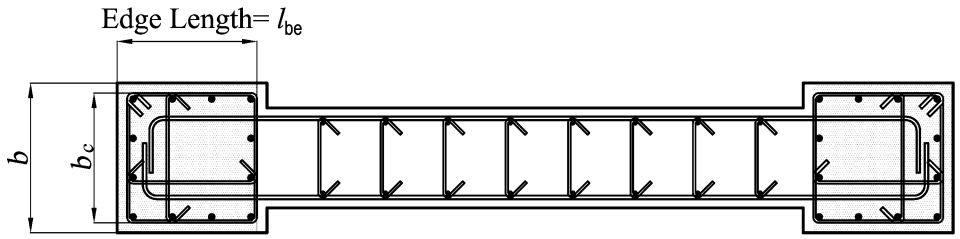
۴- به طور موقت ترکیب بار جدید تشدید یافته (*DWAL18-1*) را جایگزین لیست ترکیب بارهای طراحی کنید

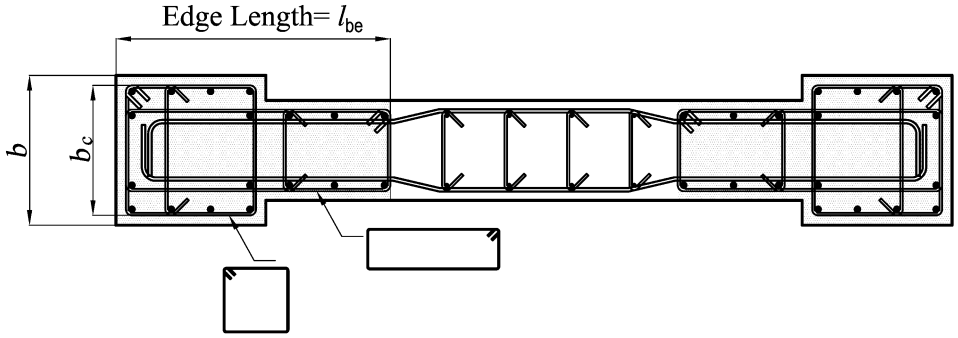


۵- پس از طراحی مجدد دیوار میتوان مقدار c_{depth} صحیح و اصلاح شده و نیز طول المان مرزی را استخراج نمود.

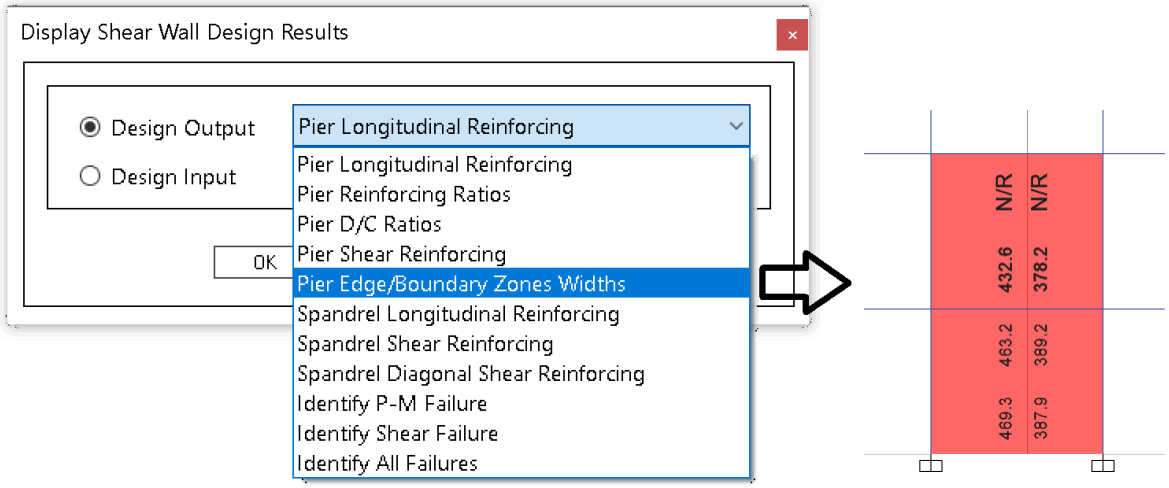
Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P_u kN	M_u kN-m	Stress Comp MPa	Stress Limit MPa	C Depth mm	C Limit mm
Top–Left	Leg 1	829.8	DWAL18-1	11822.7643	-1829.884	8.88	4.9	1199.8	176.4
Top–Right	Leg 1	829.8	DWAL18-1	11822.7643	-1829.884	5.32	4.9	1199.8	176.4
Bottom–Left	Leg 1	908.9	DWAL18-1	12532.1735	-3372.1033	10.81	4.9	1278.9	176.4
Botttom–Right	Leg 1	908.9	DWAL18-1	12532.1735	-3372.1033	4.24	4.9	1278.9	176.4





- همچنین می توان مطابق شکل زیر طول المان مرزی را در هر طرف دیوار مشاهده نمود



توجه: در ورژن ۲۲ مشکل فوق برطرف شده است و ایتبس از کل نیروی محوری وارد بر دیوار برای محاسبه طول المان مرزی استفاده می کند و بنابراین نیازی به اصلاح نیست. ولی ورژن فعلی ایتبس ۲۲ دارای باگهای نرم افزاری قابل توجهی بوده و متاسفانه قابل استفاده نیست.

۱۱-۳۳ فواصل تنگها در اجزای مرزی

۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ آرماتورهای عرضی ویژه باید مطابق ضوابط(الف) الی (ج) در نظر گرفته شوند:

الف- آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با دورپیچ های تکی و یا چند قطعه‌ای که با یکدیگر هم پوشانی دارند، دورگیرهای دایره ای، ویا دورگیرهای با خطوط مستقیم تکی ویا چند قطعه ای که با یکدیگر هم پوشانی دارند با یا بدون قلاب دوخت، ساخت.

ب- دورگیرهای های با خطوط مستقیم ویا قلاب های دوخت باید در محل های خم در بر گیرنده آرماتورهای طولی باشند.

پ- قطر قلاب های دوخت، در صورتی که ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۲-۲ در آنها رعایت شود میتواند برابر یا کوچکتر از قطر دورگیرها باشد. انتهای قلاب های دوخت متوالی باید بطور یک در میان در راستای میلگردهای طولی ودر پیرامون مقطع جابجا شوند.

ت- در مواردی که از دورگیرهای با خطوط مستقیم ویا قلاب های دوخت استفاده میشود، باید بوسیله آنها شرایط تکیه گاهی جانبی برای آرماتورهای طولی مطابق بند ۹-۲۱-۶-۴ بوسیله آنها فراهم شود.

ث- آرماتورها در محیط ستون باید به گونه ای آرایش داده شوند که فاصله آرماتورهای طولی، h_x، که به قلاب های دوخت ویا گوشه دورگیرها متکی هستند از یکدیگر بیشتراز ۳۵۰ میلیمتر نباشد.

۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۷-۴-۴ اگر بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیاز است، الزامات بندهای (الف) تا (چ) زیر باید برآورده شود:

ث- آرماتورهای عرضی جزء مرزی باید ضوابط مندرج در بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ (الف) الی (ث) و نیز بند ۹-۲۰-۶-۳-۳ را ارضاء نماید فاصله آرماتورهای عرضی، که بر اساس شرط (الف) بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ حساب شده است، برابر با یک سوم کمترین بعد عضو مرزی باشد. فاصله عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی باید مطابق جدول ۹-۲۰-۳ باشد.

جدول ۹-۲۰-۳ – فاصله عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی

مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	فاصله عمودی آرماتورهای عرضی
۴۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه ای برابربا بزرگترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پائین مقطع بحرانی [۲]	کوچکترین مقدار $6\ d_b$[1] و ۱۵۰ میلیمتر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار $8\ d_b$ و ۲۰۰ میلیمتر
۵۵۰ مگاپاسکال	در ناحیه ای برابربا بزرگترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پائین مقطع بحرانی [۲]	کوچکترین مقدار $5\ d_b$ و ۱۵۰ میلیمتر
	در سایر نقاط	کوچکترین مقدار $6\ d_b$ و ۱۵۰ میلیمتر

[۱] d_b قطر کوچکترین آرماتور اصلی خمشی است.

[۲] مقطع بحرانی مقطعی است که در آن در اثر تغییر مکان جانبی امکان جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ قطر آرماتورهای عرضی ویژه در ناحیه بحرانی باید مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲ باشد. فاصله سفره میلگردهای عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کوچکتر و پنج برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال

پ- مقدار s_0 که از رابطه زیر محاسبه می شود باید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر باشد ولی نیازی نیست که کمتر از ۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود:

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad (۹-۲۰-۱)$$

۳۳-۱۱-۱ حجم و جزئیات تنگها در اجزای مرزی

۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

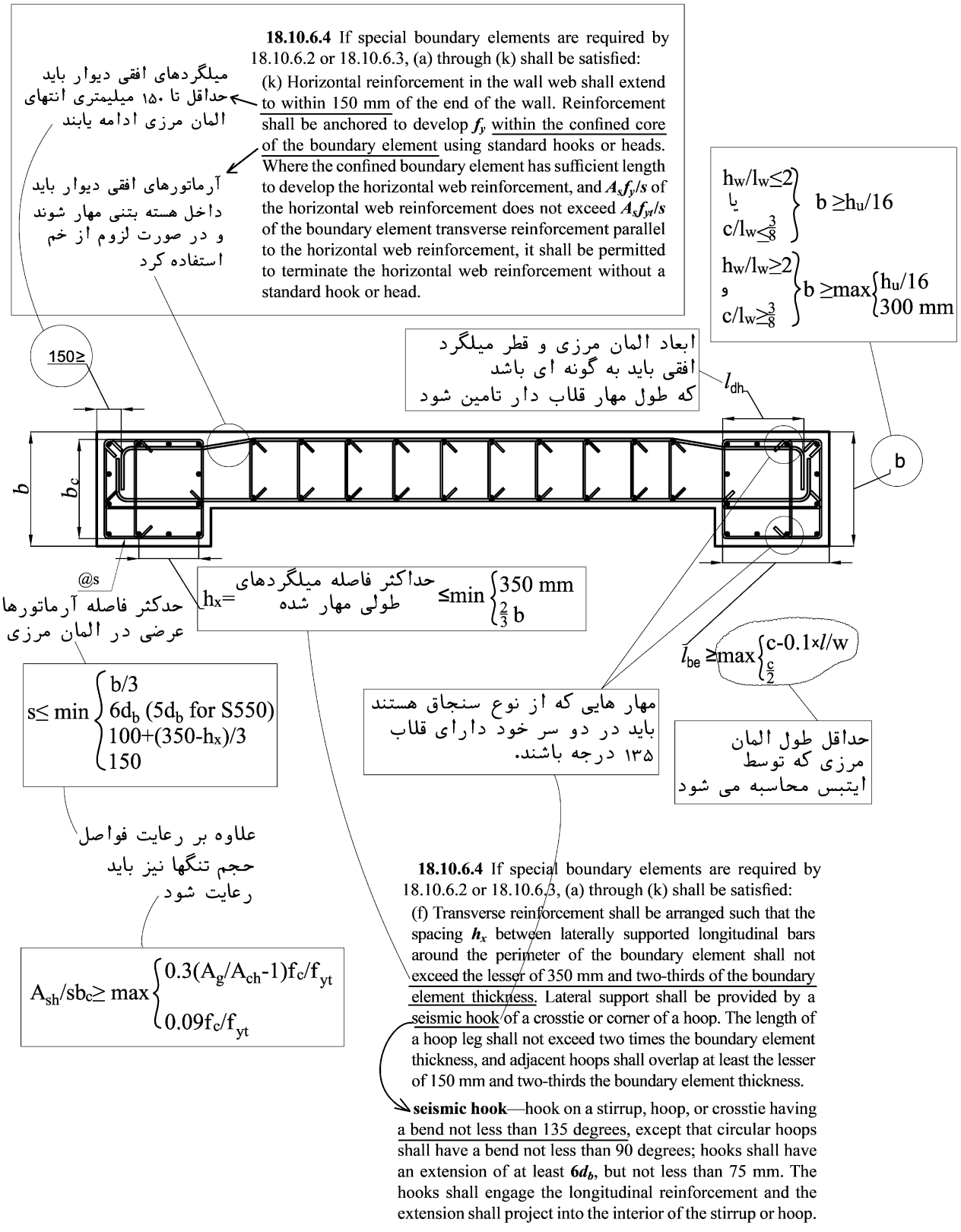
۹-۲۰-۷-۴-۴ اگر بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیاز است، الزامات بندهای (الف) تا (چ) زیر باید برآورده شود:

چ- جزئیات آرماتورهای عرضی باید بگونه ای باشد که آرماتورهای طولی در امتداد محیط جزء مرزی به قلابهای زلزله بر جانبی در یک سنجاقک ویا گوشه یک دورگیر متکی باشند. فاصله افقی بین آرماتورهای طولی متکی به قلاب نباید از ۳۵۰ میلیمتر و یا دوسوم ضخامت جزء مرزی بیشتر باشد. طول هر ساق یک دور گیر نباید از دو برابر ضخامت جزء مرزی بیشتر بوده و طول پوششی دو دورگیر مجاور نباید از کوچکترین دو مقدار ۱۵۰ میلیمتر و یا دوسوم ضخامت جزء مرزی کمتر باشد. مقدار آرماتورهای عرضی مطابق زیر تعیین میشود:

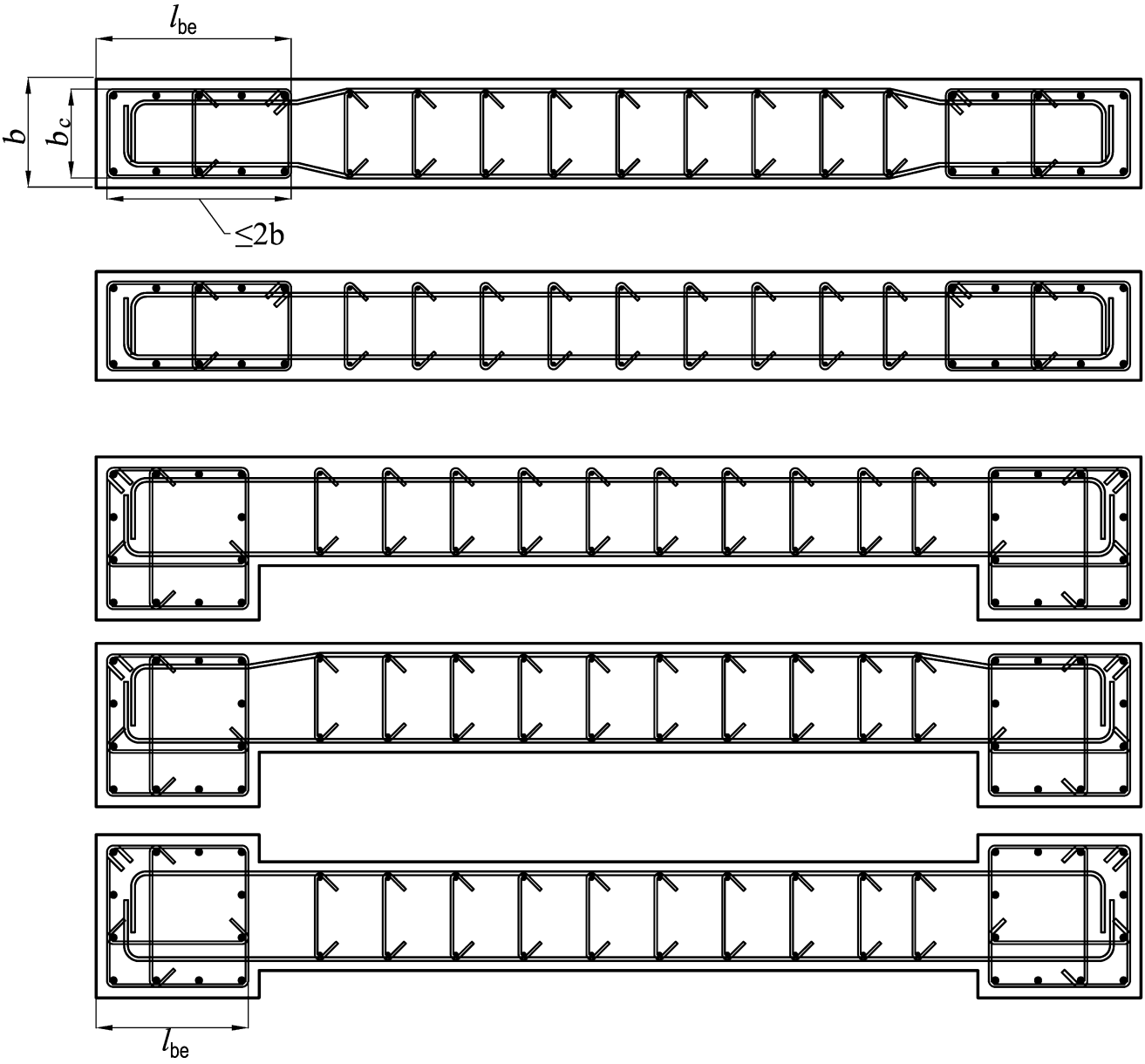
- در صورت استفاده از دورگیرهای با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c باید برابر با بیشترین مقدار $0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.09\ \frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.
- در صورت استفاده از دورپیچ ها ویا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید برابر با بیشترین مقدار $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.12\ \frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

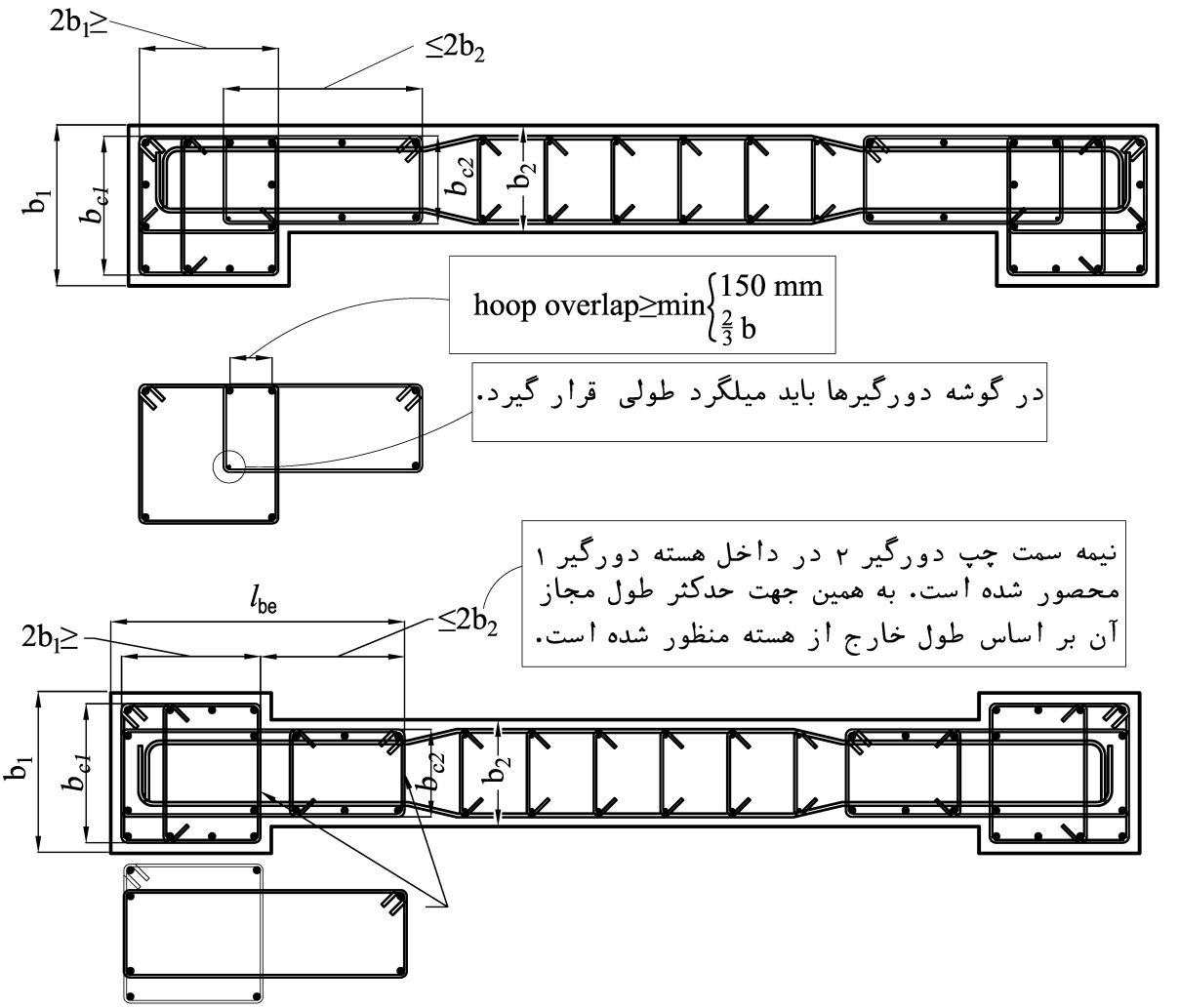
 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

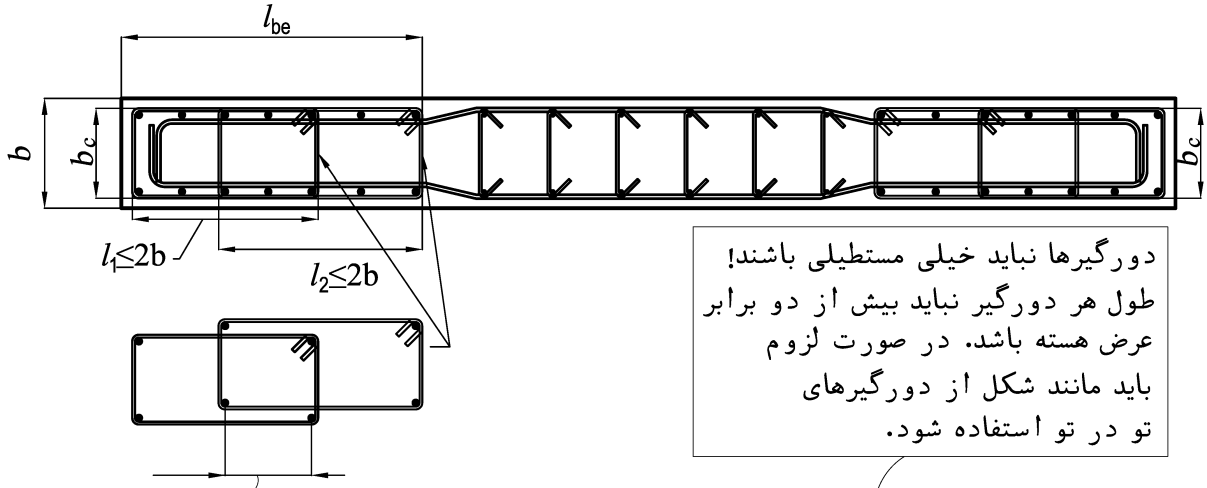
- توجه: شکل زیر و توضیحات آن مربوط به طبقاتی هست که در آنها دیوار نیاز به المان مرزی دارد.



- در شکلهای زیر برخی از حالات ممکن برای اجرای المان مرزی نمایش داده شده است.







دورگیرها نباید خیلی مستطیلی باشند! طول هر دورگیر نباید بیش از دو برابر عرض هسته باشد. در صورت لزوم باید مانند شکل از دورگیرهای تو در تو استفاده شود.

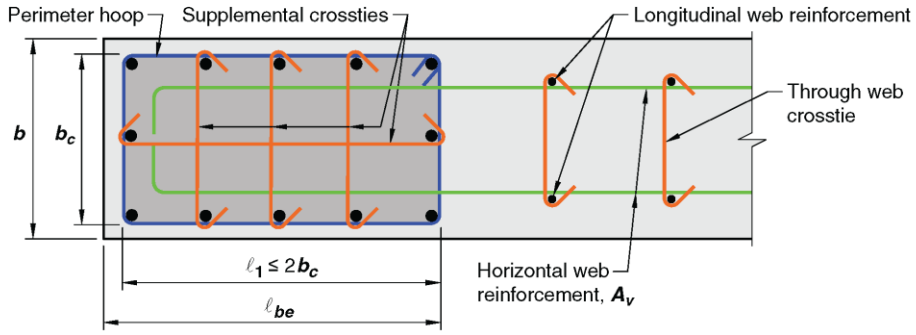
حداقل طول همپوشانی دورگیرهای تو در تو ≥min{150 mm ; ⅔ b}

18.10.6.4 If special boundary elements are required by 18.10.6.2 or 18.10.6.3, (a) through (k) shall be satisfied:

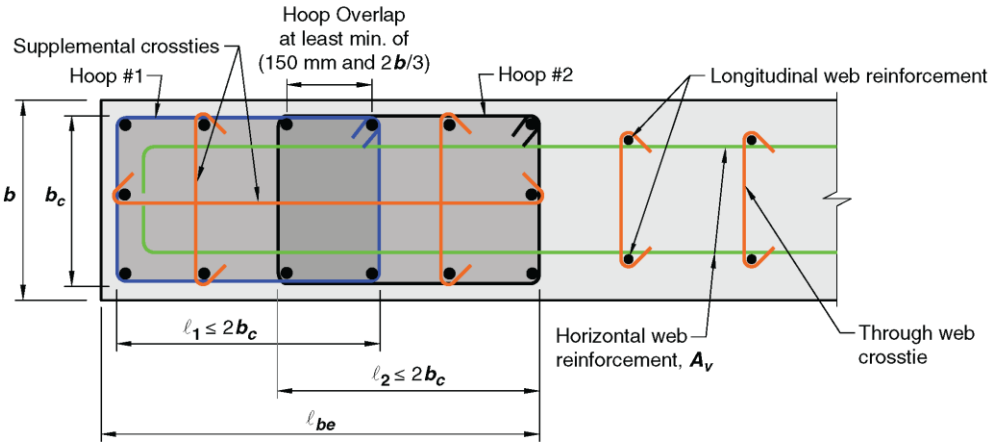
(f) Transverse reinforcement shall be arranged such that the spacing h_x between laterally supported longitudinal bars around the perimeter of the boundary element shall not exceed the lesser of 350 mm and two-thirds of the boundary element thickness. Lateral support shall be provided by a seismic hook of a crosstie or corner of a hoop. The length of a hoop leg shall not exceed two times the boundary element thickness, and adjacent hoops shall overlap at least the lesser of 150 mm and two-thirds the boundary element thickness.

تصاویر زیر برگرفته از ACI-318-19 میباشد.

- توجه شود که در شکل مربوط به ACI-318-19 طول دورگیر (hoop) به 2bc (دو برابر عرض هسته بتنی) محدود شده است. در حالیکه در متن ACI و نیز متن مبحث نهم، طول دورگیر به 2b (دو برابر ضخامت المان مرزی) محدود شده است.



(a) Perimeter hoop with supplemental 135-degree crossties and 135-degree crossties supporting distributed web longitudinal reinforcement



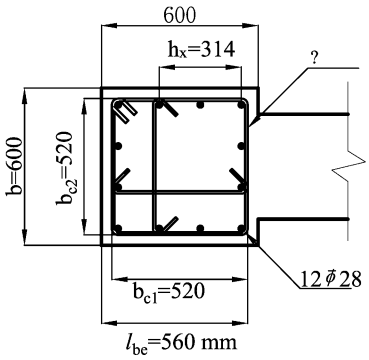
(b) Overlapping hoops with supplemental 135-degree crossties and 135-degree crossties supporting distributed web longitudinal reinforcement

مثال:

ابعاد مقطع المان مرزی متعلق به یک دیوار برشی ویژه در شکل زیر نشان داده شده است. پوشش خالص بتن را 40 mm فرض کنید.

$$f'_c = 25\ MPa\ ,\ \ F_y = 400MPa,$$

قطر و فواصل تنگها را در طول المان مرزی محاسبه نمایید.



$A_g=l_{be}b$
$A_{ch}=b_{c1}b_{c2}$

$$s\le \min\begin{cases} b/3 \\ 6d_b\ (5d_b \text{ for S550}) \\ 100+(350-h_x)/3 \\ 150 \end{cases}$$

$$A_{sh}/sb_c \ge \max\begin{cases} 0.3(A_g/A_{ch}-1)f_c/f_{yt} \\ 0.09f_c/f_{yt} \end{cases}$$

پاسخ: با فرض استفاده از طرح شکل مقابل داریم:

$$h_x = \frac{2}{3}\times(600-80-20-28) = 314\ mm < min\left(\frac{2}{3}\times 600, 350\right)\ OK.$$

$$\left.\begin{aligned} \frac{b}{3} &= \frac{600}{3} = 200\ mm \\ 6d_b &= 168mm \\ S_0 &= 100+\left(\frac{350-314}{3}\right) = 112\ mm \end{aligned}\right\} S_{max} = 112\ mm$$

$$\left.\begin{aligned} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{F_{yt}} &= 0.3\left(\frac{560\times 600}{(520)^2}-1\right)\frac{25}{F_{yt}=300} = 0.00551 \\ 0.09\ \frac{25}{F_{yt}=300} &= 0.0075 \end{aligned}\right\} 0.0075$$

$$\frac{A_{sh}=3\times\pi\times 5^2=235.5\ mm^2}{sb_c=s(520)} = \frac{0.4528}{s} > 0.0075 \ \rightarrow s\le 60.4\ mm \ \rightarrow \boldsymbol{Use\ \varphi 10@50, S300}$$

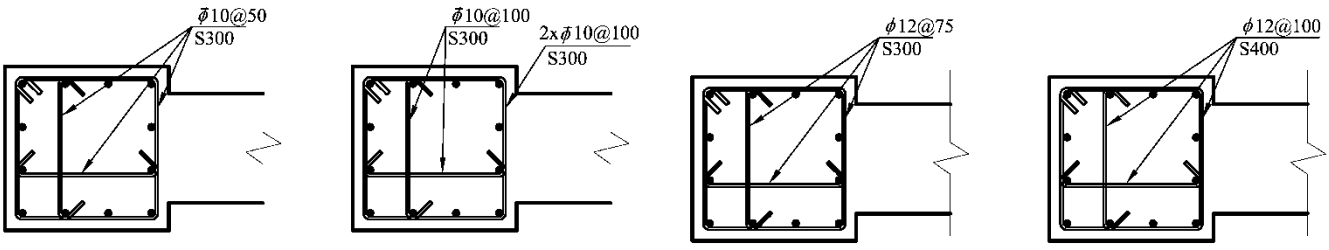
$$\frac{A_{sh}=5\times\pi\times 5^2=392\ mm^2}{sb_c=s(520)} = \frac{0.7548}{s} > 0.0075 \ \rightarrow s\le 100.6\ mm \ \rightarrow \boldsymbol{Use\ \varphi 10@100, S300}$$

$$\frac{A_{sh}=3\times\pi\times 6^2=339\ mm^2}{sb_c=s(520)} = \frac{0.4528}{s} > 0.0075 \ \rightarrow s\le 87\ mm \ \rightarrow \boldsymbol{Use\ \varphi 12@75, S300}$$

$$\left.\begin{aligned} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{F_{yt}} &= 0.3\left(\frac{560\times 600}{(520)^2}-1\right)\frac{25}{F_{yt}=400} = 0.0041 \\ 0.09\ \frac{25}{F_{yt}=400} &= 0.0056 \end{aligned}\right\} 0.0056$$

$$\frac{A_{sh}=3\times\pi\times 6^2=339\ mm^2}{sb_c=s(520)} = \frac{0.4528}{s} > 0.0056 \ \rightarrow s\le 116\ mm \ \rightarrow \boldsymbol{Use\ \varphi 12@100, S400}$$

با توجه به نتایج فوق یکی از طرح های زیر باید استفاده شود:



- **توجه: اجرای تنگ با فواصل کم (*@50* و حتی *@75*) میتواند با مشکلات اجرایی و بحث عبور بتن همراه باشد. بنابراین توصیه می شود از طرحهایی استفاده شود که تا حد امکان فواصل کمتر از *@100* منظور نشود.**

۱۲-۳۳ فواصل تنگها در مواردی که نیاز به جزء مرزی نیست

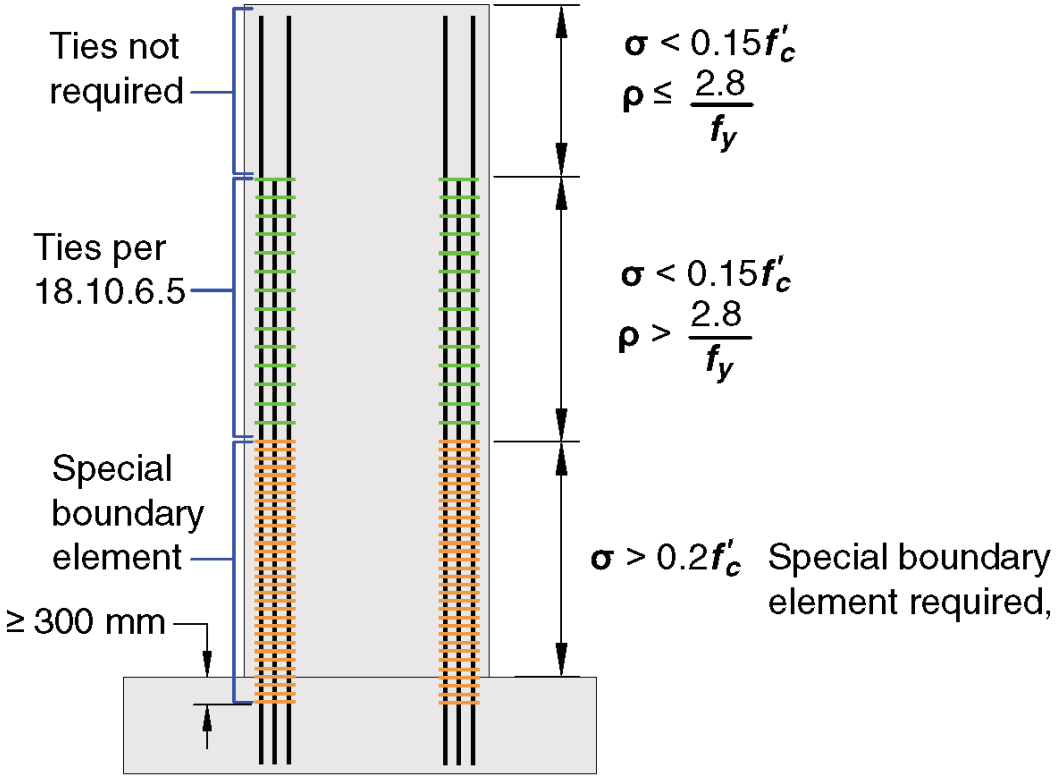
در شکل زیر سه ناحیه قابل مشاهده است.

ناحیه اول (**قسمت تحتانی**): در این طبقات المان مرزی نیاز می باشد و باید جزئیات تنگ گذاری سنگین مربوط به المان مرزی رعایت شود.

ناحیه دوم (**قسمت میانی و فوقانی**): در این طبقات تنشها فروکش کرده و مقدار تنش فشاری حداکثر وارد بر دیوار به کمتر از $0.15f_c'$ فروکش می کند. در این ناحیه تنگ گذاری ویژه مربوط به المان مرزی لازم نیست.

تفاوت قسمت میانی و فوقانی در شکل زیر:

- در صورتی که درصد میلگرد طولی استفاده شده در لبه دیوار بیش از $\frac{2.8}{f_y}$ باشد، حداقل تنگ گذاری مطابق 18.10.6.5 باید انجام شود.
  اگر میلگرد طولی دیوار S400 باشد، $\frac{2.8}{f_y} = 0.007$ خواهد بود.
- در طراحی رایج در ایران معمولا در لبه های دیوار از حداقل $\rho = 0.01$ استفاده می شود. بنابراین در طرح هایی که درصد میلگرد المان های لبه دیوار بیش از 0.007 باشد، عملا تنها قسمت تحتانی و میانی را خواهیم داشت.



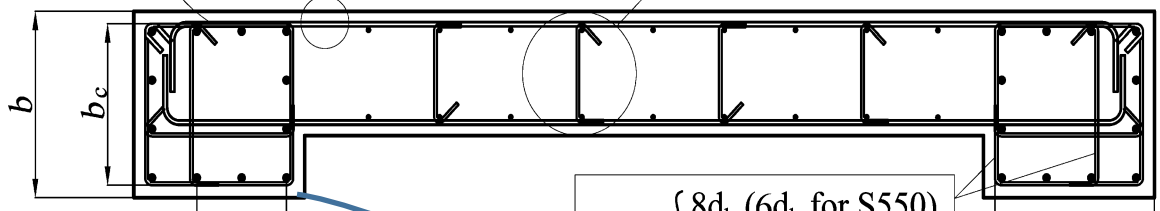
- تنگ گذاری اجزای لبه دیوار در نقاطی که تنش کمتر از $0.15f_c'$ باشد مطابق بند 18.10.6.5 از ACI-318-19 خواهد بود.
  مشخصات تنگ گذاری در این طبقات در صفحه بعدی تشریح شده است.

میلگردهای افقی دیوار لازم نیست در داخل هسته مهار شوند.

11.7.4.1 If longitudinal reinforcement is required for compression and if A_{st} exceeds $0.01A_g$, longitudinal reinforcement shall be laterally supported by transverse ties.

میلگردهای قائم باید مهار شوند.

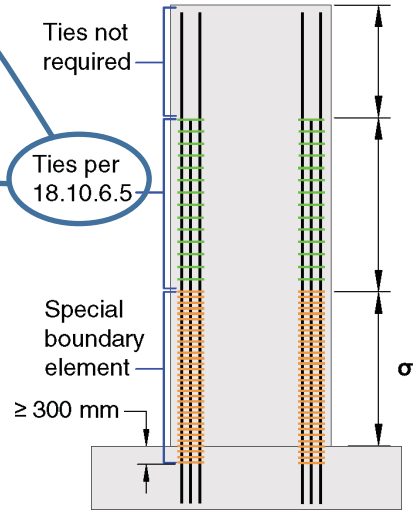
میلگرد های قائم برای تحمل فشار لازم باشد. و $A_{st}>0.01A_g$



$s \le \min\{8d_b\ (6d_b \text{ for S550}),\ 200\ (150 \text{ for S550})\}$

$l_{be} \ge \max\{c-0.1\times l/w,\ \frac{c}{2}\}$

$h_x \le 350$ mm



18.10.6.5 Where special boundary elements are not required by 18.10.6.2 or 18.10.6.3, (a) and (b) shall be satisfied:

(a) Except where V_u in the plane of the wall is less than $0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$, horizontal reinforcement terminating at the edges of structural walls without boundary elements shall have a standard hook engaging the edge reinforcement or the edge reinforcement shall be enclosed in U-stirrups having the same size and spacing as, and spliced to, the horizontal reinforcement.

(b) If the maximum longitudinal reinforcement ratio at the wall boundary exceeds $2.8/f_y$, boundary transverse reinforcement shall satisfy 18.7.5.2(a) through (e) over the distance calculated in accordance with 18.10.6.4(a). The vertical spacing of transverse reinforcement at the wall boundary shall be in accordance with Table 18.10.6.5(b).

(a) The boundary element shall extend horizontally from the extreme compression fiber a distance at least the greater of $c - 0.1\ell_w$ and $c/2$, where c is the largest neutral

Table 18.10.6.5(b)—Maximum vertical spacing of transverse reinforcement at wall boundary

Grade of primary flexural reinforcing bar	Transverse reinforcement required	Maximum vertical spacing of transverse reinforcement[1]	
420	Within the greater of ℓ_w and $M_u/4V_u$ above and below critical sections[2]	Lesser of:	$6d_b$
			150 mm
	Other locations	Lesser of:	$8d_b$
			200 mm
550	Within the greater of ℓ_w and $M_u/4V_u$ above and below critical sections[2]	Lesser of:	$5d_b$
			150 mm
	Other locations	Lesser of:	$6d_b$
			150 mm

18.7.5.2 Transverse reinforcement shall be in accordance with (a) through (f):

(a) Transverse reinforcement shall comprise either single or overlapping spirals, circular hoops, or single or overlapping rectilinear hoops with or without crossties.

(b) Bends of rectilinear hoops and crossties shall engage peripheral longitudinal reinforcing bars.

(c) Crossties of the same or smaller bar size as the hoops shall be permitted, subject to the limitation of 25.7.2.2. Consecutive crossties shall be alternated end for end along the longitudinal reinforcement and around the perimeter of the cross section.

(d) Where rectilinear hoops or crossties are used, they shall provide lateral support to longitudinal reinforcement in accordance with 25.7.2.2 and 25.7.2.3.

(e) Reinforcement shall be arranged such that the spacing h_x of longitudinal bars laterally supported by the corner of a crosstie or hoop leg shall not exceed 350 mm around the perimeter of the column.

25.7.2.2 Diameter of tie bar shall be at least (a) or (b):

(a) No. 10 enclosing No. 32 or smaller longitudinal bars

(b) No. 13 enclosing No. 36 or larger longitudinal bars or bundled longitudinal bars

25.7.2.3 Rectilinear ties shall be arranged to satisfy (a) and (b):

(a) Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees

(b) No unsupported bar shall be farther than 150 mm clear on each side along the tie from a laterally supported bar

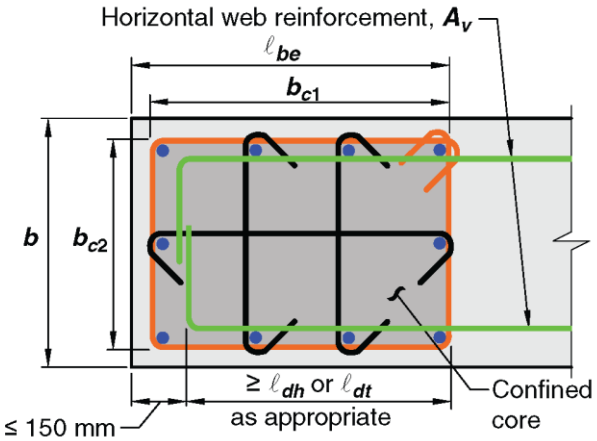
۳۳-۱۲-۱ مهار میلگردهای افقی دیوار برشی در داخل المان مرزی

۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

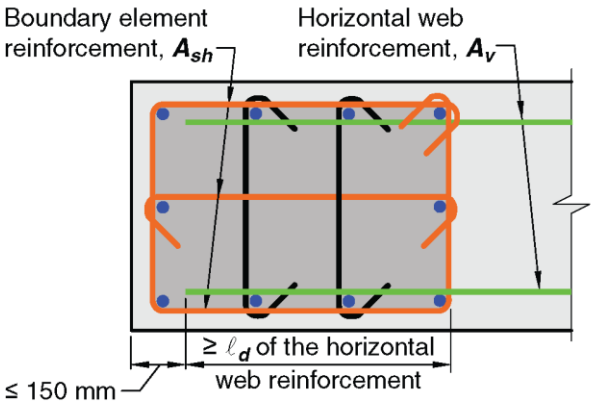
۹-۲۰-۷-۴-۴ در مواردی که بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزاء مرزی ویژه نیاز است، الزامات بندهای (الف) تا (چ) زیر باید برآورده شود:

ح- ارماتورهای افقی در جان دیوار باید تا ۱۵۰ میلیمتری انتهای دیوار ادامه یابند. این ارماتورها باید در هسته محصور شده اجزاء مرزی با استفاده از قلابهای استاندارد و یا آرماتورهای سر دار، به گونه ای مهار شوند که بتوانند تنش حد تسلیم، f_y راتحمل نمایند. در صورتی که عضو مرزی محصور شده دارای طول کافی برای مهار آرماتورهای افقی دیوار بدون قلاب انتهائی باشند، و $\frac{A_s f_y}{s}$ آرماتور افقی جان بزرگتر از $\frac{A_s f_{yt}}{s}$ آرماتور عرضی عضو مرزی، موازی با آرماتور جان، نباشد، می توان از آرماتورهای افقی بدون قلاب استاندارد و یا غیر سر دار استفاده نمود.

- در مواردی که المان مرزی لازم باشد، میلگردهای افقی دیوار باید داخل هسته مهار شوند.
- میلگردهای افقی دیوار باید تا نزدیکی انتهای المان مرزی ادامه یابند (فاصله آنها از انتها نباید کمتر از 150 mm باشد).
- در صورتی که دو شرط زیر همزمان برقرار شود، میتوان از اجرای قلاب انتهایی در انتهای میلگردهای افقی صرف نظر کرد:
  - a- طول قرار گیری میلگرد افقی داخل هسته بیش از طول مهار میلگرد (بدون قلاب) باشد.
  - b- $\frac{A_s f_{yt}}{s}$ آرماتور عرضی عضو مرزی موازی با آرماتور جان بزرگتر از $\frac{A_s f_y}{s}$ آرماتور افقی جان باشد.



(a)
Option with standard hooks or headed reinforcement



(b)
Option with straight developed reinforcement

***Fig. R18.10.6.4b**—Development of wall horizontal reinforcement in confined boundary element.*

۱۳-۳۳ کنترل برش تشدید یافته

- در محاسبات این قسمت از راهنمایی های جناب *آقای دکتر فرزام* استفاده کرده ام. با سپاس از ایشان.

در روابط مربوط به کنترل برش در دیوارهای برشی در ACI318-19 (مبحث نهم ویرایش ۹۹) تغییرات قابل توجهی نسبت به ACI-318-14 ایجاد شده است. در ورژن فعلی ایتبس (آخرین ورژن در زمان نگارش این نوشتار 22.1.0 می باشد)گرچه ویرایش ACI-318-19 گنجانده شده است، ولی ضوابط تشدید برش در دیوار برشی به درسته گنجانده نشده است. جهت کنترل صحیح برش در دیوارهای برشی می توان با تغییر ضریب کاهش مقاومت برشی، الزامات ACI-318-19 را تامین کرد.

۹-۷-۴-۵ در تعیین ضریب کاهش مقاومت برای طراحی در مقابل برش، برای سازه‌هایی که با عملکرد قاب خمشی ویژه، دیوار سازه‌ای ویژه، و یا دیوار سازه‌ای متوسط پیش ساخته در مناطق لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد، در مقابل تاثیرات زلزله، E ، مقاومت می‌کنند، باید موارد زیر را رعایت نمود:

الف- در هر عضو طراحی شده جهت مقاومت در مقابل E ، اگر مقاومت برشی اسمی عضو کم‌تر از برش متناظر با توسعه‌ی مقاومت خمشی اسمی عضو باشد، ضریب کاهش مقاومت در برش $\phi = 0.60$ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت خمشی اسمی مورد اشاره باید مقدار حداکثر محاسبه شده با منظور کردن بارهای محوری با ضریب از آن ترکیب‌های بارگذاری که شامل E است، در نظر گرفته شود.

در روش جدید کنترل برش بر اساس ظرفیت خمش انجام میشود و بنابراین لازم نیست ضریب اطمینان برابر 0.6 منظور شود.

ACI-318-14 $V_u \le \varphi V_n$, $\varphi = 0.6$

ACI-318-19 $V_e \le \varphi V_n$, $\varphi = 0.75$

$\Omega_v \omega_v V_u \le \varphi V_n$

$V_u \le \frac{0.75}{\Omega_v \omega_v} V_n$

if $\Omega_v \omega_v = 3 \rightarrow$ $V_u \le 0.25 V_n$

۹-۲۰-۷-۹-۱-۱ نیروی برشی طرح V_e مطابق زیر محاسبه می‌شود:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \le 3V_u \qquad (۹-۲۰-۱۸)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی است که از تحلیل سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به دست می‌آید. Ω_v ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس جدول ۹-۲۰-۴ تعیین می‌شود.

جدول ۹-۲۰-۴ ضریب اضافه مقاومت Ω_v در مقطع بحرانی

هندسه‌ی دیوار	Ω_v
$h_{wcs}/l_w > 1.50$	بیش‌ترین مقدار M_{pr}/M_u و 1.50 در ترکیب باری که بزرگ‌ترین Ω_v را حاصل نماید.
$h_{wcs}/l_w \le 1.50$	1.0

در صورتی که $h_{wcs}/l_w < 2$ باشد، مقدار ω_v را می‌توان برابر ۱/۰ فرض نمود. در غیر این صورت ω_v از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

- اگر $n_s \le 6$ باشد: $\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10}$

اگر $n_s > 6$ باشد: $\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \le 1.80$

در صورتیکه محاسبات سازه با روش دینامیکی خطی انجام شده باشد نیازی نیست مقدار ω_v بیشتر از مقداری که از رابطه زیر به دست می آید منظور شود.

$$\omega_v = 1.20 + \frac{n_s}{50} \le 1.80$$

مقدار n_s نباید کم‌تر از $0.00028 h_{wcs}$ منظور شود. (h_{wcs} بر حسب میلیمتر است)

- ضرایب Ω_v و ω_v مطابق بندهای فوق باید محاسبه شوند، در صورت عدم محاسبه این ضرایب میتوان مقدار حداکثر 3 را مطابق شکل فوق در نظر گرفت. در این حالت ضریب کاهش مقاومت معادل جهت اعمال در نرم افزار برابر خواهد بود با:

$$\Omega_v \omega_v = 3 \quad \rightarrow \quad \text{ضریب کاهش مقاومت معادل} = \frac{0.75}{\Omega_v \omega_v} = 0.25$$

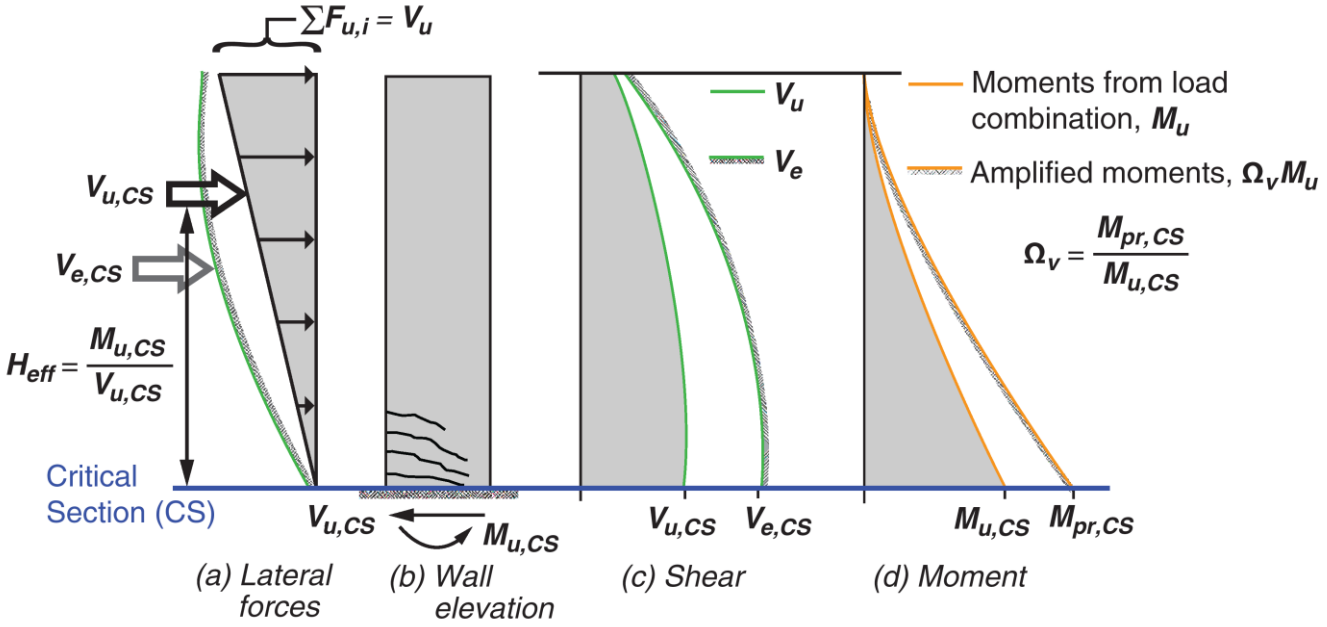
- مقدار فوق محافظه کارانه میباشد و در صورت محاسبه مقادیر اومگا، می توان مقدار مناسب تری را انتخاب کرد.

مراحل کنترل و طراحی تحت برش تشدید یافته را به شرح زیر میباشد:

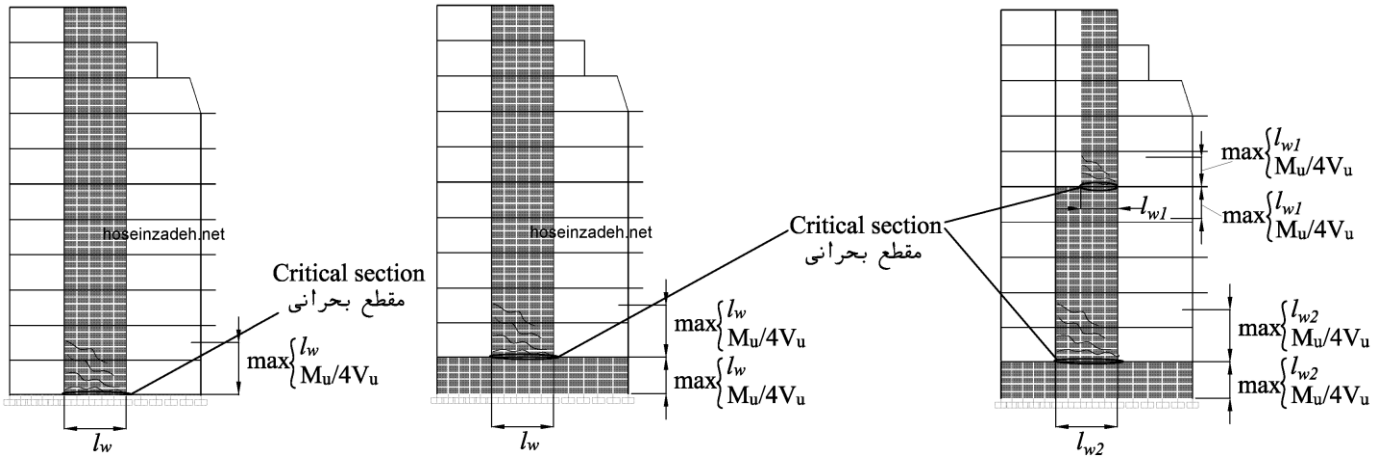
۳۳-۱۳-۱ تعیین محل مقطع بحرانی دیوار

مقطع بحرانی دیوار مقطعی از دیوار است که احتمال می رود تحت اثر بارهای جانبی میلگردهای طولی (قائم) دیوار تحت اثر خمش و نیروی محوری جاری شوند.

- در دیوارهایی که به صورت پیوسته از تراز پایه ادامه می یابند و تغییر ناگهانی مقطع ندارند، عموما دارای تنها یک مقطع بحرانی هستند که این مقطع معمولا در محل تراز پایه قرار میگیرد.

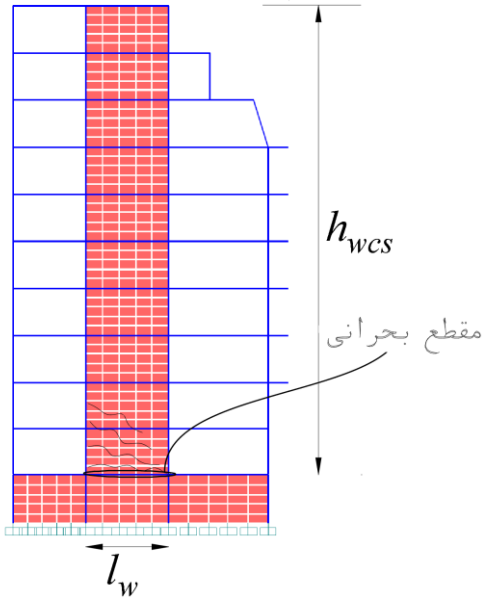


- نکته: مقطع بحرانی الزاما در محل اتصال دیوار به پی نمی باشد. برای مثال به شکل های زیر توجه کنید.



- تعیین محل دقیق مقطع بحرانی نیاز به تحلیل غیرخطی دارد.
- محل تقریبی مقطع بحرانی می تواند بر اساس قضاوت مهندسی و بررسی سازه مشخص شود. در این بررسی شکل دیاگرام لنگر دیوار در طبقات و تغییرات آن و نیز ratio مربوط به اندرکنش خمش و نیروی محوری دیوار میتواند مورد استفاده قرار گیرد. به ویژه توصیه میشود ratio دیوار تحت اثر ترکیب بارهای با زلزله تشدید یافته مورد ارزیابی قرار گیرد. توصیه میشود میلگردگذاری مقطع دیوار در ارتفاع سازه به گونه ای انجام شود که بیشترین نسبت تنش (ratio) در مقطعی رخ دهد که طراح به عنوان مقطع بحرانی در نظر گرفته است.
- در طبقات زیرزمین که دیوار حائل داریم، حتی دیوارهای برشی که در داخل پلان قرار دارند و مانند شکل بالا مستقیما به دیوار حائل متصل نمی شوند نیز احتمالا مقطع بحرانی آن در تراز شروع دیوار حائل خواهد بود و نه تراز پی. محل مقطع بحرانی این دیوارها باید با بررسی تغییرات لنگر و نیز نسبت تنشها در دیوار و با قضاوت مهندسی تعیین شود. توجه شود که در این موارد برای اینکه نتایج تحلیل به واقعیت نزدیکتر باشد، حتما دیافراگم طبقات از نوع semi-rigid تعریف شده باشد تا اثرات سختی دیافراگم در تحلیل منظور شود.

۳۳-۱۳-۲ محاسبه ضریب Ω_v



$$\frac{h_{wcs}}{l_w} \le 1.5 \quad \rightarrow \quad \Omega_v = 1$$

$$\frac{h_{wcs}}{l_w} > 1.5 \quad \rightarrow \quad \Omega_v = Max\left(\left(\frac{M_{pr}}{M_u}\right), 1.5\right)$$

- ضریب Ω_v بر اساس M_{pr} و M_u **در مقطع بحرانی دیوار** تعیین میشود. **کل طبقات روی مقطع بحرانی** با همین ضریب که برای طبقه بحرانی محاسبه شده است، طراحی میشود.
- برای دیوارهای برشی چند ضلعی (مثلا U شکل و یا L شکل) این ضریب برای دو جهت x و y میتواند متفاوت محاسبه شود و در محاسبه این ضریب برای هر راستا، طول و ارتفاع دیوار در آن راستا مبنا قرار می گیرد.
- اگر در سازه برای مثال کلا ۴ دیوار برشی داشته باشیم، این ضریب برای هر کدام از دیوارها جداگانه (و در محل مقطع بحرانی آنها) محاسبه میشود.

۳۳-۱۳-۳ روش تقریبی محاسبه ضریب $\left(\frac{M_{pr}}{M_u}\right)$

- روشی که در ادامه پیشنهاد میشود یک روش تقریبی می باشد. مقدار دقیق را میتوان با کد نویسی و بر اساس دیاگرام اندرکنش دیوار بدست آورد.
- در ایتبس 22 برای اولین مقدار $\frac{M_{pr}}{M_u}$ و ضریب Ω_v توسط خود نرم افزار محاسبه میشود. منتها این ورژن ایرادات محاسباتی دارد. همچنین برای مقاطع دیوار که به صورت General section تعریف شده اند، این ضریب را محاسبه نمی کند. احتمالا در ویرایش های بعدی این ایرادات برطرف شود و نیازی به محاسبه تقریبی نباشد.

۱- از آنجا که نسبت $\left(\frac{M_{pr}}{M_u}\right)$ وابسته به نسبت تنش های ناشی از P-M-M (Pier D/C ratio) میباشد، قبل از محاسبه $\left(\frac{M_{pr}}{M_u}\right)$ دیوار باید طراحی اولیه شود و میلگرد گذاری قائم دیوار بهینه شود به طوریکه Pier D/C ratio در طبقه بحرانی دیوار به حداکثر مقدار ممکن نزدیک شود. پس از طراحی اولیه دیوار برای خمش و نیروی محوری، ترکیب بار بحرانی که در آن برش در مقطع بحرانی تعیین کننده شده است مشخص گردد. با کلیک راست روی دیوار طراحی شده (در طبقه ای که مقطع بحرانی قرار دارد) میتوان مطابق شکل زیر ترکیب بار بحرانی را مشاهده کرد. شکل زیر مربوط به یک دیوار U شکل است که دارای سه ضلع (Leg1, Leg2, Leg3) می باشد. برای Leg1 در قسمت پایین دیوار (Bottom) آرماتور برشی بیشتری (1155.01) گزارش شده است و ترکیب بار بحرانی تعیین کننده برش نیز UDCON-DYN8 می باشد.

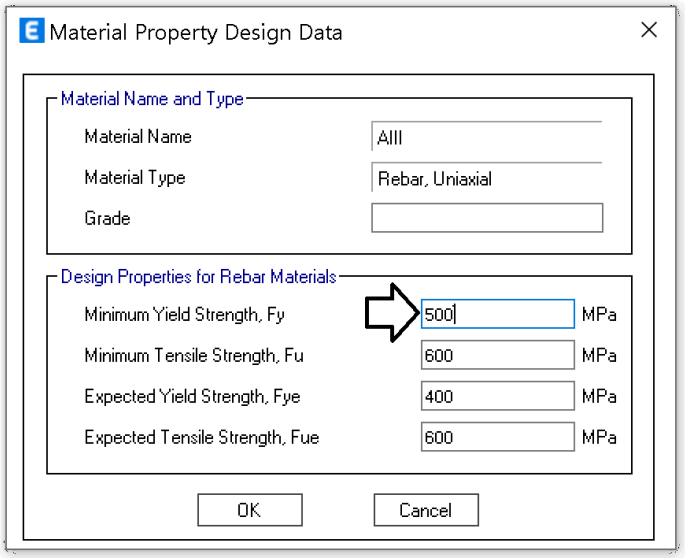
Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm²/m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ϕV_c tonf	ϕV_n tonf
Top	Leg 1	1000	UDCon-DYN6	2.3752	374.4242	142.2182	78.7448	173.5784
Top	Leg 2	1000	UDCon-DYN7	-1.5641	463.7674	164.6152	124.4676	274.3658
Top	Leg 3	1151.58	UDCon-DYN8	-182.981	36.884	42.2742	0	42.2742
Bottom	Leg 1	1155.01	UDCon-DYN8	-173.0431	556.5348	126.8572	39.2302	126.8572
Bottom	Leg 2	1000	UDCon-DYN7	-35.3711	681.0064	158.4409	124.4676	274.3658
Bottom	Leg 3	1109.16	UDCon-DYN8	-239.6804	81.4472	40.7169	0	40.7169

انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

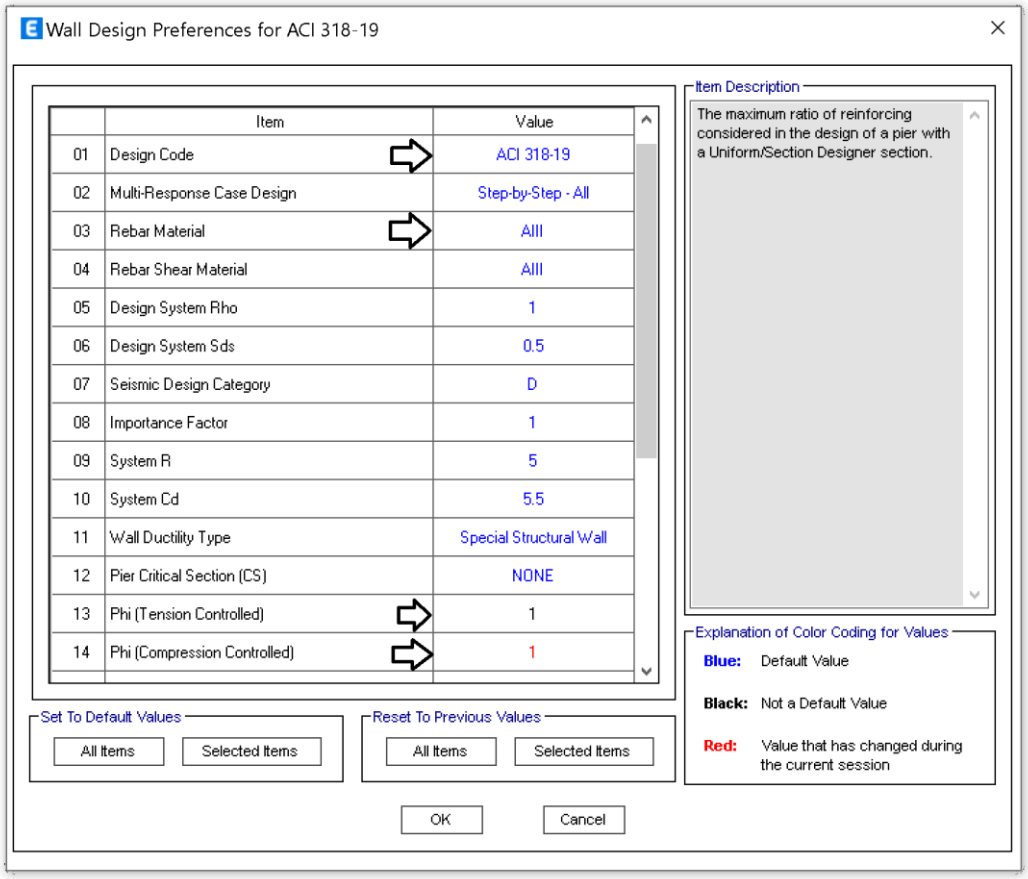
۲- از مدل اصلی یک Save بگیرید.

۳- تنش تسلیم میلگردهای طولی را در قسمتی که مصالح تعریف شده است 1.25 برابر کنید. برای مثال اگر رده میلگردهای طولی S400 می باشد، تنش تسلیم میلگردها را از 400MPa به 500MPa افزایش دهید. توجه شود که M_{pr} لنگر محتمل می باشد که با فرض 1.25Fy و عدم اعمال ضرایب کاهش مقاومت محاسبه میشود.



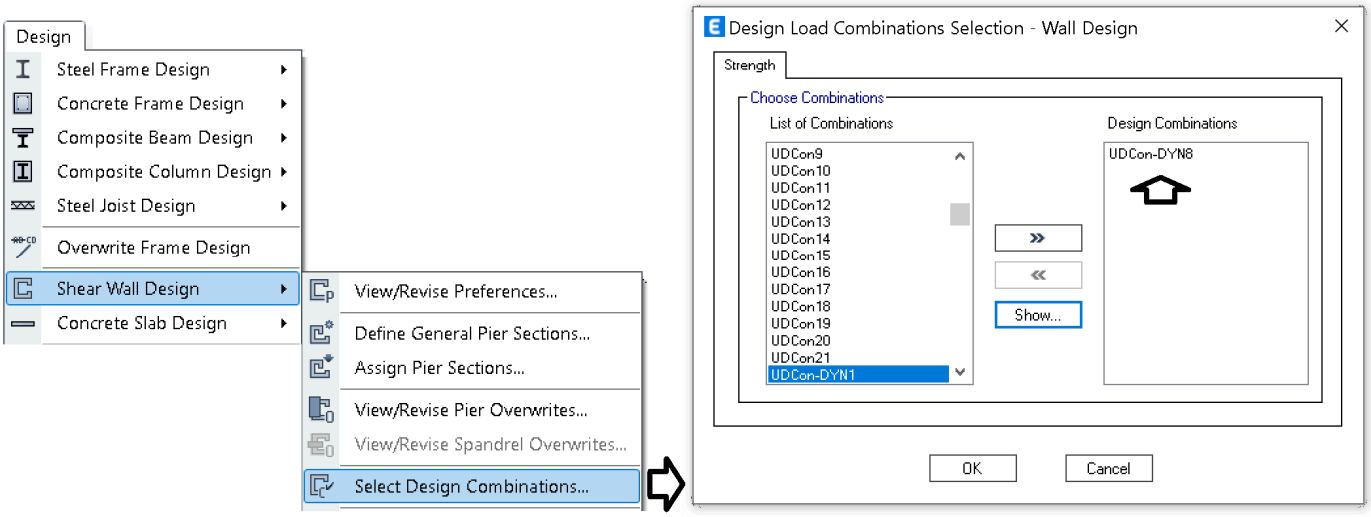
۴- در قسمت preferences مربوط به دیوار برشی ضرایب کاهش مقاومت phi tension controlled و phi compression controlled را مطابق شکل به "یک" افزایش دهید تا نرم افزار لنگر مقاومی که محاسبه میکند بدون ضریب کاهش مقاومت باشد. همچنین کنترل کنید که میلگرد طولی تعریف شده در قسمت میلگرد طولی همان میلگردی باشد که در قسمت مصالح اصلاح کردید.

۵- در قسمت preferences توجه کنید که آیین نامه سال ۲۰۱۹ (ACI-318-19) انتخاب شده باشد. در غیر این صورت افزایش تنش تسلیم توسط نرم افزار منظور نمیشود و سقف 400MPa را برای تنش میلگردها در نظر میگیرد.

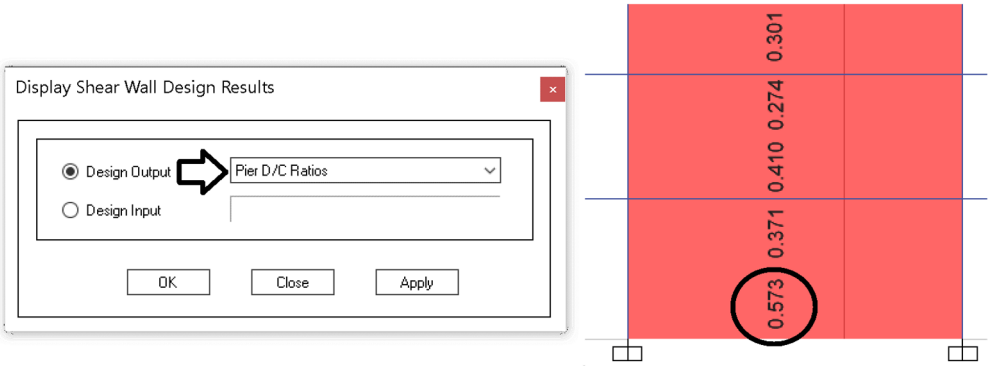


 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

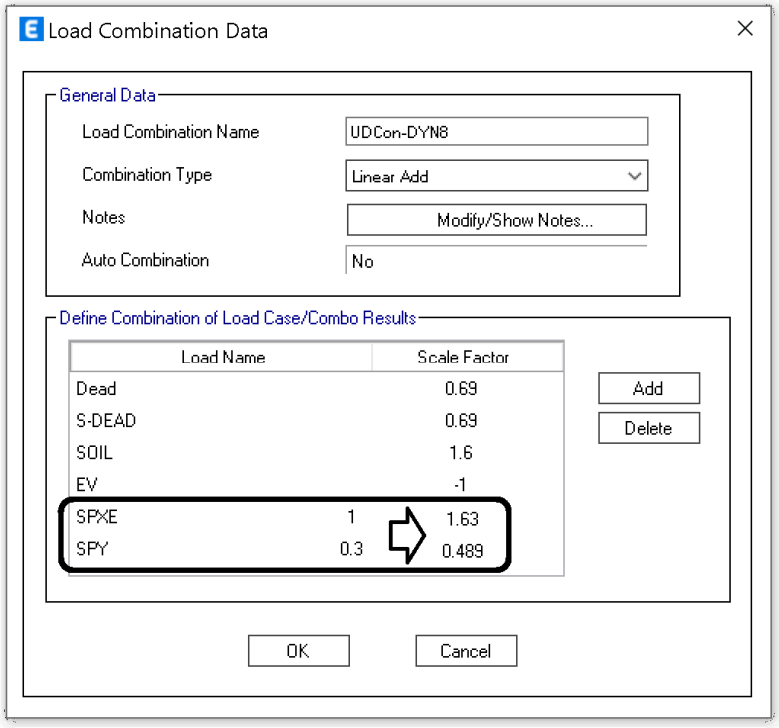
۶- در قسمت ترکیب بارها تنها ترکیب بار بحرانی مربوط به برش را انتخاب کنید تا محاسبات بر اساس این ترکیب بار انجام شود.

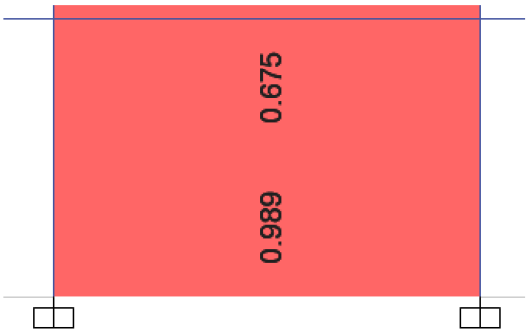


۷- پس از تغییرات فوق نسبت تنش دیوار Pier D/C ratios کاهش میابد. در مثال حاضر این نسبت 0.573 می باشد.



۸- ضرایب زلزله را در ترکیب بار بحرانی (در این مثال UDCON-DYN8) با سعی و خطا چنان افزایش دهید که نسبت Pier D/C ratios در شکل فوق به مقدار یک نزدیک شود. در این مثال با 1.63 برابر کردن ضرایب بار زلزله نسبت تنش دیوار به حدود ۱ نزدیک شده است.





$$\frac{M_{pr}}{M_u} = 1.63 \qquad \rightarrow \Omega_v = Max\left(\left(\frac{M_{pr}}{M_u}\right), 1.5\right) = 1.63$$

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۴-۱۳-۳۳ محاسبه ضریب ω_v

$$\text{طراحی دیوار بر اساس تحلیل استاتیکی انجام شده است} \rightarrow \begin{cases} \frac{h_{wcs}}{l_w} < 2 \rightarrow & \omega_v = 1 \\ \frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2 \rightarrow \begin{cases} n_s \leq 6 \rightarrow & \omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \\ n_s > 6 \rightarrow & \omega_v = Min\left(1.3 + \frac{n_s}{30}, 1.8\right) \end{cases} \end{cases}$$

$$\text{طراحی دیوار بر اساس تحلیل دینامیکی انجام شده است} \rightarrow \begin{cases} \frac{h_{wcs}}{l_w} < 2 \rightarrow & \omega_v = 1 \\ \frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2 \rightarrow & \omega_v = Min\left(1.2 + \frac{n_s}{50}, 1.8\right) \end{cases}$$

در روابط فوق n_s تعداد طبقات دیوار برشی از روی مقطع بحرانی میباشد ولی نباید کمتر از $0.00028h_{wcs}$ در نظر گرفته شود.

مثال: در سازه طول یکی از دیوارهای برشی $l_w = 5m$ و ارتفاع دیوار از مقطع بحرانی آن برابر $h_{wcs} = 22m$ می باشد. تعداد طبقات دیوار از روی مقطع بحرانی ۷ طبقه می باشد. برای طراحی دیوار از تحلیل دینامیکی استفاده شده است.

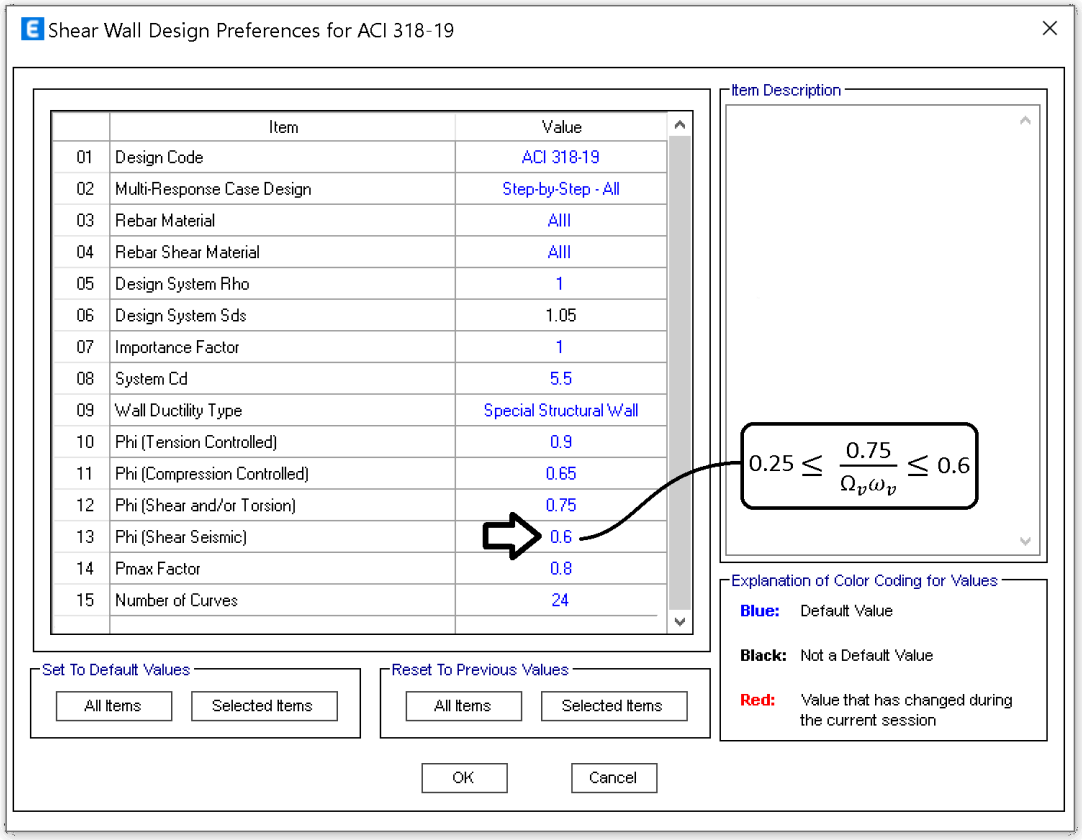
$$\left.\begin{matrix} \frac{h_{wcs}}{l_w} = \frac{22}{5} > 2 \\ n_s = Max\left(\begin{matrix} 0.00028 \times 22000 \\ 7 \end{matrix}\right) = Max\left(\begin{matrix} 6.16 \\ 7 \end{matrix}\right) = 7 \end{matrix}\right\} \omega_v = Min\left(1.2 + \frac{n_s}{50}, 1.8\right) = Min\left(1.2 + \frac{7}{50}, 1.8\right) = 1.34$$

۵-۱۳-۳۳ محاسبه ضریب کاهش مقاومت معادل

جهت منظور کردن اثر تشدید برش، ضریب کاهش مقاومت معادل $\text{phi (seismic shear)} = 0.25 \leq \frac{0.75}{\Omega_v \omega_v} \leq 0.6$ را محاسبه نمایید. در صورت عدم محاسبه دقیق می توان در جهت اطمینان مقدار $\Omega_v \omega_v$ را برابر ۳ فرض نمود که در این حالت $\frac{0.75}{\Omega_v \omega_v} \geq 0.25$ خواهد بود.

مقدار ضریب phi (seismic shear) را مطابق شکل زیر اصلاح نمود.

پس از اصلاح ضریب طراحی برشی دیوار انجام شود و میلگردهای برشی (افقی) لازم برای دیوار استخراج شود. همچنین کنترل شود که برش وارد بر دیوار از حداکثر مجاز تجاوز نکند (تحت برش OS شود). این موضوع میتوان محدودیت زیادی برای طراحان ایجاد کند و احتمال دارد لازم شود ضخامت دیوارها افزایش یابند و یا تعداد آنها در هر راستا افزایش یابد تا برش حداکثر تامین شود.



توضیحات بیشتر در مورد محاسبه ضریب تشدید برش را میتوانید در لینکهای زیر مشاهده کنید:

https://www.instagram.com/tv/CO3OhUHDAwU/?igsh=azdmbHBieGIweHRn
https://t.me/hoseinzadehasl/1631

۶-۱۳-۳۳ نکات تکمیلی تشدید برش دیوار

- در مواردی که ضریب نامعینی سازه $\rho = 1.2$ می باشد، لازم نیست $\Omega_v\omega_v\rho$ بیش از ۳ در نظر گرفته شود. بنابراین اگر ضریب نامعینی در ترکیب بارهای طراحی اعمال شده است، مقدار phi (Shear Seismic) لازم نیست کمتر از $1.2 \times 0.25 = 0.3$ وارد شود.
- در مواردی که سازه دارای زیرزمین همراه با دیوار حائل بتنی باشد، عموما مقطع بحرانی دیوار در ترازی خواهد بود که دیوار حائل قطع میشود. در این حالت طراحی برشی دیوار برشی در طبقات زیرزمین نیز با برش تشدید یافته خواهد بود؟ به توضیح زیر توجه کنید:

سامانه اطلاع رسانی کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی به آدرس www.iesc.bhrc.ac.ir

۲- طراحی برشی دیوارهایی که پایین‌تر از مقطع بحرانی قرار گرفته‌اند، تحت برش حاصل از رابطه ۹-۲۰-۱۸ انجام شود؛ با این تفاوت که در رابطه مذکور فقط ضریب اضافه مقاومت Ω_v مدنظر قرار گیرد. در این حالت، نیاز به استفاده از ضریب ω_v که مربوط به تشدید برش دینامیکی به‌دلیل اثر مودهای بالاتر است نمی‌باشد؛ به‌عبارتی ضریب ω_v، برابر ۱/۰ منظور گردد.

- توجه شود که ضرایب $\Omega_v\omega_v$ در **ارتفاع دیوار در طبقات** ثابت می باشد. یعنی ابتدا برای مقطع بحرانی این ضرایب محاسبه شده و سپس در طراحی دیوارهای تمامی طبقات از همان ضرایب استفاده میشود. حتی در طراحی دیوارهای قرار گرفته در زیر مقطع بحرانی نیز از همان ضرایب استفاده میشود.
- در مواردی که اثر Backsaty effect داریم، برش وارد بر دیوارهای قرار گرفته در زیرزمین ممکن است به طور قابل توجهی افزایش یابد. در این حالت توجه شود که برای اینکه مقادیر برش دیوارها به واقعیت نزدیک باشد، دیافراگم از نوع semi-rigid تعریف شود تا دیافراگم در تراز انتقال نیرو با سختی واقعی مدل شود.
- ضرایب $\Omega_v\omega_v$ برای هر دیوار برشی در پلان جداگانه محاسبه میشود و متفاوت خواهد بود. بنابراین برای طراحی هر کدام از دیوارهای برشی در پلان باید ضریب phi(Shear Seismic) جداگانه وارد شده و طراحی برشی دیوار انجام شود. البته میتوان محافظه کارانه کمترین مقدار ضریب phi(Shear Seismic) را محاسبه و تمامی دیوارهای قرار گرفته در پلان را طراحی کرد.
- ضوابط تشدید برش در پیش نویس ACI-318-25 تغییر کرده است. این تغییرات به میزان قابل توجهی برش تشدید یافته را کاهش میدهد.

$$\left\{\begin{array}{l} \dfrac{h_{wcs}}{l_w} \le 1 \quad \rightarrow \quad \Omega_v = 1 \\ 1 < \dfrac{h_{wcs}}{l_w} < 2 \quad \rightarrow \quad \Omega_v = Min\left(\dfrac{\left(\frac{M_{pr}}{M_u}\right)}{1 + 0.5\left(\frac{h_{wcs}}{l_w} - 1\right)}\right) \\ 2 \le \dfrac{h_{wcs}}{l_w} \quad \rightarrow \quad \Omega_v = Min\left(\dfrac{\left(\frac{M_{pr}}{M_u}\right)}{1.5}\right) \\ \left\{\begin{array}{l} \dfrac{h_{wcs}}{l_w} \le 2 \rightarrow \ \omega_v = 1 \\ 2 \le \dfrac{h_{wcs}}{l_w} \rightarrow \omega_v = 0.8 + 0.0134 h_n^{1/3} \end{array}\right. \end{array}\right\} \quad V_e = Min\left(\frac{\Omega_v\omega_v}{\Omega_0}\right) = Min\left(\frac{\Omega_v\omega_v}{2.5}\right)$$

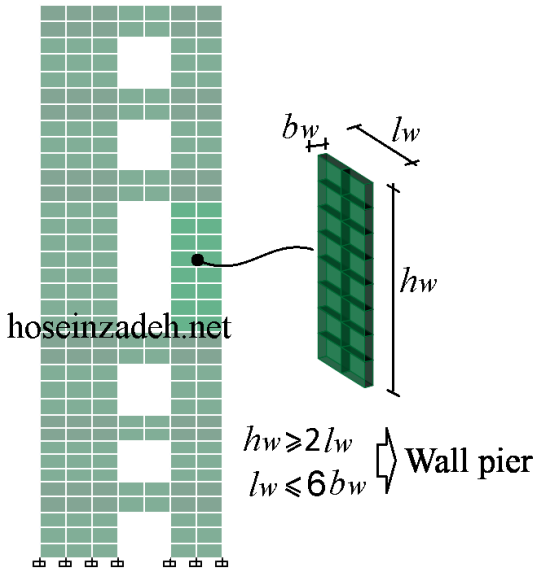
- در روابط فوق h_n بر حسب mm ارتفاع سازه از تراز پایه تا آخرین طبقه ای هست که سیستم باربر جانبی ادامه میابد. برای مثال در یک سازه ۸ طبقه با ارتفاع $h_n = 26000mm$ حداکثر مقدار ضریب تشدید بدون انجام محاسبات مربوط به $\frac{M_{pr}}{M_u}$ برابر خواهد بود با:

$$\boldsymbol{ACI - 318 - 25} \quad \rightarrow \quad \left.\begin{array}{c} \Omega_v = 1.5 \\ \omega_v = 0.8 + 0.0134 \times 26000^{0.333} = 1.195 \end{array}\right\} \Omega_v\omega_v = Min(2.5, 1.79) = 1.79$$

۱۴-۳۳ دیوار پایه (wall pier)

دیوار پایه ها چه اعضایی هستند؟ اگر دیواری شرایط زیر را دارا بود به آن دیوار پایه گفته میشود.

دیوار پایه
- کنار بازشو باشد
- ارتفاع آن نسبت به بعد بزرگ مقطع نسبتا زیاد باشد $h_w \geq 2l_w$
- طول آن نسبت به ضخامت دیوار نسبتا کم باشد $l_w \leq 6\, b_w$



اگر مطابق شکل هر سه شرط فوق همزمان برقرار باشد، **دیوارپایه** خواهیم داشت.

- توجه اگر $l_w \leq 2.5\, b_w$ باشد عملا دیوارپایه یک ستون محسوب می شود و کلیه ضوابط ستونها را باید رعایت کند. در این حالت لازم نیست ضوابط طراحی و جزئیات میلگرد گذاری دیوارهای برشی در مورد آنها رعایت شود.

۱۵-۳۳ کنترل ضابطه ۲۵ درصد

توجه: برای اطلاعات بیشتر و روشهای متفاوت دیگر برای کنترل ضابطه ۲۵ می توانید به پرسشهای پاسخ داده شده در سامانه اطلاع رسانی کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی به آدرس www.iesc.bhrc.ac.ir مراجعه کنید.

استاندارد ۲۸۰۰:

۴-۸-۱ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

تبصره۱: در ساختمان‌های کوتاه‌تر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، می‌توان دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده را برای ۱۰۰ درصد بارجانبی و مجموعه قاب‌های خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.

ASCE7-2016:

12.2.5.1 Dual System. For a dual system, the moment frames shall be capable of resisting at least 25% of the design seismic forces. The total seismic force resistance is to be provided by the combination of the moment frames and the shear walls or braced frames in proportion to their rigidities.

C12.2.5.1 Dual System. The moment frame of a dual system must be capable of resisting at least 25% of the design seismic forces; this percentage is based on judgment. The purpose of the 25% frame is to provide a secondary seismic force-resisting system with higher degrees of redundancy and ductility to improve the ability of the building to support the service loads (or at least the effect of gravity loads) after strong earthquake shaking. The primary system (walls or bracing) acting together with the moment frame must be capable of resisting all of the design seismic forces. The following analyses are required for dual systems:

1. The moment frame and shear walls or braced frames must resist the design seismic forces, considering fully the force and deformation interaction of the walls or braced frames and the moment frames as a single system. This analysis must be made in accordance with the principles of structural mechanics that consider the relative rigidities of the elements and torsion in the system. Deformations imposed upon members of the moment frame by their interaction with the shear walls or braced frames must be considered in this analysis.
2. The moment frame must be designed with sufficient strength to resist at least 25% of the design seismic forces.

FEMA- P751:

7.4.1 Analysis of Frame-Only Structure for 25 Percent of Lateral Load

Where a dual system is utilized, *Standard* Section 12.2.5.1 requires that the moment frames themselves are designed to resist at least 25 percent of the total base shear. This provision ensures that the dual system has sufficient redundancy to justify the increase from $R = 6$ for a special reinforced concrete structural wall to $R = 7$ for a dual system (see *Standard* Table 12-2). This 25 percent analysis was carried out using the ETABS program with the mathematical model of the building being identical to the previous version except that the panels of the structural walls were removed. The boundary elements of the walls were retained in the model so that behavior of the interior frames (Frames 3, 4, 5 and 6) would be analyzed in a rational way. (It could be argued that keeping the boundary columns in the 25 percent model violates the intent of the provision since they are an integral part of the shear walls. However, in this condition, the columns are needed for the moment frames adjacent to the walls and those in longitudinal direction (which resist a small amount of torsion). Since these eight boundary columns resist only a small portion (just over 15 percent) the total base shear for the 25 percent model, the intent of the dual system requirements is judged to be satisfied. It should be noted that it is not the intent of the *Standard* to allow dual systems of co-planar and integral moment frames and shear walls.)

The seismic demands for this frame-only analysis were scaled such that the spectra base shear is equal to 25 percent of the design base shear for the dual system. In this case, the response spectrum was scaled such that the frame-only base shear is equal to $(0.25)(0.85)V_{ELF}$. While this may not result in story forces exactly equal to 25 percent of the story forces from the MRSA of the dual system, the method used is assumed to meet the intent of this provision of the *Standard*.

جهت کنترل ضابطه ۲۵ درصد روشهای مختلفی توسط طراحان استفاده می شود. در این قسمت هر سه روش تشریح و بحث می شود.

روش اول: کاهش تمام ضریب سختی دیوارها و ستونهای سرکله دیوار (و یا دوسرمفصل کردن آنها)

روش دوم: کاهش تمام ضریب سختی دیوارها و عدم کاهش سختی ستونهای سرکله دیوار

روش سوم: کاهش تمام ضریب سختی دیوارها و عدم کاهش سختی ستونهای سرکله دیوار و اصلاح ضریب زلزله

- در ادامه هر سه روش فوق به طول کامل تشریح و ایرادات وارده به آنها طرح خواهد شد.
- **پیشنهاد اینجانب استفاده از روش سوم می باشد.**

۳۳-۱۵-۱ کنترل ضابطه ۲۵ درصد روش اول (توصیه نمی شود)

- **در این روش تمام ضریب سختی دیوارها کاهش داده میشود و علاوه بر دیوار، ستونهای سرکله دیوار نیز حذف می شوند.**
- **با توجه به اینکه در این روش اتصال قابهای مجاور دیوار نادرست مدل میشوند این روش مورد تایید نمی باشد و تنها جهت آشنایی طراحان مراحل آن تشریح میشوند.**

۱- از فایل اصلی یک save as با نام 25percent.edb تهیه کنید.

۲- در فایل جدید سختی دیوارها را کاهش دهید (f11=f22=f12=m11=m22=m12=v13=v23=0.001)

۳- المان مرزی دیوار برشی (ستونهای سرکله دیوار برشی):
این ستونها جزئی از دیوار محسوب شده و باید در فایل ۲۵ درصد حذف شوند. ستونهای سر کله دیوارهای برشی (درصورت وجود) انتخاب و دوسرمفصل شوند. به جای دوسرمفصل کردن می توان ضریب سختی خمشی آنها کاهش داد (I22=I33=0.001).

۴- ضرایب نیروی زلزله را به 25% مقدار اولیه کاهش دهید (لازم نیست ضریب رفتار سازه را تغییر دهید. همان زلزله ای را که برای سازه اصلی و با ضریب رفتار سیستم دوگانه محاسبه شده را به 0.25 ضرب کرده و به سازه اعمال نمایید).
اگر سازه اصلی بر اساس تحلیل دینامیکی طراحی شده است، می توان نیروی برشی طبقات ناشی از زلزله دینامیکی را در فایل اصلی استخراج کرده و در فایل ۲۵ درصد به صورت استاتیکی از نوع user loads (پس از اعمال ضریب کاهش) اعمال کرد. نحوه انجام کار مشابه روندی است که در بند ۲۶-۵ تشریح شده است.

۵- اگر در داخل دیوار برشی تیری قرار گرفته است، بهتر است آن تیر نیز دوسرمفصل شود.

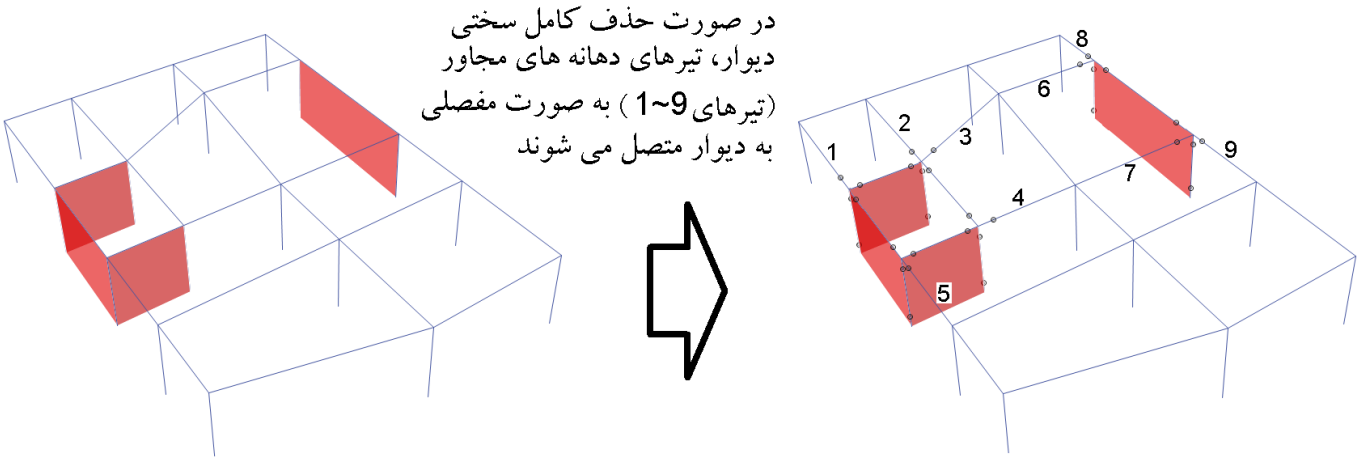
۶- طراحی سازه با همان ترکیب بارهای سازه اصلی انجام خواهد شد. برای مثال اگر در سازه اصلی از ترکیب ۱۰۰-۳۰ استفاده شده است، در سازه ۲۵ درصد نیز باید از ترکیب ۱۰۰-۳۰ استفاده شود.

۷- در فایل ۲۵ درصد ممکن است پس از حذف دیوار (به خصوص دیوارهای با طول زیاد) آرماتور خمشی تیر داخل دیوار مقدار قابل توجهی بدست آید. به این میلگردها توجه نکنید. گرچه دیوار برشی در تحمل بار جانبی مشارکت ندارد ولی قادر است بار ثقلی خود را به پی منتقل کند و عملا تیر مدفون در آن لازم نیست برای تحمل لنگر ناشی از وزن دیوار طراحی شود.

۸- سازه ۲۵ درصد، در کل طبقات، تحت زلزله های کاهش یافته باید پاسخگوی بارهای وارده باشد.

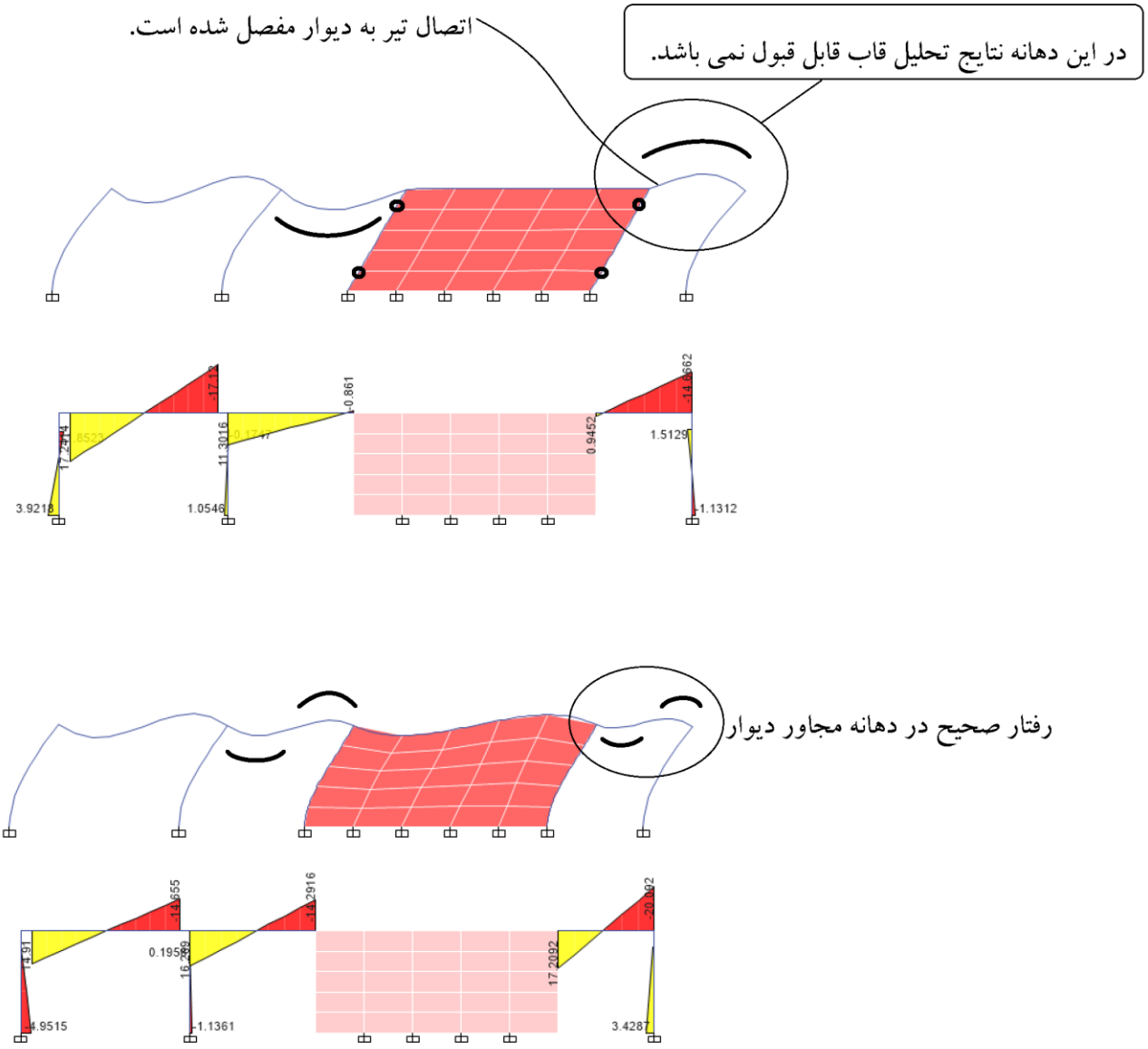
۹- در سازه ۲۵ درصد تنها "تحمل" سازه کنترل می شود. برای مثال نیازی به کنترل دریفت و یا نامنظمی پیچشی در سازه ۲۵ درصد نیست.

- روش فوق دارای ایراد می باشد: اتصال تیرهای دهانه های مجاور به دیوار مفصل خواهد شد. بنابراین در این دهانه ها قاب خمشی تشکیل نمی شود



- با توجه به حذف کامل سختی دیوار، مطابق شکل فوق اتصال قابها به دیوارهای برشی به صورت مفصل خواهد بود (امکان تبادل لنگر به صفر میرسد). اگر تیر داخل دیوار را (در صورت وجود) مفصل نکنیم، اندکی گیرداری برای دهانه های 8,9,3,4,1,5 ایجاد میشود ولی به هر حال دهانه های 2,6,7 (دهانه های عمود بر دیوار) مفصلی عمل خواهند کرد.

- در شکل زیر مشاهده می شود که در صورت حذف کامل سختی دیوار (حذف سختی خمشی ستونهای سر کله دیوار) پس از تحلیل سازه در تیرهای دهانه های مجاور دیوار به جای "انحنای مضاعف"، خم ساده خواهند داشت و بنابراین لنگر بدست آمده و **میلگردهای خمشی مستخرج از آن دیاگرام نادرست بوده و غیر قابل استناد است**.



- **نتیجه: با توجه به موضوع فوق، استفاده از روش اول (کاهش تمام ضریب سختی دیوارها و ستونهای سرکله دیوار) توصیه نمیشود.**

۳۳-۱۵-۲ کنترل ضابطه ۲۵ درصد روش دوم (توصیه نمی شود)

- **در این روش تمام ضریب سختی دیوارها کاهش داده میشود ولی ستونهای سرکله دیوار حذف نمی شوند.**
- **با توجه به اینکه ستونها جزئی از دیوار هستند، این روش مورد تایید نمی باشد و تنها جهت آشنایی طراحان مراحل آن تشریح میشوند.**

۱- از فایل اصلی یک save as با نام 25percent.edb تهیه کنید.

۲- در فایل جدید سختی دیوارها را کاهش دهید (f11=f22=f12=m11=m22=m12=v13=v23=0.001)

۳- المان مرزی دیوار برشی (ستونهای سرکله دیوار برشی):
سختی خمشی ستونهای سرکله دیوار (المان مرزی) دیوار را کاهش ندهید. در صورت عدم وجود المان frame در انتهای دیوار، در فایل ۲۵ درصد یک ستون با سایز متعارف ترسیم کنید.

۴- ضرایب نیروی زلزله را به 25% مقدار اولیه کاهش دهید (لازم نیست ضریب رفتار سازه را تغییر دهید. همان زلزله ای را که برای سازه اصلی و با ضریب رفتار سیستم دوگانه محاسبه شده را به 0.25 ضرب کرده و به سازه اعمال نمایید).
اگر سازه اصلی بر اساس تحلیل دینامیکی طراحی شده است، می توان نیروی برشی طبقات ناشی از زلزله دینامیکی را در فایل اصلی استخراج کرده و در فایل ۲۵ درصد به صورت استاتیکی از نوع user loads (پس از اعمال ضریب کاهش) اعمال کرد. نحوه انجام کار مشابه روندی است که در بند ۲۶-۵ تشریح شده است.

۵- طراحی سازه با همان ترکیب بارهای سازه اصلی انجام خواهد شد. برای مثال اگر در سازه اصلی از ترکیب ۱۰۰-۳۰ استفاده شده است، در سازه ۲۵ درصد نیز باید از ترکیب ۱۰۰-۳۰ استفاده شود.

۶- **تیر مدفون در دیوار برشی** (در صورت وجود) را No design کنید. در فایل ۲۵ درصد ممکن است پس از حذف دیوار (به خصوص دیوارهای با طول زیاد) آرماتور خمشی تیر داخل دیوار مقدار قابل توجهی بدست آید. به این میلگردها توجه نکنید. گرچه دیوار برشی در تحمل بار جانبی مشارکت ندارد ولی قادر است بار ثقلی خود را به پی منتقل کند و عملا تیر مدفون در آن لازم نیست برای تحمل لنگر ناشی از وزن دیوار طراحی شود. به همین دلیل بهتر است تیر مدفون در دیوار را No design کنیم تا توسط ایتبس طراحی نشود.

۷- سازه ۲۵ درصد، **در کل طبقات**، تحت زلزله های کاهش یافته باید پاسخگوی بارهای وارده باشد.

۸- در سازه ۲۵ درصد تنها "تحمل" سازه کنترل می شود. برای مثال نیازی به کنترل دریفت و یا نامنظمی پیچشی در سازه ۲۵ درصد نیست.

- **روش فوق دارای ایراد می باشد: اجزای مرزی (ستونهای سرکله دیوار) جزئی از دیوار محسوب می شوند و بنابراین همراه با دیوار باید از سختی و کمک آنها در تحمل بار جانبی صرف نظر شود.**

نتیجه: با توجه به ایراد فوق، استفاده از روش دوم نیز توصیه نمی شود.

۳۳-۱۵-۳ کنترل ضابطه ۲۵ درصد روش سوم (توصیه میشود)

در روش پیشنهادی برای کنترل ۲۵ضابطه درصد از ایده استفاده از stage construction استفاده شده است. در استفاده از این ایده از نظرات مهندس مقدم و دکتر فاروقی استفاده کرده ام. مطالب منتشر شده توسط ایشان را می توانید در کانال تلگرامی ایشان به آدرس https://t.me/istains مشاهده کنید.

توضیح کلی در مورد روش سوم: در این روش برای اینکه بار جانبی تنها به قاب خمشی اثر کند، هنگام اعمال بار جانبی دیوارها از مدل حذف میشوند.

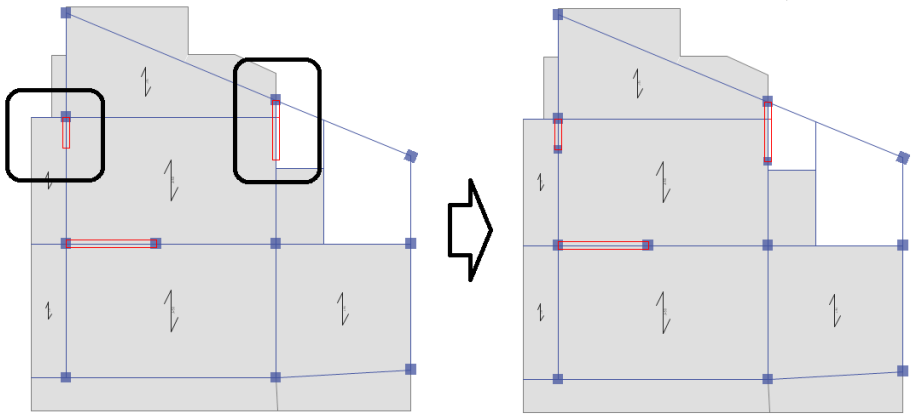
۱- از فایل اصلی یک save as با نام 25percent.edb تهیه کنید.

۲- **تیر مدفون در دیوار برشی** (در صورت وجود): این تیر مدفون در دیوار ساخته میشود و طراحی آن در سازه ای که دیوار حذف شده است معنی ندارد. این تیرها را میتوانید در فایل ۲۵ درصد No design کنید.

۳- **ستونهای سرکله دیوار:** در این روش این ستونها از مدل حذف نمی شوند. این ستونها را دوسرمفصل نکنید (و یا سختی آنها را کاهش ندهید). وجود این ستونها برای اینکه در قابهای مجاور دیوار قاب خمشی به درستی تشکیل یابد لازم است. البته سهم بارگیر جانبی این ستونها در گامهای بعدی کسر خواهد شد. بهتر است ابعاد و سایز **ستونهای سرکله دیوار** مشابه ستونهای قابهای خمشی در دهانه های مجاور دیوار باشد. اگر چنین نیست مقطع ستونهای سر کله دیوار را در فایل ۲۵ درصد تغییر دهید. برای مثال ممکن است مقطع ستون سرکله دیوار 50x80cm باشد (با توجه به ابعاد المان مرزی چنین مقطعی انتخاب شده باشد) و مقطع ستونهای قابهای مجاور 60x60cm باشد. در این صورت در فایل ۲۵ درصد مقطع ستونهای سرکله دیوار را از 50x80 به 60x60 تغییر دهید تا از نظر سختی مشابه ستونهای قابهای مجاور باشند.

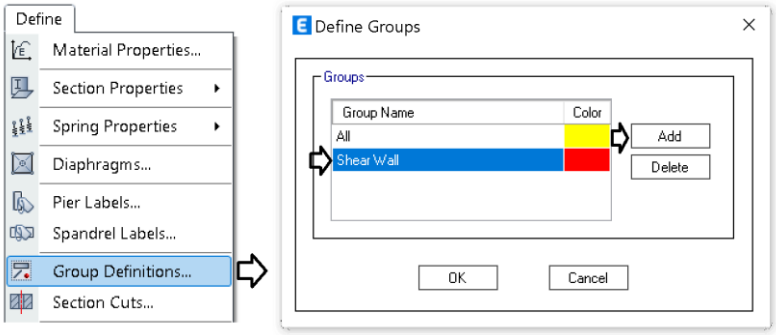
این ستونها برای تشکیل قاب خمشی در "دهانه مجاور دیوار برشی" و نیز "دهانه های عمود بر دیوار برشی" لازم هستند.

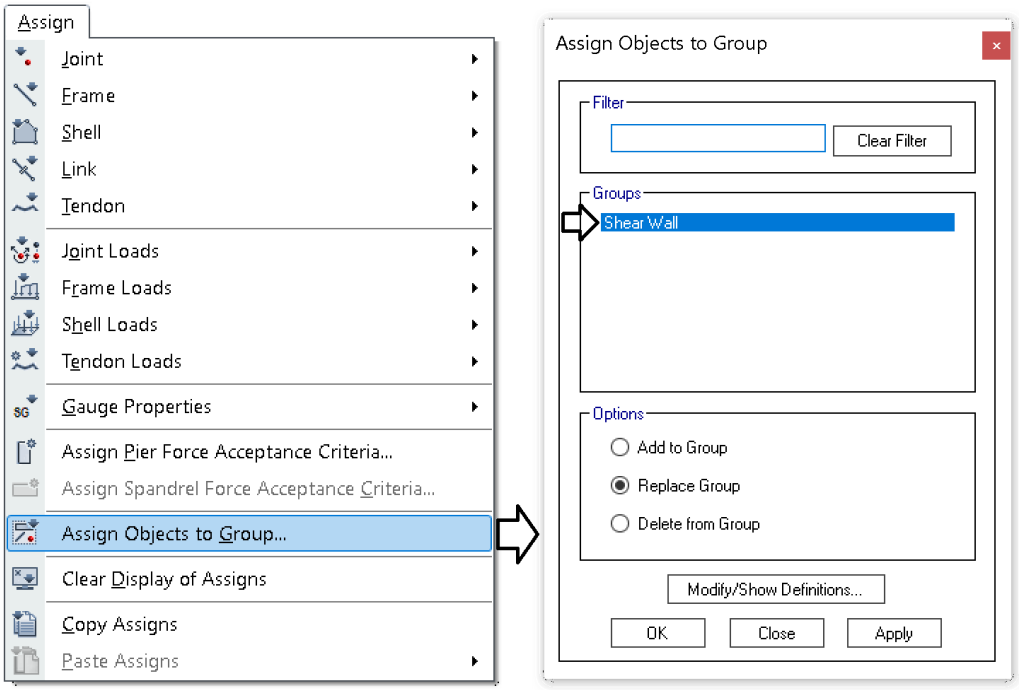
۴- در صورتی که در دو انتهای دیوار المان ستون ترسیم نشده است، یک ستون **هم سایز با ستونهای دهانه های مجاور دیوار** مطابق شکل زیر ترسیم کنید (میلگرد آن مهم نیست و این ستونها را طراحی نخواهیم کرد). برای اینکه نتایج تحلیل قاب به واقعیت نزدیک باشد، بهتر است **ابعاد ستونهای دو سر دو دیوار با ابعاد ستونهای قاب مجاور متناسب و مشابه باشد.** در دیوارهایی U، T و ... نیز در نقاطی از دیوار که از دهانه مجاور تیر مربوط به قاب خمشی به آنها متصل می شود، ستون گذاری لازم خواهد بود.



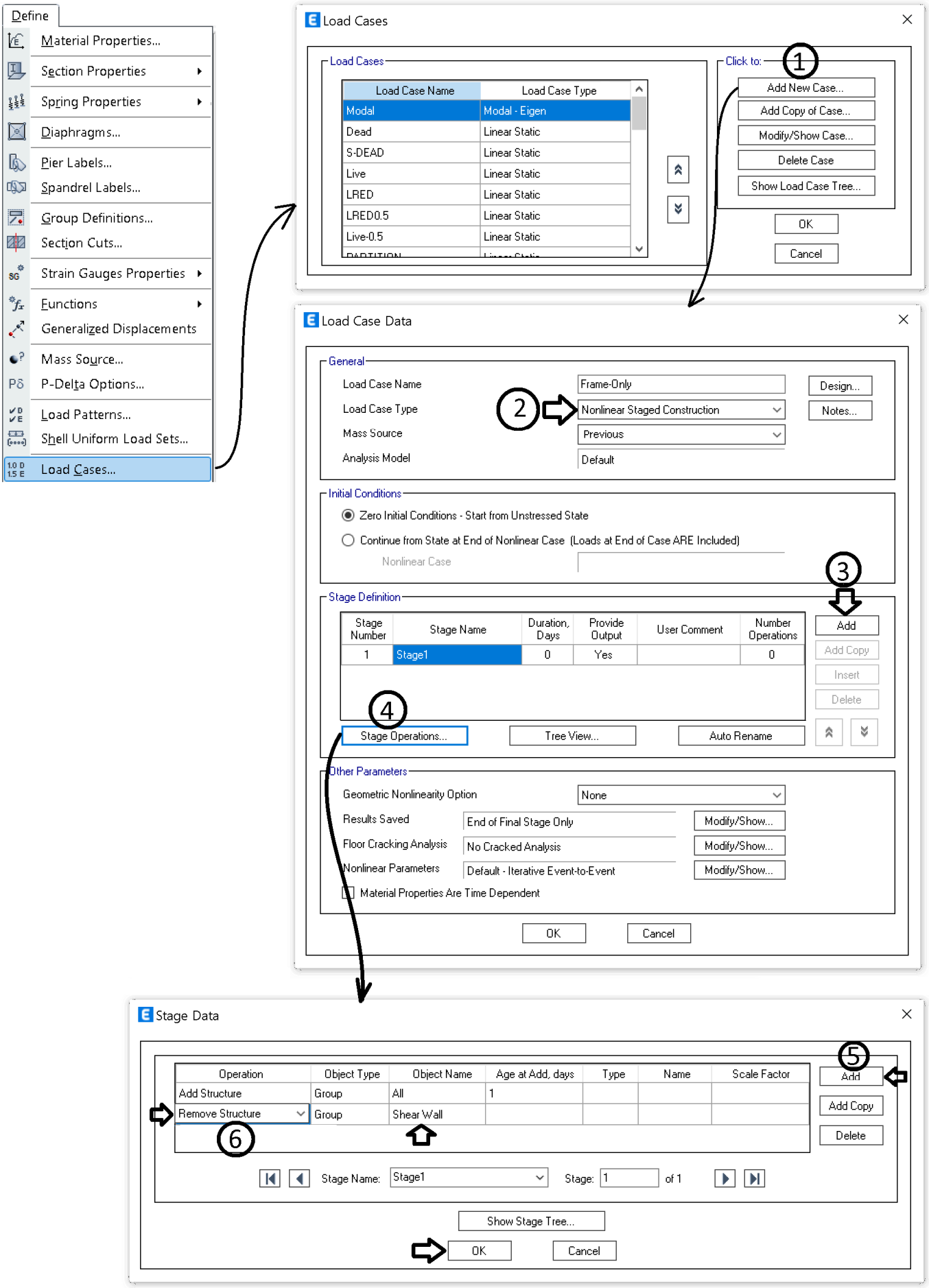
۵- **سختی ستونهای سرکله** دیوارها را همانند ستونهای قاب خمشی به 0.7 تغییر داده و سختی محوری آنها را برابر ۱ قرار دهید.

۶- یک گروه با نام Shear wall تعریف کرده و سپس کلیه دیوارها (المانهای shell) را انتخاب کرده و گروه را به آنها اختصاص دهید. توجه شود که ستونهای سرکله دیوار به این گروه اختصاص داده نشوند.

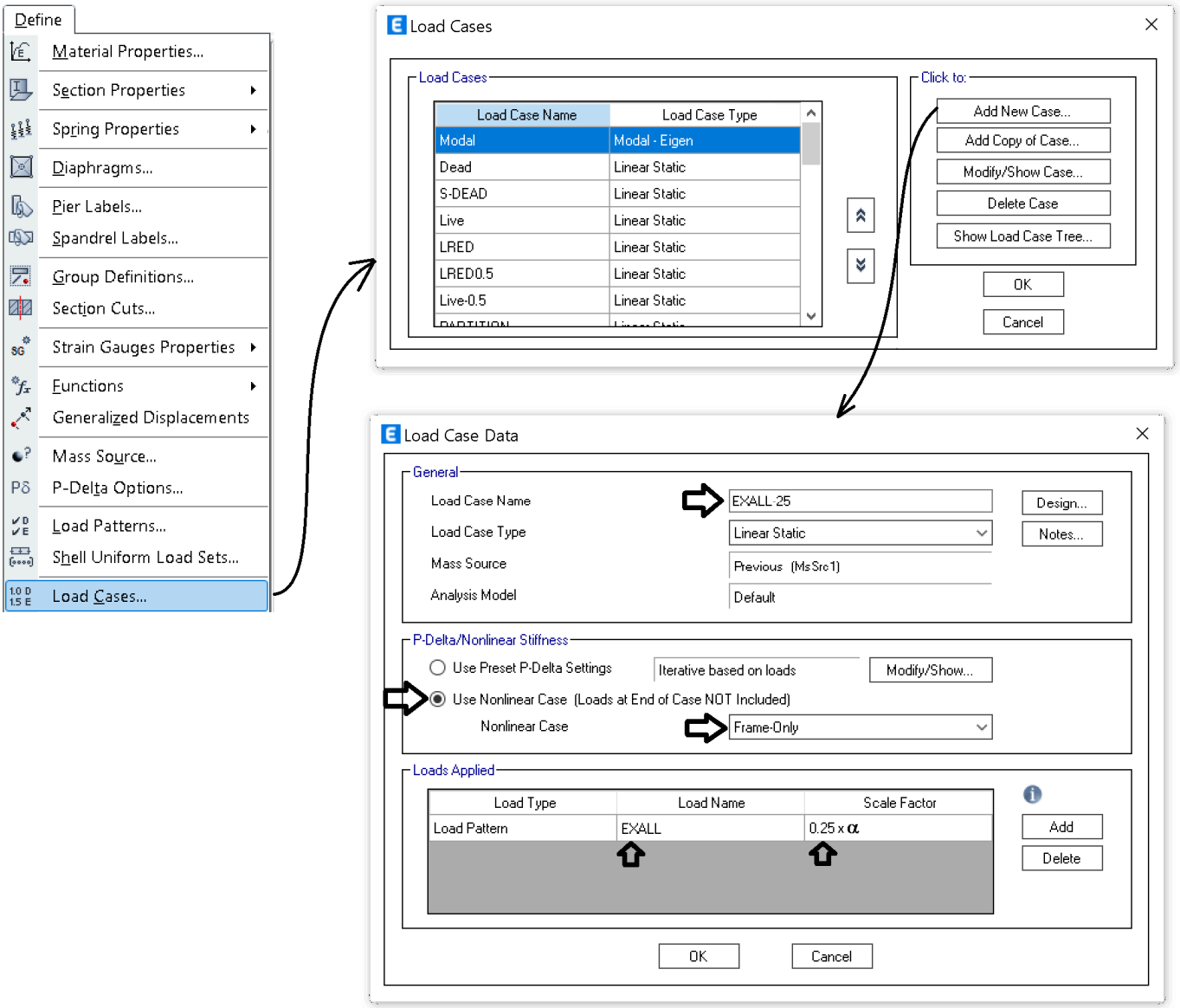




۷- مطابق شکل زیر یک حالت بار با نام Frame-Only تعریف کنید. می خواهیم دیوارها از مدل حذف شوند و تنها قاب خمشی (شامل ستونهای سرکله دیوار) باقی بماند. توجه شود که در این روش تنها سختی دیوارها حذف میشود و جرم لرزه ای آنها در مدل و محاسبات زلزله توسط نرم افزار منظور میشود. در فایلهای آماده ایتبس (لینک دانلود) این بارها تعریف شده است.

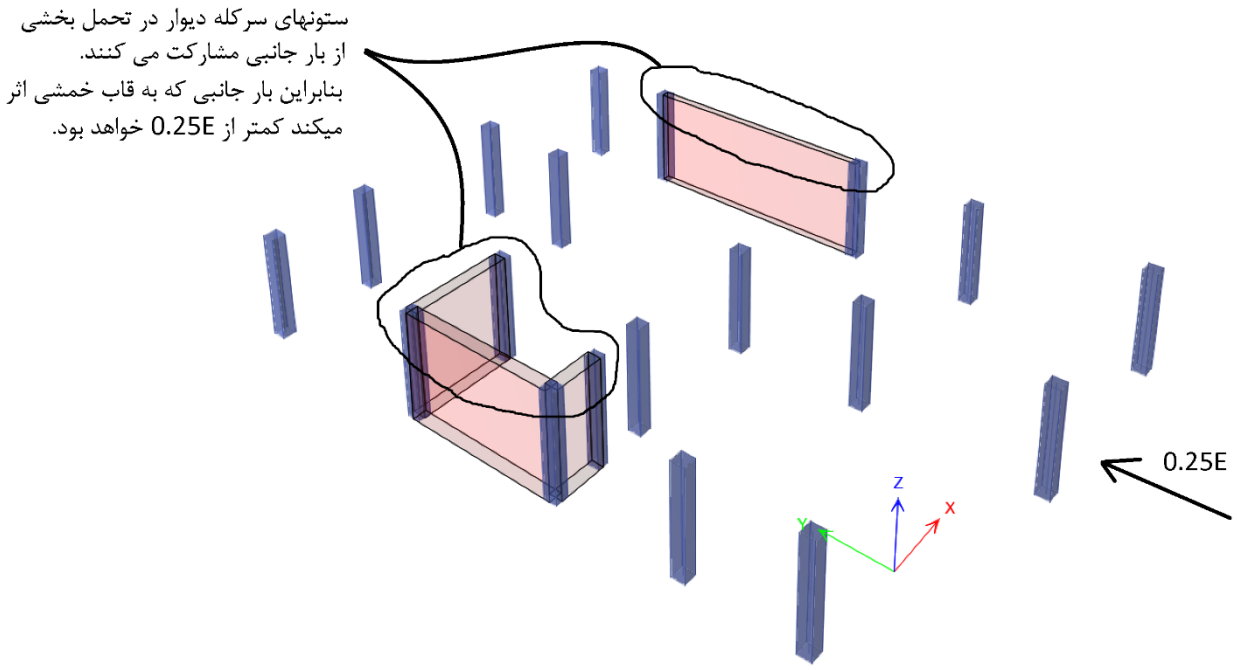


۸- حالت بار مربوط به زلزله ۲۵ درصد بر روی سازه ای که جان دیوارها (المان های شل) حذف شده اند، مطابق شکل زیر تعریف شود. دو زلزله با نامهای EXALL-25 و EYALL-25 تعریف شود. در فایلهای آماده ایتبس (لینک دانلود) این بار تعریف شده است.



توضیح: با روند فوق بار EXALL25 به مدلی اعمال میشود که دیوارها (تنها جان دیوار) از آن حذف شده است و بنابراین کل بار جانبی EXALL با ضریب $0.25 \times \alpha$ به قاب خمشی باقی مانده (شامل ستونهای سرکله دیوار) اعمال میشود. توجه شود که بقیه بارها از جمله بارهای مرده و زنده به مدلی اعمال میشود که در آن دیوارها حضور دارند. ضریب α در ادامه بر اساس سهم ستونهای سرکله دیوار از برش طبقه محاسبه خواهد شد.

۶- با توجه به عدم حذف ستونهای سر کله دیوارها، این ستونها در تحمل بار جانبی مشارکت خواهند داشت.



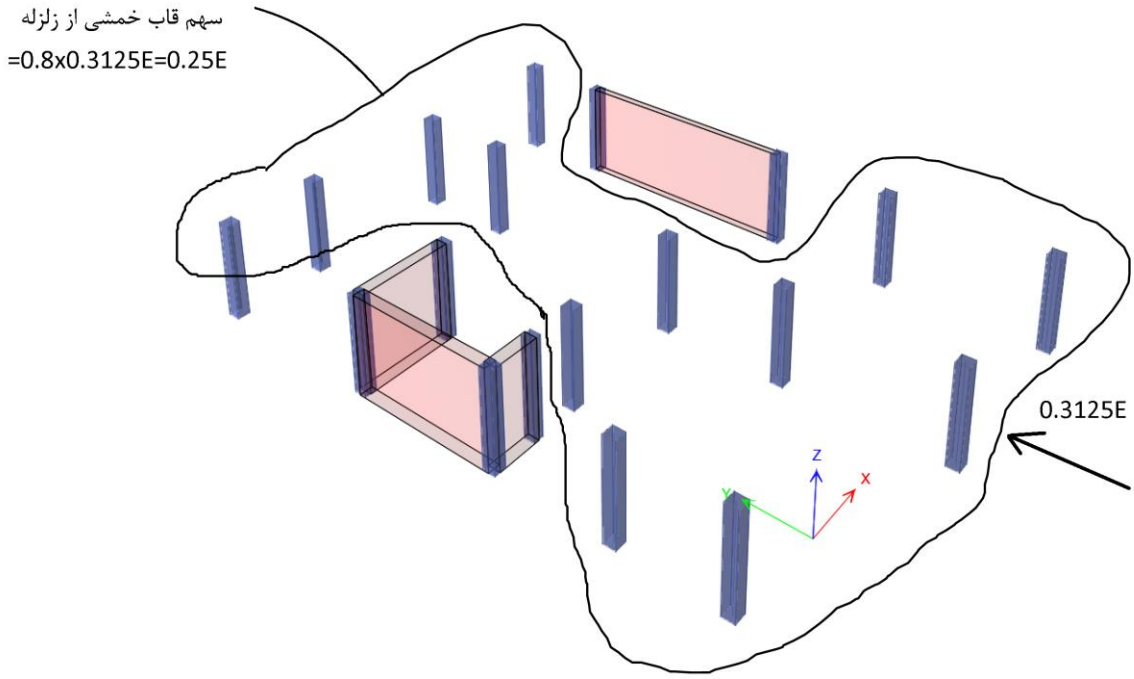
- بنابراین باید به جای 0.25E زلزله بزرگتری وارد شود تا مطمئن شویم زلزله ای که به قاب اثر می کند حداقل 0.25E باشد. برای این منظور می توان به صورت زیر عمل کرد:

$$1-\gamma = \text{سهم ستونهای سرکله از بار جانبی}$$

$$\gamma = \text{سهم ستونهای قاب خمشی از بار جانبی}$$

اگر زلزله وارده را به اندازه $\alpha = \frac{1}{\gamma}$ افزایش دهیم، زلزله وارد بر قاب خمشی برابر 0.25E خواهد بود.

برای مثال اگر سهم قاب خمشی از زلزله $\gamma = 0.8$ باشد، به جای زلزله 0.25E باید زلزله $\frac{1}{0.8} \times 0.25E = 0.3125E$ وارد شود. در این حالت زلزله وارد بر قاب مطابق شکل زیر خواهد بود:



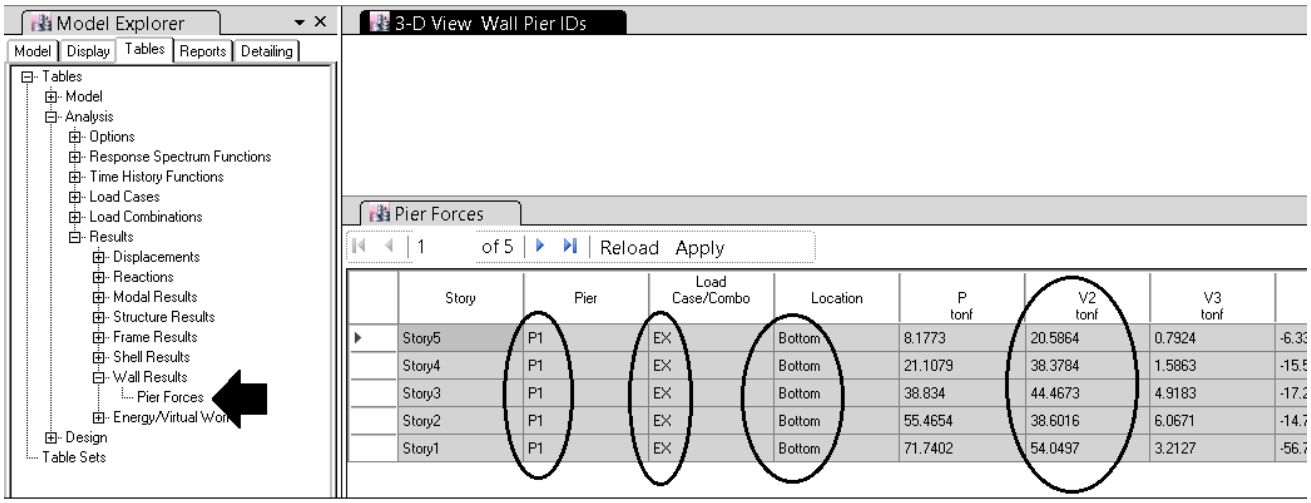
بنابراین باید میزان و سهم مشارکت این ستونها تعیین شود. برای این منظور پیشنهاد می شود یکی از دو روش زیر استفاده شود:

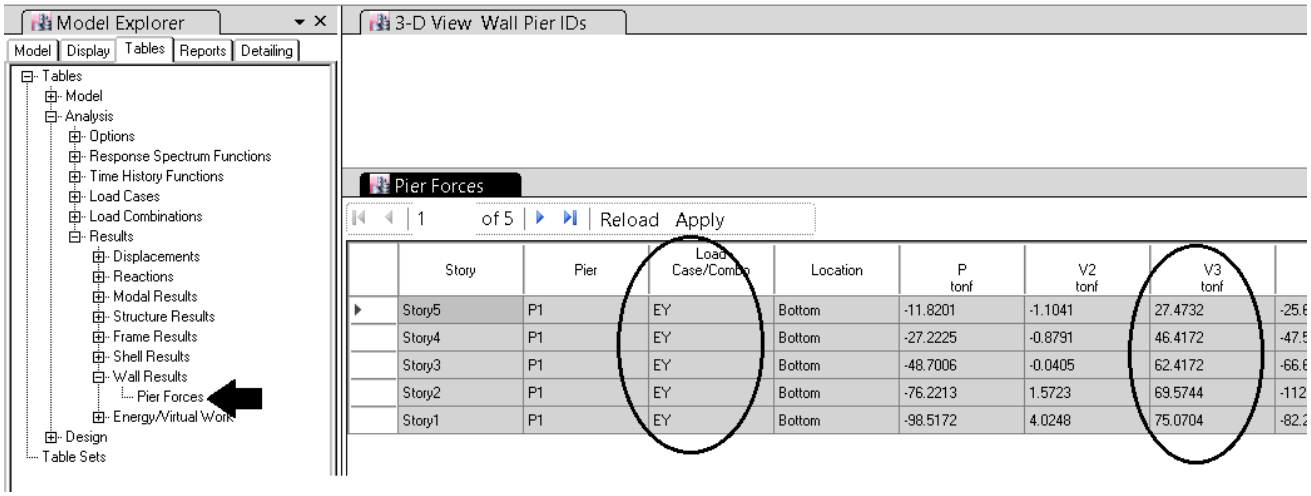
- **روش اول**: تعیین سهم اجزای دیوار با استفاده از section cut
- **روش دوم**: تعیین سهم اجزای دیوار با استخراج نیروی pier ها (استفاده از نیروی pier جهت استخراج سهم اجزا را آقای مهندس آقازاده یادآور شدند. با سپاس از ایشان)

در این نوشتار تنها روش دوم تشریح می شود.

۱۰-۱- تمامی دیوارها (شامل ستونهای سرکله دیوار) را انتخاب کنید و به کلی دیوارهای سازه برچسب یکسان (مثلا P1) اعمال کنید. برای این منظور از منوهای Assign/Frame/Pier Label… و نیز Assign/Shell/Pier Label… استفاده کنید.

۱۰-۲- پس از تحلیل سازه نیروی برشی دیوارها (که همگی برچسب P1 خورده اند) را مطابق شکل زیر تحت زلزله X و Y استخراج کنید.





نتایج فوق نشان میدهد که سهم دیوار ها از تحمل زلزله صفر نبوده و برش قابل توجه توسط دیوارها تحمل میشود. این برش به علت عدم کاهش سختی و یا حذف ستونهای سرکله دیوار برشی میباشد.

۱۰-۳- مطابق شکل زیر برش طبقات تحت زلزله X و Y استخراج کنید.

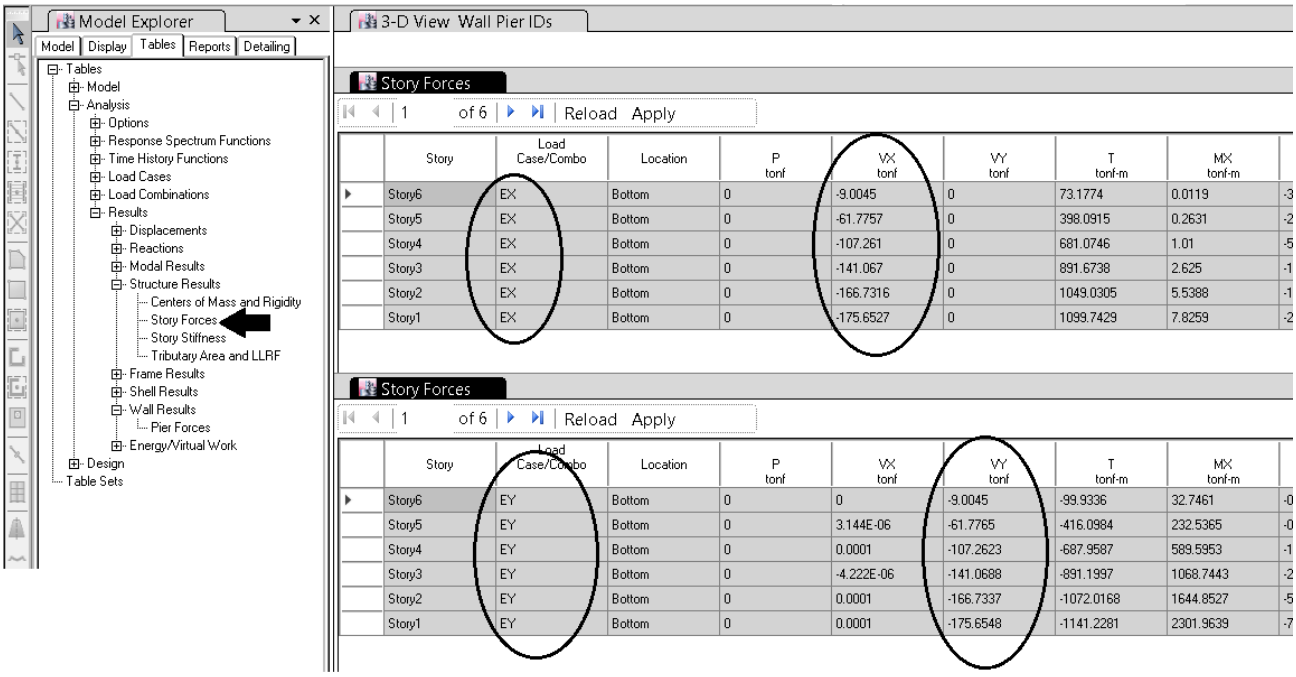
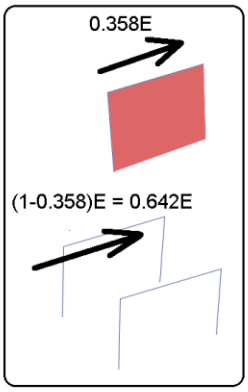


TABLE: Story Forces							
Story	Case/Co	Location	P	VX	VY	EX-PIER	EY (PIER)/VY
			tonf	tonf	tonf	tonf	
Story6	EX	Bottom	0	-9	0		=H15/F15
Story5	EX	Bottom	0	-61.8	0	20.5864	-0.333
Story4	EX	Bottom	0	-107	0	38.3784	-0.358
Story3	EX	Bottom	0	-141	0	44.4673	-0.315
Story2	EX	Bottom	0	-167	0	38.6016	-0.232
Story1	EX	Bottom	0	-176	0	54.0497	-0.308



$\frac{0.25E}{0.642} = 0.39E$

سازه به جای ۲۵ درصد با زلزله ۳۹ درصد کنترل می شود.
در این حالت میتوان گفت که قاب به تنهایی برای زلزله ۲۵ درصد کنترل شده است (سهم قاب ۲۵ درصد خواهد بود)

TABLE: Story Forces							
Story	Case/Co	Location	P	VX	VY	EY-PIER	EY (PIER)/VY
			tonf	tonf	tonf	tonf	
Story6	EY	Bottom	0	0	-9.0045		
Story5	EY	Bottom	0	3E-06	-61.7765	27.4732	-0.445
Story4	EY	Bottom	0	1E-04	-107.262	46.4172	-0.433
Story3	EY	Bottom	0	-0	-141.069	62.4172	-0.442
Story2	EY	Bottom	0	1E-04	-166.734	69.5744	-0.417
Story1	EY	Bottom	0	1E-04	-175.655	75.0704	-0.427

$\frac{0.25E}{(1-0.445)} = 0.45E$

۷- نیروی زلزله در راستای X و Y را چنان ویرایش کنید که مطمئن شوید قاب خمشی به تنهایی تحت 25درصد نیروی زلزله قرار می گیرد. برای مثال در جدول فوق سهم دیوارها از EX برابر 35.8% و سهم آنها از EY برابر 44.5% می باشد، زلزله راستای X را $0.25 \times \frac{1}{1-0.358} = 0.39$ برابر و زلزله راستای Y را $0.25 \times \frac{1}{1-0.445} = 0.45$ برابر کنید.

در حقیقت سازه به جای اینکه با 0.25 زلزله کنترل شود، با 0.39 و 0.45 زلزله کنترل می شود. منتها بخشی از زلزله فوق را دیوار (به ویژه المان های مرزی آن) تحمل میکنند.

a. اگر سازه اصلی بر اساس تحلیل دینامیکی طراحی شده است، می توان نیروی برشی طبقات ناشی از زلزله دینامیکی را در فایل اصلی استخراج کرده و در فایل ۲۵ درصد به صورت استاتیکی از نوع user loads (پس از اعمال ضریب کاهش) اعمال کرد. نحوه انجام کار مشابه روندی است که در بند ۲۶-۵ تشریح شده است.

۳-۴-۱-۶ روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی

در مواردی که برای تحمل بار جانبی زلزله از سیستم سازه‌ای دوگانه و یا ترکیبی استفاده می‌شود، برای اقناع ضابطهٔ بند (۱-۸-۴-پ) باید ۲۵ درصد و ۵۰ درصد برش پایه به‌دست‌آمده از تحلیل طیفی را به قاب‌های خمشی، مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی اثر داد و اطمینان حاصل کرد که هر یک از آنها قادر به تحمل این بار می‌باشند. برای توزیع این برش در ارتفاع سازه می‌توان از توزیع برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی و یا از توزیع برش روش تحلیل استاتیکی معادل، بند (۳-۳-۶) استفاده نمود.

b. از نظر بنده اعمال ضابطه ۳۰ درصد زلزله متعامد در کنترل ضابطه ۲۵ درصد ضروری نیست. از طرفی سازه اصلی تحت ترکیب بارهای ثقلی کنترل شده است. بنابراین میتوان تنها ترکیب بارهای زیر را تعریف کرد:

1.2D + L + 0.2S + EV + (EXALL25)
1.2D + L + 0.2S + EV - (EXALL25)
1.2D + L + 0.2S + EV + (EYALL25)
1.2D + L + 0.2S + EV - (EYALL25)
0.9D + (EXALL25)
0.9D - (EXALL25)
0.9D + (EYALL25)
0.9D - (EYALL25)

در فایلهای آماده ایتبس (لینک دانلود) این ترکیب بارها تعریف شده اند.

c. در صورتی که **سازه در هر دو جهت دوگانه نباشد**، برای مثال در راستای X دوگانه و در راستای Y قاب خمشی باشد، در فایل 25 درصد می توان زلزله های راستای Y را از ترکیب بارها حذف کرد و کفایت قاب را تنها تحت زلزله راستای X بررسی کرد.

d. **ستونهای سرکله دیوار برشی** لازم نیست طراحی و کنترل شوند و می توان **آنها را در حالت No design قرار داد.**

e. سازه ۲۵ درصد، **در کل طبقات**، تحت زلزله های کاهش یافته باید پاسخگوی بارهای وارده باشد.

f. در سازه ۲۵ درصد تنها "تحمل" سازه کنترل می شود. برای مثال نیازی به کنترل دریفت و یا نامنظمی پیچشی در سازه ۲۵ درصد نیست.

نکات و ایرادات روش سوم:

۱- در مثال فوق سهم دیوار در طبقات تقریبا ثابت بود. در صورتی که پلان طبقات متغیر باشد، ممکن است سهم دیوار در طبقات متفاوت باشد. در این صورت می توان هر طبقه را با زلزله مربوط به خود آن طبقه کنترل نمود. برای نمونه در مثال قبل سهم دیوار در طبقه دوم تحت زلزله EX برابر 0.232 میباشد. بنابراین می توان قابهای این طبقه را تحت زلزله $\frac{0.25EX}{1-0.232} = 0.33EX$ کنترل نمود.

۲- ابعاد ستونهای سر کله دیوار در فایل ۲۵ درصد الزاما برابر با ابعاد المان مرزی نخواهد بود. ممکن است در یک دیوار طول المان مرزی برای مثال برابر 80 cm بدست آمده باشد و ابعاد ستونها قابهای مجاور نیز 50 cm باشد. در این صورت ستون سر کله دیوار (در فایل ۲۵ درصد) نیز یک ستون با ابعاد 50 cm خواهد بود و اگر ستون انتهای دیوار در فایل اصلی چنین ابعادی ندارد، کاربر میتواند در فایل ۲۵ درصد ستونهای اطراف دیوار را حذف کرده و به جای آنها ستونی با ابعاد 50cm رسم نماید. دقت شود که هدف از قرار دادن این ستونها در لبه دیوار تشکیل یک قاب خمشی و نزدیک کردن نتایج تحلیل سازه به واقعیت میباشد.

۳- ممکن است چنین برداشت شود که محاسب می تواند با تغییر دلخواه ابعاد ستون سرکله دیوار در فایل ۲۵ درصد به اصطلاح تقلب کرده و به نتیجه دلخواه برسد. این تصور اشتباه است. چون افزایش ابعاد ستون سرکله، موجب افزایش سهم دیوار شده و در نتیجه نیروی زلزله نهایی کنترل سازه نیز افزایش میابد. به عبارت دیگر در این روش فارغ از اینکه چه ابعادی برای ستونهای سرکله انتخاب می شود، قابهای کناری برای ۲۵ درصد زلزله طراحی می شوند و هدف و منظور آیین نامه تامین میشود.

۴- در متن استاندارد ۲۸۰۰ عنوان شده که "قابهای خمشی باید مستقلا قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در **تراز پایه** باشند". از این بند ممکن است برداشت دوگانه انجام شود:

a. قاب خمشی تمامی طبقات باید توانایی تحمل ۲۵ درصد را داشته باشند.

b. تنها طبقه اول لرزه ای (در تراز پایه) لازم است توانایی تحمل ۲۵ درصد داشته باشد.

از نظر اینجانب مورد اول صحیح است.

۴-۱۵-۳۳ سازه هایی که قاب نمی تواند به تنهایی ۲۵ درصد زلزله را تحمل کند.

طبق استاندارد ۲۸۰۰ در صورتی که قاب خمشی نتواند ضابطه ۲۵ درصد را ارضا کند، موارد زیر باید منظور شوند:

a- سیستم قاب ساختمانی محسوب میشود و ضریب رفتار سازه باید کاهش یابد (نیروی زلزله افزایش یابد). این مورد در بندهای زیر از استاندارد ۲۸۰۰ قید شده است.

پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	~~۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط~~	۵	۲/۵	۴	۳۵
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	~~۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی‌بتن‌آرمه متوسط~~	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

b- کفایت دیوارهای برشی باید در مدلی که تیرها دو سرمفصل شده اند (تا در تحمل بار جانبی مشارکت نکنند) کنترل شود. بنابراین عملا دو فایل لازم خواهد بود. یک فایل با مشارکت تیرها و یک فایل بدون مشارکت تیرها

c- تیرهایی که دوسرمفصل فرض شده اند و ستونهای نگهدارنده آنها باید ضوابط "اجزای غیر باربر لرزه ای" را ارضا کنند.

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.

۱-۸-۲ سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر P-Δ باشند.

- موارد ۲ و ۳ از موارد فوق قدری محافظه کارانه میباشد. در این رابطه ASCE-7 نظری متفاوت با استاندارد ۲۸۰۰ دارد. در صفحه بعد نظر ASCE-7 در این رابطه مطرح و تشریح شده است.

به بند زیر از ASCE-7-2010 توجه نمایید. در این بند اشاره می کند که در صورتی که دو سیستم متفاوت (غیر از مواردی که سیستم دوگانه محسوب می شود) با هم ترکیب شود، مشخصات سازه باید بر اساس سخت گیرانه ترین ان سیستم ها انتخاب شود:

12.2.3 Combinations of Framing Systems in the Same Direction. Where different seismic force-resisting systems are used in combination to resist seismic forces in the same direction, other than those combinations considered as dual systems, the most stringent applicable structural system limitations contained in Table 12.2-1 shall apply and the design shall comply with the requirements of this section.

12.2.3.3 R, C_d, and Ω_0 Values for Horizontal Combinations. The value of the response modification coefficient, R, used for design in the direction under consideration shall not be greater than the least value of R for any of the systems used in that direction. The deflection amplification factor, C_d, and the overstrength factor, Ω_0, shall be consistent with R required in that direction.

برای مثال اگر در یک سیستم از دیوار برشی ویژه همراه با قاب خمشی متوسط استفاده شود و قاب نتواند ضابطه ۲۵ درصد را ارضا کند، در این صورت عملا دو سیستم متفاوت زیر با هم در یک راستا ترکیب شده اند:

۱- سیستم قاب ساختمانی (با دیوار برشی بتن آرمه ویژه): $R_u = 6, \Omega_0 = 2.5, C_d = 5$

۲- سیستم قاب خمشی بتنی (متوسط): $R_u = 5, \Omega_0 = 3, C_d = 4.5$

ضریب رفتار ترکیب دو سیستم بالا برابر $R_u = Min(5,6) = 5$ خواهد بود. با توجه به انتخاب ضریب رفتار از سیستم دوم، ضرایب C_d و Ω_0 نیز باید از سیستم دوم انتخاب شود و بنابراین $\Omega_0 = 3, C_d = 4.5$ خواهد بود.

۳۳-۱۶ کنترل ضابطه ۵۰ درصد

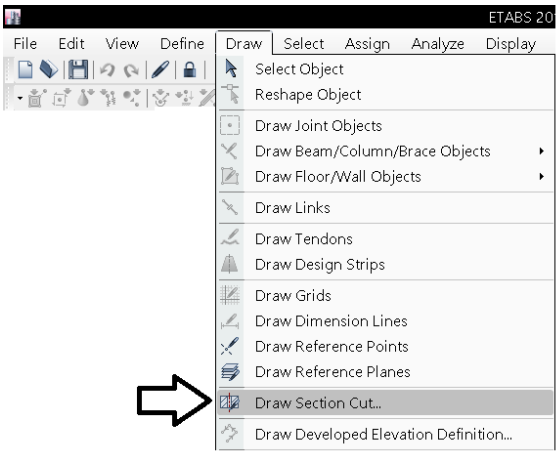
- کنترل ضابطه ۵۰ درصد در ASCE-7-16 الزام نشده است ولی کنترل این ضابطه در استاندارد ۲۸۰۰ الزام شده است.
- از نظر اینجانب کنترل این ضابطه لازم نیست. این ضابطه از نظر مفهومی برای مواردی الزام شده است که طراح بخواهد در یک سازه با قاب خمشی با قرار دادن یک دیوار برشی با سایز کوچک، سیستم را دوگانه فرض کرده و ضریب رفتار را افزایش داده و در نتیجه نیروی زلزله را کاهش دهد. باید توجه داشت در این حالت دوره تناوب سازه نیز باید به جای رابطه تجربی "قاب خمشی" از رابطه تجربی "سایر موارد" محاسبه کند. در این حالت به علت کاهش دوره تناوب سازه نیروی زلزله افزایش خواهد یافت. یعنی گرچه ضریب رفتار افزایش میابد، از طرف دیگر به علت کاهش T، ضریب B نیز افزایش میابد (مگر در موارد خاص که سازه کوتاه مرتبه باشد). بنابراین عملا نیروی زلزله تغییر محسوسی نخواهد کرد. شاید به همین دلیل هست که ASCE7-16 کنترل ۵۰ درصد را الزام نکرده است.

مراحل کنترل ضابطه ۵۰ درصد:

روش اول (توصیه نمیشود)

۱- از فایل اصلی یک save as با نام 50percent.edb تهیه کنید
۲- تمامی تیرها را انتخاب کرده و دوسرمفصل نمایید. تیرهای طره لازم نیست دوسرمفصل شوند.
۳- تکیه گاه تمامی ستونها را در تراز پایه از حالت گیردار به حالت مفصلی ثابت تبدیل نمایید.
۴- ضرایب نیروی زلزله را به 50% مقدار اولیه کاهش دهید.
۵- کفایت دیوارهای برشی را تحت زلزله ۵۰ درصد بررسی نمایید.

روش دوم:



لازم به توضیح است که روش اول که در بالا ارائه شد، در متون آیین نامه ها و یا کتب اساتید خارج از کشور و یا داخل کشور ارائه نشده است و یک روش ابداعی (و تایید نشده) می باشد. تجربه شخصی چند مورد کنترل با روش فوق، در یکی دو سال اخیر، نشان داده که این روش برای سازه های بلند ممکن است نتایج غیر معقولی داشته باشد و توصیه می کنم در صورتی که با روش اول نتوان از سازه جواب گرفت، از روش دوم استفاده کنیم. در روش دوم با استفاده از Section cut می توان سهم برش وارد بر دیوارهای برشی (ناشی از زلزله) را تعیین کرد. اگر سهم برش دیوارها در تراز پایه بیش از ۵۰ درصد کل زلزله وارد بر طبقه (برش طبقه) باشد، بدین معناست که دیوارها به تنهایی توانایی تحمل ۵۰ درصد زلزله را دارند. کنترل فوق علاوه بر تراز پایه، باید در مقاطع بحرانی دیوارها نیز کنترل گردد. برش طبقات را میتوان از طریق قسمت جداول (story forces) استخراج کرد و یا میتوان در حالیکه کلیه اجزای طبقه نمایش داده میشود، از section cut استفاده کرد.

- اگر دیوار برشی موجود در سیستم ضعیف باشد و نتواند ۵۰ درصد زلزله را تحمل کند دو راهکار خواهیم داشت:

۱- مقاومت دیوارهای برشی را افزایش دهیم تا بتواند ضابطه فوق را ارضا کند.
۲- ضریب رفتار سیستم را بر مبنای قاب خمشی تعیین کرده و هم دیوار و هم قاب را بر اساس زلزله افزایش یافته (با R کاهش یافته) طراحی کنیم. البته در این حالت نیازی به حذف دیوار از سیستم نیست و دیوار و قاب با مشارکت هم زلزله را تحمل میکنند و تنها ضریب رفتار سیستم تغییر خواهد کرد.

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظرگرفته شود.

۳۳-۱۷ ستونهای قرار گرفته زیر دیوار برشی منقطع

استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۹ افزایش بارجانبی در اعضای خاص

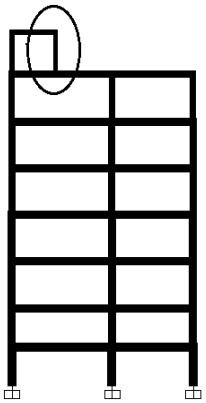
در مواردی که سازه دارای نـامنظمی در پـلان از نـوع" نـامنظمی خـارج از صـفحه" یـا نامنظمی در ارتفاع از نوع "نامنظمی در سختی جانبی" می‌باشد و دیوار یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، ستون‌ها، تیرها، خرپاها و یا کف‌هایی که این اعضـا را تحمـل می‌کنند، باید برای بارهای محوری اعضا ادامه نیافته تحت اثر زلزله تشـدید یافتـه(Ω_0 E) طراحی شوند. اتصالات اعضای ادامه نیافته به سازه نگهدارنده باید قادر به تحمل بارهایی که این اعضا باید منتقل نمایند، باشند.

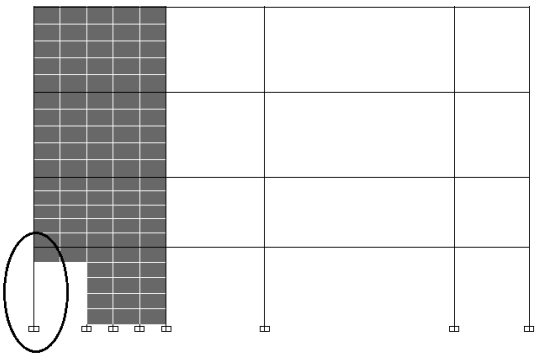
ASCE7-2016:

12.3.3.3 Elements Supporting Discontinuous Walls or Frames. Structural elements supporting discontinuous walls or frames of structures that have horizontal irregularity Type 4 of Table 12.3-1 or vertical irregularity Type 4 of Table 12.3-2 shall be designed to resist the seismic load effects, including overstrength of Section 12.4.3. The connections of such discontinuous walls or frames to the supporting members shall be adequate to transmit the forces for which the discontinuous walls or frames were required to be designed.

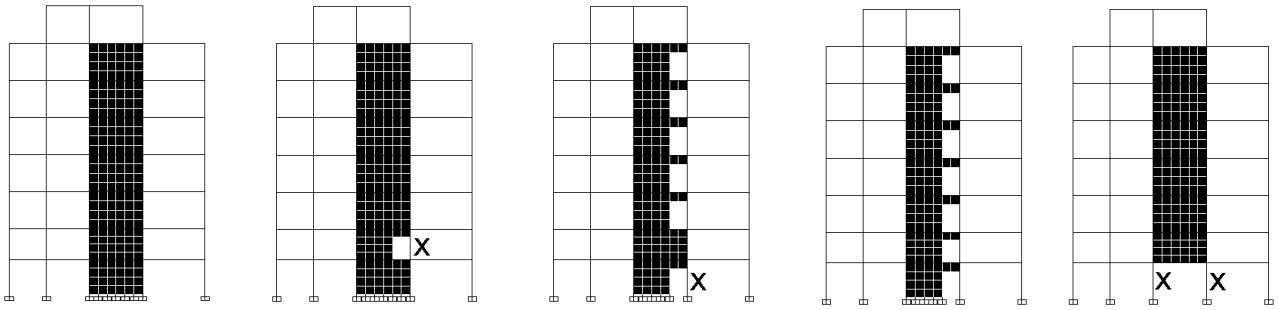
طبق بند فوق از استاندارد ۲۸۰۰ در صورتی که مطابق شکل زیر ادامه دیوار روی ستون قرار گیرد و یا ادامه ستون روی تیر قطع شود، اعضایی که دیوار و یا ستون قطع شده را تحمل می کنند باید برای **نیروی محوری** عضو قطع تحت زلزله تشدید یافته کنترل شوند.

- دقت شود که در ASCE7-2016 این اعضا باید برای تمامی تلاشهای تشدید یافته (نیروی محوری، خمش، برش و پیچش) کنترل شوند.
- کنترل این اعضا توسط نرم افزار انجام نمی شود و باید توسط کاربر کنترل شوند.





۳- در شکلهای زیر ستونهایی که با علامت X مشخص شده اند باید برای نیروی محوری تشدید یافته کنترل شوند.



مبحث نهم (ویرایش ۹۹)

در ACI-318-2019 و نیز مبحث نهم ویرایش ۹۹ الزاماتی در رابطه با آرماتورهای عرضی ستونهایی که دیوارهای برشی قطع شده را تحمل می کنند ارائه شده است:

۹-۲۰-۵-۳-۳-۵ در ستون‌هایی که عکس العمل اعضای سخت ناپیوسته را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌های واقع در زیر دیوارهای منقطع، باید آرماتورهای عرضی ویژه مطابق ضوابط (الف) و (ب) به کار برده شوند:

الف- در مواردی که بار محوری فشاری ضریب‌دار ستون در اثر زلزله از $0.10A_g f'_c$ تجاوز نماید، باید از آرماتورهای عرضی با فواصل s_0 از یک دیگر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳، در تمام ارتفاع ستون واقع در زیر طبقه‌ای که در آن ناپیوستگی قرار دارد، استفاده شود. در مواردی که نیروهای طراحی برای منظور نمودن اثرات اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم باربر مقاوم در برابر زلزله تشدید شده‌اند، محدودیت $0.10A_g f'_c$ باید به $0.25A_g f'_c$ افزایش داده شود.

ب- آرماتورهای عرضی ستون باید به اندازه‌ای برابر با حداقل طول گیرایی آرماتور طولی ستون، l_d ، با بیش‌ترین قطر، که بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۵-۵-۵ تعیین می‌شود، در داخل عضو منقطع ادامه یابند. در مواردی که انتهای تحتانی ستون بر روی یک دیوار متکی است، آرماتورهای عرضی مورد نیاز باید به اندازه‌ی طول l_d، مربوط به آرماتور طولی ستون با بیش‌ترین قطر در داخل دیوار ادامه داده شوند.

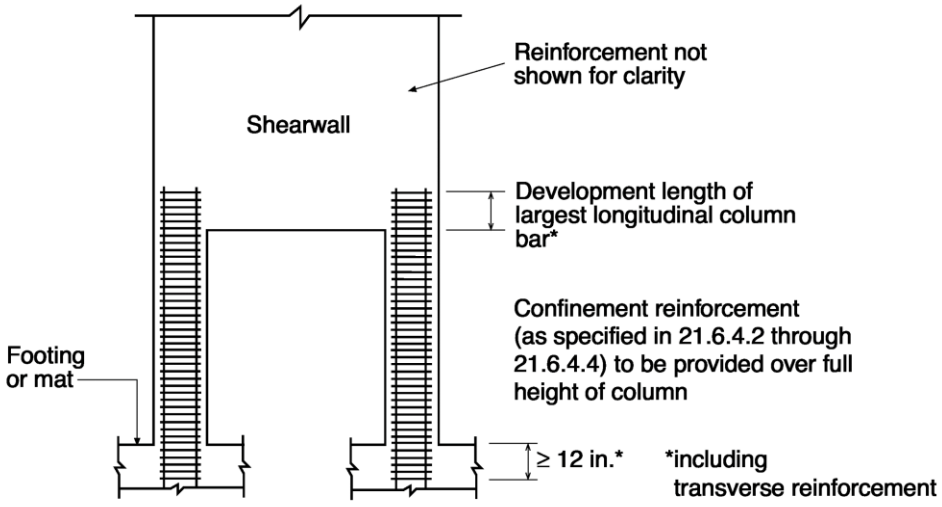
۹-۲۰-۵-۳-۳-۶ در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده ادامه داده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلی متر با استفاده از آرماتور عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۳-۲ و ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ محصور گردد.

۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل ۱۰ میلی متر بوده، و فواصل آن‌ها از یک دیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲، و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می‌شوند فاصله‌ی آن‌ها، s_0، باید برابر کم‌ترین از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شوند:

الف- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی ستون، ولی نه بیش‌تر از ۲۰۰ میلی متر؛
ب- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال و بیش‌تر، ۶ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی، ولی نه بیش‌تر از ۱۵۰ میلی متر؛
پ- نصف کوچک‌ترین بعد مقطع ستون.

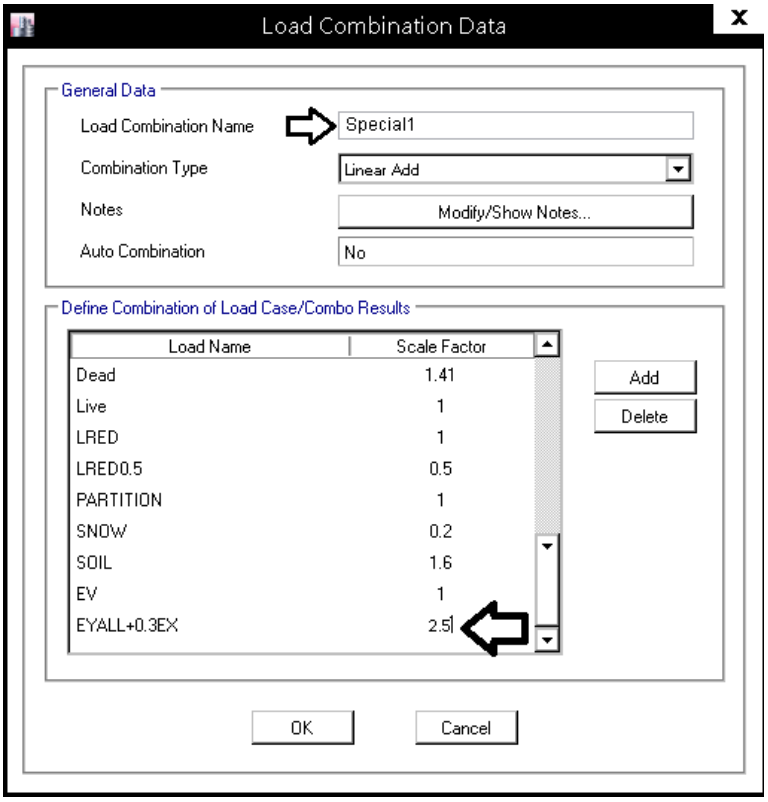
هم‌چنین فاصله‌ی اولین دورگیر از بر اتصال، نباید بیش‌تر از نصف مقادیر فوق، $s_0/2$، در نظر گرفته شود.

شکل زیر نمونه ای از آرماتور گذاری عرضی ستونهایی که دیوار برشی قطع شده را تحمل می کنند نشان داده شده است. توجه شود که بر خلاف ستونهای متعارف در قاب خمشی، در این ستونها آرماتورگذاری عرضی ویژه که در ناحیه بحرانی ستون قرار داده می شود باید در سراسر طول ستون و نیز در قسمتی از داخل دیوار ادامه یابد.

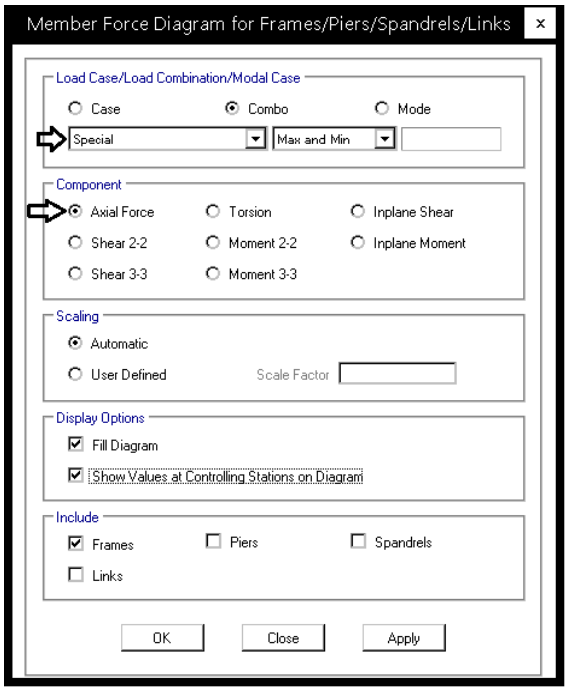


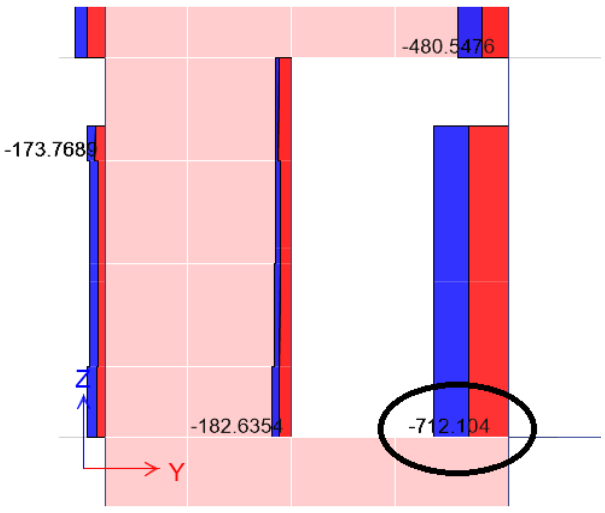
مراحل کنترل ستونهایی که دیوارهای برشی قطع شده را تحمل می کنند

a. برای ترکیب های مختلف از زلزله ها (+ و -) ترکیب بار تشدید یافته مطابق شکل زیر ساخته شود.

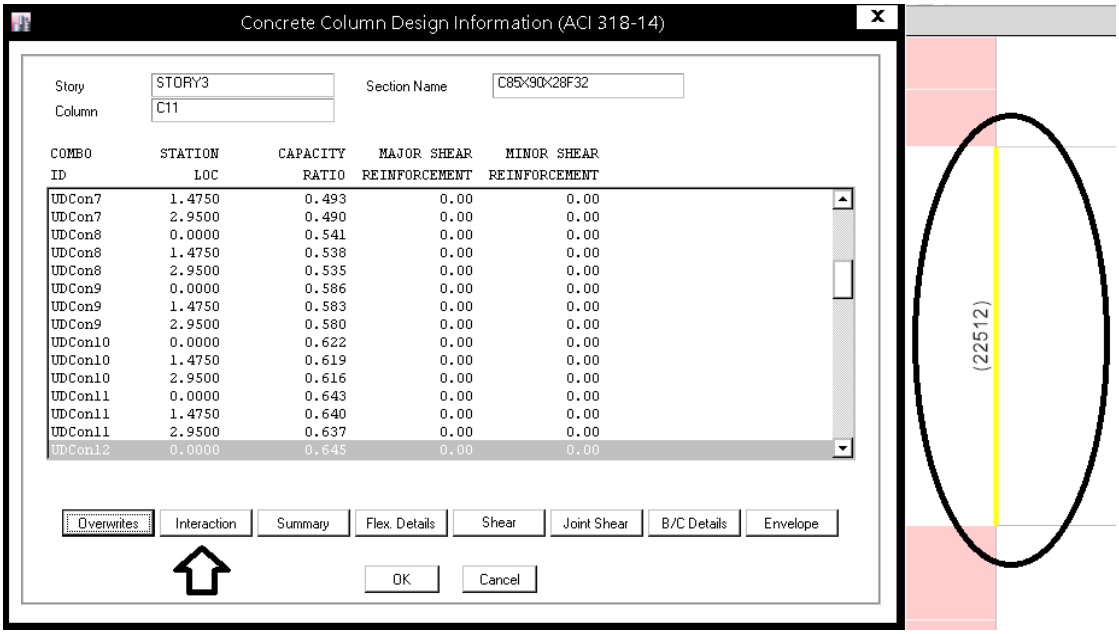


b. مطابق شکل زیر نیروی محوری (712 ton) وارد بر ستون مورد نظر را تحت ترکیب بار ویژه بخوانید. بیشترین نیرو تحت ترکیب بارهای مختلف باید استخراج شود. می توان یک ترکیب بار پوش (ENVELOPE) از ترکیب بارهای تشدید یافته ایجاد کرد.



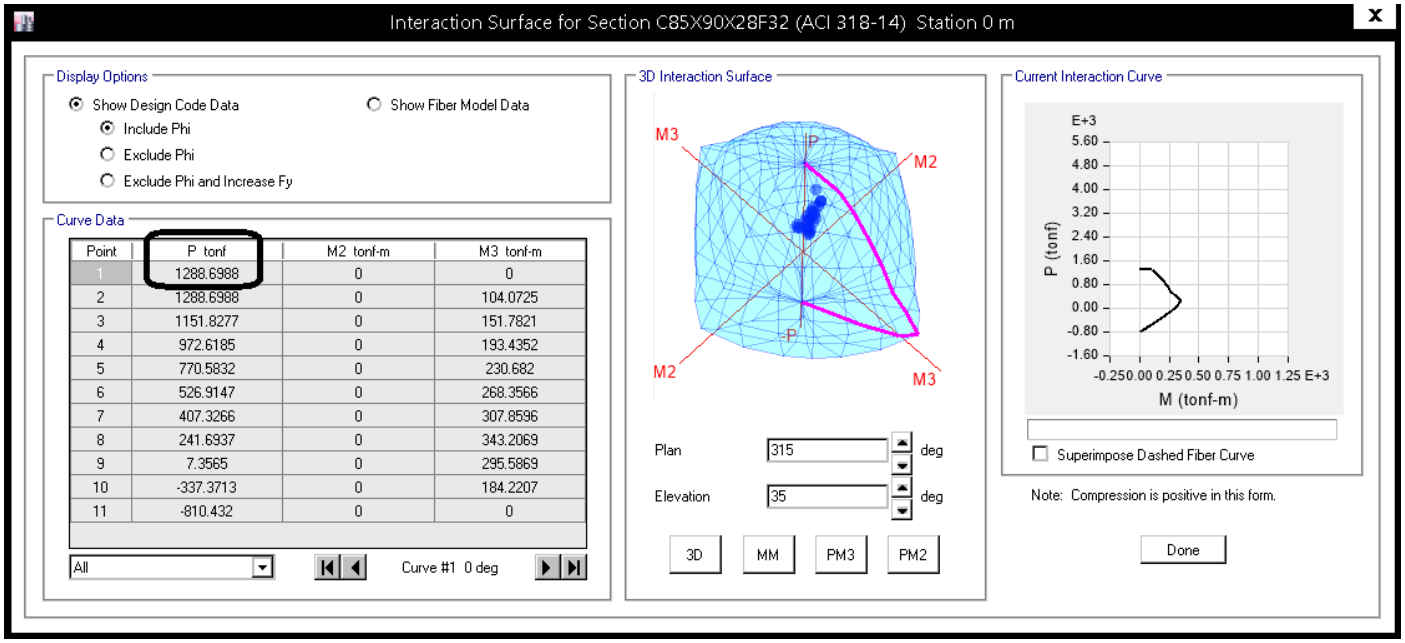


c. سازه را طراحی کنید و سپس بر روی ستون مورد نظر کلیک راست کنید و سپس گزینه INTERACTION را انتخاب کنید.



d. ظرفیت محوری ستون را مطابق شکل زیر بخوانید. در این ستون ظرفیت 1288 ton می باشد.

نیروی وارده (712 ton) باید کمتر از ظرفیت ستون (1288 ton) باشد. بنابراین در این مثال ستون کفایت کافی را دارد.



۱۸-۳۳ طراحی تیرهای کوتاه رابط بین ستون و دیوار

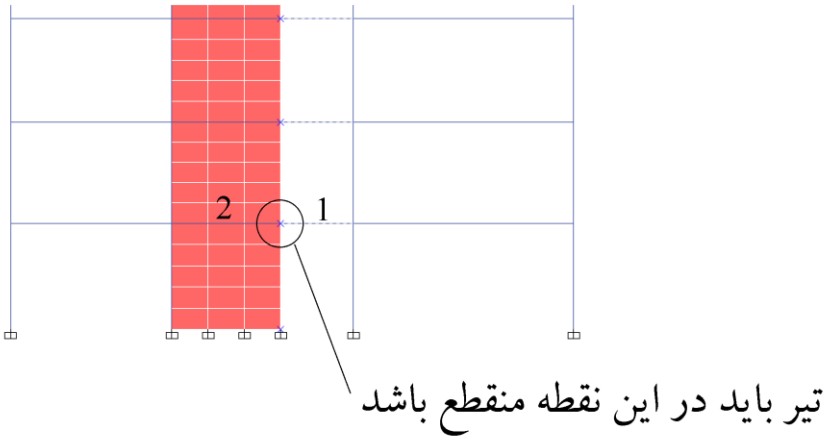
در مواردی که مانند شکل زیر مابین ستون و دیوار تیر کوتاه داریم به موارد زیر باید توجه شود:

a. مطابق شکل تیر باید منقطع رسم شود (پیوسته رسم نشود) در غیر این صورت طراحی برشی تیر ۱ صحیح انجام نخواهد شد. نیروی برشی ظرفیتی تیر بر اساس رابطه $\frac{M_L+M_R}{L_n}$ محاسبه می شود و وابسته به طول آزاد تیر می باشد. اگر این تیر پیوسته رسم شود، ایتبس قادر به محاسبه صحیح طول آزاد تیر (Ln) نخواهد بود.

b. تیر شماره ۱، تیر کوپله محسوب نمیشود و لازم نیست ضوابط تیر کوپله برای آن اعمال و کنترل شود.

c. تیر شماره ۱ باید ضوابط قابهای خمشی متوسط و ویژه را رعایت کند. ازجمله این ضوابط رعایت نسبت طول آزاد به عمق تیر میباشد: $L_n \geq 4d$. در این تیرها معمولا مشکل برش داریم و اصطلاحا تیر تحت برش OS می شود و طراح برای جواب گرفتن ممکن است سایز تیر را افزایش دهد. در این موارد باید توجه شود که اجازه نداریم عمق موثر تیر (d) را بیش از $\frac{L_n}{4}$ در نظر گیریم.

d. برای رفع برش این تیرها طراحان سعی میکنند به جای افزایش عمق تیر بیشتر عرض تیر را افزایش دهند (مقطع نزدیک به مربع استفاده کنند) تا جذب نیروی آن کاهش یابد.



e. در برخی موارد جذب نیروی این تیرها بالا بوده و با تغییر هندسه سازه و یا سایز تیر نمی توان جواب گرفت (تحت برش OS می شود). طراحان از روشهای مختلفی در این موارد استفاده میکنند. یکی از روشها این است که این تیر را به عنوان "جزئی از سیستم باربر جانبی" در نظر نگیریم و فرض کنیم تحت زلزله مفاصل پلاستیک خمشی در انتهای تیر تشکیل می شود. در این حالت باید دو مدل متفاوت کنترل شود:

i. در مدل اول تیر دوسرگیردار رسم می شود و سازه کنترل می شود.

ii. در مدل دوم تیر دوسرمفصل رسم می شود و مجددا سازه کنترل می شود.

در هر دو مدل فوق سازه باید پاسخگوی بارهای وارده باشد.

خود تیر باید بر اساس ضوابط بند زیر کنترل شود. به طور خلاصه ضوابط قابهای خمشی ویژه (تنگ گذاری ویژه) برای این تیر باید رعایت شود.

18.14—Members not designated as part of the seismic-force-resisting system

18.14.3 *Cast-in-place beams, columns, and joints*

18.14.3.1 Cast-in-place beams, columns, and joints shall be detailed in accordance with 18.14.3.2 or 18.14.3.3 depending on the magnitude of moments and shears induced in those members when subjected to the design displacement δ_u. If effects of δ_u are not explicitly checked, the provisions of 18.14.3.3 shall be satisfied.

18.14.3.3 Where the induced moments or shears exceed ϕM_n or ϕV_n of the frame member, or if induced moments or shears are not calculated, (a) through (d) shall be satisfied:

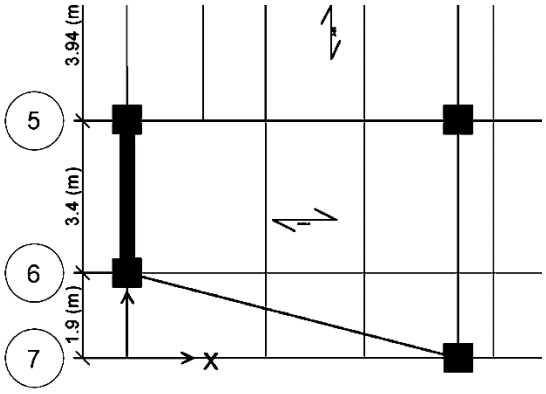
(a) Materials, mechanical splices, and welded splices shall satisfy the requirements for special moment frames in 18.2.5 through 18.2.8.
(b) Beams shall satisfy 18.14.3.2(a) and 18.6.5.
(c) Columns shall satisfy 18.7.4, 18.7.5, and 18.7.6.
(d) Joints shall satisfy 18.4.4.1.

f. برخی از طراحان نیز برای رفع مشکل فوق با استفاده از ورق نصبی فولادی، به جای تیر بتنی از تیر فولادی دوسرمفصل استفاده میکنند.

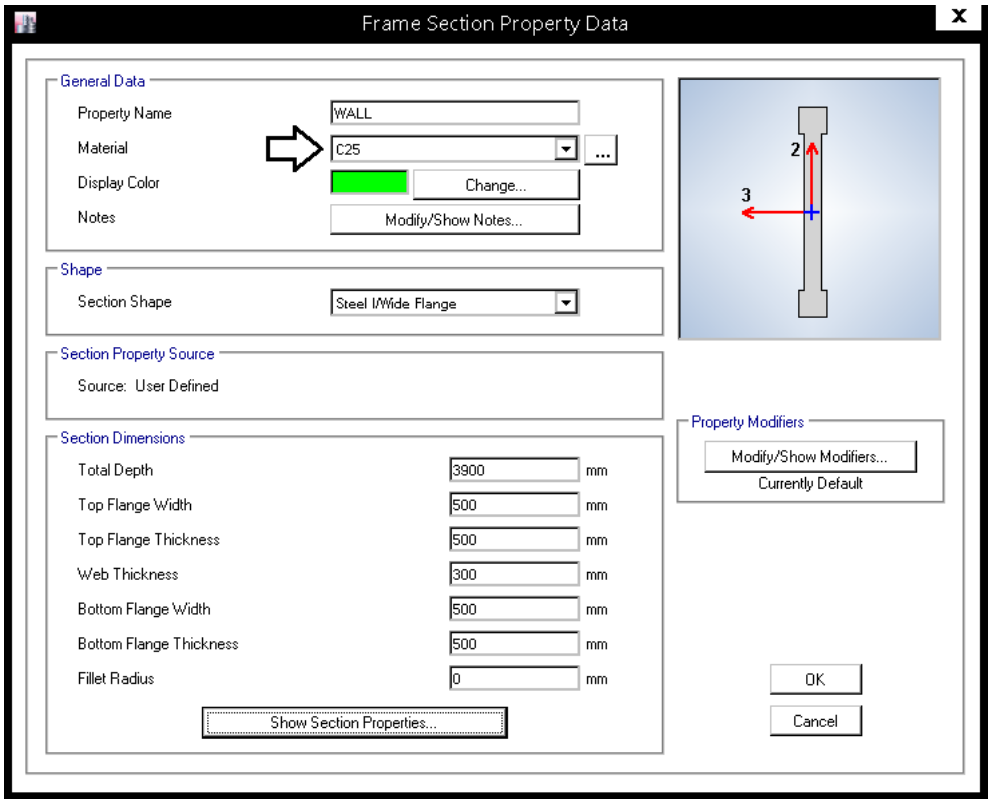
۱۹-۳۳ کنترل برش پانچ در دیوار برشی

- تحقیقات کافی در رابطه با پانچ دیوار برشی موجود نیست.
- به عنوان یک روش تقریبی می توان دیوار را همانند یک ستون معادل مدل کرده و پانچ آنرا در پی بررسی کرد.

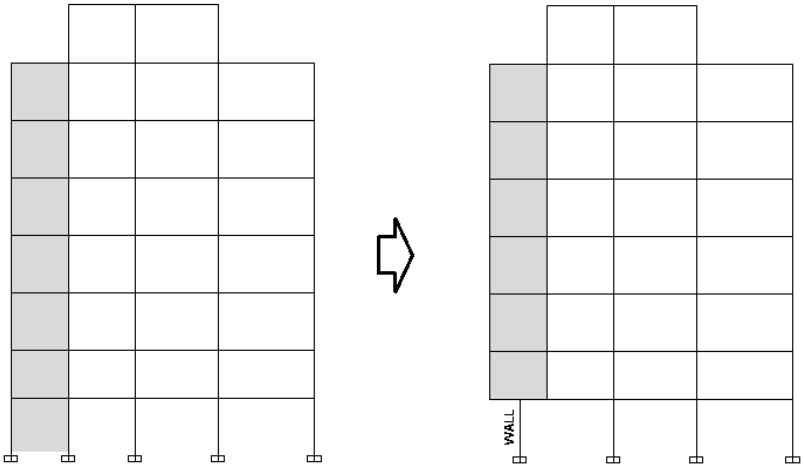
در صورتی که بخواهیم برای مثال دیوار برشی زیر را معادل سازی کنیم، باید مراحل زیر را انجام شود. در مثال زیر ابعاد ستونها 50x50 می باشد و ضخامت دیوار 30 cm می باشد.



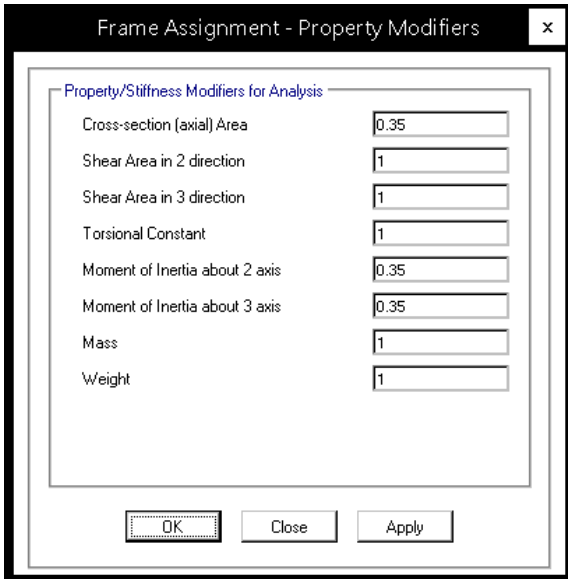
a- مطابق شکل زیر یک مقطع I شکل معادل در قسمت تعریف مقاطع تعریف کنید.



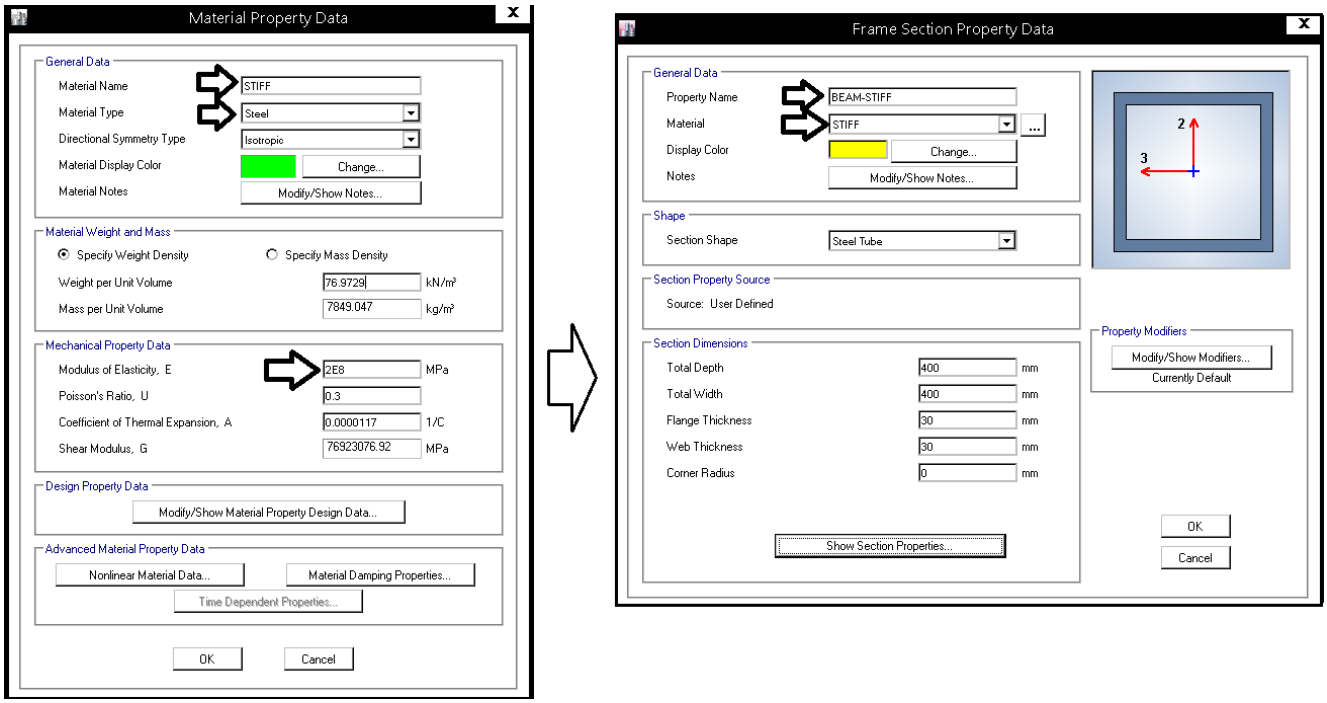
b- مطابق شکل دیوار و ستونهای متصل به آنرا را از "طبقه اول" حذف کرده و به جای آن ستون معادل (مقطع فوق) را رسم کنید:



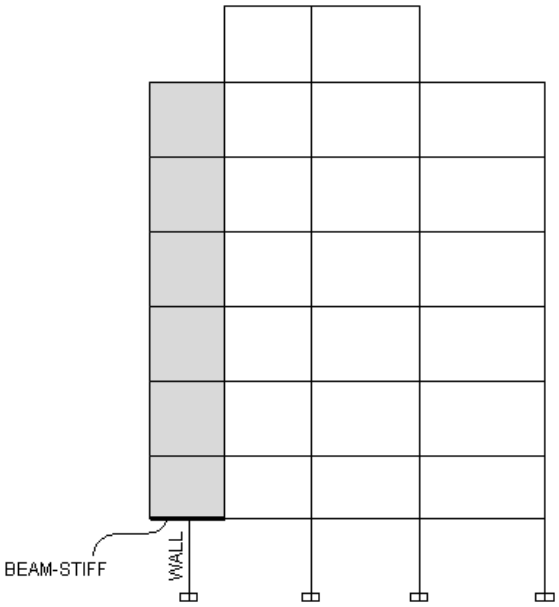
c- المان دیوار را انتخاب کرده و سختی خمشی و محوری آنرا مشابه دیوار وارد کنید. برای مثال اگر دیوار ترک خورده می باشد، مطابق شکل زیر سختی دیوار معادل را اعمال کنید.



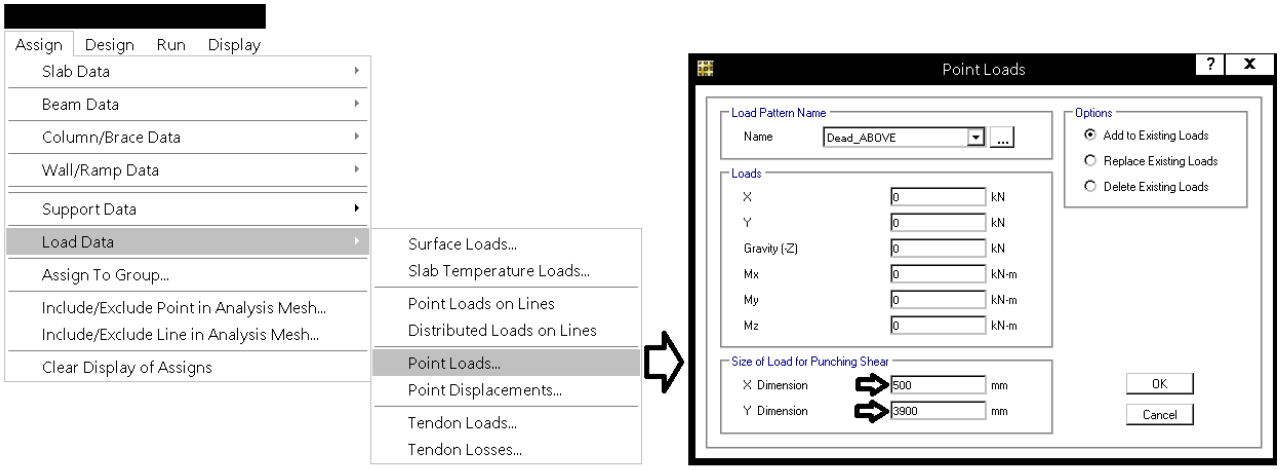
d- جهت انتقال مناسب نیرو از دیوارهای طبقه فوقانی به ستون معادل باید یک تیر با سختی بالا تعریف شود.



e- در محل اتصال ستون معادل به دیوار تیر صلب ترسیم کنید.

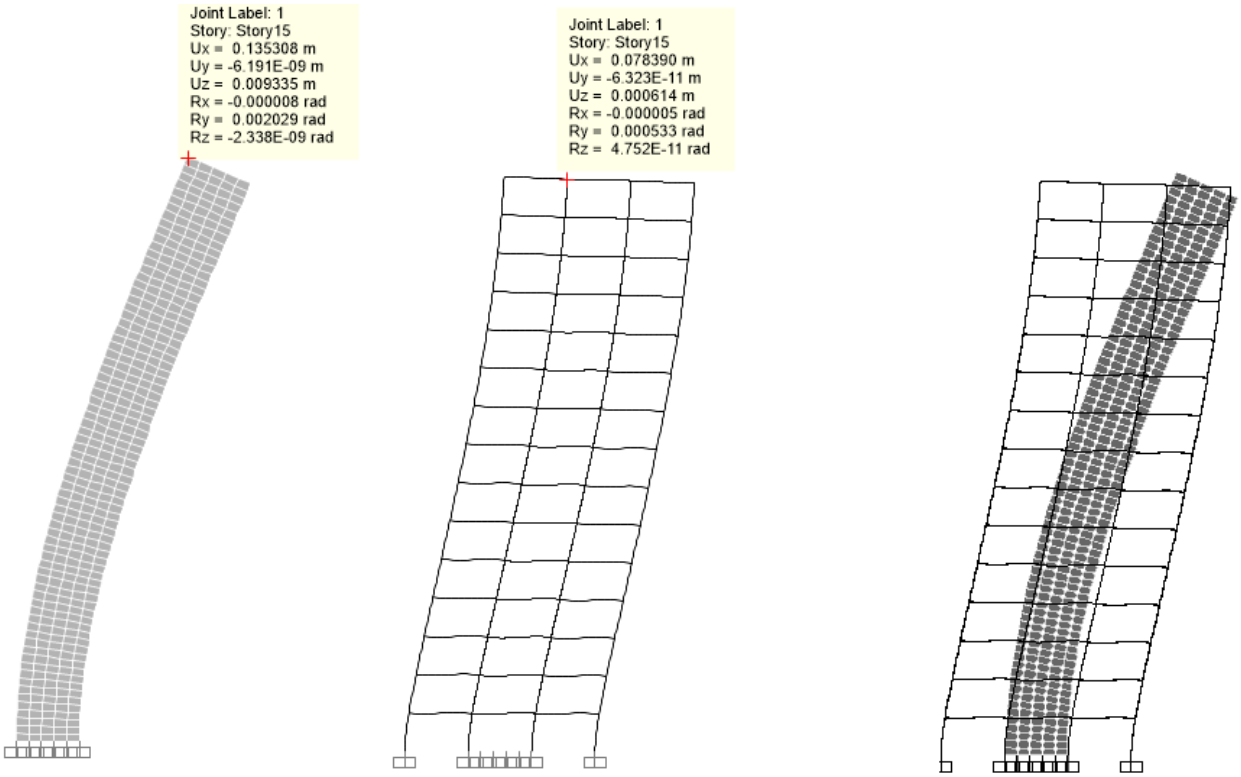


f- پس از معادل سازی دیوار در طبقه BASE، نتایج را به نرم افزار SAFE ارسال کنید. با توجه به اینکه مقطع ستون معادل در نرم افزار ETABS از نوع I شکل می باشد، همانند سازه های فولادی باید در نرم افزار SAFE برای ستون size of load را مشخص نمایید. با توجه به اینکه ابعاد المان مرزی دیوار 50x50 می باشد، مطابق شکل زیر باید ابعاد ستون برابر 390x50 وارد شود.

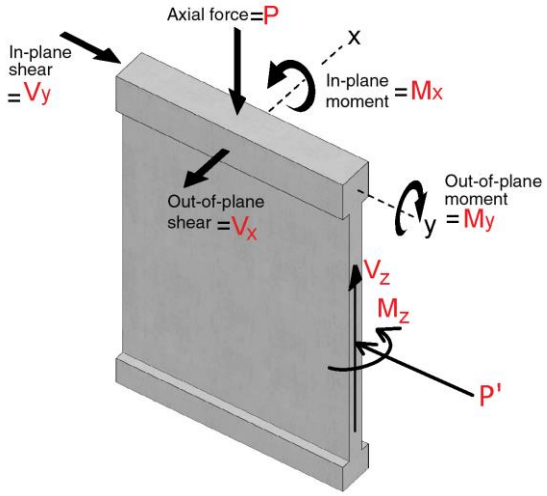


۲۰-۳۳ اندرکنش دیوار و قاب

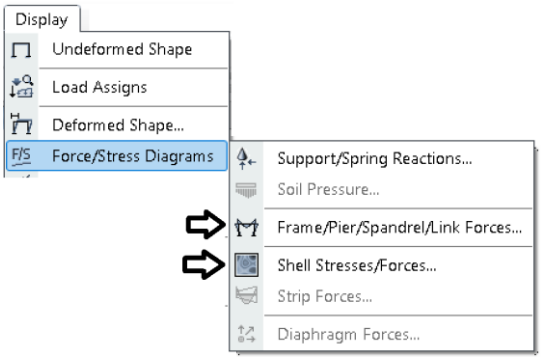
در طبقات فوقانی دیوار برشی نه تنها در تحمل زلزله کمکی نمی کند، بلکه (به علت شیبی که از پایین سازه پیدا کرده است) یک کشش مضاعف به قاب خمشی وارد می کند.



۲۱-۳۳ نکات طراحی دیوارهای حائل بتنی



- نرم افزار ایتبس، در صورت استفاده از روش uniform یا general reinforcing میتواند دیوارهای بتنی را برای اندرکنش $M_x - M_y - P$ کنترل کند. همچنین دیوار را برای برش V_y نیز کنترل می کند.
- نرم افزار دیوار را برای موارد زیر طراحی و کنترل نمی کند:
  ۱- برش V_x کنترل نمیشود.
  ۲- خمش M_z، فشار P' و برشی V_z کنترل نمیشود.
- برای طراحی دیوار توصیه میشود هر دهانه از دیوار حائل جداگانه برچسب گذاری (pier) شود.
- یک روش ساده در طراحی دیوار حائل توسط ایتبس به این صورت می باشد که ستونها برچسب گذاری نشوند و تنها به دیوار حائل pier اختصاص یابد. در این حالت میتوان برای طراحی و کنترل میلگردهای قائم دیوار از روش uniform استفاده کرد. در این حالت ستونهای مدفون در دیوار باید جداگانه از طریق frame design همراه با بقیه ستونها کنترل شده و نسبت تنش ستون باید کمتر از یک باشد.



- کنترل دیوار برای Vx باید توسط خود کاربر کنترل شود. در این حالت بسته به اینکه در راستای عرضی دیوار آرماتور عرضی (سنجاقی) برای تحمل برش قرار داده شده است یا نه مقاومت برشی دیوار تعیین میشود. با بررسی دیاگرام برش وارد بر pier ها میتوان به راحتی مقدار Vx وارد بر دیوار را استخراج کرد.
- برای استخراج M_z، P' و V_z ، می توان از طریق shell/stress forces نیروها و تنشهای وارد بر دیوار را مشاهده کرد. همچنین میتوان به دیوار مورد نظر spandrel اختصاص داد و سپس دیاگرام نیروهای وارد بر spandrel را مشاهده کرد.
- در اکثر موارد P' و V_z مقادیر کمی دارند و میتوان از وجود آنها صرف نظر کرد. در موارد خاص، مثلا مواردی که فشار خاک یک طرفه داریم، دیوارهای حائل متعامد ممکن است تحت فشار P' و برش V_z قابل توجهی قرار گیرند. در این حالت باید اندرکنش P' و M_z توسط کاربر در نظر گرفته شود.
- میلگرد لازم برای Vy با میلگرد لازم برای Mz (و P' در صورت وجود) به هم افزوده میشود. توجه شود که ممکن است برای Vy آرماتور برشی افقی لازم نباشد. همچنین با توجه به اینکه دو لایه میلگرد افقی در دیوار قرار داده میشود. تنها یکی از این دو لایه در خمش Mz استفاده میشود و لایه دوم را میتوان برای برش در نظر گرفت.

۲۲-۳۳ نکات اتصال دیوار برشی بتنی به ستونهای فولادی

- تذکر مهم (در مورد این تذکر از *آقای مهندس آقازاده* مشورت گرفتم) : در رابطه با استفاده از **پروفیل های فولادی** در ناحیه **المان مرزی دیوارهای برشی ویژه،** ضوابط لرزه ای مکمل در ACI-318 و یا AISC-341 ارائه نشده است و موارد مهمی از جمله موارد زیر جای سوال دارد:
  - a- جزئیات تنگ گذاری در المان مرزی
  - b- نحوه مهار میلگردهای افقی دیوار برشی در المان مرزی
  - c- طراحی برش گیرها در این ناحیه

  توجه شود که دیوار برشی متوسط از آیین نامه حذف شده و در دیوار برشی ویژه انتظار سطح بالایی از شکل پذیری را داریم و یکی از موارد بسیار مهم در این زمینه دیتایلینگ المان مرزی میباشد.

  بنابراین با توجه به عدم وجود ضوابط لرزه ای مشخص و نتایج آزمایشگاهی کافی در این زمینه توصیه میشود از پروفیل ها (ستونهای) فولادی به عنوان قسمتی از اجزای لبه دیوارهای برشی بتنی استفاده نشود.

جزئیاتی که در ادامه این بحث مطرح میشود صرفا جنبه مطالعاتی دارد و همانطور که گفته شد توصیه میشود از این سیستم استفاده نشود.

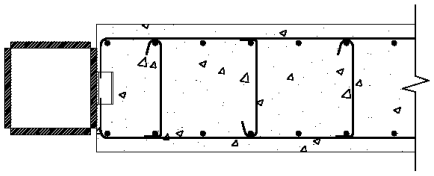
استفاده از قاب ساختمانی ساده فولادی با دیوار برشی بتنی بیشتر بین مهندسین رایج می باشد.

ستونهای دو انتهای دیوار برشی به دو شکل ممکن است اجرا شود:

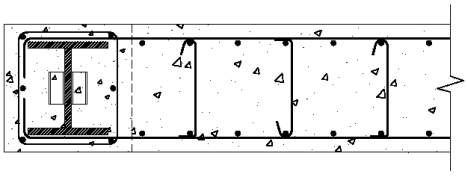
۱- ستون فولادی غیر مدفون در بتن

۲- ستون فولادی مدفون در بتن

شکل زیر برگرفته از راهنمای نظام مهندسی تهران می باشد. این راهنما از لینک https://hoseinzadeh.net/rahnama.pdf قابل دانلود است.



دیوار برشی و عضو محوری غیر محاط در بتن



دیوار برشی و عضو محوری محاط دربتن

- عرض تیرهای واقع در داخل دیوار برشی، به نحوی در نظر گرفته شود که آرماتورهای قائم دیوار برشی بتوانند به راحتی از کنار آن عبور داده شوند. پهنای تیر، حداقل ۱۰ سانتی متر از ضخامت دیوار کمتر باشد (راهنمای نظام مهندسی تهران).

۳۳-۲۲-۱ نکات مهم مربوط به ستون فولادی مدفون:

- **قبل از مطالعه مطالب این صفحه به تذکر صفحه ۶۹۲ توجه شود**
- توصیه می شود مساحت مقطع ستون فولادی مدفون نباید کمتر از 0.01 مساحت مقطع بتن باشد. ضوابط زیر مربوط به "ستونهای فولادی کامپوزیت" می باشد.

AISC-361-16

CHAPTER I

DESIGN OF COMPOSITE MEMBERS

I2. AXIAL FORCE

1. Encased Composite Members

1a. Limitations

For encased composite members, the following limitations shall be met:

(a) The cross-sectional area of the steel core shall comprise at least 1% of the total composite cross section.

(b) Concrete encasement of the steel core shall be reinforced with continuous longitudinal bars and lateral ties or spirals.

Where lateral ties are used, a minimum of either a No. 3 (10 mm) bar spaced at a maximum of 12 in. (300 mm) on center, or a No. 4 (13 mm) bar or larger spaced at a maximum of 16 in. (400 mm) on center shall be used. Deformed wire or welded wire reinforcement of equivalent area are permitted.

Maximum spacing of lateral ties shall not exceed 0.5 times the least column dimension.

(c) The minimum reinforcement ratio for continuous longitudinal reinforcing, ρ_{sr}, shall be 0.004, where ρ_{sr} is given by:

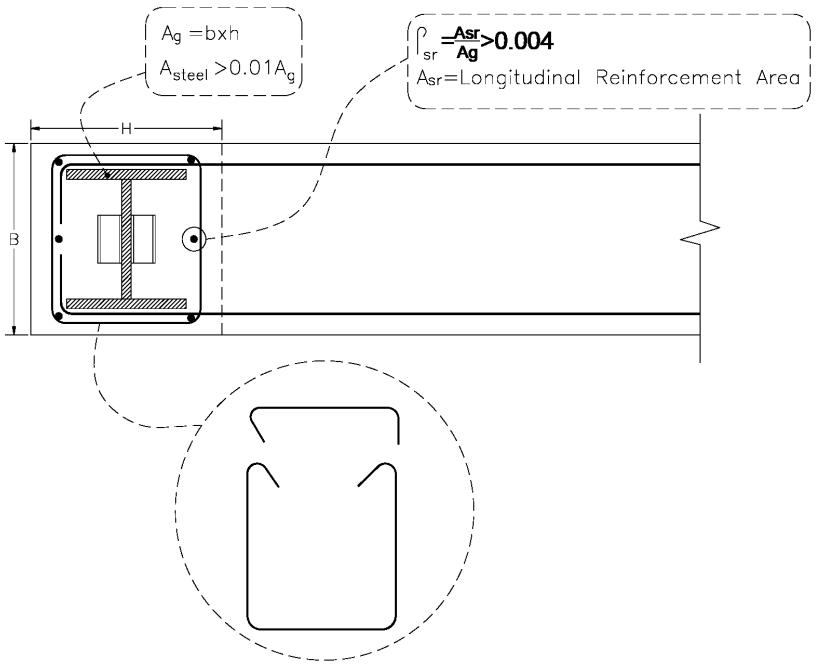
$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \qquad \text{(I2-1)}$$

where

A_g = gross area of composite member, in.^{2} (mm^2)

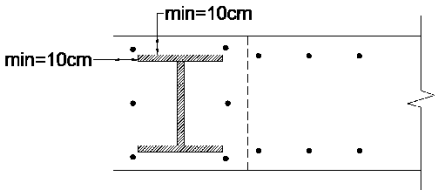
A_{sr} = area of continuous reinforcing bars, in.^{2} (mm^2)

شکل زیر برگرفته از راهنمای نظام مهندسی تهران می باشد.



قبل از مطالعه مطالب این صفحه به تذکر صفحه ۶۹۲ توجه شود

- در راهنمای نظام مهندسی تهران برای ستونهای مدفون عنوان شده است که "جهت محاط شدن ستون فولادی، صرفا از مقطع H شکل استفاده شود.
- در رابطه با ستونهای مدفون، توصیه می شود در مدل سازه ای ستون ترسیم شود و پس از ترسیم نیز pier همنام با دیوار به آن اختصاص داده شده و در section designer نیز مقطع ستون فولادی همراه با دیوار ترسیم شود.
- توصیه می شود سایز ستون مدفون و ضخامت دیوار به گونه ای باشد که پوششی حداقل برابر با ۱۰ سانتیمتر در اطراف ستون داشته باشیم تا آرماتورهای عرضی امکان عبور از کنار ستون را داشته باشند. شکل زیر (از راهنمای نظام مهندسی تهران) حداقل پوشش لازم را نشان می دهد:



حداقل پوشش بتنی اطراف هسته فولادی

- با وجود مدفون بودن، استفاده از برش گیر الزامی است.

برشگیرهای اتصال ستون مدفون به دیوار برشی باید برای جریان برش بین دیوار بتنی و ستون فولادی طراحی شوند

AISC-341-16

H4. COMPOSITE ORDINARY SHEAR WALLS (C-OSW)

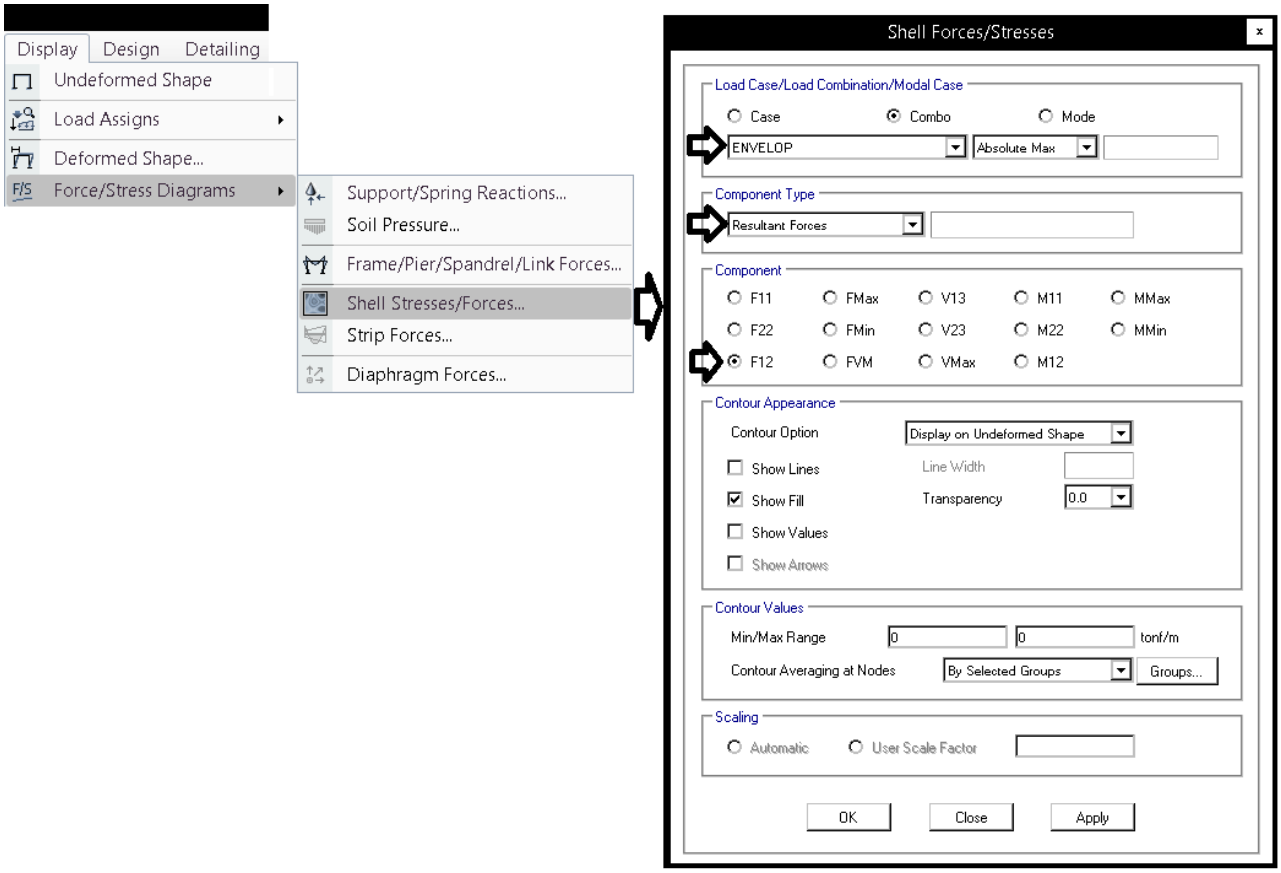
5. Members

5a. Boundary Members

(c) Headed studs or welded reinforcement anchors shall be provided to transfer required shear strengths between the structural steel boundary members and reinforced concrete walls. Headed studs, if used, shall satisfy the requirements of *Specification* Chapter I. Welded reinforcement anchors, if used, shall satisfy the requirements of *Structural Welding Code—Reinforcing Steel* (AWS D1.4/ D1.4M).

قبل از مطالعه مطالب این صفحه به تذکر صفحه ۶۹۲ توجه شود

جهت طراحی برشگیرها میتوان برش را در مجاورت المان مرزی (ستون متصل به دیوار) را استخراج کرد.



- با توجه به افزایش حدود ۲ الی ۳ برابر نیروی برشی در طرح برش دیوار برشی در ACI-318-19، توصیه می شود برشگیرها نیز برای زلزله تشدید یافته طراحی شوند. **بنابراین با فرض $\Omega_0 = 2.5$ توصیه می شود نیروی بدست آمده از روش فوق 2.5 برابر شود (2.5xF12).**

- بر اساس نیروی برشی موجود در دیوار میتوان تعداد برشگیرهای لازم را محاسبه کرد. مقاومت برشی برشگیرها در مبحث دهم ارائه شده است. برای مثال اگر برشگیرها از نوع گلمیخ باشند، مقاومت برشی آنها از رابطه زیر بدست می آید:

۱۰-۲-۸ الزامات طراحی اعضای با مقطع مختلط

۱۰-۲-۸-۷ برشگیرها

۱۰-۲-۸-۷-۱ الزامات عمومی

قطر گلمیخ نباید از ۲/۵ برابر ضخامت فلز پایه که به آن جوش می‌شود، تجاوز نماید، مگر اینکه گلمیخ درست در امتداد جان مقطع فولادی قرار گرفته باشد.

۱۰-۲-۸-۷-۴ مقاومت برشی طراحی گلمیخ‌ها

در مواردی‌که گسیختگی قالبی بتن در برش به عنوان یک حالت حدی محسوب نشود، مقاومت برشی طراحی گلمیخ‌ها مساوی $\phi_v Q_{nv}$ می‌باشد که در آن ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برشی گلمیخ برابر ۰/۶۵ و Q_{nv} مقاومت برشی اسمی گلمیخ می‌باشد که باید از رابطهٔ زیر تعیین گردد.

$$Q_{nv}=F_u A_{sa} \qquad (۱۰-۲-۸-۳۴)$$

۱۰-۲-۸-۷-۸ جزئیات‌بندی برشگیرها در اعضای با مقطع مختلط

۱. برشگیرها باید حداقل ۲۵ میلی‌متر پوشش جانبی از بتن داشته باشند.

۲. حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز گلمیخ در هر امتداد ۴ برابر قطر گلمیخ می‌باشد.

۳. حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز گلمیخ‌ها ۳۰ برابر قطر گلمیخ می‌باشد.

۴. حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز برشگیرهای از نوع ناودانی ۵۰۰ میلی‌متر می‌باشد.

تذکر زیر را *آقای مهندس بدری* یادآوری کردند. با سپاس از ایشان

- علاوه بر برش F12، بسته به هندسه و نوع بارگذاری ممکن است بین ستون فلزی و دیوار نیروی کششی نیز ایجاد شود. این نیرو را میتوان مطابق شکل فوق و انتخاب F11 مشاهده کرد.
- بند فوق مربوط به برش خالص است. در صورتی که نیروی محوری کششی نیز داشته باشیم، میتوان از روابط اندرکنش برش و کشش برای برشگیرها استفاده کرد (به مبحث دهم مراجعه کنید).
-

قبل از مطالعه مطالب این صفحه به تذکر صفحه ۶۹۲ توجه شود

- ستون فولادی مدفون در بتن باید توسط آرماتور عرضی محصور شود. در صورتی که دیوار نیاز به المان مرزی داشته باشد، ضوابط مربوط به المان های مرزی مربوط به دیوارهای برشی ویژه باید در طرح آرماتور عرضی منظور شود.

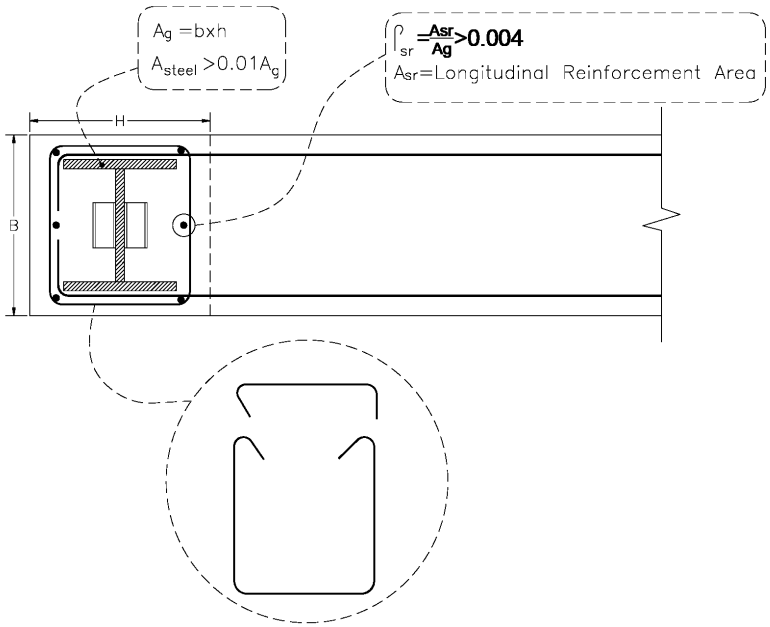
AISC 341-16

H5. COMPOSITE SPECIAL SHEAR WALLS (C-SSW)

5b. Boundary Members

Concrete-encased structural steel boundary members that qualify as composite columns in *Specification* Chapter I shall meet the highly ductile mem-ber requirements of Section D1.4b.2. Otherwise, such members shall be designed as composite compression members to satisfy the requirements of ACI 318, including the special seismic requirements for boundary members in ACI 318 Section 18.10.6. Transverse reinforcement for confinement of the composite boundary member shall extend a distance of 2*h* into the wall, where *h* is the overall depth of the boundary member in the plane of the wall.

شکل زیر برگرفته از راهنمای نظام مهندسی تهران می باشد که نشان میدهد برای اجرای آرماتور عرضی المان مرزی میتوان از ترکیب یک خاموت رکابی همراه با سنجاق استفاده کرد.



همچنین در تفسیر AISC 341-16 عنوان شده در فاصله 2h مطابق شکل زیر از سنجاقهای عرضی جهت جلوگیری از شکاف احتمالی (ترک ۱ در شکل) استفاده شود.

AISC 341-16

H5. COMPOSITE SPECIAL SHEAR WALLS (C-SSW)

5. Members

5b. Boundary Members

Concerns have been raised that walls with encased steel boundary members may have a tendency to split along planes 1 and 2 shown in Figure C-H5.2. Transverse reinforcement within a distance 2*h* (*h* = width of the wall*)* will resist splitting along plane 1 while the wall horizontal reinforcement will be adequate to prevent failure along plane 2.

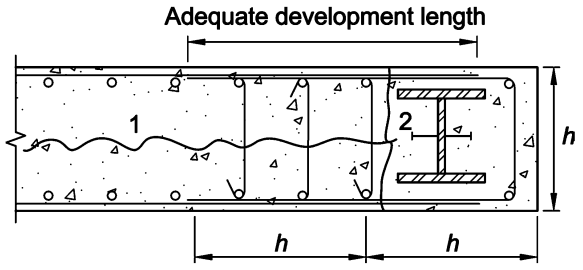


Fig. C-H5.2. Reinforcement to prevent splitting failures.

قبل از مطالعه مطالب این صفحه به تذکر صفحه ۶۹۲ توجه شود

۳۳-۲۲-۲ نکات مهم مربوط به ستون فولادی غیر مدفون:

- طراحی ستونها برای بار ثقلی و لنگر واژگونی ناشی از زلزله

ستونهای فولادی متصل به دیوار برشی باید به تنهایی توانایی تحمل بار ثقلی به همراه لنگر واژگونی ناشی از زلزله را دارا باشند:

AISC 341-16

H5. COMPOSITE SPECIAL SHEAR WALLS (C-SSW)

5. Members

5b. Boundary Members

Unencased structural steel columns shall satisfy the requirements of Section D1.1 for highly ductile members and Section H4.5a(a).

H4. COMPOSITE ORDINARY SHEAR WALLS (C-OSW)

5. Members

5a. Boundary Members

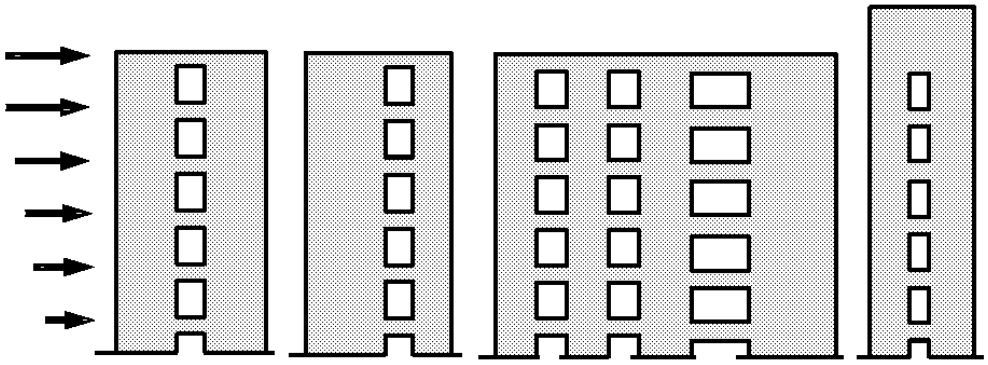
Boundary members shall satisfy the following requirements:

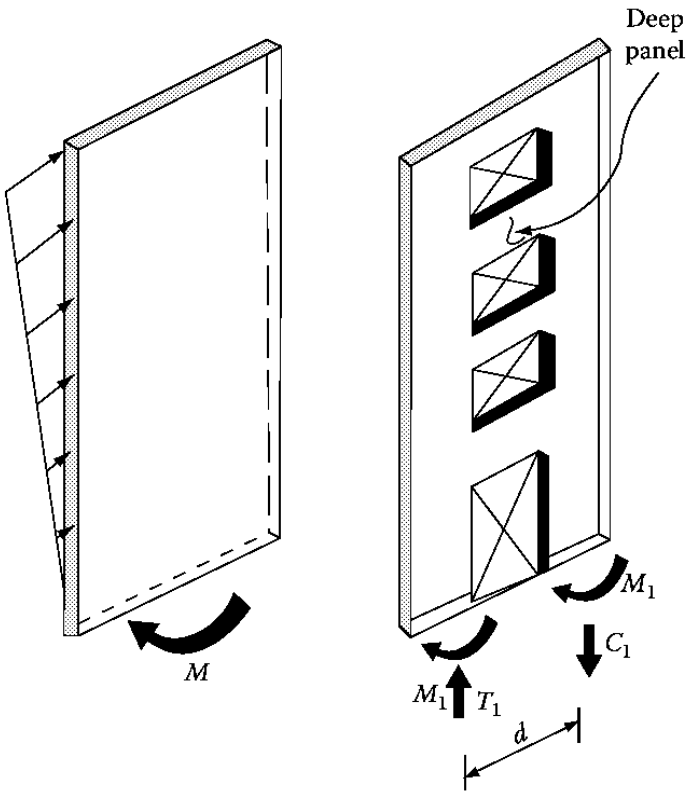
(a) The required axial strength of the boundary member shall be determined assuming that the shear forces are carried by the reinforced concrete wall and the entire gravity and overturning forces are carried by the boundary members in conjunction with the shear wall.

- جهت کنترل ضابطه فوق می توان ابتدا میلگردی با Fy=240MPa تعریف کرد و پس از تغییر نوع میلگرد در preferences دیوار برشی، به میلگرد جدید تعریف شده، نوع طراحی دیوار مورد نظر را از نوع simplified تعریف کرده و دیوار را طراحی کرده و مساحت لازم برای میلگرد را استخراج کرد. مساحت ستون فولادی نباید کمتر از مساحت استخراج شده انتخاب شود. ابعاد DB1 و DB2 را در قسمت Overwrites را میتوان برابر ابعاد المان مرزی وارد کرد. در صورتی که مساحت محاسبه شده بیش از مقدار حداکثر مقدار مجاز باشد، نرم افزار به جای اعلام مساحت لازم، پیغام OS خواهد داد. در این حالت میتوان با افزایش محدوده درصد حداکثر در قسمت Edge Design PT-max و Edge Design PC-max مشکل را برطرف کرد.
- در ستونهای غیر مدفون میلگردهای افقی دیوار باید به نحو مناسبی به ستون فولادی متصل شود. یکی از رایج ترین روشها جوش مستقیم خم انتهای میلگرد افقی به ستون فولادی می باشد. این روش به جهت تمرکز تنش در ابتدای جوش و امکان باز شدن آن مورد انتقاد می باشد. در این رابطه دکتر اباذر اصغری مطالب مفیدی را در فضای مجازی منتشر کرده اند.
- با توجه به افزایش حدود ۲ الی ۳ برابر نیروی برشی در طرح برش دیوار برشی در ACI-318-19، توصیه می شود برشگیرها برای زلزله تشدید یافته طراحی شوند. راهنمای نظام مهندسی تهران نیز الزام کرده این این برشگیرها در ستونهای غیر مدفون باید بر اساس ترکیب بارهای شامل زلزله تشدید یافته طراحی شوند.
- در رابطه با طراحی خود ستون نیز اگر از ابزار طراحی سازه فولادی خود ایتبس استفاده شود (steel design)، ستونها تحت نیروی محوری تشدید یافته کنترل خواهند شد. در این رابطه نیز راهنمای نظام مهندسی تهران الزام کرده است که ستونهای غیر مدفون متصل به دیوار باید تحت نیروی محوری تشدید یافته کنترل شود.
- در رابطه با ضرایب کاهش سختی، باید توجه شود که به علت ضعف نرم افزار ایتبس با کاهش ضریب f22 به 0.35 و یا 0.7 برای دیوار برشی، علاوه بر کاهش سختی خمشی، سختی محوری دیوار بتنی نیز کاهش می یابد. در حالیکه طبق ACI-318-19 سختی محوری دیوار لازم نیست کاهش یابد. بنابراین برای توزیع صحیح نیروی محوری بین ستونهای مرزی و جان دیوار باید سختی محوری ستون فولادی نیز کاهش یابد. از طرفی در صورت استفاده از روش آنالیز مستقیم در طراحی سازه فولادی، سختی محوری ستونها با ضریب 0.8 کاهش می یابد و کاهش سختی ستون فولادی باید با احتساب این کاهش انجام شود. برای مثال اگر ضریب سختی کاهش دیوار برابر 0.35 باشد، ضریب سختی محوری ستون فولادی را می توان برابر 0.35/0.8=0.4375 وارد کرد. و اگر ضریب سختی کاهش دیوار برابر 0.7 باشد، ضریب سختی محوری ستون فولادی را می توان برابر 0.7/0.8=0.875 وارد کرد.

۲۳-۳۳ تیر همبند (Coupling beam)

- برخلاف تیرهای متعارف در قابهای خمشی، در تیرهای همبند عموما نسبت طول به عمق تیر همبند (Ln/h) کم میباشد و بنابراین این تیرها سختی خمشی بالایی دارند. با وجود سختی بالای این تیرها، هنگام زلزله تغییرشکلهای قابل توجهی در تیرهای همبند ایجاد میشود. جزئیات میلگردگذاری این تیر باید به گونه ای باشد که بتوانند این تغییرشکلهای بزرگ را با وجود سختی بالا، تحمل کنند و در عین حال گسیخته نشوند. به همین جهت در آیین نامه جزئیات سخت گیرانه و خاصی برای این تیرها در نظر گرفته شده است.





نرم افزار ETABS اثرات نیروی محوری، خمش حول محور ضعیف، پیچش و یا برش در راستای ضعیف را کنترل نمی کند:

In this program, wall spandrels are designed for major direction flexure and shear only. Effects caused by any axial forces, minor direction bending, torsion or minor direction shear that may exist in the spandrels must be investigated by the user independent of the program. Spandrel flexural reinforcing is designed for each of the design load combinations. The required area of reinforcing for flexure is calculated and reported only at the ends of the spandrel beam.

۳۳-۲۳-۱ سختی خمشی تیرهای همبند

طبق ACI-318-14 می توان سختی اعضا را مطابق جدول زیر در نظر گرفت:

Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross-sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

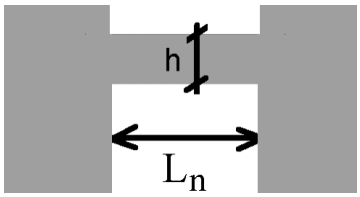
در جدول فوق برای تیرهای کوپله مقدار سختی مشخصی ارائه نشده است و اگر بخواهیم طبق ACI عمل کنیم باید به ناچار مطابق تیرها، سختی تیرهای کوپله را برابر 0.35 در نظر بگیریم (f11=0.35).

به توضیحات ارائه شده توسط پروفسور Moehle توجه نمایید:

ACI 318 provides frame beam effective stiffness values, but these are not appropriate for typical coupling beams. Coupling beams are expected to sustain damage before significant yielding occurs in walls, leading to faster stiffness reduction. Coupling beam effective stiffness is further reduced because of concentrated end rotations associated with reinforcement slip from anchorage zones
within the wall boundary. ATC 72 (2010) recommends effective stiffness $E_cI_e = 0.15E_cI_g$ with shear deformations calculated based on $G_c = 0.4E_c$ for $l_n/h \geq 2$ and $G_c = 0.1E_c$ for $l_n/h \leq 1.4$, with linear interpolation for intermediate aspect ratio.

به توضیحات ATC-72-1 در رابطه با تیر همبند (Coupling Beam) توجه نمایید:

In summary, yield deformations for coupling beams with $l_n/h \geq 2.0$ are dominated by flexure, and use of $E_cI_{eff} \approx 0.15E_cI_g$ and $G_c = 0.4E_c$ are appropriate. For beams with $l_n/h \leq 1.4$, deformations due to flexure and shear are about equal, nonlinear behavior is dominated by shear deformations, and use of $E_cI_{eff} \approx 0.15E_cI_g$ and $G_c = 0.1E_c$ are appropriate. Linear interpolation of effective stiffness values for clear span-to-depth ratios $1.4 \leq l_n/h \leq 2.0$ is a reasonable approach.



طبق توصیه ATC-72-1 ضرایب زیر برای تیرهای پیوند توصیه میشود:

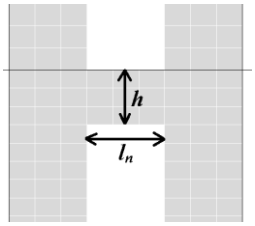
$$\frac{l_n}{h} \geq 2 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} f_{11} = f_{22} = 0.15 \\ f_{12} = 1 \end{cases}$$

$$\frac{l_n}{h} \leq 1.4 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} f_{11} = f_{22} = 0.15 \\ f_{12} = 0.25 \end{cases}$$

- در صورتی که ضریب پواسون برابر 0.2 وارد شده باشد، مقدار مدول برشی به صورت پیش فرض برابر $G_c = 0.4E_c$ خواهد بود و بنابراین ضریب f12 را در حالت اول برابر یک فرض کرده ام.
  در حالت دوم که $\frac{l_n}{h} \leq 1.4$ و $G_c = 0.1E_c$ می باشد، می توان ضریب f12 را برابر 0.25 منظور کرد.

- برای مقادیر $1.4 \leq \frac{l_n}{h} \leq 2$ می توان درون یابی کرد.
- ضرایب m11, m22, m12 را برای هر دو حالت می توان مانند تیرها برابر 0.35 در نظر گرفت

۳۳-۲۳-۲ جزئیات آرماتور گذاری تیر همبند



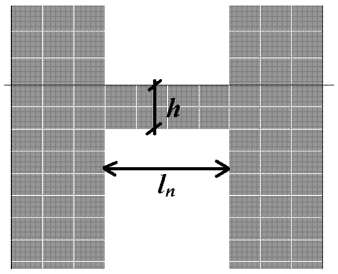
میلگردگذاری مشابه تیرهای ویژه و یا استفاده از میلگرد قطری الزامی است

$$\left.\begin{array}{c}\frac{l_n}{h}<2\\ \text{و}\\ V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}\end{array}\right\}\text{میلگرد قطری لازم است}$$

$$\left\{2 \leq \frac{l_n}{h} < 4\right\}\text{ و یا اگر }\left\{\begin{array}{c}\frac{l_n}{h}<2\\ \text{و}\\ V_u < 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}\end{array}\right\}$$

$$\left.\frac{l_n}{h} \geq 4h\right\}\text{میلگرد قطری لازم نیست}$$

- مطابق بند زیر اگر $l_n \geq 4h$ باشد (h و l_n در شکل فوق نشان داده شده است)، تنها لازم است ضوابط تیرهای قابهای خمشی ویژه رعایت شود. به عبارت دیگر این تیر همانند یک تیر عادی (قاب خمشی ویژه) طراحی میشود. جهت آشنایی با ضوابط تیرهای قابهای خمشی ویژه به فصل طراحی قابهای خمشی ویژه (بند ۴۱-۲) مراجعه کنید.
- در این تیرها با توجه به اینکه $l_n \geq 4$ می باشد، تیر به حد کافی عمیق نبوده و استفاده از میلگرد قطری نمی تواند موثر باشد.



18.10.7 *Coupling beams*

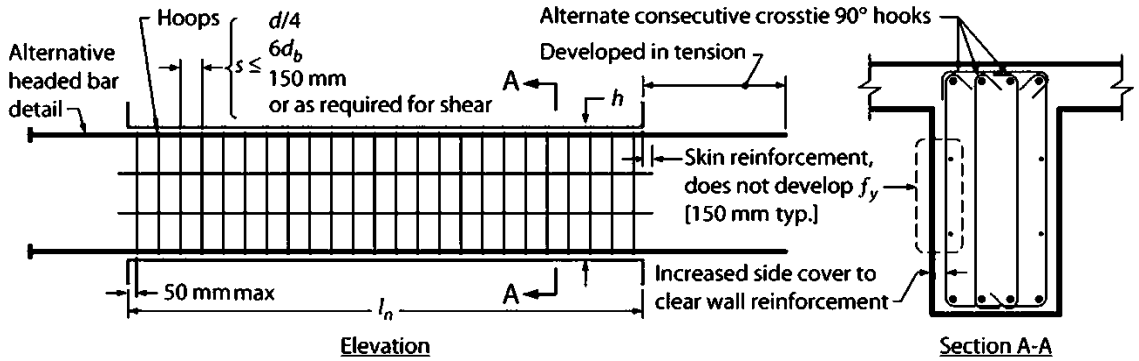
18.10.7.1 Coupling beams with $(\ell_n/h) \geq 4$ shall satisfy the requirements of 18.6, with the wall boundary interpreted as being a column. The provisions of 18.6.2.1(b) and (c) need not be satisfied if it can be shown by analysis that the beam has adequate lateral stability.

18.6—Beams of special moment frames

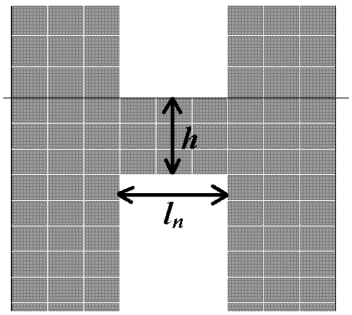
18.6.2.1 Beams shall satisfy (a) through (c):
(a) Clear span ℓ_n shall be at least $4d$
(b) Width b_w shall be at least the lesser of $0.3h$ and 250 mm
(c) Projection of the beam width beyond the width of the supporting column on each side shall not exceed the lesser of c_2 and $0.75c_1$.

- در تیرهای همبند با $\frac{l_n}{h} \geq 4$ ،همانند تیرهای قابهای خمشی، در دو انتهای که ناحیه بحرانی نامیده میشود، باید از تنگ بسته استفاده شود و علاوه بر تنگ بسته میلگردهای طولی اصلی نیز همانند ستونها باید یک در میان مهار شوند.
- با توجه به طول کم این تیرها معمولا میلگردهای طولی آنها بدون وصله اجرا میشود.
- با توجه به طول کم این تیرها، عمده طول تیر را نواحی بحرانی دو انتها تشکیل میدهد و بنابراین بهتر است کل طول تیر را ناحیه بحرانی در نظر بگیریم.
- در صورت لزوم (عمق تیر بیش از حد مجاز آیین نامه برای تیرهای قاب خمشی باشد) میلگرد گونه نیز لازم خواهد بود.

شکل زیر (برگرفته از Moehle) نمونه ای از تنگ گذاری تیر همبند با $\frac{l_n}{h} \geq 4$ می باشد.



- مطابق بند زیر اگر $l_n < 2h$ باشد و علاوه بر آن $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ باشد، باید برای تحمل برش از میلگردهای قطری که به صورت متقارن و ضربدری قرار میگیرند استفاده شود.

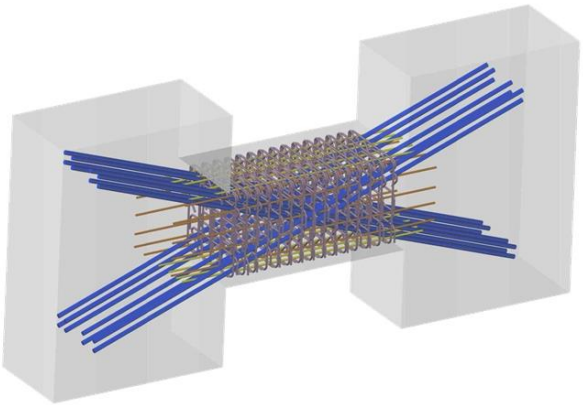


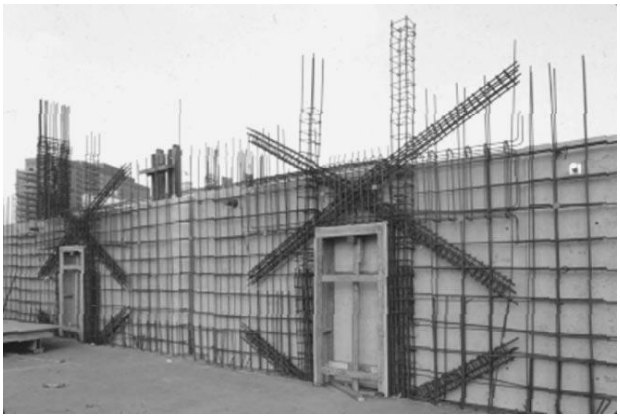
18.10.7 *Coupling beams*

18.10.7.2 Coupling beams with $(\ell_n/h) < 2$ and with $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ shall be reinforced with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan, unless it can be shown that loss of stiffness and strength of the coupling beams will not impair the vertical load-carrying ability of the structure, the egress from the structure, or the integrity of nonstructural components and their connections to the structure.

$$\left.\begin{array}{l}\dfrac{l_n}{h} < 2 \\ \text{و} \\ V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}\end{array}\right\} \text{میلگرد قطری لازم است}$$









- نرم افزار ایتبس کنترل های فوق را انجام میدهد. پس از طراحی spandrel اگر بر روی تیر طراحی شده کلیک راست کنید، در انتهای گزارش مطابق شکل زیر مقدار Vu و نیز $V_{uLimit} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ و هچنین L/H را گزارش کرده و اگر هر دو شرط فوق برقرار باشد در ستون آخر در قسمت Diag Reinf Mandatory عبارت Yes را اعلام میکند:

Spandrel Shear Design—Diagonal Reinforcement

Station Location	A_{diag} mm²	Shear Combo	V_u kN	V_{uLimit} kN	L/H Ratio	Seismic Design	Diag Reinf Mandatory
Left	2319	UDWal6	705.2144	672.5809	1.6	Yes	Yes
Right	2347	UDWal6	713.6761	672.5809	1.6	Yes	Yes

- مطابق بند زیر اگر $\left\{2 \le \frac{l_n}{h} < 4\right\}$ و یا اگر $\left\{\begin{array}{c} \frac{l_n}{h} < 2 \\ \text{و} \\ V_u < 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw} \end{array}\right\}$ در این صورت طراح میتواند یکی از دو مورد زیر را انتخاب نماید:

۱- از میلگرد قطری جهت مقابله با برش استفاده کند.

۲- از ضوابط تیرهای قابهای خمشی برای طراحی تیر همبند استفاده کند.

18.10.7 *Coupling beams*

18.10.7.3 Coupling beams not governed by 18.10.7.1 or 18.10.7.2 shall be permitted to be reinforced either with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan or according to 18.6.3 through 18.6.5, with the wall boundary interpreted as being a column.

18.6.3 *Longitudinal reinforcement*
18.6.4 *Transverse reinforcement*
18.6.5 *Shear strength*

- تذکر زیر را *آقای مهندس بدری* یادآور شدند. با سپاس از ایشان

ضریب کاهش مقاومت برشی لرزه ای که در هنگام طراحی دیوار برشی کاهش یافت، هنگام طراحی تیرهای کوپله باید مجددا برابر $\phi\ (shear\ seismic) = 0.6$ قرار داده شود.

۳-۲۳-۳۳ دیوارهای برشی همبند شکل پذیر

در ACI-318-2019 یک سیستم جدید شامل دیوارهای برشی همبند تعریف شده است.

- این سیستم و ضریب رفتار و مشخصات رفتاری آن هنوز در ASCE-7-16 و نیز استاندارد ۲۸۰۰ وارد نشده است.
- در صورت رعایت ضوابط مربوط به این سیستم شکل پذیری سازه افزایش میابد و مسلما ضریب رفتار بزرگتری برای سازه می توان منظور نمود
- نتایج تحقیقات نشان میدهد در صورت رعایت **ضوابط هندسی خاص** برای تیرهای کوپله و دیوارهای کوپله میتوان شکل پذیری را افزایش داد
- با توجه به اینکه هنوز این سیستم و مشخصات طراحی لرزه ای آن (R, Cd,…) در استاندارد ۲۸۰۰ تعریف نشده است، در حال حاضر نمی توان از آن استفاده نمود

> **18.10.9** *Ductile coupled walls*
>
> **18.10.9.1** Ductile coupled walls shall satisfy the requirements of this section.
>
> **18.10.9.2** Individual walls shall satisfy $h_{wcs}/\ell_w \geq 2$ and the applicable provisions of 18.10 for special structural walls.
>
> **18.10.9.3** Coupling beams shall satisfy 18.10.7 and (a) through (c) in the direction considered.
>
> (a) Coupling beams shall have $\ell_n/h \geq 2$ at all levels of the building.
> (b) All coupling beams at a floor level shall have $\ell_n/h \leq 5$ in at least 90 percent of the levels of the building.
> (c) The requirements of 18.10.2.5 shall be satisfied at both ends of all coupling beams.

- جدول زیر ضرایب رفتار پیشنهادی برای این سیستم را نشان میدهد که در آینده احتمالا به ASCE-7 اضافه شود. با توجه به شکل پذیری بالای سیستم ضریب R=8 پیشنهاد شده است (حتی در حالتی که به صورت قاب ساختمانی و یا دیوار باربر استفاده شود).

Table 1: Addition of Reinforced Concrete Ductile Coupled Walls to ASCE 7-16 Table 12.2-1

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	R	Ω_0	C_d	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits[d] Seismic Design Category				
					B	C	D	E	F
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls[g,h]	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Reinforced concrete ductile coupled walls	14.2	8	2½	8	NL	NL	160	160	100
23. Ordinary reinforced concrete shear walls[g]	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
…									
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
4. Special reinforced concrete shear walls[g,h]	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Reinforced concrete ductile coupled walls	14.2	8	2½	8	NL	NL	160	160	100
6. Ordinary reinforced concrete shear walls[g]	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
…									
D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES…									
3. Special reinforced concrete shear walls[g,h]	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Reinforced concrete ductile coupled walls	14.2	8	2½	8	NL	NL	NL	NL	NL
5. Ordinary reinforced concrete shear walls[g]	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
…									

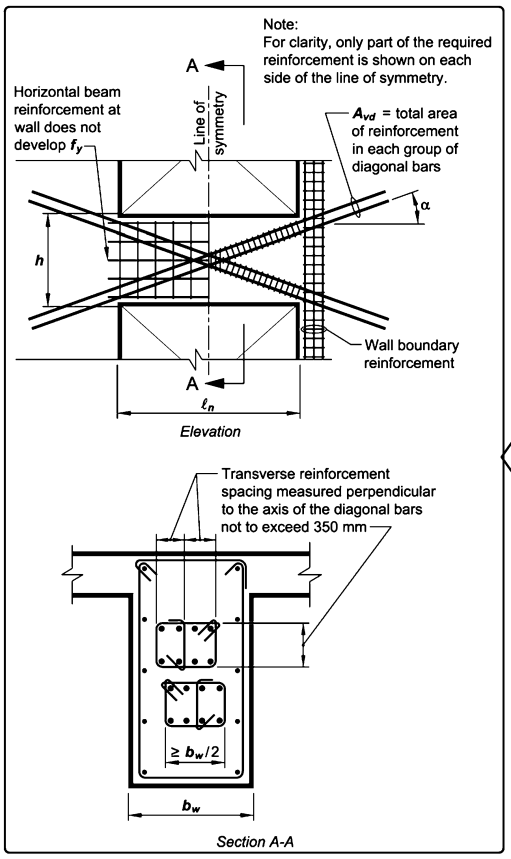
۹-۲۰-۷-۵-۴ در تیرهای همبندی که با دو گروه آرماتورهای متقاطع، متقارن نسبت به مرکز تیر، تقویت شده اند باید دو بند (الف) و (ب) ویکی از بندهای (پ) یا (ت) زیر را رعایت نمود و نیازی به رعایت بند۹-۱۱-۸ نمی باشد:

الف- $\mathbf{V_n}$ از رابطه زیر محاسبه گردد:

$$V_n = 2A_{vd}f_y Sin\alpha \le 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw} \qquad (۱۳-۲۰-۹)$$

در رابطه فوق، α زاویه بین آرماتورهای قطری و محور طولی تیرهمبند میباشد.

ب- هرگروه میلگردهای قطری باید حد اقل از ۴ میلگرد، در دو یا چند لایه تشکیل شود. طول مدفون آرماتورها در دیوار، بایدحد اقل برابر ۱/۲۵ برابر طول گیرائی آن ها در کشش باشد.



پ- هر گروه میلگردهای قطری باید با آرماتورهای عرضی با خطوط مستقیم که بعد بیرونی آنها در امتداد موازی با عرض جان تیر همبند b_w بوده، محصورشوند و مقدار A_{sh} برای آنها نباید از بیشترین دو مقدار زیر کمتر اختیار شود:

$$0.09sb_c\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۱۴-۲۰-۹)$$

$$0.3sb_c\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۱۵-۲۰-۹)$$

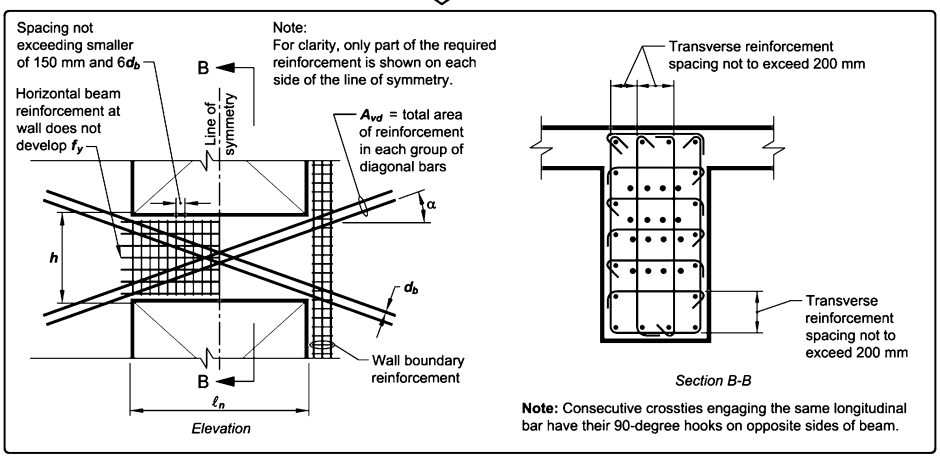
به منظور محاسبه A_g، فرض میشودپوشش بتن مطابق بند ۴-۹ در هر چهار طرف هرگروه آرماتورهای قطری موجود است. فاصله آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق بند ۲۰-۷-۳-۳-۳(پ) باشد واز شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتور قطری بیشتر نبوده و نیز فاصله سنجاق ها ویا ساق تنگ ها از یکدیگر از ۳۵۰ میلیمتر بیشتر نباشد. آرماتورهای عرضی باید در محل تقاطع آرماتورهای قطری نیز پیش بینی شوند. در محل تقاطع آرماتورهای قطری، آرایش آرماتورهای عرضی را به شرطی که فاصله آنها از یکدیگر ونیز محدودیت های نسبت حجمی تغییر نکند، میتوان تغییر داد. در اطراف محیط مقطع تیر باید مقداری فولاد طولی و عرضی اضافی، با سطح مقطعی در هر امتداد برابر با حد اقل $0.002b_w s$ و به فاصله حد اکثر ۳۰۰ میلیمتر از یکدیگر قرارداد.

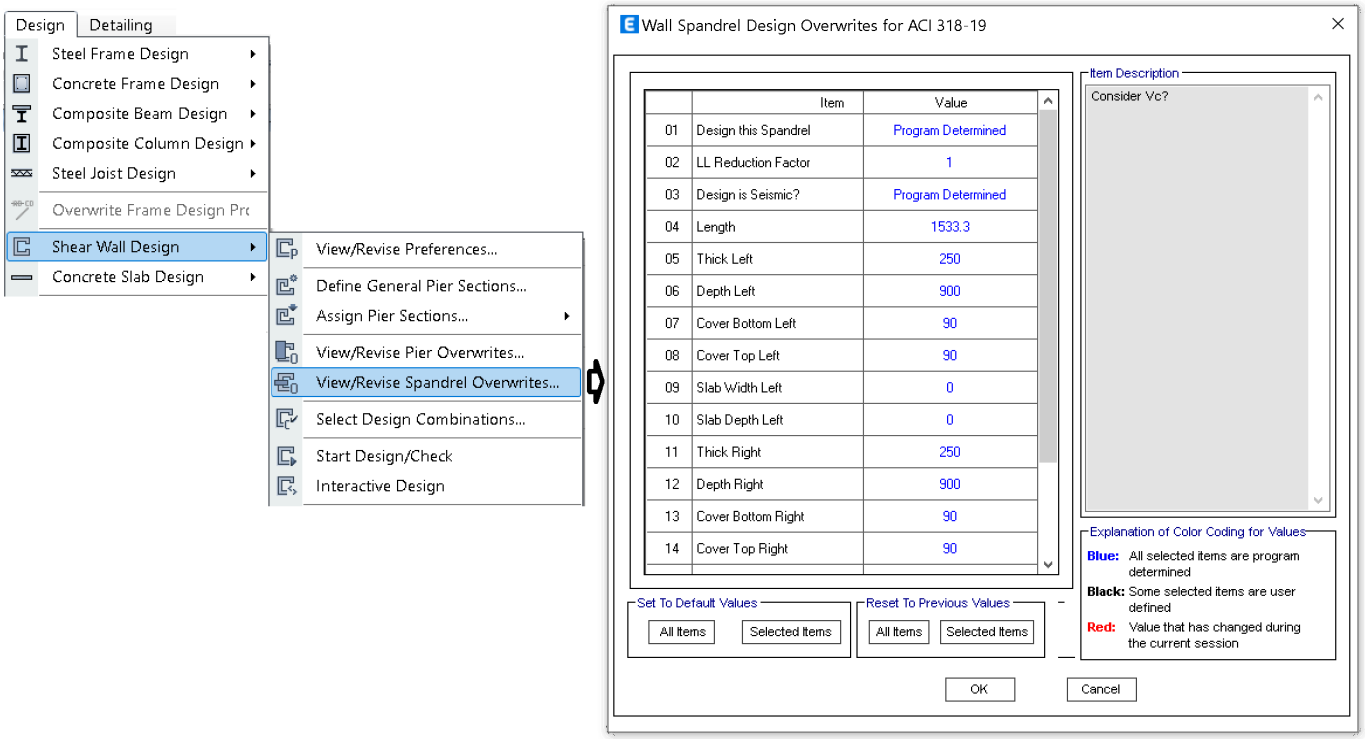
ت) آرماتورهای عرضی باید در تمام سطح مقطع تیر مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث)، وبا منظور نمودن A_{sh} حد اقل برابر با بیشترین دو مقدار زیر، قرار داده شود:

$$0.09sb_c\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۱۶-۲۰-۹)$$

$$0.3sb_c\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۱۷-۲۰-۹)$$

فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید از کمترین دو مقدار شش برابر قطر اسمی کوچکترین آرماتورهای قطری و ۱۵۰ میلیمتر، بیشتر باشد. فاصله سنجاق ها ویا ساق دورگیر ها در امتدادهای قائم و افقی در صفحه سطح مقطع تیر نباید از ۲۰۰ میلیمتر تجاوز نماید. سنجاق ها و ساق تنگ ها باید با آرماتورهای طولی با قطر برابر یا بزرگتر از قطرشان را در بر گیرند. آرایش تنگ ها را میتوان مطابق مشخصات بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۶ انتخاب نمود.




Design
Detailing
Steel Frame Design
Concrete Frame Design
Composite Beam Design
Composite Column Design
Steel Joist Design
Overwrite Frame Design Pro
Shear Wall Design
Concrete Slab Design
View/Revise Preferences...
Define General Pier Sections...
Assign Pier Sections...
View/Revise Pier Overwrites...
View/Revise Spandrel Overwrites...
Select Design Combinations...
Start Design/Check
Interactive Design
Wall Spandrel Design Overwrites for ACI 318-19
Item
Value
01 Design this Spandrel Program Determined
02 LL Reduction Factor 1
03 Design is Seismic? Program Determined
04 Length 1533.3
05 Thick Left 250
06 Depth Left 900
07 Cover Bottom Left 90
08 Cover Top Left 90
09 Slab Width Left 0
10 Slab Depth Left 0
11 Thick Right 250
12 Depth Right 900
13 Cover Bottom Right 90
14 Cover Top Right 90
Item Description
Consider Vc?
Explanation of Color Coding for Values
Blue: All selected items are program determined
Black: Some selected items are user defined
Red: Value that has changed during the current session
Set To Default Values
All Items
Selected Items
Reset To Previous Values
All Items
Selected Items
OK
Cancel

ETABS 2016 Shear Wall Design

ACI 318-14 Spandrel Design

Spandrel Details

Story ID	Spandrel ID	Centroid X (mm)	Centroid Y (mm)	Depth (mm)	Width (mm)	LLRF
Story1	S1	19000	0	1250	360	1

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
23025	25	1	400	400

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_V	Φ_V (Seismic)
0.9	0.65	0.75	0.6

Spandrel Flexural Design—Top Reinforcement

Station Location	Reinf Area mm²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M_u kN-m
Left	1425	0.32	UDWal6	-558.1863
Right	1437	0.32	UDWal6	-562.545

Spandrel Flexural Design—Bottom Reinforcement

Station Location	Reinf Area mm²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M_u kN-m
Left	1396	0.31	UDWal8	519.0537
Right	1396	0.31	UDWal8	513.3607

Spandrel Shear Design

Station Location	A_{vert} mm²/m	A_{horiz} mm²/m	ShearCombo	V_u kN	ϕV_c kN	ϕV_s kN	ϕV_n kN
Left	2104.38	900	UDWal6	705.2144	137.0307	568.1836	705.2144
Right	2129.51	900	UDWal6	713.6761	138.7084	574.9677	713.6761

Spandrel Shear Design—Diagonal Reinforcement

Station Location	A_{diag} mm²	Shear Combo	V_u kN	V_{uLimit} kN	L/H Ratio	Seismic Design	Diag Reinf Mandatory
Left	2319	UDWal6	705.2144	672.5809	1.6	Yes	Yes
Right	2347	UDWal6	713.6761	672.5809	1.6	Yes	Yes

۳۴ نکات طراحی سازه های با دال (وافل، کوبیاکس، یوبوت)

۱-۳۴ مقدمه

با توجه به استفاده از دالهای مجوف در برخی از طرحهای کشور، برخی نکته نظرات در رابطه با طراحی این نوع از سقف را در فصل حاضر جمع آوری کرده ام. مسلما مطالب خالی از اشتباه نیستند. از محاسبین و اساتید محترم خواهشمندم نظرات تکمیلی خود را در رابطه با این فصل از طریق ایمیل مطرح نمایند تا در ویرایشهای بعدی اصلاح نمایم.

تشکر ویژه:

از استاد گرامی جناب آقای دکتر مسعود فرزام، عضو هیات علمی دانشگاه تبریز، به جهت راهنمایی جامع در رابطه با این نوع سقف ها تشکر می نمایم.

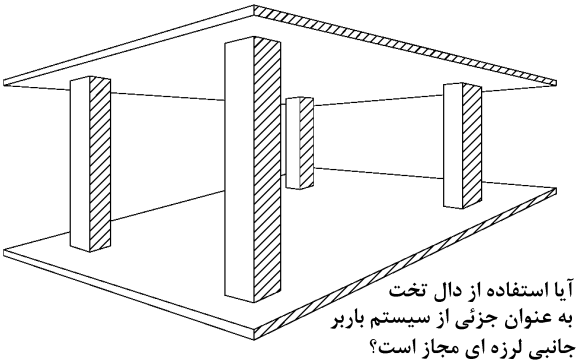
از جناب آقای دکتر محمد جلال پور به جهت مطالعه اولیه این متن و اطلاعات ارزنده ای که در این زمینه در اختیار بنده قرار دادند، تشکر می کنم.

مسعود حسین زاده اصل

hoseinzadeh.m@gmail.com

hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir

۲-۳۴ مشارکت دالها در باربری جانبی لرزه ای



آیا استفاده از دال تخت به عنوان جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای مجاز است؟

سقفهای وافل، یوبوت، کوبیاکس و مواردی مانند آنها رفتاری شبیه دال توپر دارند. این دالها همراه با ستونها متصل به آنها می توانند همانند قابهای خمشی شامل تیر و ستون، به صورت قاب خمشی در برابر بار جانبی عمل کنند و در تحمل زلزله مشارکت کنند.

در شکل مقابل مابین ستونها تیر نداریم. در این حالت (در غیاب تیر) مشارکت دال در باربری جانبی میتواند قابل توجه باشد. در مواردی هم که حتی مابین ستونها تیر داشته باشیم، بسته به ابعاد تیرها و دال و هندسه سازه، دالها می توانند در باربری جانبی مشارکت داشته باشند.

آیا میتوان از ترکیب دال+ستون به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی و به عنوان قاب خمشی استفاده نمود؟ در ادامه بندهای آیین نامه در این مورد خلاصه شده است.

استاندارد ۲۸۰۰

۳-۳-۵-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین گردد.

مبحث نهم (ویرایش ۹۹)

۹-۲۰-۵ قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۱ ضوابط بند ۹-۲۰-۵ باید در قاب‌های با شکل پذیری متوسط، شامل دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر که بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله را تشکیل می‌دهند، به کار برده شوند.

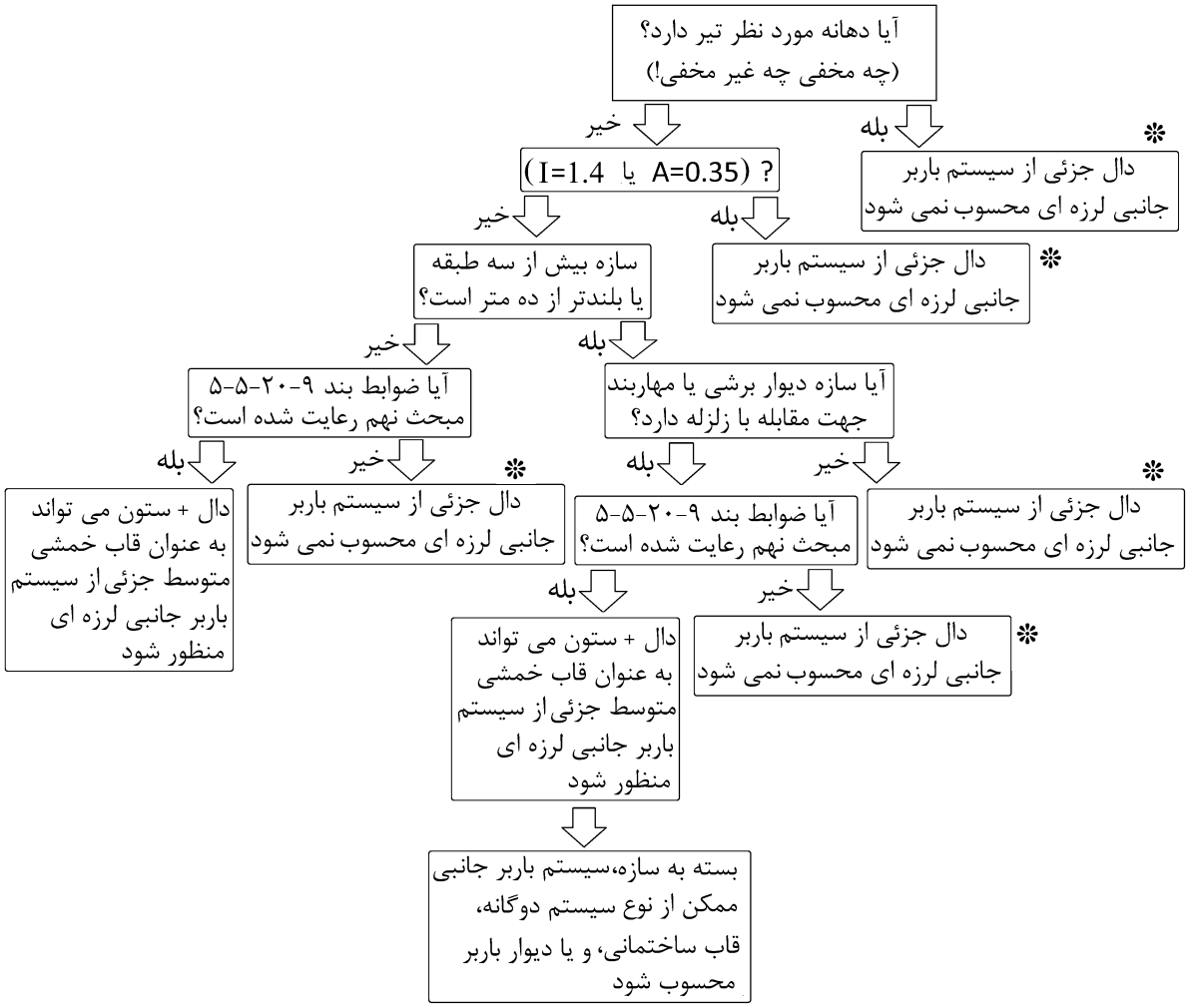
۹-۲۰-۵-۵ دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر

۹-۲۰-۵-۵-۹ در سازه‌های با اهمیت بسیار زیاد و یا در مناطق با خطر نسبی زلزله‌ی بسیار زیاد، استفاده از سیستم دال و ستون به صورت سیستم قاب متوسط و یا سیستم دو گانه مجاز نمی‌باشد.

با توجه به متن استاندارد ۲۸۰۰ و نیز مبحث نهم، در صورتی که تمامی شرایط زیر مهیا شود، می توان از ترکیب دال- ستون بدون تیر به عنوان **قاب خمشی متوسط** استفاده کرد:

۱- در دهانه مورد نظر تیر نداشته باشیم (دال دوطرفه بدون تیر)
۲- اگر سیستم قاب خمشی هست (دوگانه نیست) سازه حداکثر سه طبقه باشد و یا ارتفاع آن حداکثر ۱۰ متر باشد.
۳- سازه در مناطق با لرزه خیزی بسیار زیاد نباشد ($A<0.35$).
۴- درجه اهمیت سازه بسیار زیاد نباشد ($I<1.4$).
۵- ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۵ مبحث نهم رعایت گردد.

در مواردی که مجاز به استفاده از دال به عنوان بخشی از سیستم باربر جانبی لرزه ای نیستیم، باید کفایت سازه در دو مدل مجزا کنترل شود. در مدل اول از سختی خمشی دال صرف نظر شود و کفایت سازه (سیستم باربر جانبی لرزه ای) بررسی شود. و در مدل دوم دال با سختی واقعی و ضرایب ترک خوردگی ارائه شده در آیین نامه مدل شود و کفایت سازه مجددا بررسی شود. بررسی کفایت خمشی دال در مدل دوم انجام میشود.



❊ دو مدل مجزا باید کنترل شود:
مدل اول: با مشارکت دال در باربری جانبی (با سختی واقعی)
مدل دوم: با حذف مشارکت دال در باربری جانبی (با سختی نزدیک به صفر)
کفایت سیستم باربرجانبی لرزه ای در هر دو مدل باید کنترل شود.
طراحی خود دال تنها در مدل اول انجام می شود.

سوال: با اجزایی از سازه که در باربری جانبی مشارکت دارند ولی جزئی از سیستم **لرزه ای** محسوب نمی شوند چگونه باید برخورد شود؟ برای مثال رمپ راه پله، رمپ پارکینگ، دال بتنی سقف، سنگ نما، ... از جمله این موارد هستند. این اجزا در زلزله مشارکت میکنند ولی جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای (با شکل پذیری مد نظر آیین نامه) نیستند.

پاسخ:

سیستم لرزه ای باید به تنهایی (بدون مشارکت اجزای غیر لرزه ای) توانایی تحمل کل زلزله را داشته باشد.

از طرفی اثرات منفی اجزا غیر لرزه ای (مثلا تاثیر احتمالی رمپ پله بر تشکیل ستون کوتاه، اثر پیچش ناشی از دال روی تیرهای اصلی و ...) باید در طراحی سازه لحاظ شود.

بنابراین بهتر است دو مدل مجزا ساخته شود (با و بدون حضور این اجزا)

در این رابطه به بند زیر از ASCE7-2022 توجه کنید:

> **12.7.4 Interaction Effects** Moment-resisting frames that are enclosed or adjoined by elements that are more rigid and not considered to be part of the seismic force-resisting system shall be designed so that the action or failure of those elements will not impair the vertical load and seismic force-resisting capability of the frame. The design shall provide for the effect of these rigid elements on the structural system at structural deformations corresponding to the design story drift (Δ) as determined in Section 12.8.6. In addition, the effects of these elements shall be considered where determining whether a structure has one or more of the irregularities defined in Section 12.3.2.

- اگر المانهایی که جزئی از سیستم باربر لرزه ای محسوب نمی شوند، سختی قابل توجهی داشته باشند، بهتر است تاثیر بود و نبودشان (action or failure) بر روی سیستم باربر جانبی منظور شود. برای مثال درمورد راه پله اگر متصل به سازه اجرا شود به طوریکه در باربری جانبی مشارکت و تاثیر داشته باشد، بهتر است دو مدل مجزا ساخته شود (مدل اول با مدلسازی راه پله و مدل دوم بدون مدلسازی راه پله) و کفایت سیستم باربر جانبی سازه در هر دو مدل کنترل گردد. در مدل اول به خصوص اثر ستون کوتاه و نیز طراحی خود رمپ پله تحت زلزله می تواند بررسی شود. در مورد دال بتنی نیز اگر جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای محسوب نشود، همین مورد صادق است و **باید دو مدل مجزا ساخته شود** (مدل اول با مشارکت و تاثیر دال در باربری جانبی سازه و مدل دوم بدون منظور کردن اثر مشارکت دال).
- جهت حذف مشارکت دالهایی که از نوع shell تعریف شده اند، در مدل دوم میتوان ضرایب سختی m11=m22=m12 را عددی نزدیک به صفر (0.01) وارد کرد.
- توجه شود که در مدلی که از مشارکت دال بتنی در باربری جانبی صرف نظر میشود، میتوان تیرها را به صورت T شکل در نظر گرفت.

سوال: در مواردی سختی تیرها و قاب خمشی و یا دیوارهای برشی نسبت به دال بتنی بالا بوده و عملا دالها مشارکت ناچیزی در باربری جانبی دارند. آیا در این موارد نیز لازم است دو مجزا ساخته و کنترل شود.

پاسخ: اگر به تشخیص طراح **حذف سختی خمشی دال تاثیر ناچیزی بر نتایج طراحی سیستم باربر جانبی لرزه ای داشته باشد**، میتوان تمام مراحل طراحی را بر اساس مدل اول (مدلی که سختی خمشی دال در آن منظور شده است) انجام داد. در سازه هایی که دارای تیرهای با ابعاد مناسب و نسبتا بزرگ (سختی تیر نسبت به دال دارای اهمیت است) ممکن است مشارکت دال ناچیز باشد.

۳-۳۴ جمع بندی در مورد سیستم باربر جانبی

در تمامی سازه هایی که در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد (A=0.35) هستند و یا تمام سازه هایی که ضریب اهمیت آنها بسیار زیاد است (I=1.4) در هیچ حالتی نمی توان دال بتنی را جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای دانست.

در موارد زیر فرض بر این است که A<0.35 و I<1.4 میباشد.

- دال + ستون (بدون تیر): این سیستم می تواند قاب خمشی متوسط تلقی شده و تنها تا سه طبقه و یا ۱۰ متر مجاز می باشد.

- دال+ تیر+ ستون:

توجه شود که در مبحث نهم دال دو طرفه "بدون تیر" همراه با ستون را میتوان به عنوان قاب خمشی متوسط منظور نمود. در صورتی که سازه همراه با دال دارای تیر به عنوان بخشی از قاب خمشی باشد، در دهانه هایی که تیر داریم، اجازه نداریم دال را جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای منظور کنیم.

بنابراین در این سازه ها قاب متشکل از تیر+ ستون (بدون مشارکت دال در باربری جانبی) باید قادر به تحمل زلزله باشد.

- دال+ ستون + دیوار (بدون تیر):

در صورتی که ترکیب دال+ستون بتواند ۲۵ درصد زلزله را به تنهایی تحمل کند، می توان سیستم را دوگانه در نظر گرفت و دال را جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای دانست.

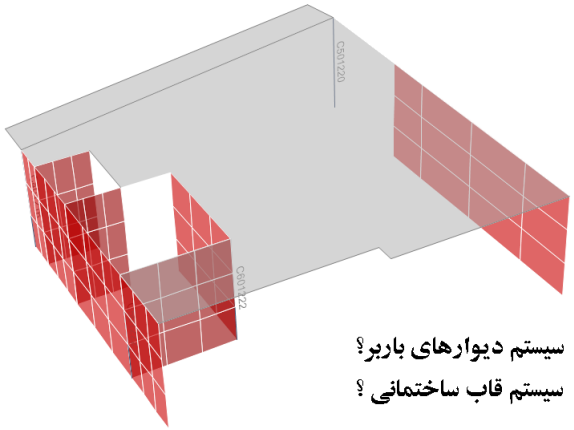
در صورتی که ترکیب دال+ستون نتواند ۲۵ درصد زلزله را به تنهایی تحمل کند، در این صورت سیستم قاب ساختمانی و یا سیستم دیوار باربر خواهیم داشت و اجازه نداریم دال را جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای بدانیم.

- دال+ ستون + دیوار+ تیر:

در مبحث نهم دال دو طرفه "بدون تیر" همراه با ستون را میتوان به عنوان قاب خمشی متوسط منظور نمود. در صورتی که سازه همراه با دال دارای تیر به عنوان بخشی زا قاب خمشی باشد، در دهانه هایی که تیر داریم، اجازه نداریم دال را جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای منظور کنیم.

سوال: سیستم باربر جانبی سازه شکل زیر چیست؟

پاسخ: در این سازه یک تک ستون داریم و بنابراین سازه دوگانه محسوب نمی شود (نمی تواند ضوابط مربوط به ۲۵ درصد را ارضا کند). از طرفی "عمده" بارهای قائم توسط دیوار بتنی تحمل می شود. بنابراین بنا به بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰، سازه دارای سیستم "دیوارهای باربر" می باشد.



سیستم دیوارهای باربر؟

سیستم قاب ساختمانی ؟

نظر استاندارد ۲۸۰۰ در رابطه با تعریف "دیوار باربر" و "قاب ساختمانی"

۱-۸-۱ سیستم دیوارهای باربر

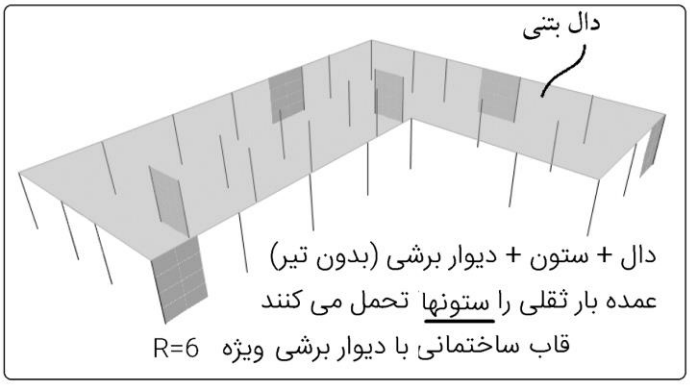
نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند، تأمین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی و یا صفحات پوششی فولادی مهارشده‌اند، جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

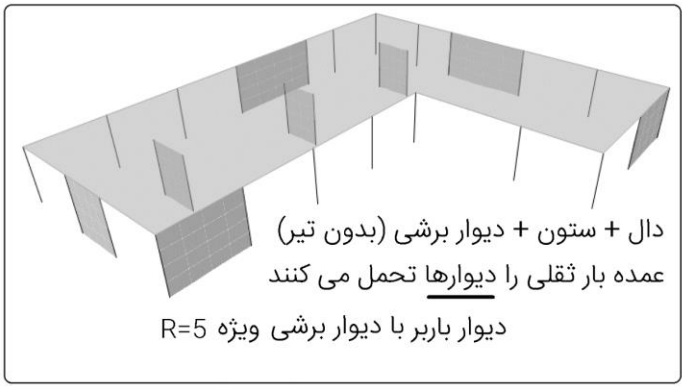
۱-۸-۲ سیستم قاب ساختمانی

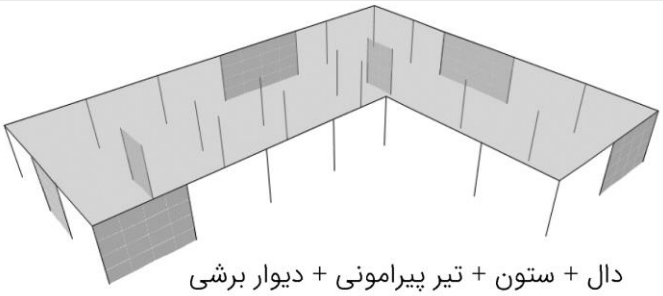
نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر P-Δ باشند.

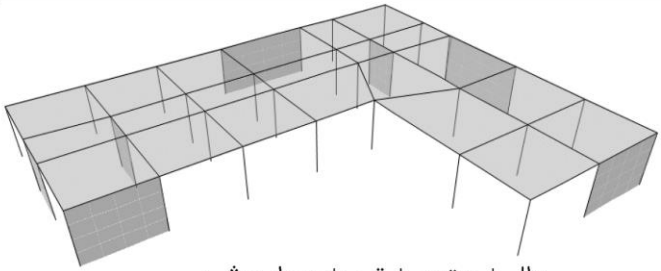
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی[۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰

در مثالهای زیر فرض شده است که طراح از دال به عنوان سیستم باربر جانبی استفاده نمی کند



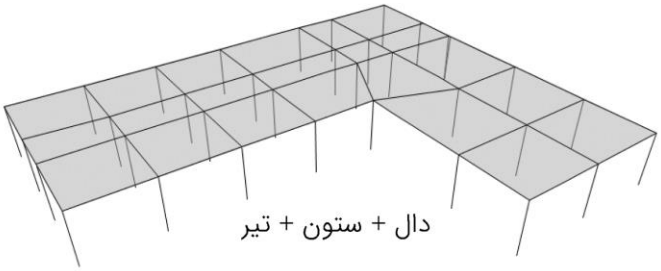






قاب به تنهایی بتواند 25 درصد زلزله را تحمل کند ⇦ دوگانه ⇦ قاب خمشی متوسط + دیوار برشی ویژه R=6.5

قاب به تنهایی نتواند 25 درصد زلزله را تحمل کند ⇦ قاب ساختمانی ⇦ قاب ساختمانی با دیوار برشی ویژه R=6



قاب خمشی متوسط R=5

قاب خمشی ویژه R=7.5

موارد مطرح شده در صفحات قبل بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث نهم می باشند. در ادامه نظر ACI و نیز ASCE7 بیان شده است.

ACI-318-2019:

طبق بند زیر در ACI، می توان دال تخت همراه با ستون را به عنوان قاب خمشی متوسط در نظر گرفت:

18.4—Intermediate moment frames

18.4.1 *Scope*

18.4.1.1 This section shall apply to intermediate moment frames including two-way slabs without beams forming part of the seismic-force-resisting system.

از طرفی طبق توضیحات زیر در ACI-318-2019 استفاده از سیستم "قاب خمشی متوسط" و یا سیستم دوگانه با قاب خمشی متوسط در مناطق با دسته بندی لرزه ای D، E و یا F مناسب نمی باشد.

یعنی تنها در مناطق A, B, C استفاده از قاب خمشی متوسط را مجاز می داند:

ACI-318-2019

R18.2—General

Structures assigned to SDC D, E, or F may be subjected to strong ground motion. It is the intent of ACI Committee 318 that the seismic-force-resisting system of structural concrete buildings assigned to SDC D, E, or F be provided by special moment frames, special structural walls, or a combination of the two. In addition to 18.2.2 through 18.2.8, these structures also are required to satisfy requirements for continuous inspection (26.13.1.3), diaphragms and trusses (18.12), foundations (18.13), and gravity-load-resisting elements that are not designated as part of the seismic-force-resisting system (18.14). These provisions have been developed to provide the structure with adequate deformation capacity for the high demands expected for these seismic design categories.

The general building code may also permit the use of intermediate moment frames as part of dual systems for some buildings assigned to SDC D, E, or F. It is not the intent of ACI Committee 318 to recommend the use of intermediate moment frames as part of moment-resisting frame or dual systems in SDC D, E, or F. The general building code may also permit substantiated alternative or nonprescriptive designs or, with various supplementary provisions, the use of ordinary or intermediate systems for nonbuilding structures in the higher seismic design categories. These are not the typical applications that were considered in the writing of this chapter, but wherever the term "ordinary or intermediate moment frame" is used in reference to reinforced concrete, 18.3 or 18.4 apply.

ASCE-7-2016

TABLE 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short-Period Response Acceleration Parameter

	Risk Category	
Value of S_{DS}	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \le S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \le S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \le S_{DS}$	D	D

طبق نمونه محاسبات زیر تمامی

شهرهای ایران منطقه D محسوب میشود

$S_{DS} = A \times (S+1)$

A=0.2, خاک II ==> $S_{DS} = 0.2 \times 2.5 = 0.5$

A=0.2, خاک III ==> $S_{DS} = 0.2 \times 2.75 = 0.55$

A=0.3, خاک II ==> $S_{DS} = 0.3 \times 2.5 = 0.75$

A=0.35, خاک III ==> $S_{DS} = 0.35 \times 2.75 = 0.9625$

با توجه به مطالب فوق تقریبا تمامی شهرهای ایران جزو مناطق D محسوب می شوند و بنابراین طبق نظر ACI در کلیه مناطق ایران توصیه نمی شود از سیستم دال + ستون به عنوان سیستم باربر جانبی لرزه ای استفاده شود.

ASCE-7-2016:

طبق جدول زیر از ASCE-7-2016 ،

- استفاده از قاب خمشی متوسط در مناطق D غیر مجاز (NP) می باشد.
- استفاده از سیستم دوگانه "قاب خمشی متوسط +دیوار برشی ویژه" در مناطق D مجاز است (با حداکثر ارتفاع مجاز 160 ft=49 m)

Table 12.2-1 Design

Seismic Force-Resisting System	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits[d] — Seismic Design Category B	C	D[e]	E[e]	F[f]
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS					
1. Steel special moment frames	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	NL	NL	35[k]	NP[k]	NP[k]
4. Steel ordinary moment frames	NL	NL	NP[l]	NP[l]	NP[l]
5. Special reinforced concrete moment frames[m]	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	NL	NL	NP	NP	NP
E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES					
1. Steel special concentrically braced frames[p]	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls[g,h]	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	NL	NL	NP	NP	NP

NL = Not Limited
NP = Not Permitted

تقریبا تمامی شهرهای ایران جزو مناطق D محسوب می شوند. طبق نظر ASCE-7-2016 می توان از ترکیب "دال – ستون و دیوار برشی بتنی ویژه" به عنوان سیستم دوگانه استفاده کرد.

توجه کنید که دراین حالت سازه باید فاقد تیر باشد (دال بدون تیر) و علاوه بر آن دال+ستون باید توانایی تامین ضابطه ۲۵ درصد را داشته باشد و همچنین ضوابط مربوط به دالهای قاب خمشی متوسط در ACI نیز رعایت شود (فصل ۱۸ در ACI-319).

بنابراین اگر دهانه های مورد نظر دارای تیر باشند، نمی توان آنرا جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای دانست. از طرفی اگر سازه فاقد تیر باشد، شاید تامین ضابطه ۲۵ درصد کمی چالش برانگیز باشد.

نظر Moehle در رابطه با استفاده از دال تخت به عنوان سیستم باربر جانبی

Slab-column framing and slab-wall framing generally are not used as part of the seismic-force-resisting system in regions of high seismicity. Such framing is, however, used to support gravity loads. As such, its design must ensure that it is capable of supporting the gravity loads as the building sways under earthquake motions. This latter subject is the main focus of this chapter. In regions of lower seismic risk, slab-column frames may be used to provide resistance to lateral forces, including forces due to wind and earthquake loading. This latter application is not considered directly in this book.

طبق توضیحات زیر که از طرف دفتر تدوین ارائه شده است، برای صرف نظر کردن از مشارکت دال بتنی در تحمل زلزله پیشنهاد شده است که ضریب ترک خوردگی دال بتنی عددی نزدیک به صفر منظور شود.

دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان ایران (http://nbri.ir/tabid/1005/Default.aspx):

چنانچه از ترکیب دال تخت، ستون و دیوار برشی بتنی به عنوان سیستم سازه‌ای استفاده شود، ضریب ترک خوردگی دال چقدر باید در نظر گرفته شود؟

در حال حاضر بر اساس نسخهٔ موجود استاندارد 2800، استفاده از سیستم توام دال تخت و ستون به همراه دیوار برشي به عنوان سیستم دوگانه فقط براي ساختمان‌هاي حداکثر تا 3 طبقه و یا با ارتفاع تا 10 متر مجاز است. در این حالت مي‌توان اجزاي دال تخت را با یک ضریب ترک خوردگي مناسب که در آیین نامه‌هاي معتبر ذکر شده است (مثلا با ضریب 0/25) تحت بارهاي قائم و جانبي مدل نمود.
براي ساختمان‌هاي بلندتر، مي‌توان در بارگذاري قائم دال تخت را بر اساس ضریب ترک خوردگي مذکور در بند قبلي مدل سازي کرد؛ ولي در مقابل بار جانبي منطقي است که ضریب ترک خوردگي دال را عددي نزدیک به صفر در نظر گرفت.

مشاهده: 178 مرتبه تاریخ نمایش: 1395/02/14 آخرین ویرایش: 1395/02/14

تعریف "سیستم قاب ساختمانی"، "سیستم دیوار باربر" و "دیوار باربر" در ASCE-7-2016:

Building Frame System: A structural system with an essentially complete space frame providing support for vertical loads. Seismic force resistance is provided by shear walls or braced frames.

WALL SYSTEM, BEARING: A structural system with bearing walls providing support for all or major portions of the vertical loads. Shear walls or braced frames provide seismic force resistance.

Bearing Wall: Any wall meeting either of the following classifications:

1. Any metal or wood stud wall that supports more than 100 lb/linear ft (1,459 N/m) of vertical load in addition to its own weight.
2. Any concrete or masonry wall that supports more than 200 lb/linear ft (2,919 N/m) of vertical load in addition to its own weight.

- توجه شود که در تعریف فوق بین "BEARING WALL SYSTEM" و "Bearing Wall" تفاوت هست.
- از بندهای فوق چنین استنباط میشود که اگر "عمده" بارهای ثقلی توسط دیوارها تحمل شود و نیروی جانبی زلزله نیز توسط دیوار ها تحمل شوند، "سیستم دیوار باربر" خواهیم داشت.

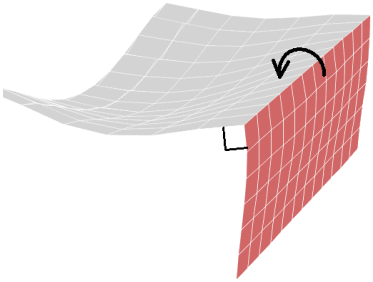
۴-۳۴ فایلهای مورد نیاز در ETABS

با توجه به توضیحات بندهای قبلی **توصیه می شود در کنترل سازه ها از مشارکت دال بتنی در تحمل بارهای جانبی صرف نظر شود. از طرفی لازم است اثرات دال بتنی (اثراتی مانند پیچش ناشی از خمش دال بر روی تیرهای پیرامونی) در مدلسازی منظور شود.** بنابراین توصیه می شود جهت کنترل سازه از دو فایل مجزا استفاده شود:

۱- **فایل MAIN**: در این فایل رفتار واقعی سازه بررسی می شود. سقف از نوع shell و با سختی واقعی (با اعمال ضریب کاهش سختی m11=m22=m12=0.25) مدل خواهد شد.

مواردی که توصیه می شود طراح در فایل Main.edb کنترل نماید:

- کنترل کفایت تمامی اجزای باربر شامل تیر، ستون و دیوار
- طراحی اجزای دال و از جمله طراحی کولکتورها و کوردها. بدین منظور باید دیافراگم از نوع semi-rigid تعریف شود.
- کنترل دریفت و نامنظمی پیچشی (در رابطه با اینکه دریفت در کدامیک از دو فایل Main و یا Lateral کنترل شود اختلاف نظر هست).
- توصیه میشود استخراج نیرو ها و ارسال آنها به نرم افزار SAFE جهت طراحی پی از طریق این فایل انجام شود.



توجه: در مواردی که مطابق شکل دال بتنی با ابعاد نسبتا بزرگ به دیوار برشی متصل هست، تحت بار ثقلی لنگر قابل توجهی ممکن است از طرف دال به دیوار منتقل شود. دیوار باید برای این لنگر (لنگر حول محور ضعیف دیوار) کنترل شود.

در مواردی که دال به تیر متصل است مشابه همین لنگر به صورت لنگر پیچشی به تیرها وارد می شود.

کنترل این لنگر در فایل main امکان پذیر است.

۲- **فایل Lateral**: در این فایل از مشارکت دال بتنی صرف نظر می شود. بدین منظور سختی خمشی المانهای shell عددی نزدیک به صفر (m11=m22=m12=0.01) وارد خواهد شد (و یا از المان membrane استفاده خواهد شد).

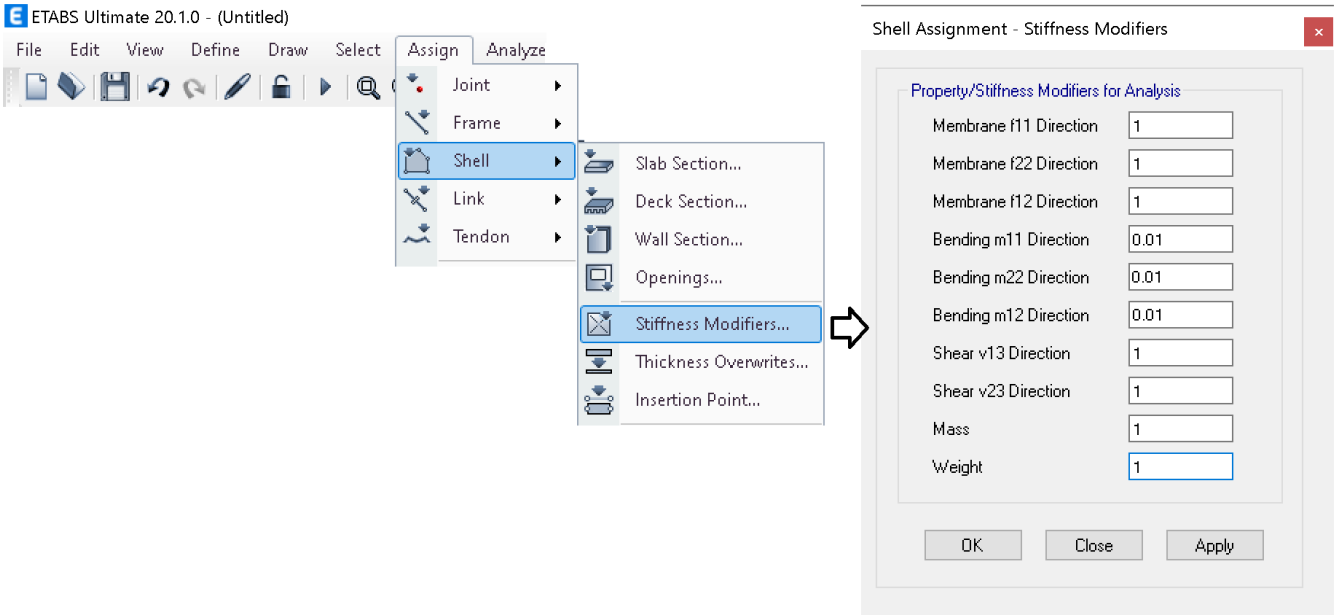
این فایل تنها زمانی لازم است که دال جزئی از سیستم باربر جانبی لرزه ای محسوب نشود.

آنچه که طراح در فایل Lateral.edb کنترل می نماید:

- کنترل سیستم باربر جانبی شامل تیر، ستون و یا دیوار برشی

توجه: طراحی خود دال نباید در این فایل انجام شود. همچنین طراحی پیچشی تیرها لازم نیست در این فایل کنترل شود.

توجه شود که سیستم باربر جانبی لرزه ای باید **در هر دو مدل** (Main و Lateral) کنترل شود.

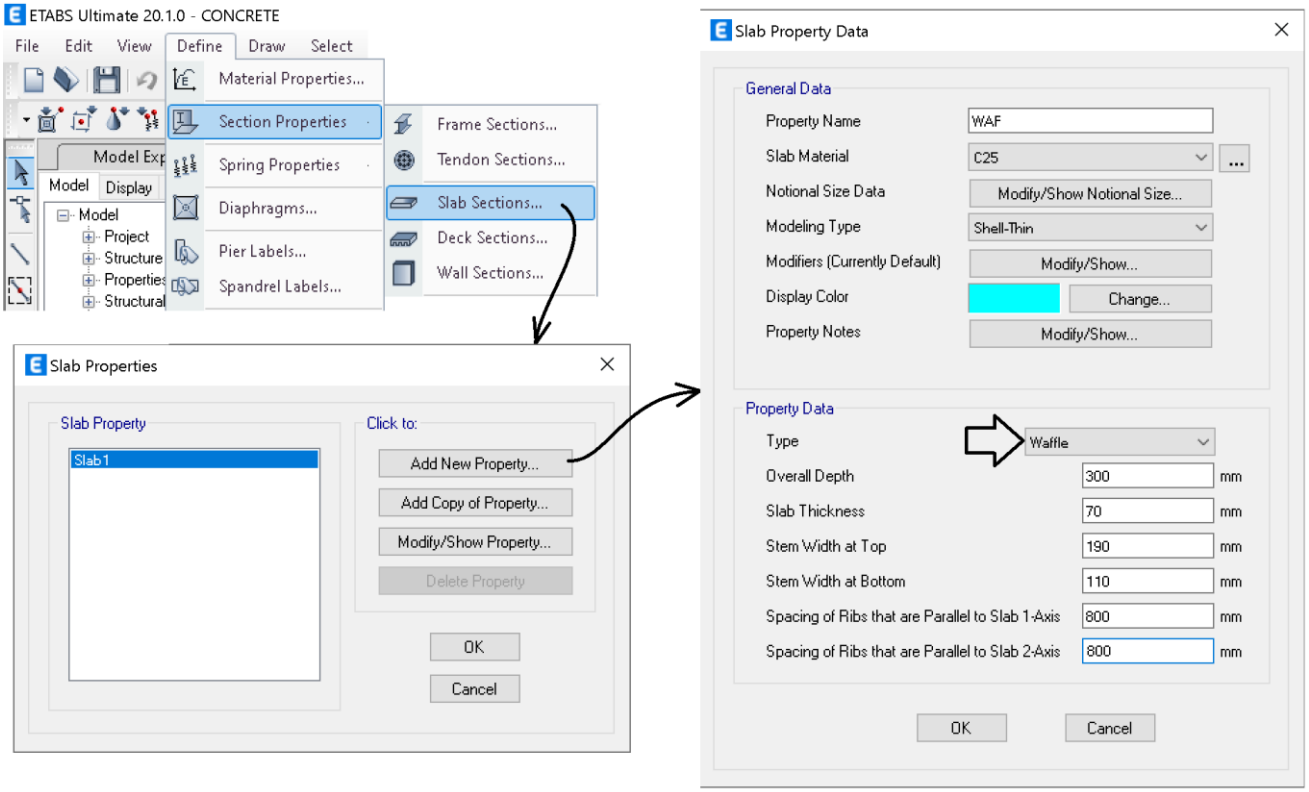


۳- فایل Period: در این فایل دوره تناوب تحلیلی سازه محاسبه میشود. توصیه میشود ضرایب سختی دال برابر m11=m22=m12=0.35 وارد شود.

۵-۳۴ فایل Main.edb

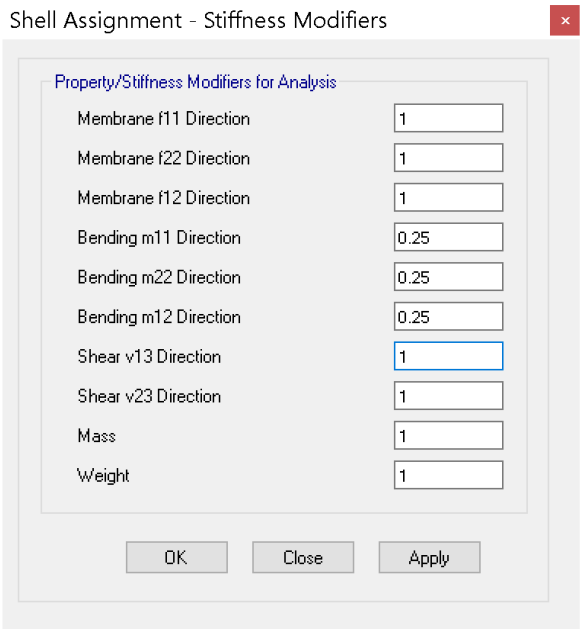
۱-۵-۳۴ دال در مدل MAIN (سقف وافل)

- امکان مدلسازی سقف وافل در ETABS مطابق شکل زیر وجود دارد.
- با توجه به اینکه در نرم افزار امکان تعریف ابعاد دقیق و جزئیات سقف وجود دارد، نیازی به اصلاح سختی نیست. تنها کافی است ضریب ترک خوردگی (ضریب 0.25 قید شده در آیین نامه برای دالها) را وارد کنید.



ضرایب سختی دالها-سقف وافل

- مطابق جدول زیر از مبحث نهم، ضرایب اصلاح سختی خمشی **دالها** و **تیرها** بهتر است به ترتیب برابر 0.25 و 0.35 وارد شود.
- سقف وافل با ابعاد رایج در کشور عموما جزو دالها محسوب میشود و بهتر است ضوابط مربوط به دالها (از جمله ضرایب ترک خوردگی) در مورد آنها منظور شود. در این مورد در بند بعدی توضیحات بیشتر ارائه شده است.
- هنگام کنترل کفایت سیستم باربر جانبی لرزه ای شاید لازم باشد ضرایب سختی دال در یک فایل مجزا عددی نزدیک به صفر وارد شود که در این مورد در ادامه توضیح داده خواهد شد.

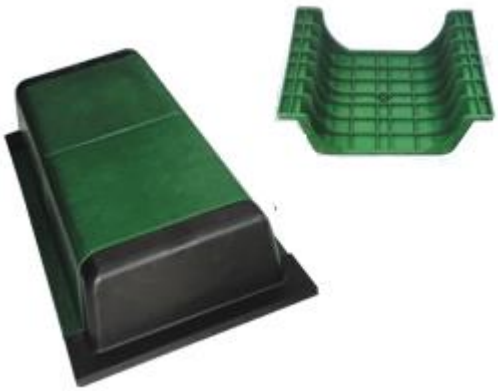


جدول ۹-۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریبدار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

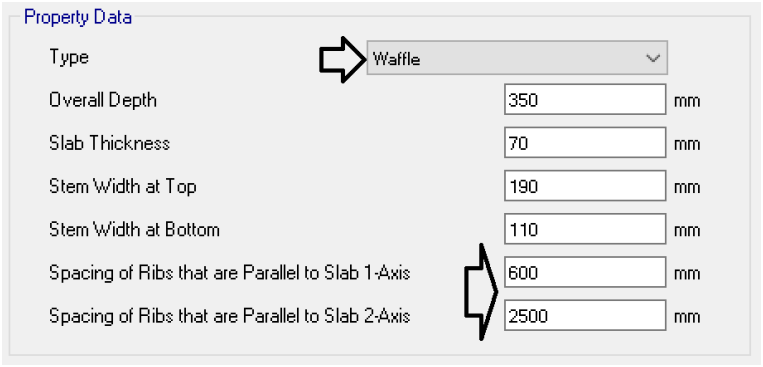
۲-۵-۳۴ دال در مدل MAIN (سقف وافل یک طرفه)



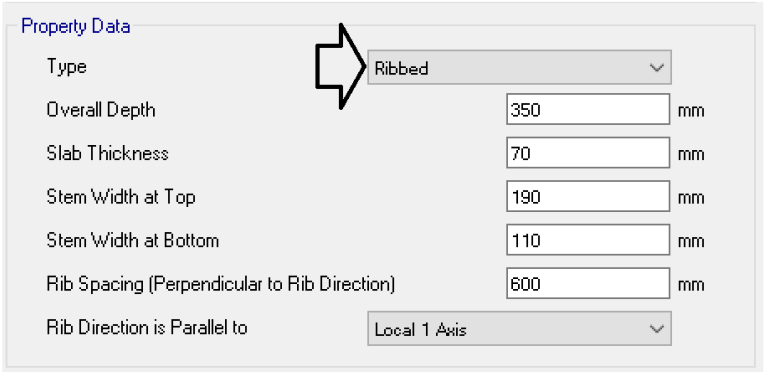


در صورت استفاده از قالب مستطیلی سقف وافل ممکن است رفتار یک طرفه داشته باشد.

- در عمل در هر صورت بخشی بار در راستای عرضی از طریق کلافهای متعامد منتقل خواهد شد و رفتار واقعی کاملا یک طرفه نمی باشد.
- در صورتی که رفتار یک طرفه برای این نوع سقف "فرض" شود، تیرچه های فرعی نقش کلاف عرضی را خواهند داشت (مشابه کلافهای عرضی در سقف تیرچه بلوک). در این حالت فرض می شود کل وزن سقف به صورت یک طرفه منتقل می شود و از طریق کلاف های عرضی باری منتقل نمی شود. در این حالت لازم نیست کلاف های عرضی برای خمش ناشی از بارها طراحی شوند. توصیه می شود از این فرض استفاده شود.
- اگر برای تعریف این نوع سقف مطابق شکل زیر از المان سطحی waffle (از نوع shell) استفاده شود، در نرم افزار عملا بار به صورت دو طرفه (به نسبت سختی دو راستا) منتقل میشود که با فرض یک طرفه برای سقف همخوانی ندارد و بنابراین صحیح نخواهد.



- حتی در صورت انتخاب المان سطحی Ribbed (از نوع shell) نیز انتقال بار به صورت دو طرفه انجام خواهد شد. در این حالت نرم افزار به نسبت سختی معادل در دو راستا بار را منتقل می کند که با فرض یک طرفه برای سقف همخوانی ندارد و بنابراین صحیح نخواهد.



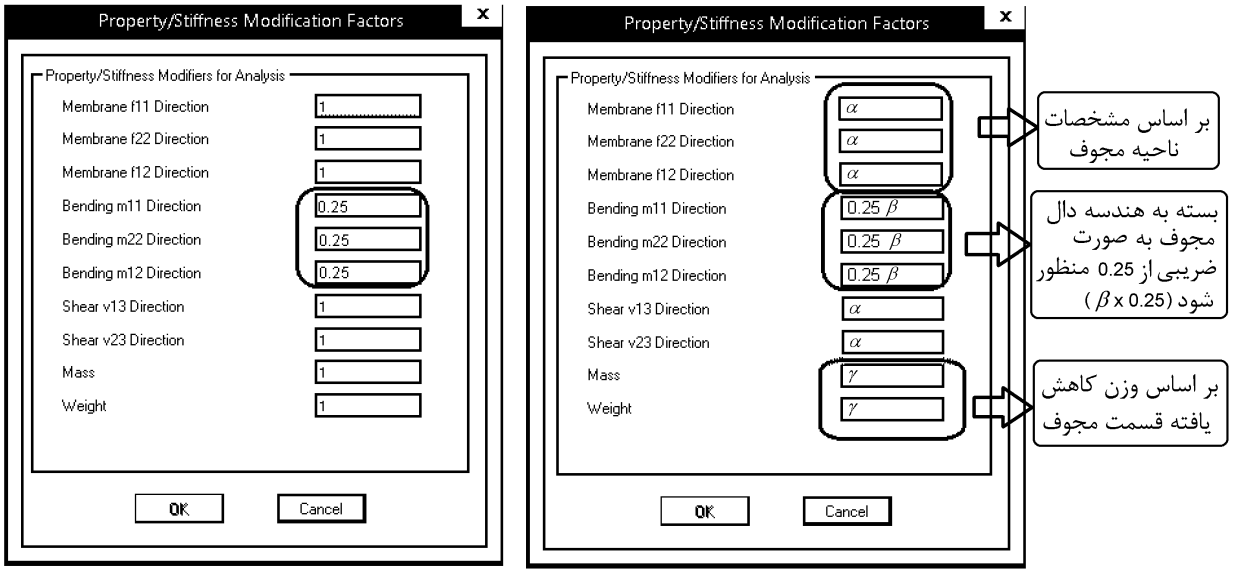
- در صورت تعریف سطح ribbed (مطابق شکل فوق) میتوان پس از ترسیم سطوح سختی m22=m12=v13 را عددی ناچیز (0.01) وارد نمود. در این صورت عمده بار به صورت یک طرفه (در راستای تیرچه ها) منتقل میشود و با تقریب می توان قبول کرد.
- توجه شود که به جای روش فوق میتوان از طریق edge releases در منوی Assign/shell آزاد کرد (تمامی نیروها در دو لبه ای که بار منتقل نمی کنند باید آزاد شود). ولی در این حالت نقطه آخر مش بندی نیز ممکن است از سازه جدا شود که می تواند موجب خطا در محاسبات شود. بنابراین توصیه میشود از همان روش اول استفاده شود.

توجه: سقف تیرچه بلوک هنگام تعریف از نوع membrane تعریف می شود و در نتیجه لبه های دال در اتصال به سازه به صورت مفصلی عمل میکنند و بنابراین در باربری جانبی مشارکت نمی کند.

سقف وافل بر خلاف سقف تیرچه بلوک در قسمت دال تعریف شده و از نوع shell تعریف میشود. در این حالت لبه های دال پیوسته عمل کرده و همانند تیرها به صورت المان خمشی در باربری جانبی مشارکت میکند.

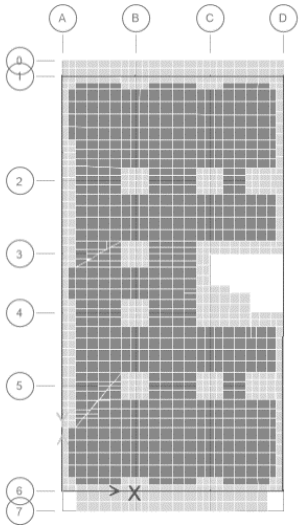
۳-۵-۳۴ دال در مدل MAIN (سقف های مجوف مانند کوبیاکس و یوبوت)

- در نرم افزار ETABS امکان مدلسازی مستقیم دالهای مجوف مانند کوبیاکس و یوبوت وجود ندارد.
- دالهای مجوف را می توان مطابق شکل زیر همانند دال بتنی توپر مدل کرد و سپس با ضرایب سختی اصلاحی، وزن و سختی آن را معادلسازی کرد.



دال توپر — قسمت های مجوف دال

- ضریب β ضریب کاهش ممان اینرسی دال در قسمت مجوف می باشد. این ضریب برای سقف کوبیاکس و یوبوت با ابعاد متعارف حدود 0.9 می باشد. این ضریب را باید کارخانه سازنده و براساس هندسه حفره ها ارائه کند.
- ضریب γ ضریب کاهش وزن می باشد. این ضریب برای کوبیاکس حدود 0.7 و برای یوبوت حدود 0.6 می باشد. در صورتی که طراح کل سقف را به صورت یکنواخت به صورت مجوف مدل کند، با توجه به اینکه بعضی قسمت ها توپر هستند این ضریب به ترتیب حدود 0.8 و 0.7 خواهد بود. مقدار دقیق ضریب را باید کارخانه سازنده مشخص کند.

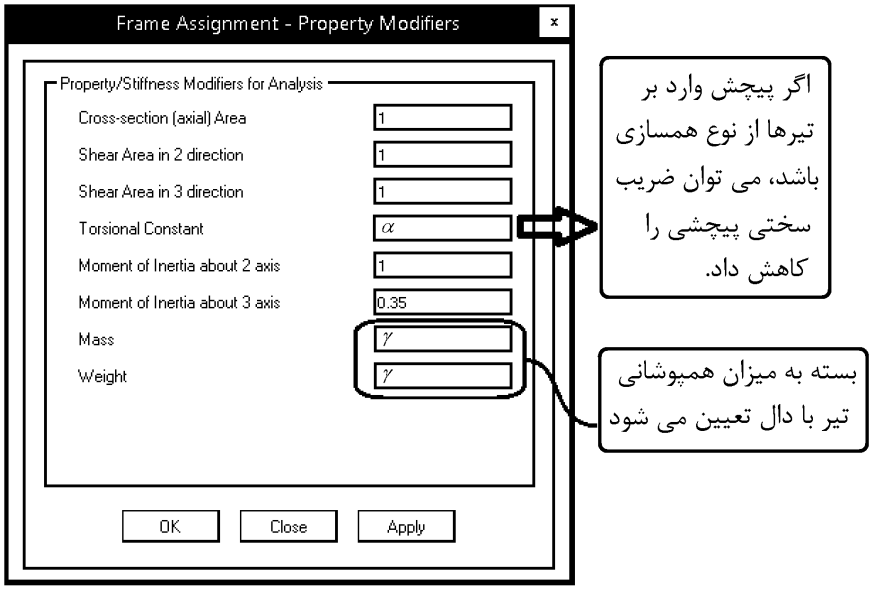


در مدل سازه ای بهتر است دو نوع مقطع مختلف برای دال تعریف شود (مانند شکل صفحه قبل). هنگام ترسیم مطابق شکل مقابل قسمت های توپر و مجوف مجزا ترسیم شوند. در این شکل قسمت های توپر با رنگ روشن و قسمتهای مجوف با رنگ تیره نشان داده شده است.

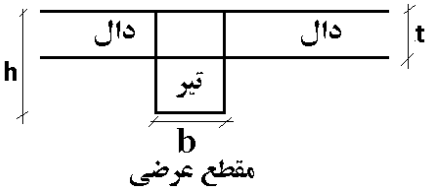
- برخی از طراحان جهت سهولت در مدلسازی به جای مدلسازی دال، کل دال بتن سقف را با یک سختی معادل و با مقطع یکنواخت مدلسازی می کنند. صحت اینگونه مدلسازی و کنترل کفایت آن بر اساس قضاوت مهندسی و به عهده محاسب می باشد.

۴-۵-۳۴ تیرها در مدل MAIN

- تیرها به صورت مستطیلی مدل می شوند. در فایل MAIN لازم نیست تیرها به صورت T شکل مدل شوند. در این فایل سختی خمشی دال به صورت واقعی در مدل منظور شده است و نیازی به منظور کردن اثر دال سقف به صورت بالهای تیر T شکل نیست.
- ضرایب سختی تیرها به صورت زیر پیشنهاد می شود. در رابطه با ضریب کاهش پیچش توجه شود که پیچش ناشی از انتقال بار ثقلی دال بتنی سقف به تیرها عمدتا از نوع پیچش همسازی می باشد و بنابراین میتوان با تنظیم مقدار ضریب کاهش سختی پیچشی تیرها، J پیچش وارد بر تیرها را به φT_{cr} کاهش داد. نحوه محاسبه ضریب کاهش پیچش در فصل ۲۴-۸ این کتاب تشریح شده است.



- ضریب γ ضریب کاهش وزن تیر به جهت همپوشانی تیر با دال می باشد.
- با توجه به همپوشانی دال و تیر، در مواردی که ارتفاع تیر کم باشد، بهتر است سختی خمشی تیر به جای 0.35 برابر 0.35α وارد شود. برای مثال ضریب α برای تیرهای داخلی به صورت زیر محاسبه می شود:



$$0.35\frac{bh^3}{12}=\left(0.25\frac{bt^3}{12}+0.35\alpha\frac{bh^3}{12}\right)\quad\rightarrow\ \alpha=\frac{(0.35h^3-0.25t^3)}{0.35h^3}$$

- در صورتی که ارتفاع تیر هم ضخامت دال باشد (تیر مخفی)، در مدل MAIN عملا نیازی به مدلسازی تیر نخواهد بود.

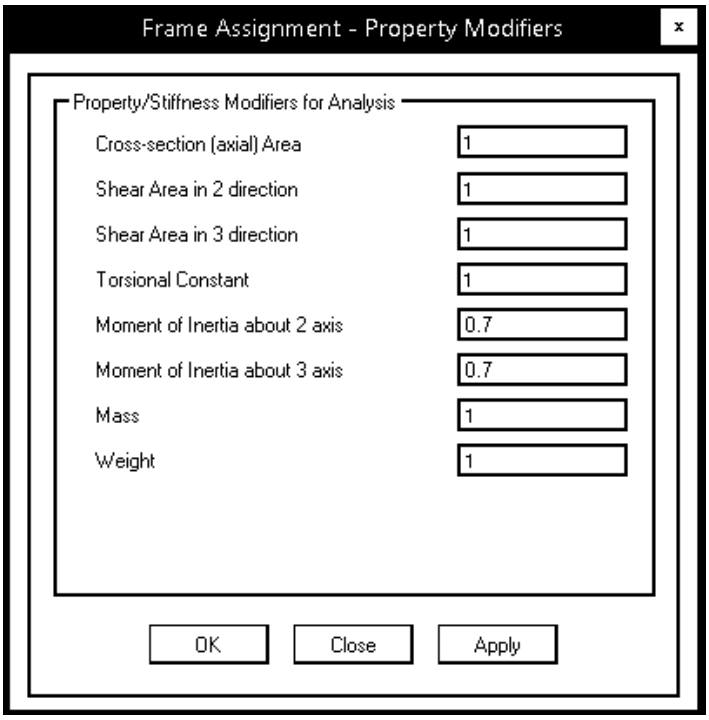
علت: در مدل MAIN دال تخت با سختی واقعی مدل شده است و اثرات وزن تیر و نیز سختی تیر در المانهای shell منظور شده است.

نکته مهم: برخی از طراحان در دالهای تخت از تیر مخفی استفاده می کنند و آنرا در مدل سازه ای ترسیم می کنند. در این صورت با توجه به اینکه در مدل MAIN سختی دال به صورت واقعی مدل شده است لنگر و برش کمی در تیر ها ایجاد می شود و میلگرد خمشی ناچیزی توسط نرم افزار برای آن محاسبه می شود. در این حالت این تصور ایجاد می شود که تیری با ضخامت کم (هم ضخامت دال) قادر است بار یک دهانه بزرگ را تحمل کند!

دقت شود که اگر قصد استفاده از تیر مخفی داریم باید این تیر در فایل سازه ای LATERAL که در آن سختی خمشی دال تخت نزدیک به صفر وارد می شود قادر به تحمل بارها باشد. در فایل LATERAL دال در تحمل بار جانبی مشارکت ندارد و تیر مدل شده باید به تنهایی بارها را تحمل کند (مشخصات فایل LATERAL در بند بعدی آمده است).

ستونها در مدل MAIN

ضرایب سختی ستونها:



۶-۳۴ فایل LATERAL.edb

- نکته: در صورتی که طراح از دال تخت سقف به عنوان بخشی قاب خمشی استفاده کند، نیازی به ساخت و کنترل فایل LATERAL نخواهد بود. منتهی با توجه به محدودیت های این استفاده عملا در عمده موارد باید از مشارکت دال صرف نظر کرد.

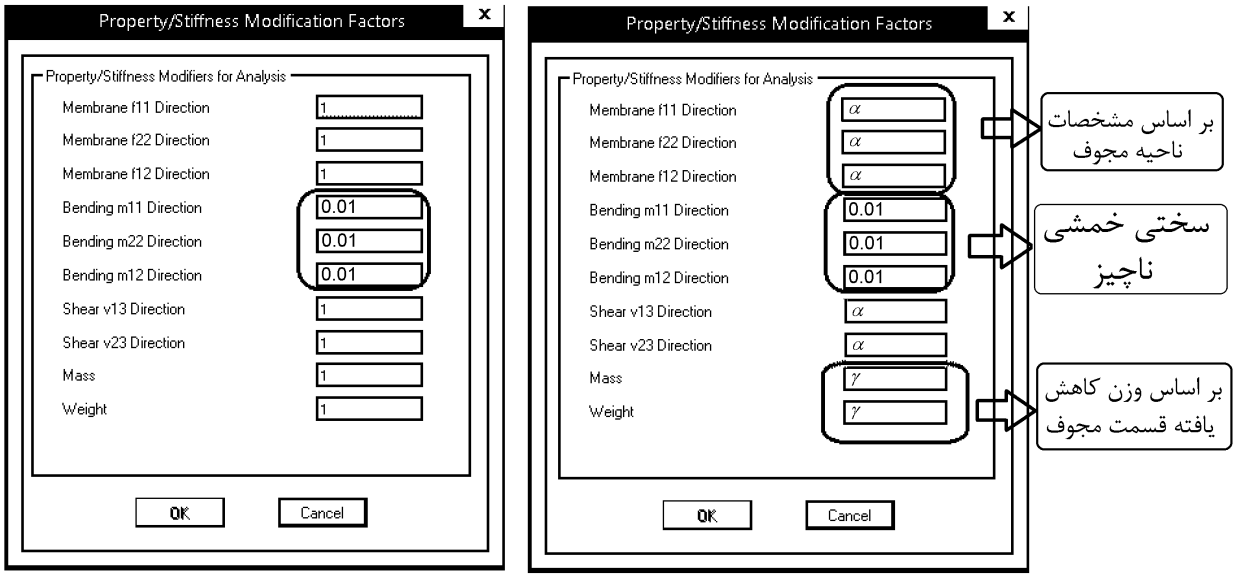
- در فایل LATEARL از مشارکت دال تخت در تحمل بار جانبی زلزله صرف نظر می شود.
- همچنین در این فایل از مشارکت ستونهای متصل به دال تخت در تحمل بار جانبی زلزله صرف نظر می شود.
- در این فایل میتوان دیافراگم را از نوع rigid تعریف نمود.
- با توجه به تغییر سختی سازه، در صورتی که برای تحلیل و طراحی از آنالیز دینامیکی استفاده میشود، در فایل Lateral همپایه سازی باید مجددا انجام شود.

- مواردی که توصیه می شود طراح در فایل Lateral.edb کنترل نماید:
  - کنترل سیستم باربر جانبی شامل تیر، ستون و یا دیوار برشی

۱-۶-۳۴ دال در مدل LATERAL

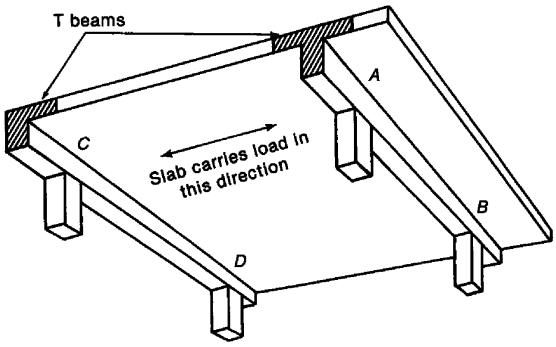
ضرایب 0.01 بر اساس توصیه دفتر تدوین (عددی نزدیک به صفر) پیشنهاد می شود تا دال در تحمل بار جانبی مشارکت نداشته باشد.

- ضریب کاهش وزن اهمیت بالایی دارد و بهتر است طراح شخصا مقدار این ضریب را محاسبه کرده و با ضرایب پیشنهاد شده از طرف شرکت سازنده کنترل نماید.
- ضرایب f11=f22=f12 سختی داخل صفحه دال را نشان میدهد (سختی محوری و برشی داخل صفحه). در صورتی که برای مدلسازی از دیافراگم صلب استفاده شده باشد، این ضرایب بی تاثیر می باشند.



دال توپر — قسمت های مجوف دال

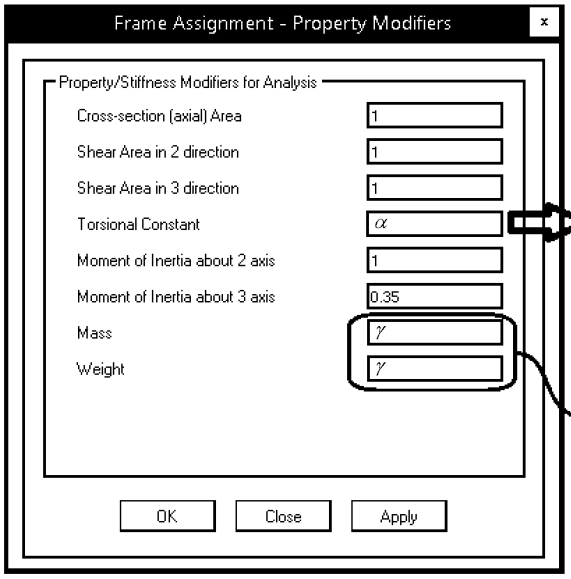
۲-۶-۳۴ تیرها در مدل LATERAL



در سقف های از نوع دال بتنی عملا تیرها همراه با قسمتی از بتن سقف به صورت T شکل عمل می کنند و در فایل LATERAL بهتر است تیرها به صورت T شکل مدل کرد (در سقف های وافل بسته به ضخامت بتن مجاور تیر طراح ممکن است مقطع تیر را T شکل و یا مستطیل منظور کند).

علت: در فایل LATERAL ضریب سختی خمشی دال را نزدیک به صفر وارد خواهیم کرد تا از مقاومت خمشی دال در تحمل بار جانبی صرف نظر شود، در حالیکه قسمتی از دال به عنوان بال تیر عمل کرده و جزئی از تیر محسوب می شود. برای منظور کردن سختی واقعی تیر بهتر است آنرا به صورت T شکل مدل کنیم.

ضریب سختی تیرها را در فایل LATERAL می توان به صورت زیر منظور کرد:



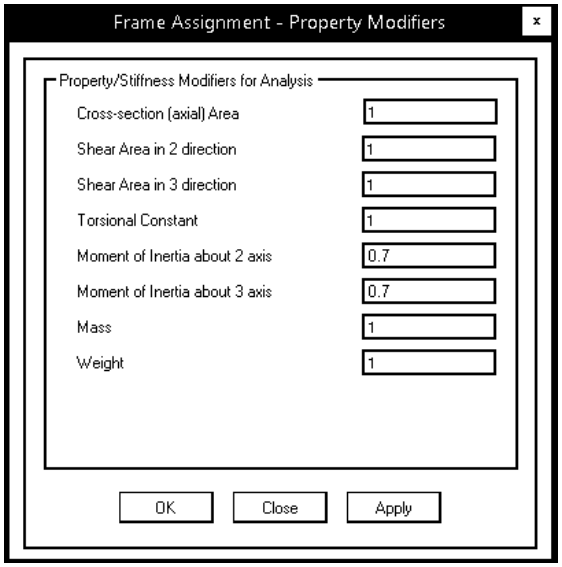
برای اینکه لنگر بین تیر و دال منتقل نشود، همانند دالها سختی پیچشی تیرها نیز عددی نزدیک به صفر وارد شود ($\alpha = 0.01$)

بسته به میزان همپوشانی تیر با دال تعیین می شود

- توجه: اگر تیر به صورت T شکل مدل نشود (مستطیلی مدل شود)، در کنترل ضابطه تیر ضعیف ستون قوی و یا ضابطه برش چشمه اتصال میتواند در خلاف جهت اطمینان باشد. بهتر است تیر به صورت T شکل در نظر گرفته شود (و یا با سختی معادل مدل شوند) تا این ضوابط صحیح کنترل شوند.
- توجه: در متن مبحث نهم و نیز ACI-318-19 عنوان شده که به جای مدلسازی تیرها به صورت T شکل میتوان آنها را مستطیلی مدل کرد و در عوض سختی خمشی آنها را 2 برابر در نظر گرفت (مثلا به جای 0.35 برابر 0.7). توجه شود که این افزایش دو برابری، برای دالهای توپر (با ضخامت مناسب) مطرح شده است. برای سقف های مجوف و یا دال های با ضخامت موثر کم، می توان با مقایسه ممان اینرسی تیر T شکل و تیر مستطیلی ضریب مناسبی را به جای 2 در نظر گرفت. برای مثال ممکن است طراح بر اساس مقایسه نسبت ممان های اینرسی، تیرها را مستطیلی مدل کرده و ضرایب سختی آنها را 1.5 برابر کند.

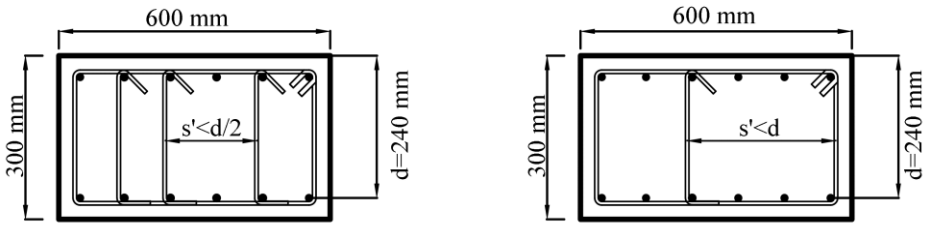
ستونها در مدل LATERAL

سختی خمشی تمامی ستونها همانند فایل main و مطابق شکل زیر خواهد بود.



۷-۳۴ تیرهای با ارتفاع کم (تیر مخفی)

- طبق مبحث نهم یکی از شرایط استفاده از دال+ستون به عنوان قاب خمشی متوسط این است که دال بدون تیر باشد. بنابراین توجه داشته باشید که اگر در مدل سازه ای تیری با ضرایب سختی مربوط به تیرها و با جزئیات آرماتورگذاری تیرها منظور شود و در طراحی سازه از جمله تغییرشکلها و طراحی اجزا از آن استفاده شود، اجازه استفاده از دال به عنوان بخشی از قاب خمشی نخواهیم داشت.
- تیر مورد نظر باید در فایل Lateral که در آن از سختی دال صرف نظر شده است، تحت اثر ترکیب بارهای لرزه ای کنترل شود. با توجه به اینکه ارتفاع تیر کم است (تقریبا هم ضخامت با دال)، انتخاب مقطع T شکل برای این نوع تیرها توصیه نمیشود. مسلما در دهانه های بلند، با توجه به کاهش بازوی خمش میلگرد خمشی این تیرها افزایش قابل توجهی خواهد داشت و گاهی جواب گرفتن از آنها غیرممکن میشود. توجه شود که در فایل Lateral لازم است اعضا برای ترکیب بارهای لرزه ای (1.2D+L+0.2S+E و 0.9D+E) کنترل میشوند و کنترل آنها تحت ترکیب بارهای ثقلی (1.2D+1.6L و 1.4D) لازم نیست.
- در این تیرها در مواردی که میلگرد تیر افزایش می یابد، برای اینکه میلگردهای خمشی بتوانند در تیر قرار گیرند، عرض مقطع را افزایش می دهند. در این صورت توجه کنید که طبق ضوابط جدید مبحث نهم علاوه بر خاموت بسته پیرامونی تیر، سنجاقی اضافی نیز در طول تیر لازم خواهد بود. برای مثال در تیر شکل زیر اگر برش تیر بالا باشد ($V_s > 0.33\sqrt{f_c}b_w d$) باید فواصل سنجاق های عرضی مطابق شکل سمت چپ حداکثر d/2=120 mm باشد. اگر برش تیر پایین باشد، مطابق شکل سمت راست تنها به یک سنجاق نیاز خواهد بود.



$V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ $V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$

- در مواردی که تیر به ستون ختم میشود و میلگرد تیر در ستون خم میشود، عرض تیر نباید از عرض ستون بیشتر شود.
- توجه شود که در تیرهایی با ارتفاع کم (مانند شکل فوق) در صورتی که تیر جزئی از قاب خمشی (متوسط یا ویژه) باشد، فاصله میلگردهای عرضی در طول تیر در دو انتهای تیر (ناحیه بحرانی تیر) حداکثر d/4 باید باشد که برای شکل فوق برابر $s < \frac{d}{4} = 60\ mm$ خواهد بود. همچنین در نقاطی از تیر که برش تیر بالا باشد ($V_s > 0.33\sqrt{f_c}b_w d$) نیز این فاصله باید حفظ شود.
- توجه شود که اگر برش تیر بالا باشد ($V_s > 0.33\sqrt{f_c}b_w d$) فاصله عرضی $s' < \frac{d}{2}$ و فاصله طولی $s < \frac{d}{4}$ باید رعایت شود. در تیرهای با عمق کم (مانند تیر شکل بالا) قرار دادن این حجم از آرماتور عرضی با تراکم بالا به لحاظ اجرایی شاید مشکل ساز باشد و بنابراین توصیه میشود تا حد امکان از این نوع تیرها (حداقل در مواردی که برش آنها بالا هست) اجتناب شود.

توصیه:

۱- تیر با ابعاد منطقی و ارتفاع مناسب قرار دهید و یا سیستم سقف را تغییر دهید و چیدمان اجزای سقف را طوری تغییر دهید که بار کمتری به تیر مورد نظر وارد شود تا بتوان ارتفاع آنرا کاهش داد.

۲- میتوانید فرض کنید که در دهانه مورد نظر کلا تیر نداریم. در این صورت شما عضوی از سیستم قاب خمشی را در آن دهانه از دست میدهید که مسلما بقیه دهانه ها و یا دیوارهای برشی باید سهم آن قاب را در زلزله تحمل کنند. در این حالت در آن دهانه "دال بدون تیر" خواهید داشت و در مدل سازه ای نیز تیری رسم نمیشود. در این حالت ضوابط مربوط به پانچ ستون و نکات مربوط به دال حاکم بر طراحی خواهد شد.

در نهایت توجه داشته باشید که ارتفاع کمتر از 30cm توصیه نمیشود:

استاندارد ۲۸۰۰:

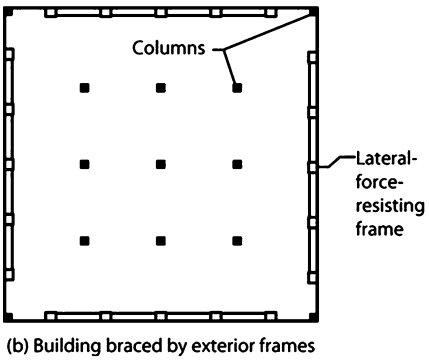
> ۳-۳-۵-۶ در ساختمان‌های بتن‌آرمه که در آنها از سیستم تیرچه و بلوک برای پوشش سقف‌ها استفاده می‌گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف در نظر گرفته می‌شود، در صورتی‌که ارتفاع تیرها کمتر از ۳۰ سانتی‌متر باشد، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده و ساختمان مشمول بند (۳-۳-۵-۵) می‌شود.

برخی از محاسبین توصیه میکنند ابعاد تیرها به گونه ای انتخاب شود که $\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \ge 1$ باشد. گرچه این ضابطه در مبحث نهم به عنوان الزام برای تیر تلقی شدن در قاب خمشی مطرح نشده است ولی به عنوان یک توصیه قابل قبول است. برای توضیحات بیشتر در این مورد می توانید به پرسشهای پاسخ داده شده در سامانه اطلاع رسانی کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی به آدرس www.iesc.bhrc.ac.ir مراجعه کنید.

۸-۳۴ ستونهای غیر باربر جانبی

مطابق شکل زیر ستونهای متصل به دال تخت، غیر باربر جانبی محسوب می شوند. این ستونها تنها در تحمل بار ثقلی مشارکت دارند. در فایل LATERAL که هدف بررسی کفایت سیستم باربر جانبی است، این ستونها نباید در تحمل بار جانبی مشارکت داشته باشند (مگر در مواردی که بتوان دال تخت را به عنوان قاب خمشی با شکل پذیری متوسط در نظر گرفت).

- در فایل LATERAL تکیه گاه این ستونها باید از حالت گیردار به مفصلی ثابت تبدیل شود. از طرفی با توجه به اینکه سختی خمشی دال تخت سقف نزدیک به صفر وارد خواهد شد، مشارکت ستونهای غیر بار جانبی به حداقل خواهد رسید.

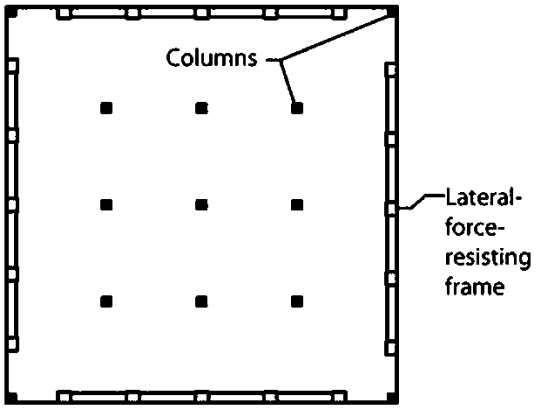


(b) Building braced by exterior frames

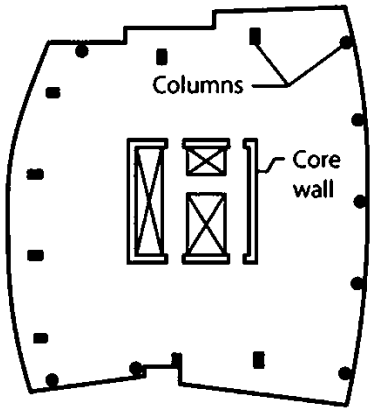
۹-۲۰-۱۰ اعضایی از سازه که جزیی از سیستم مقاوم دربرابر زلزله منظـور نمی‌شوند

۹-۲۰-۱-۱۰ در سازه‌های با شکل پذیری زیاد یا متوسط می‌توان در صورت لزوم برخی از اعضای سازه‌ای (تیرها، ستون‌ها، دال‌ها و دیوار پایه‌ها) را به عنوان جزئی از سیستم باربر جانبی منظور ننمود. در چنین حالتی باید از سختی و مقاومت این اعضا در برابر بارهای جانبی صرف نظر شود؛ ولی این اعضا و اتصالات آن‌ها باید طوری طراحی شوند که بتوانند به صورت مناسب بارهای قائم وارده بر آن‌ها که شامل اثرات هم‌زمان مولفه قائم زلزله نیز می‌شود، را تحت اثر تغییر مکان‌های جانبی ایجاد شده به واسطه‌ی بحرانی‌ترین اثر زلزله تحمل نمایند. در این اعضا باید اثرات ثانویه‌ی $(P-\Delta)$ نیز منظور گردند. بند ۹-۲۰-۱۰ ضوابط طراحی این اعضا را مشخص می‌کند.

شکل زیر نمونه ای از سیستم دال تخت و ستونهای متصل به دال را نشان میدهد (شکل از کتاب Moehle).



(b) Building braced by exterior frames



(c) Building braced by core wall

- در صورتی که از دال بتنی سقف به عنوان سیستم باربر جانبی استفاده نکرده باشیم، ستونهایی که به دال بتنی متصل هستند نیز جزئی از سیستم باربر جانبی محسوب نخواهند شد.
- **ستونهای باربر جانبی**
  - این ستونها هم در فایل MAIN و هم در فایل LATERAL کنترل می شوند و نسبت تنش آنها در هر دو فایل باید کمتر از یک باشد.
- **ستونهای غیر باربر جانبی**
  - توجه شود که تمامی ستونهای متصل به دال (بدون تیر) غیر باربر جانبی محسوب می شوند (مگر در مواردی که از دال به عنوان سیستم باربر جانبی استفاده شود).
  - این ستونها تنها در فایل MAIN کنترل می شوند.
  - این ستونها باید برای اثر ناشی از تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه نیز کنترل شوند (صفحه بعد را ببینید).

۳۴-۸-۱ کنترل سازه برای تغییرمکان جانبی غیرخطی طرح

استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۱۰ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند

در ساختمان‌های بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند ولی از طریق دیافراگم‌های کف‌ها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای اثر ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه، بند (۳-۵-۲)، طراحی شوند. در این محاسبات، در صورت نیاز، اثر P -Δ باید منظور گردد.

مبحث نهم

۹-۲۰-۱۰ اعضایی از سازه که جزیی از سیستم مقاوم دربرابر زلزله منظور نمی‌شوند

۹-۲۰-۱۰-۳ تیرها، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون درجا ریخته

۹-۲۰-۱۰-۳-۱ طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون باید بر اساس مقدار لنگر خمشی و برش ایجاد شده در آن‌ها وقتی تحت تاثیر تغییر مکان جانبی طرح، δ_u، قرار گیرند، مطابق بندهای ۹-۲۰-۱۰-۳-۲ و یا ۹-۲۰-۱۰-۳-۳، انجام شود. در صورتی که اثرات δ_u در محاسبات به صورت مستقیم منظور نگردد، باید ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۳-۳ تامین گردند.

۹-۲۰-۱۰-۳-۳ چنان چه لنگر خمشی و نیروی برشی ایجاد شده در عضو قاب بیش‌تر از ϕM_n یا ϕV_n باشند، و یا در صورتی که مقادیر لنگر خمشی یا برش مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۲-۱ محاسبه نشده باشند، باید ضوابط (الف) تا (ت) این بند رعایت شوند:

الف- مشخصات مصالح، باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۲-۵-۱و ۹-۲۰-۲-۵-۲ و وصله‌های مکانیکی و جوشی باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۲-۶ تا ۹-۲۰-۶-۲-۲-۹ برای قاب‌های ویژه باشند.

ب- در تیرها باید ضوابط بندهای ۹-۲۰-۱۰-۳-۲(الف) و ۹-۲۰-۶-۴-۱ رعایت شوند.

پ- در ستون‌ها باید ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲، ۹-۲۰-۶-۳-۳ و ۹-۲۰-۶-۴-۲ رعایت شوند.

ت- در اتصالات تیر به ستون باید ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۶-۳-۱ رعایت شوند.

۹-۲۰-۶-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد
۹-۲۰-۶-۳-۲ آرماتورهای طولی
۹-۲۰-۶-۳-۳ آرماتورهای عرضی
۹-۲۰-۶-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

- مطابق بند فوق، ستون متصل به دال بتنی (غیر باربر جانبی) باید قادر باشد همراه با بارهای ثقلی، تغییر مکان غیر خطی طرح ($\delta_u = C_d \times \Delta_e$) را نیز تحمل کند. انجام این کنترل نیازمند انجام تحلیل غیر خطی است.

به جای انجام تحلیل غیر خطی می توان مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۳-۳ عمل نمود.

مطابق بند فوق می توان گفت ستونهای غیر باربر جانبی لرزه ای به دو دسته تقسیم می شوند.

۱- ستونهای ثقلی که قادر به تحمل تغییر شکل $\delta_u = C_d \times \Delta_e$ هستند

۲- ستونهای ثقلی که قادر به تحمل تغییر شکل $\delta_u = C_d \times \Delta_e$ نیستند

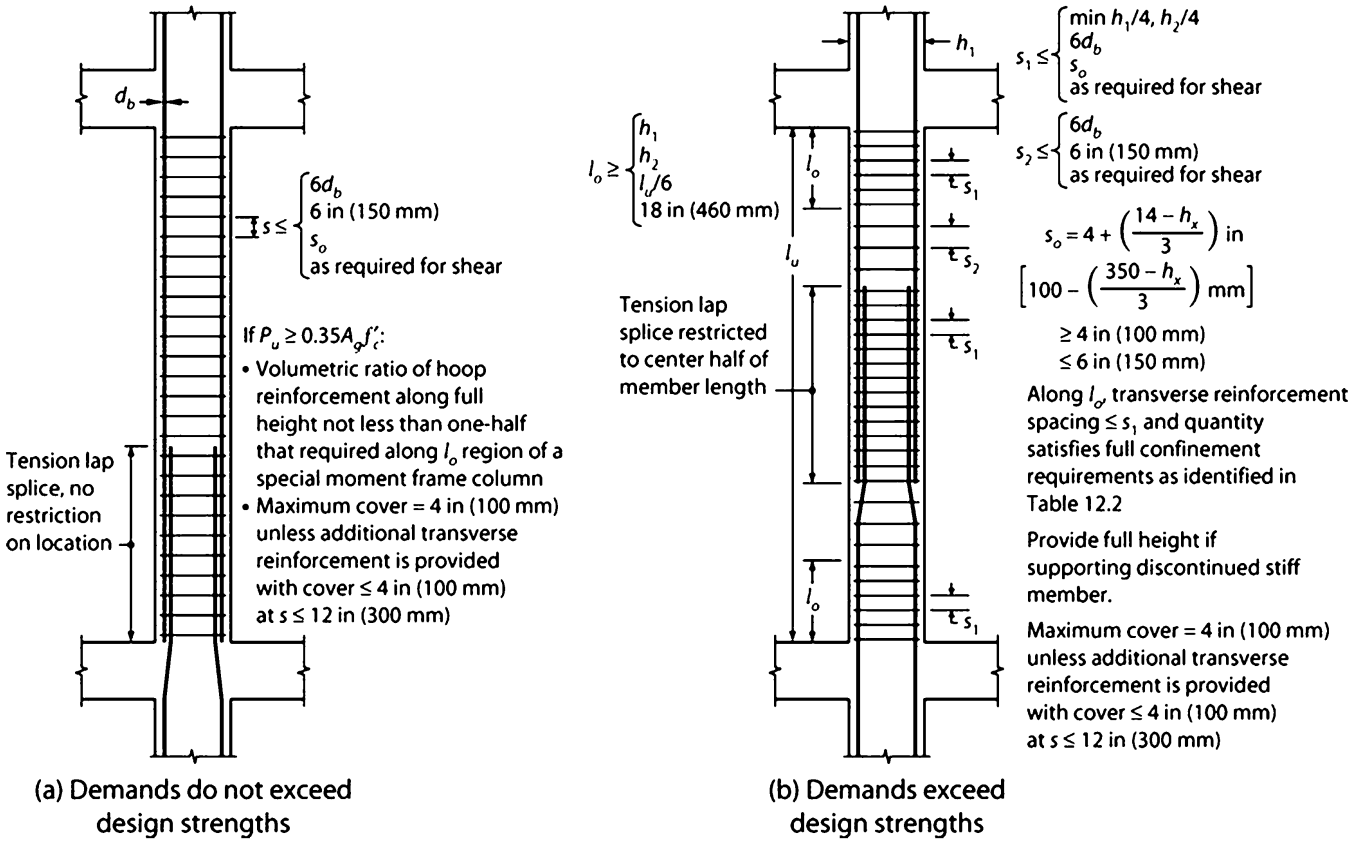
در هر دو حالت ضوابطی برای خاموت گذاری این ستونها و وصله انها ارائه شده است.

در حالت دوم باید خاموت گذاری و وصله ستونها مشابه ستونهای سازه های ویژه طرح شوند (خاموت با تراکم زیاد و وصله ها در وسط ستونها).

- در صورتی که طراح در ستونهای غیر بار جانبی ضوابط ستونهای ویژه (از جمله محل وصله در میانه ستون، تنگ گذاری خاص ستون ویژه) استفاده کند، نیازی به کنترل ستونها برای $\delta_u = C_d \times \Delta_e$ نیست.

- نتیجه: با توجه به زمان بر بودن آنالیز غیر خطی، محاسبین معمولا ترجیح می دهند به جای انجام آنالیز غیر خطی، در تمامی ستونهایی که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند، ضوابط ستونهای قابهای خمشی ویژه را رعایت کنند.

- شکل زیر برگرفته از کتاب Moehle می باشد که بیانگر جزئیات آرماتورگذاری ستونهای غیر باربر جانبی در دو حالت می باشد.
- در ستونهایی که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند (ستونهای متصل به دال) توصیه میشود از جزئیات شکل سمت راست باید استفاده شود

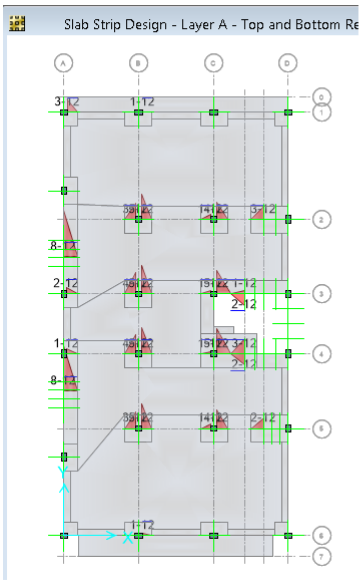


- در صورت عدم انجام تحلیل غیرخطی و عدم کنترل کفایت ستونهای غیر باربر جانبی برای δ_u جزئیات آرماتورگذاری تمامی **ستونهای غیر باربر جانبی باید مطابق شکل b باشد.**

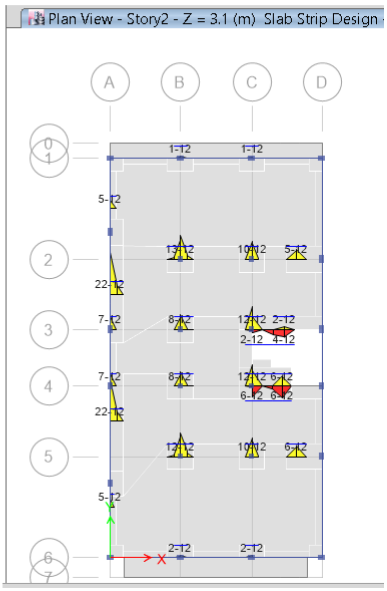
۹-۳۴ میلگردهای خمشی و برشی (خارج از صفحه دال)

SAFE OR ETABS ?

SAFE



ETABS

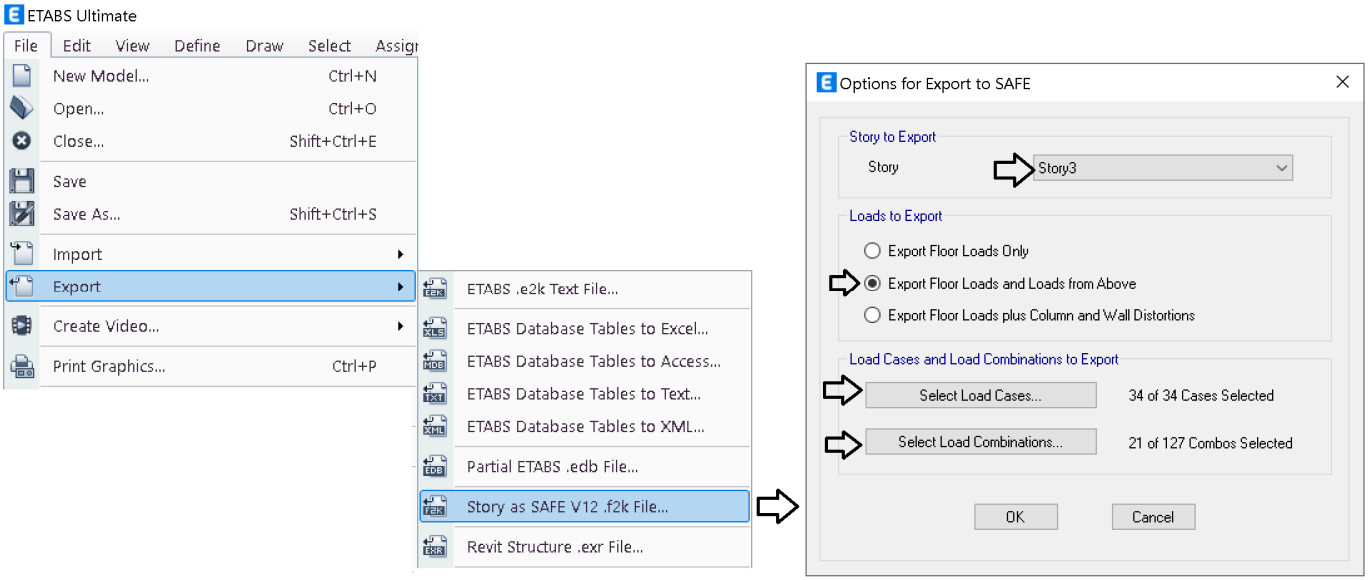


- مقادیر آرماتورهای خمشی دال (برای خمش خارج از صفحه) را می توان با ترسیم نوارهای طراحی بدست آورد.
- در هر دو نرم افزار ETABS و SAFE می توان نوار طراحی ترسیم کرده و مطابق شکلهای فوق میلگردها را استخراج کرد.
- دالها علاوه بر تحمل بار ثقلی، تحت اثر نیروی جانبی زلزله نیز تحت اثر لنگر قرار می گیرند. در صورت طراحی دال در نرم افزار ETABS اثرات ناشی از زلزله دقیق تر از نرم افزار SAFE منظور خواهد شد.
- در ورژنهای قبلی ایتبس امکان طراحی خمشی دال در ایتبس فراهم نبود و بنابراین مهندسین جهت طراحی از نرم افزار SAFE استفاده می کردند. در ورژنهای جدید این امکان فراهم شده ولی با وجود این به دو دلیل برخی از مهندسین ترجیح می دهند از نرم افزار SAFE استفاده نمایند. دلیل اول می توان این مورد باشند که از گذشته عرف بر این بوده که از نرم افزارSAFE استفاده شود و در نتیجه اعتماد بیشتری به این نرم افزار دارند. دلیل دوم میتواند مربوط به این موضوع باشد که در نرم افزار ETABS نتایج طراحی دال ممکن است سنگین تر از نرم افزار SAFE بدست آید (به دلیل منظور کردن صحیح اثر زلزله در ETABS)
- برخی از مهندسین معتقد هستند که اگر در طراحی سازه از کمک باربری لرزه ای دال صرف نظر شده است (فایل Lateral) بنابراین سخت گیری در رابطه با طراحی خمشی دال تحت اثر همزمان بار ثقلی و زلزله ضروری نیست (البته طراحی دیافراگم ضروری بوده و نیروهای داخل صفحه کماکان کنترل خواهند شد). توصیه میشود در هر حالت دال برای اثرات زلزله نیز کنترل شود.
- اگر هنگام انتقال نیروها از ایتبس به سیف، از گزینه سوم استفاده شود (صفحه بعد را ببینید) در این صورت اثرات و لنگرها و برشهای ناشی از زلزله مشابه با آنچه در ایتبس رخ میدهد به سیف منتقل می شود و آثار ناشی از زلزله به طور کامل در سیف منظور میشود. برای توضیحات بیشتر به بند بعد مراجعه نمایید.

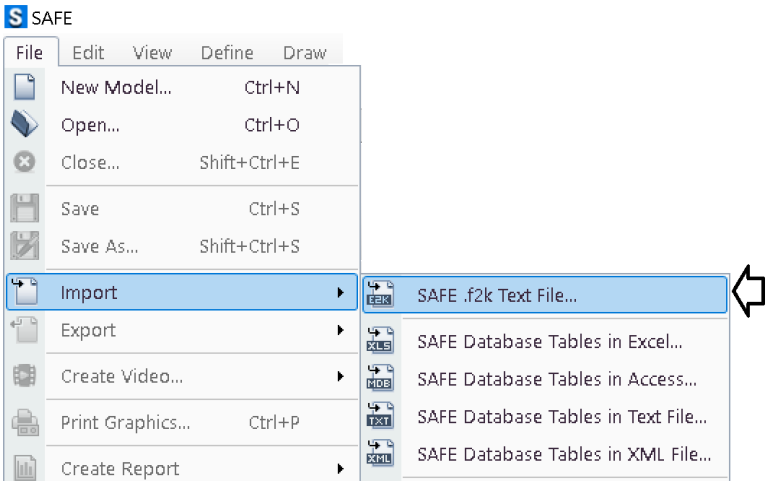
۳۴-۱۰ مراحل طراحی دال بتنی در نرم افزار SAFE

۳۴-۱۰-۱ انتقال نیروها به نرم افزار SAFE

- در صورتی که از سیستم دال-ستون به عنوان قاب خمشی استفاده شده باشد، باید دال مورد نظر برای نیروهای زلزله طراحی و کنترل شود. در این حالت باید برای ارسال نتایج به SAFE از **گزینه سوم** در شکل زیر استفاده شود.
- در صورتی که در طراحی لرزه ای در ایتبس از باربری جانبی دال صرف نظر شده باشد و کفایت سازه بدون مشارکت خمشی دال در بار جانبی کنترل شده باشد (فایل Lateral کنترل شده باشد)، در این صورت برخی از محاسبین معتقد هستند استفاده از **گزینه دوم** در شکل زیر و همزمان ارسال نیروهای ناشی از زلزله در طراحی دال کفایت می کند. در این حالت اگرچه نیروهای ناشی از زلزله در تراز طبقه مورد نظر ارسال و اعمال میگردد، ولی اثرات ناشی از تغییرشکل و دوران نسبی طبقات حذف میشود. در گزینه دوم در پای ستونها در نرم افزار سیف تکیه گاه گیردار قرار داده شده و دورانهای پای ستونها حذف می گردد. در مواردی که در دهانه ها مابین ستونها تیرهایی با ابعاد متعارف داشته باشیم، نتایج گزینه دوم و سوم تفاوت چندانی نخواهند داشت. در این حالت عرف رایج طراحی استفاده از گزینه دوم می باشد. ولی در مواردی که در برخی دهانه ها تیر با سختی کافی نداشته باشیم (یا تیر مخفی داشته باشیم) توصیه میشود حتی در صورت کنترل سازه در فایل Lateral طراحی خمشی دال توسط گزینه سوم انجام شود.
- دقت شود که برای راحتی کار (و عدم تعریف مجدد ترکیب بار در SAFE) در شکل زیر از طریق Select Load Combination ترکیب بارهای طراحی بتنی (UNDON) را که قبلا در ETABS تعریف شده اند نیز انتخاب نمایید تا ارسال شوند.



پس از ارسال نتایج مطابق شکل فوق، مطابق شکل زیر در نرم افزار سیف نیروها فراخوانی میشود.



۳۴-۱۰-۲ تنظیم و کنترل تعریف مصالح

در قسمت مصالح باید مقاومت فشاری بتن مد نظر کنترل شده و اصلاحات لازم برای مصالح انجام شود.

۳۴-۱۰-۳ اعمال ضرایب کاهش سختی اعضا

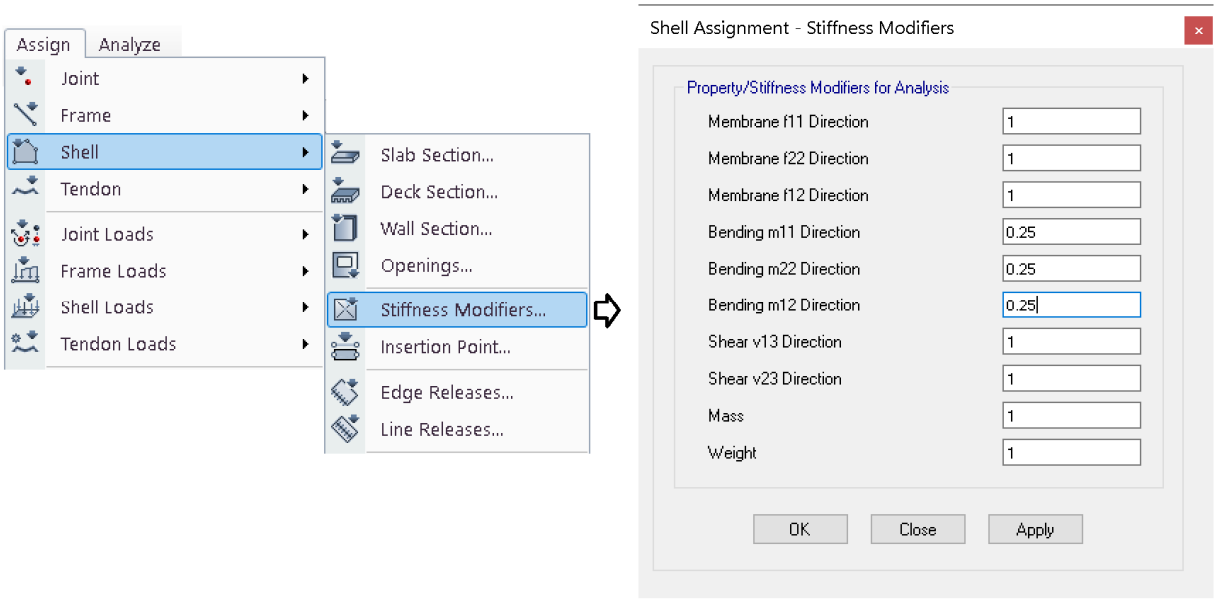
متاسفانه پس از ارسال مدل از ETABS به SAFE ضرایب کاهش سختی تعریف شده منتقل نمی شود.

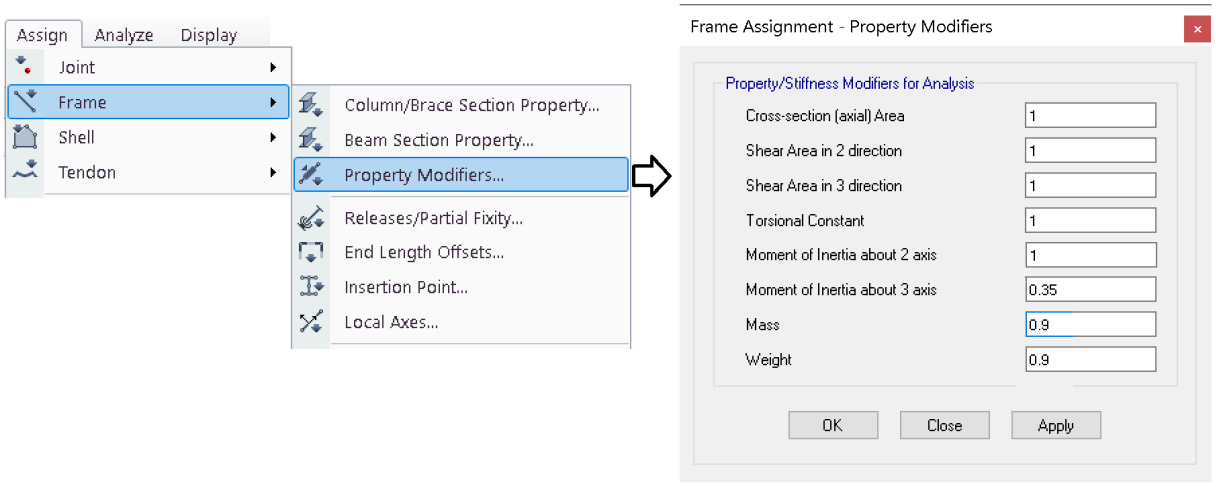
بنابراین باید مجددا در نرم افزار SAFE این ضرایب اعمال شوند.

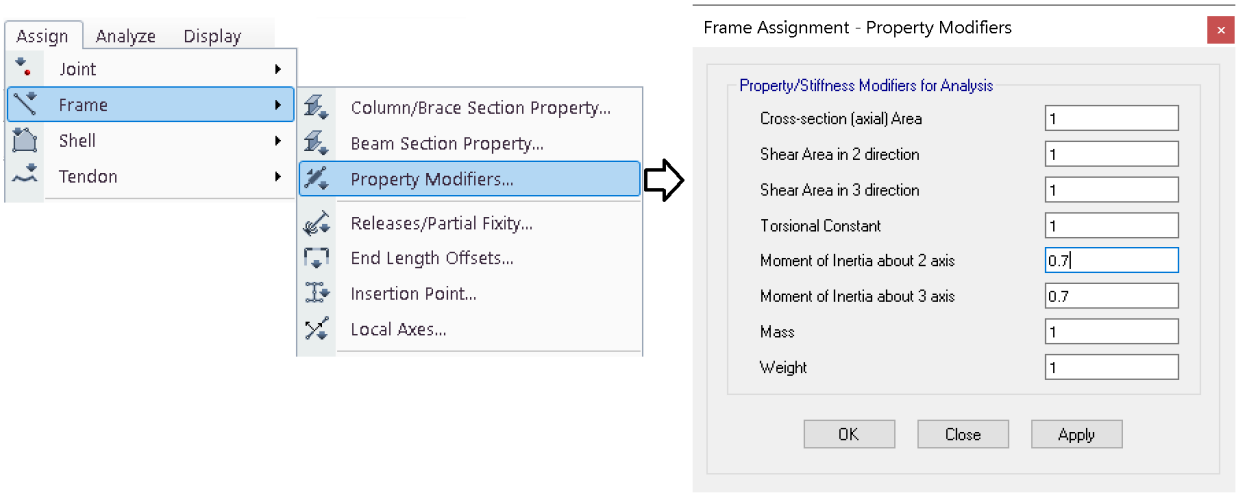
بدین منظور باید تیرها، ستونها و دالها را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر ضرایب کاهش سختی اعمال شوند.

- در **کنترل خیز** ضرایب کاهش سختی متفاوت خواهد بود و ضرایب ذکر شده در این بند مربوط به **طراحی خمشی و برشی دال** می باشد.
- توجه: نرم افزار SAFE به صورت پیش فرض ضریب 0.1 برای سختی پیچشی تیرها منظور میکند و اعمال مجدد ضریب برای J لزومی ندارد.

ستونها: 0.7Ig تیرها: 0.35Ig دالها: 0.25Ig

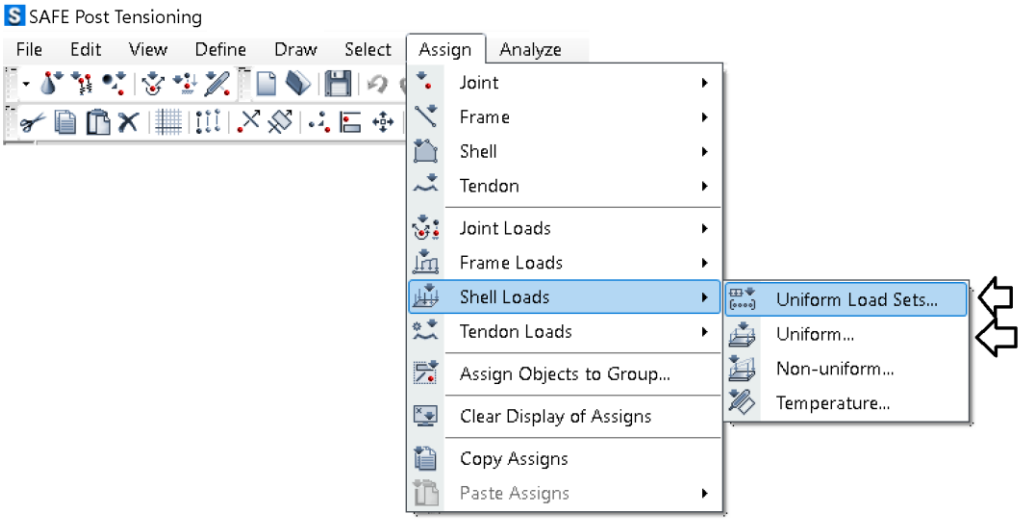






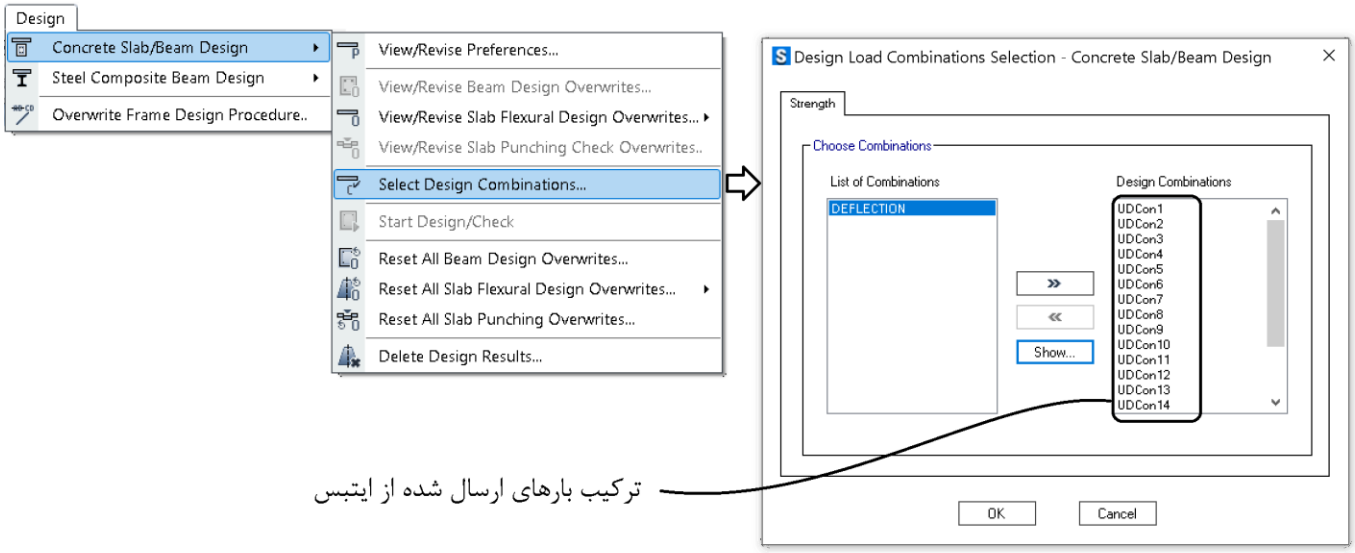
۳۴-۱۰-۳-۱ بارگذاری

در صورتی که در ایتبس بارگذاری کف ها به صورت Uniform load set تعریف شده باشد، متاسفانه بارهای اعمال شده به کف به SAFE منتقل نخواهند شد ولی اگر بارهای وارده در ETABS از نوع Uniform… اعمال شده باشند، بارهای وارد بر کف به نرم افزار SAFE منتقل خواهد شد. بنابراین در صورت لزوم باید بارهای کف مجددا مطابق شکل زیر در SAFE اعمال شوند.

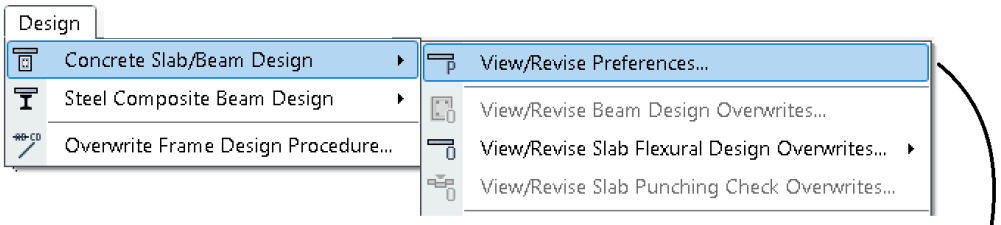


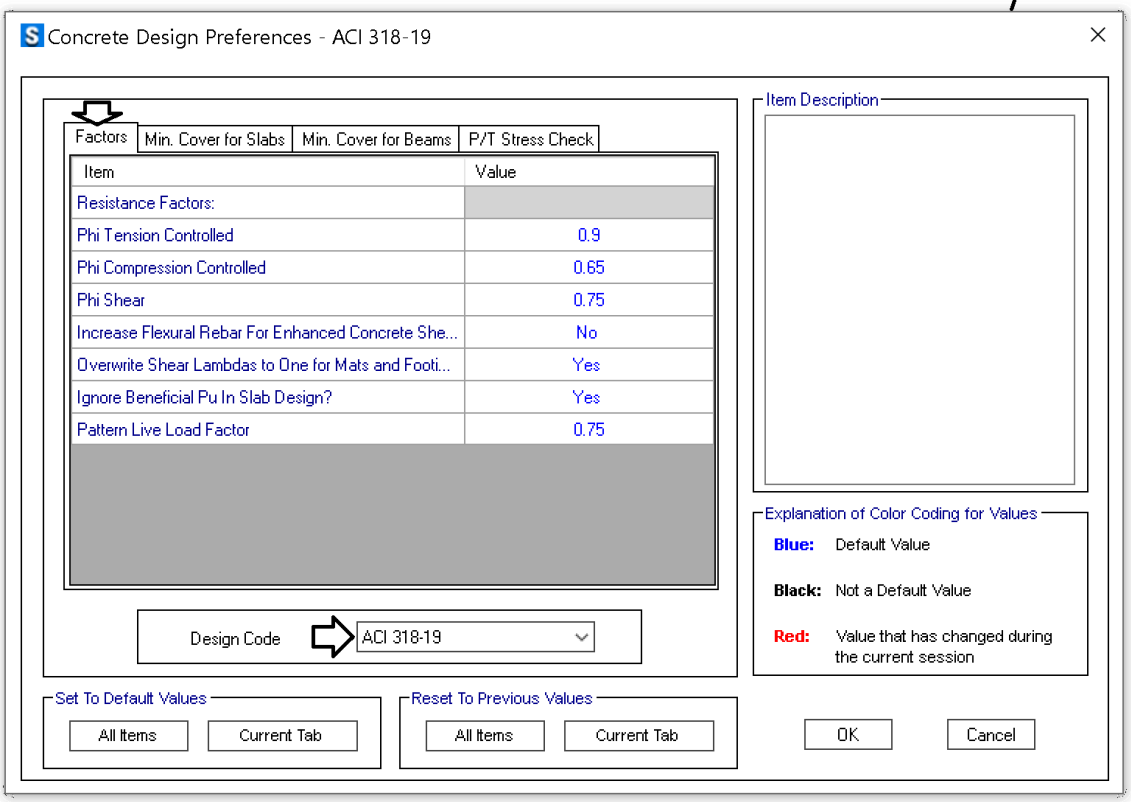
۳۴-۱۰-۳-۲ ترکیب بارها

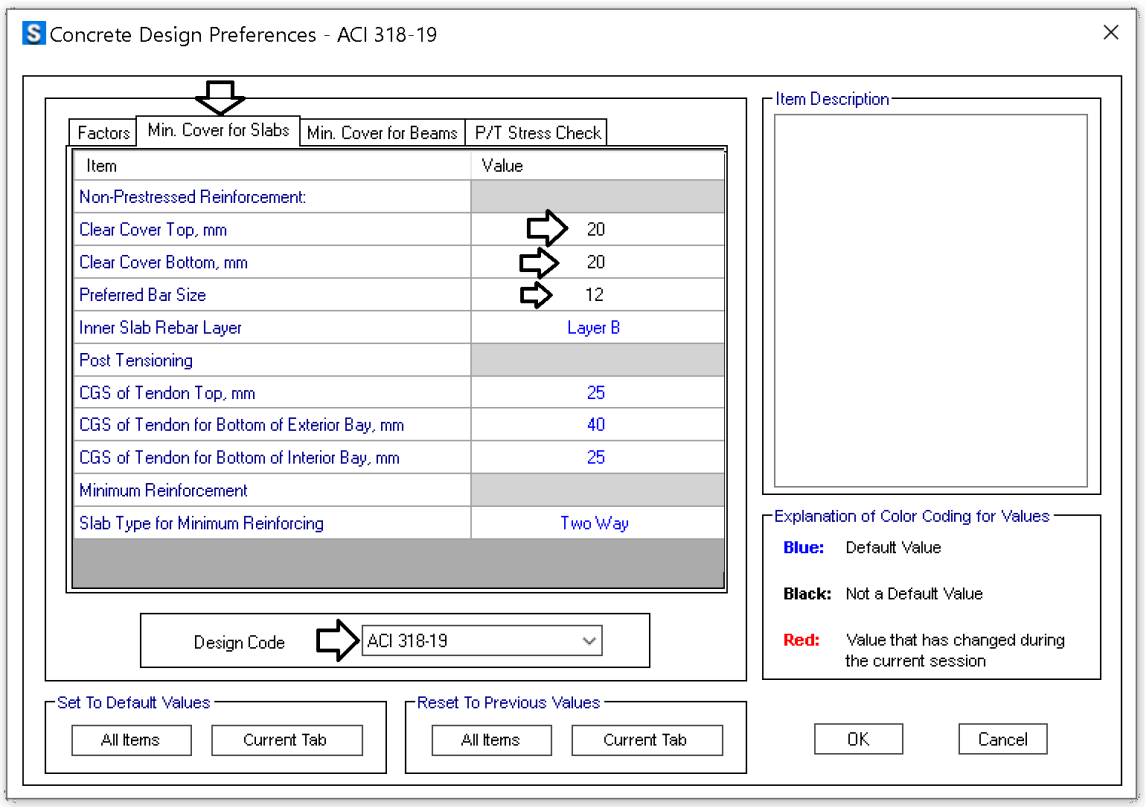
ترکیب بارهای طراحی همان ترکیب بارهایی خواهد بود که در نرم افزار ETABS تعریف شده است. بنابراین نیازی به تعریف ترکیب بار جدید نمی باشد.



۳۴-۱۰-۳-۳ انتخاب آیین نامه و تعریف پوشش بتن



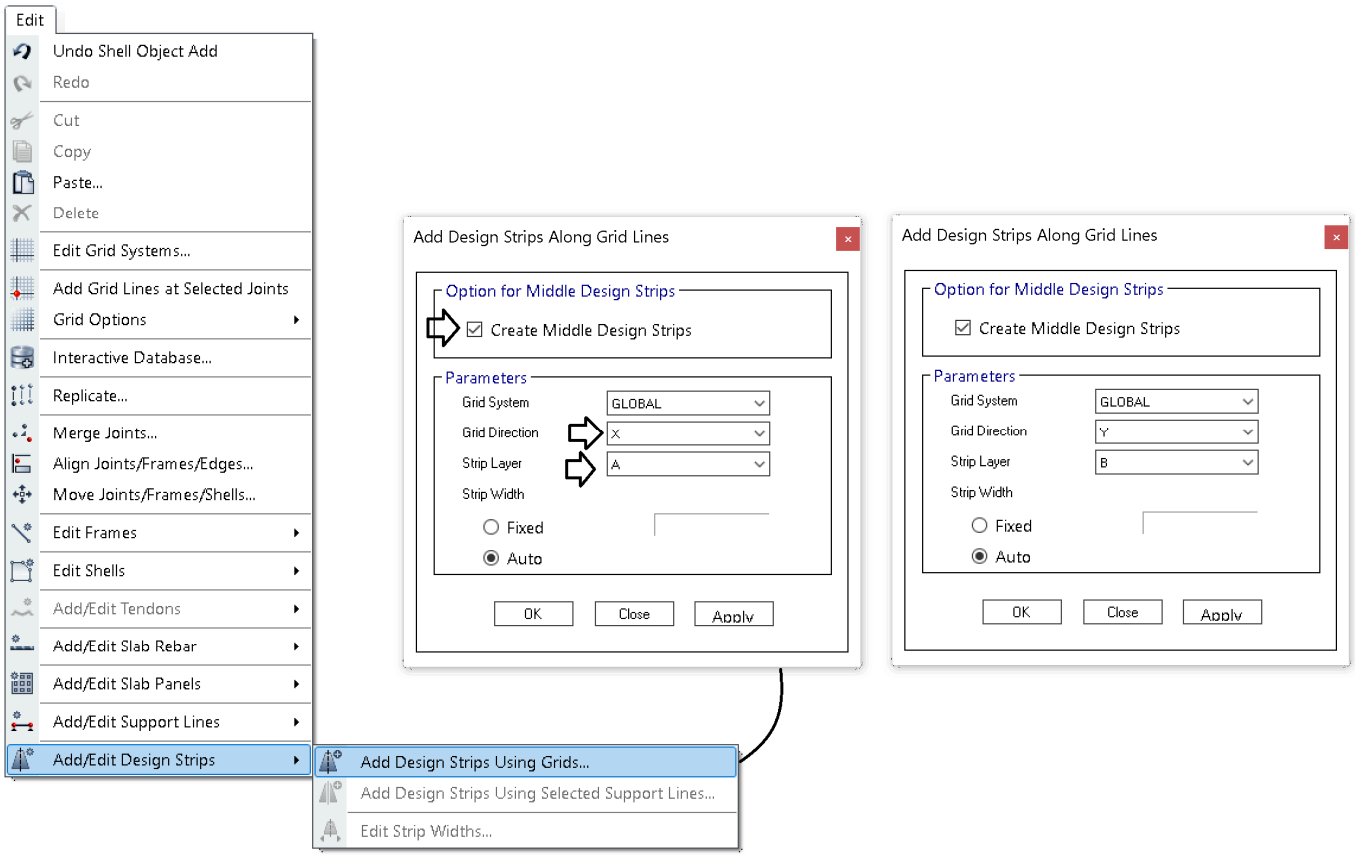




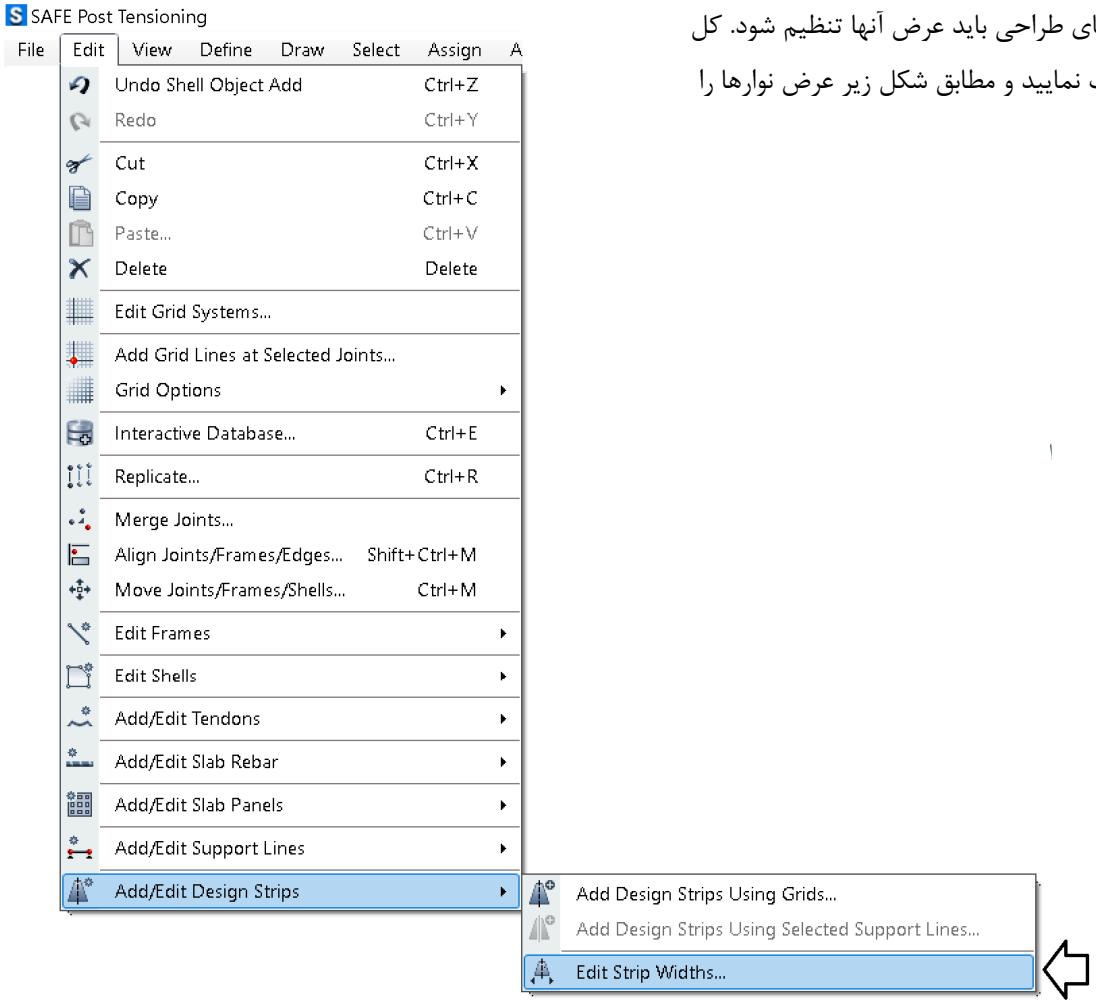
۳۴-۱۰-۳-۴ ترسیم نوارهای طراحی

- در صورتی که دال مورد نظر از نوع وافل باشد، بهتر است به جای تعریف نوارهای ستونی و میانی، نوارهایی با عرض هر تیرچه وافل تعریف شود. مثلا اگر فاصله تیرچه ها در سقف وافل برابر 700 mm هست، عرض تمامی نوارها برابر 700 mm تعریف شود. در این حالت میلگردی که برای هم نوار نمایش داده میشود، نشان دهنده میلگرد یک تک تیرچه خواهد بود.
- ولی در دالهای غیر از وافل می توان به شرح زیر نوار ستونی و میانی تعریف نمود.

مشابه طراحی پی های گسترده باید نوارهای طراحی تعریف شوند.

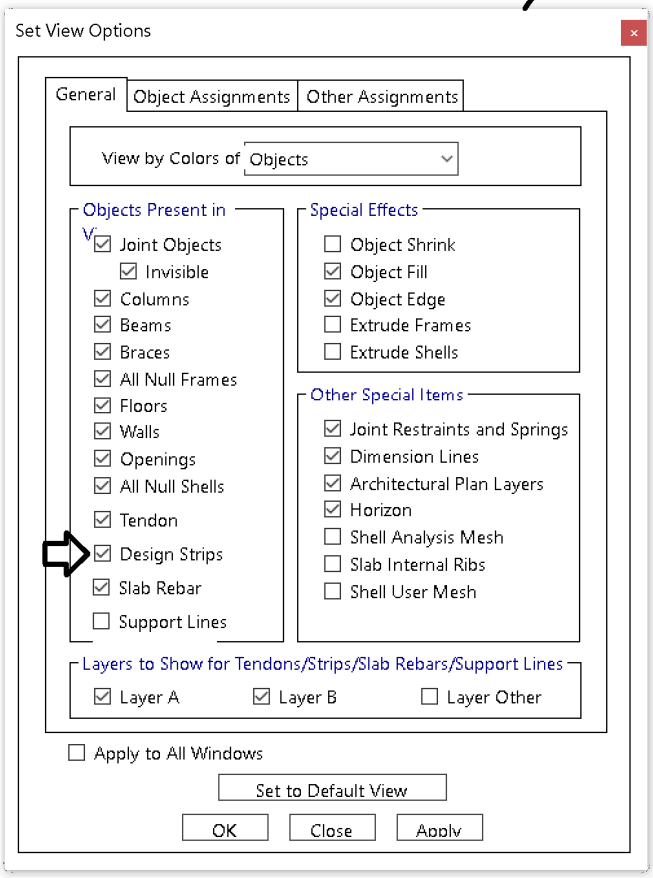


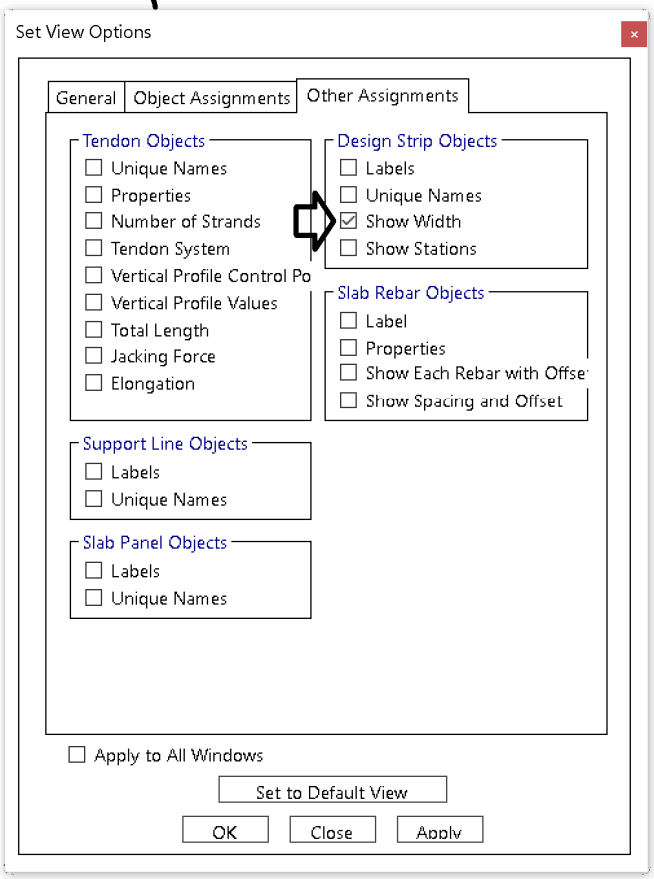
پس از ایجاد اتوماتیک نوارهای طراحی باید عرض آنها تنظیم شود. کل اجزای ترسیم شده را انتخاب نمایید و مطابق شکل زیر عرض نوارها را تنظیم کنید:



مشاهده عرض نوارهای طراحی:

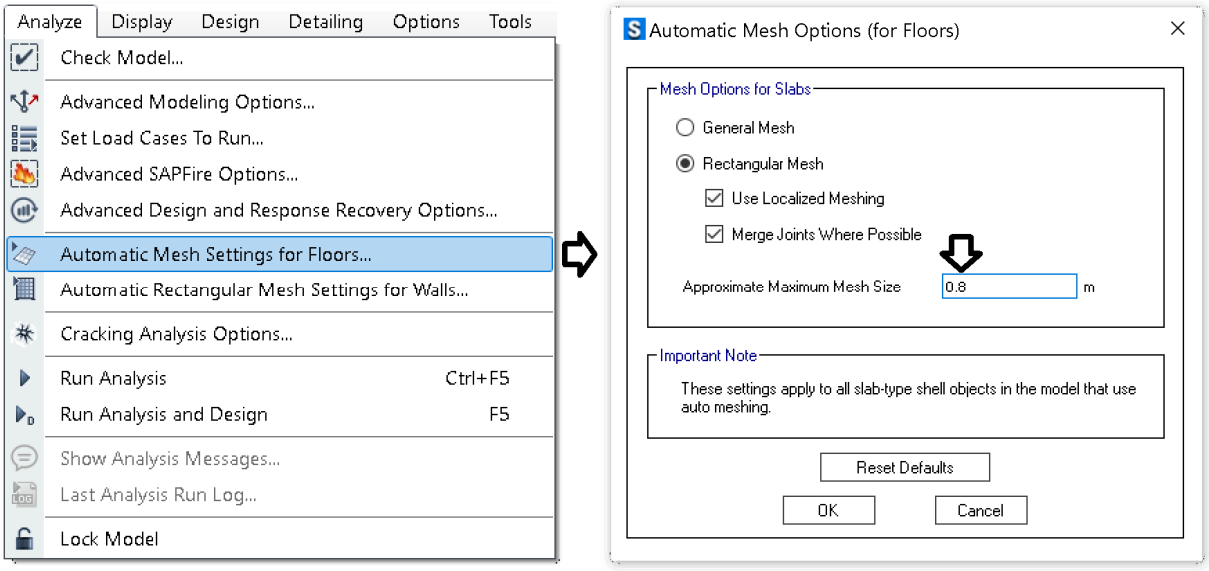




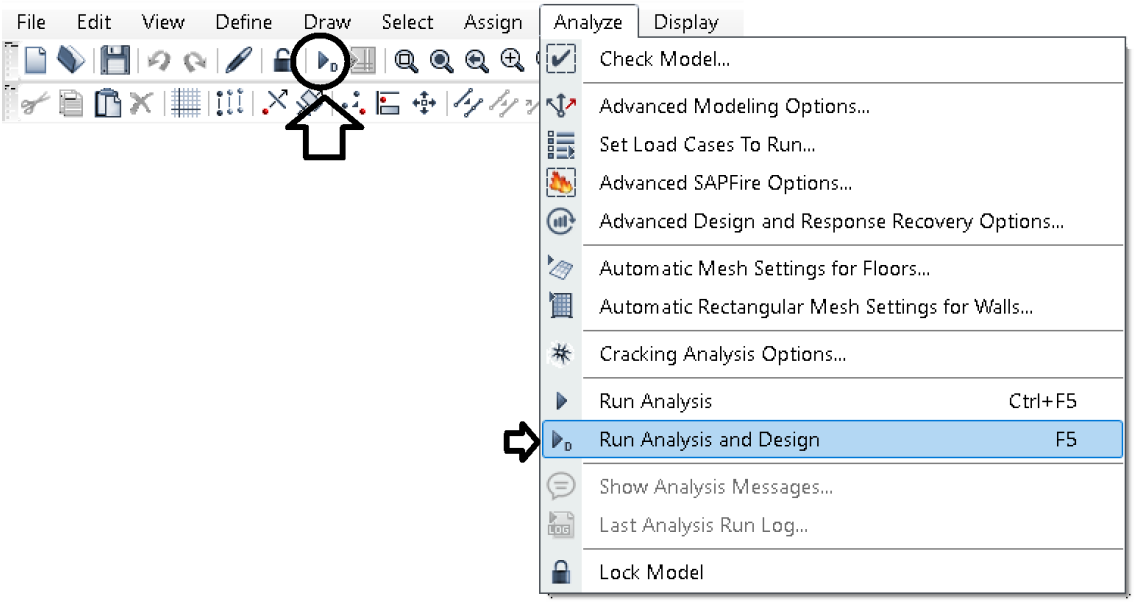


۳۴-۱۰-۳-۵ سایز مش بندی اجزا محدود

در صورت نیاز برای افزایش دقت می توان ابعاد المان های محدود را مطابق شکل زیر کاهش داد.



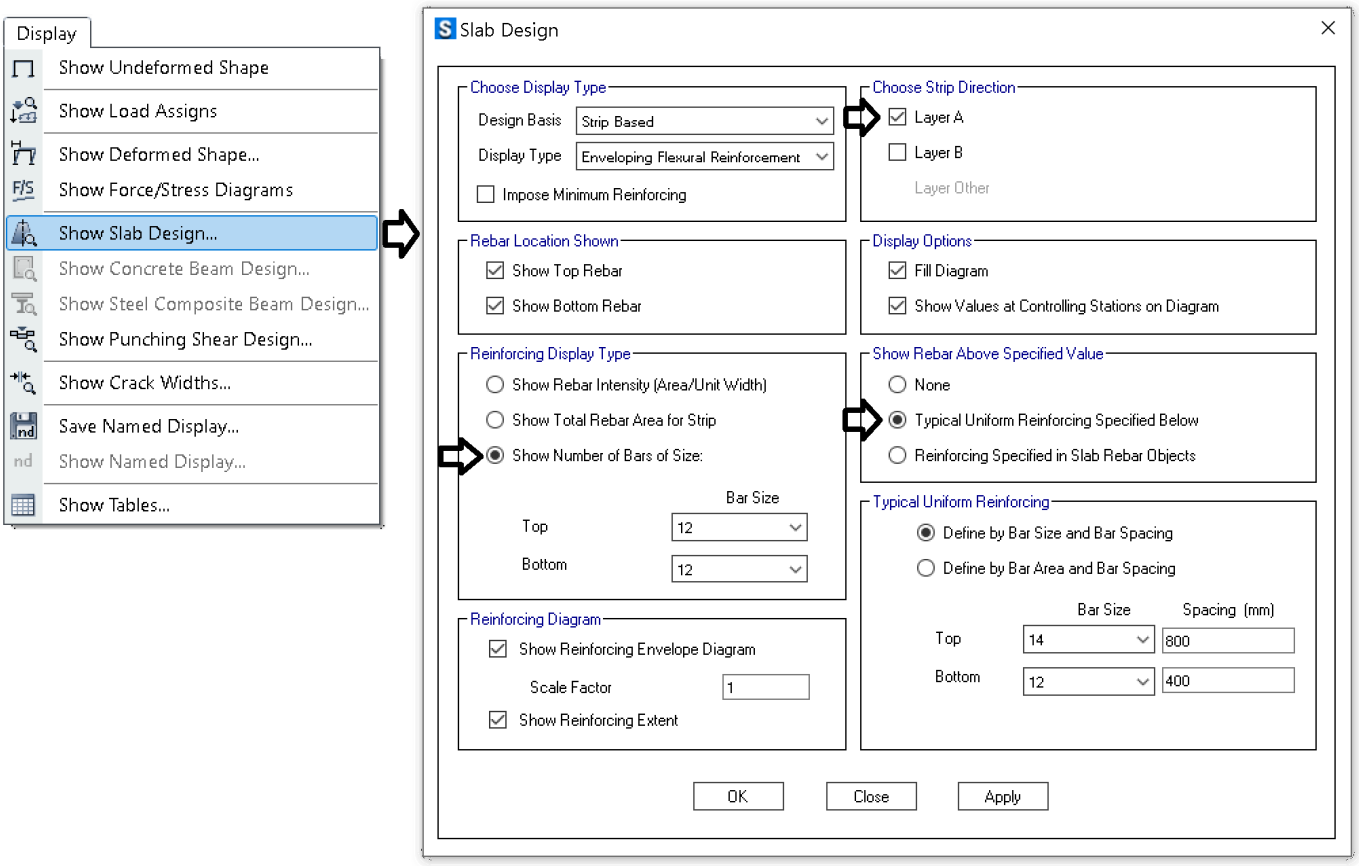
۳۴-۱۰-۳-۶ تحلیل سازه و کنترل نتایج



۳۴-۱۰-۳-۷ استخراج نتایج

- در صورتی که مابین ستونها تیر داشته باشیم، نیازی به کنترل برش پانچ نیست. ولی اگر برخی ستونها فاقد تیر باشند، باید برش پانچ دال کنترل شود.

- مطابق شکل زیر و مشابه میلگردهای خمشی در پی ها می توان میلگردهای خمشی دال را پس از طراحی استخراج کرد.

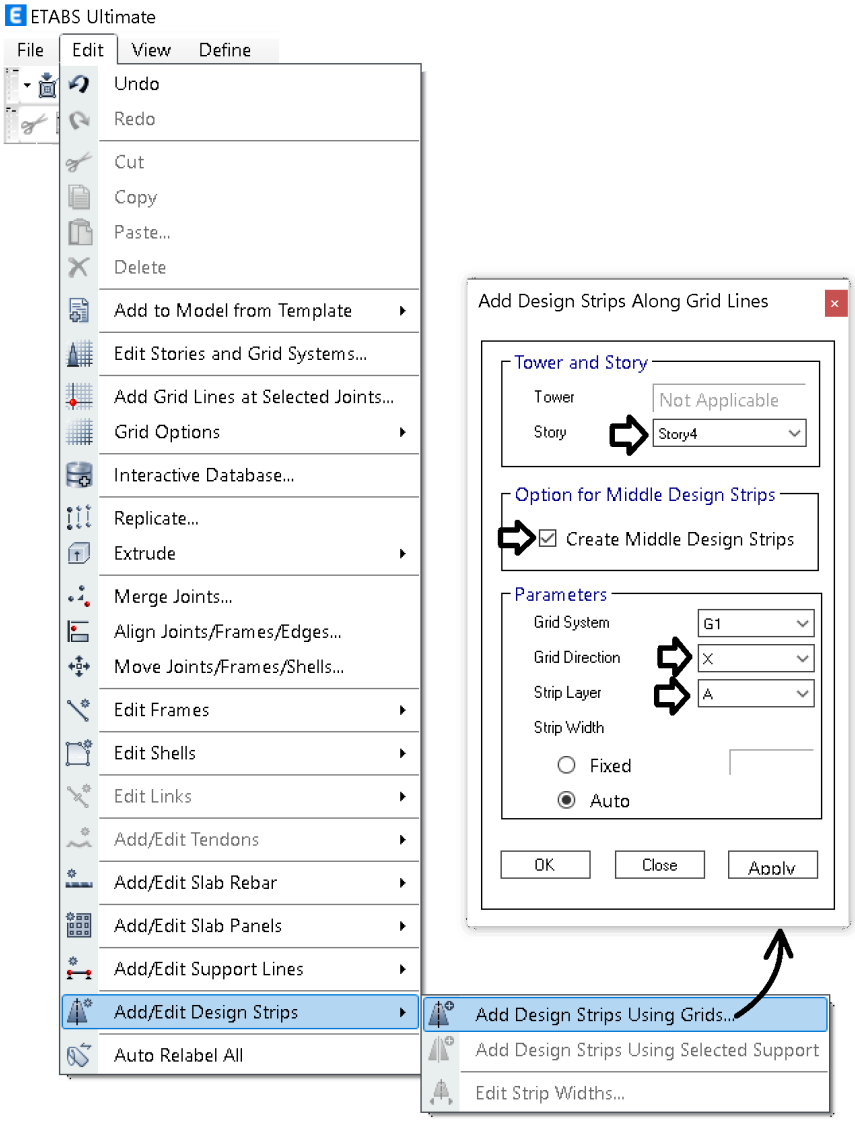


۴-۱۰-۳۴ خلاصه مراحل استخراج میلگردهای خمشی در ETABS

در فایل MAIN که در آن سختی دیافراگم به صورت واقعی و با ضرایب پیشنهادی آیین نامه تنظیم شده است. مطابق مراحل زیر نوارهای طراحی را ترسیم و طراحی کنید:

گام ۱: آکس های (grid) اضافی را حذف کنید. تنها آکس هایی را نگاه دارید که نشان دهنده موقعیت ستونها هستند. ایتبس نوارهای طراحی دالها (نوار ستونی و نوار میانی) را بر اساس موقعیت آکس ها ترسیم می کند.

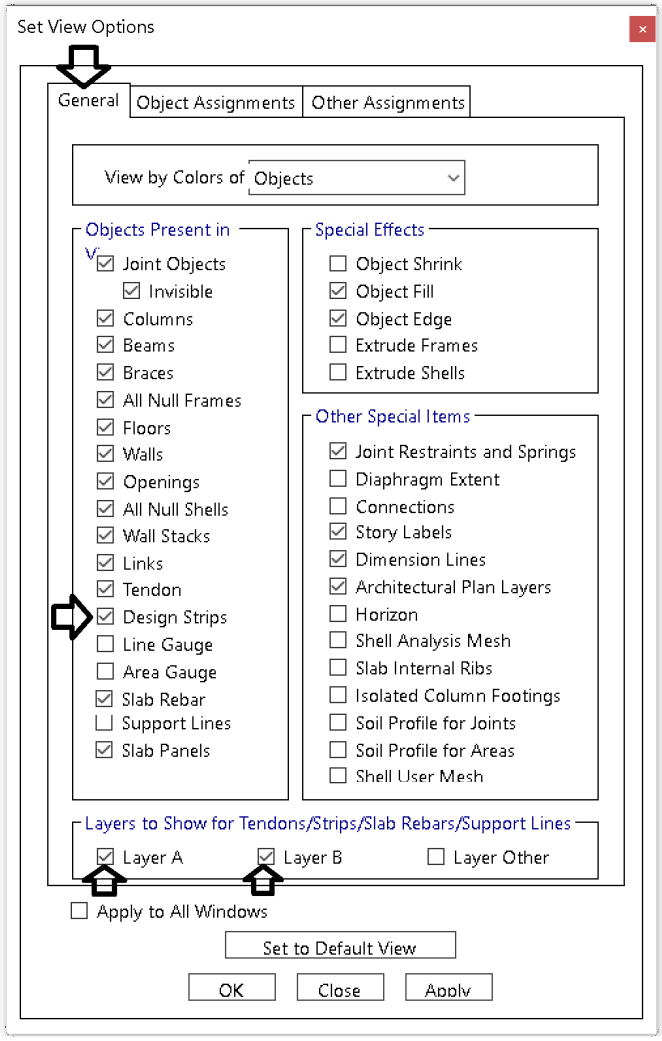
گام۲: با استفاده از ابزار زیر نوارهای طراحی را در طبقه مورد نظر و در دو راستای X و Y با برچسب های متفاوت (مثلا X با برچسب Layer A و جهت Y با برچسب B) ترسیم نمایید.

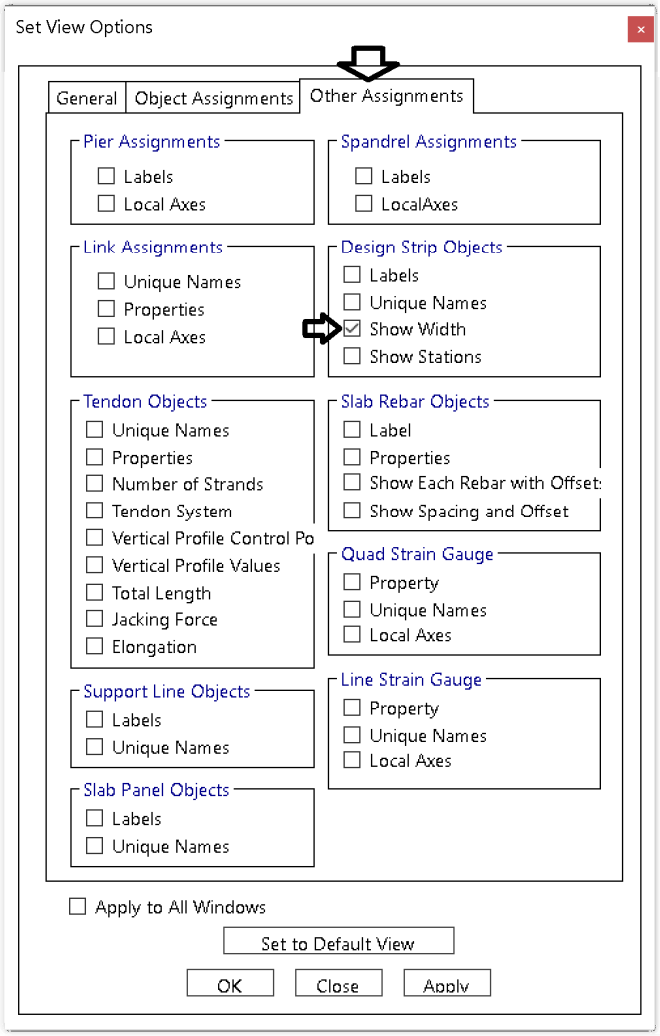


در صورتی که دال مورد نظر از نوع وافل باشد، نیازی به انجام مراحل فوق نمی باشد و بهتر است به جای تعریف نوارهای ستونی و میانی، نوارهایی با عرض هر تیرچه وافل تعریف شود. مثلا اگر فاصله تیرچه ها در سقف وافل برابر 700 mm هست، عرض تمامی نوارها برابر 700 mm تعریف شود. در این حالت میلگردی که برای هر نوار نمایش داده میشود، نشان دهنده میلگرد یک تک تیرچه خواهد بود.

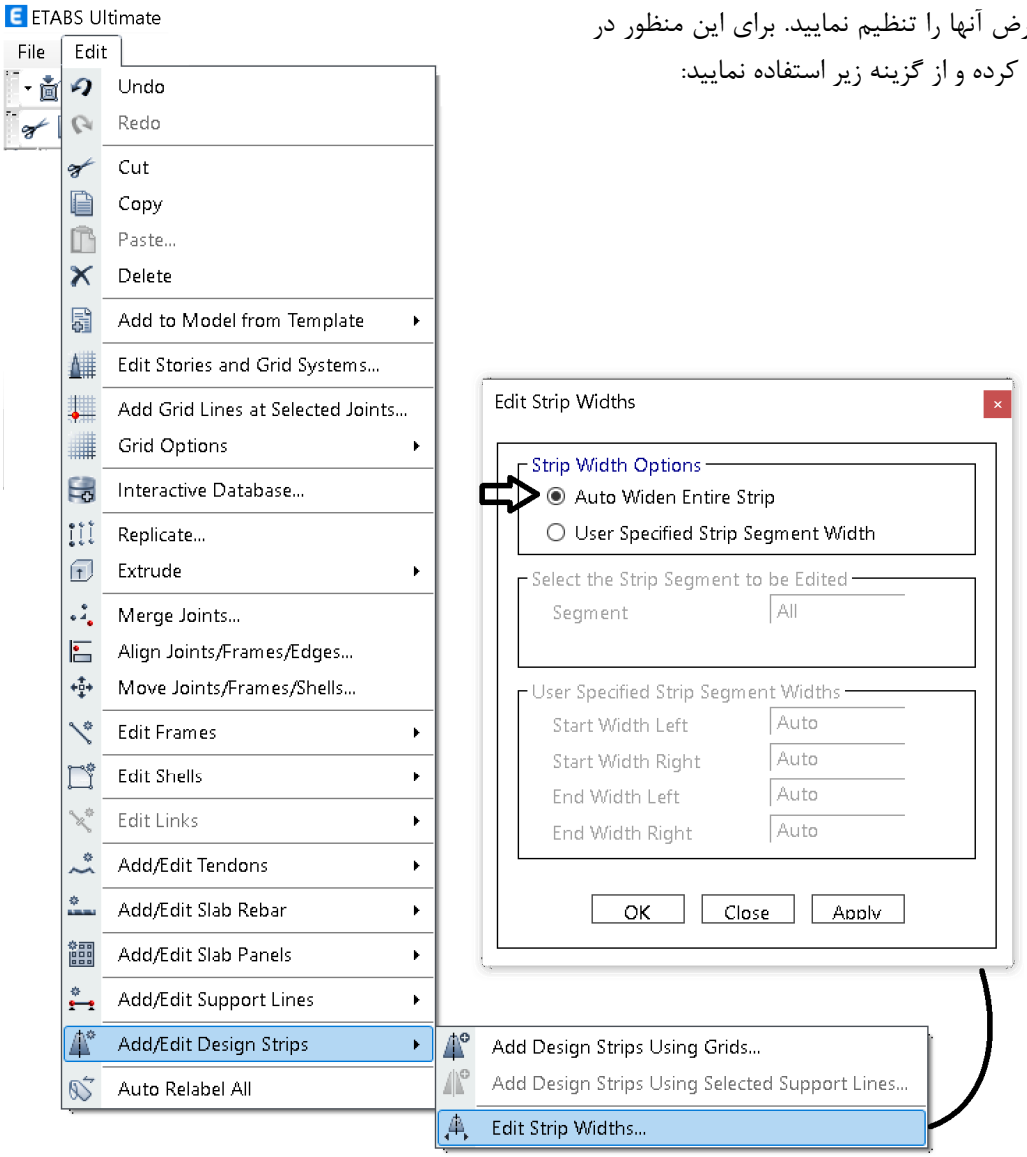
 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

گام ۳: پس از ترسیم نوارهای طراحی، عرض آنها را می توانید از طریق فعال کردن گزینه زیر نمایش دهید:

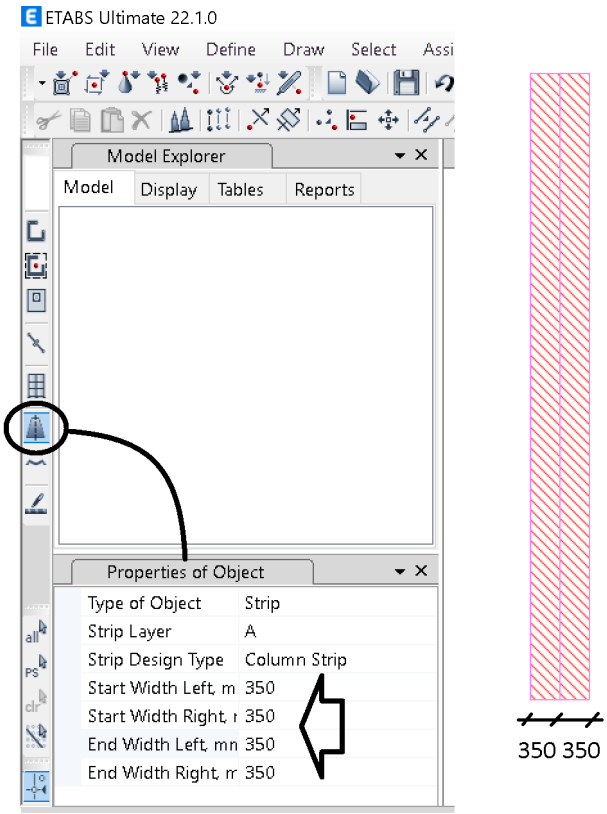




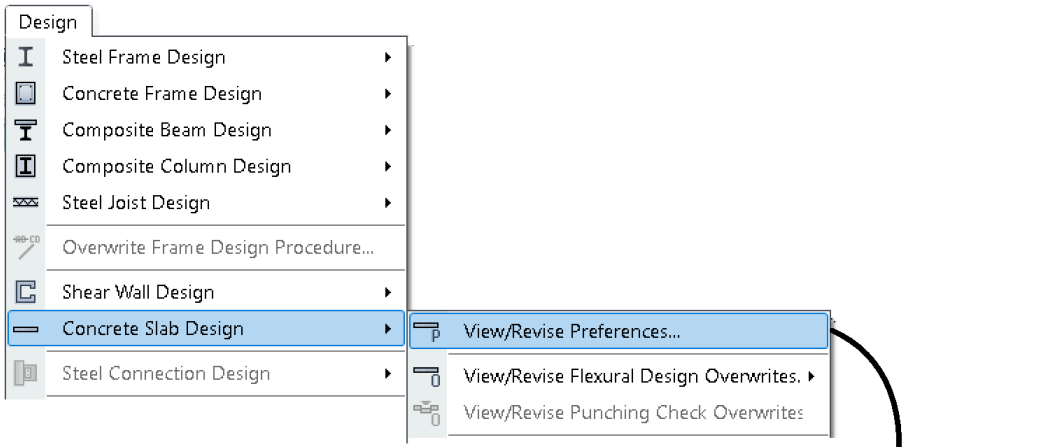
گام ۴: پس از ترسیم اولیه نوارها، عرض آنها را تنظیم نمایید. برای این منظور در صفحه نمایش تمامی نوارها را انتخاب کرده و از گزینه زیر استفاده نمایید:

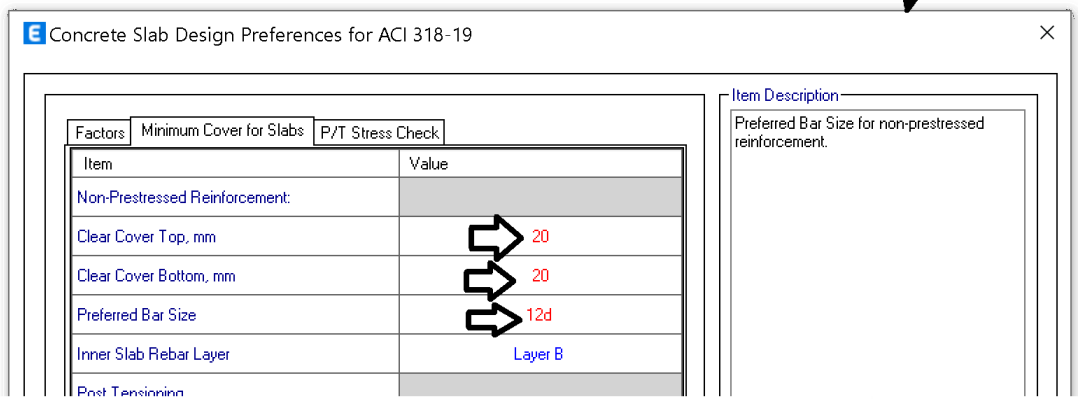


- در صورتی که دال مورد نظر از نوع وافل باشد، نیازی به انجام مراحل فوق نمی باشد و بهتر است به جای تعریف نوارهای ستونی و میانی، نوارهایی با عرض تیرچه وافل تعریف شود. مثلا اگر فاصله تیرچه ها در سقف وافل برابر 700 mm هست، عرض تمامی نوارها برابر 700 mm تعریف شود. در این حالت میلگردی که برای هر نوار نمایش داده میشود، نشان دهنده میلگرد یک تک تیرچه خواهد بود.

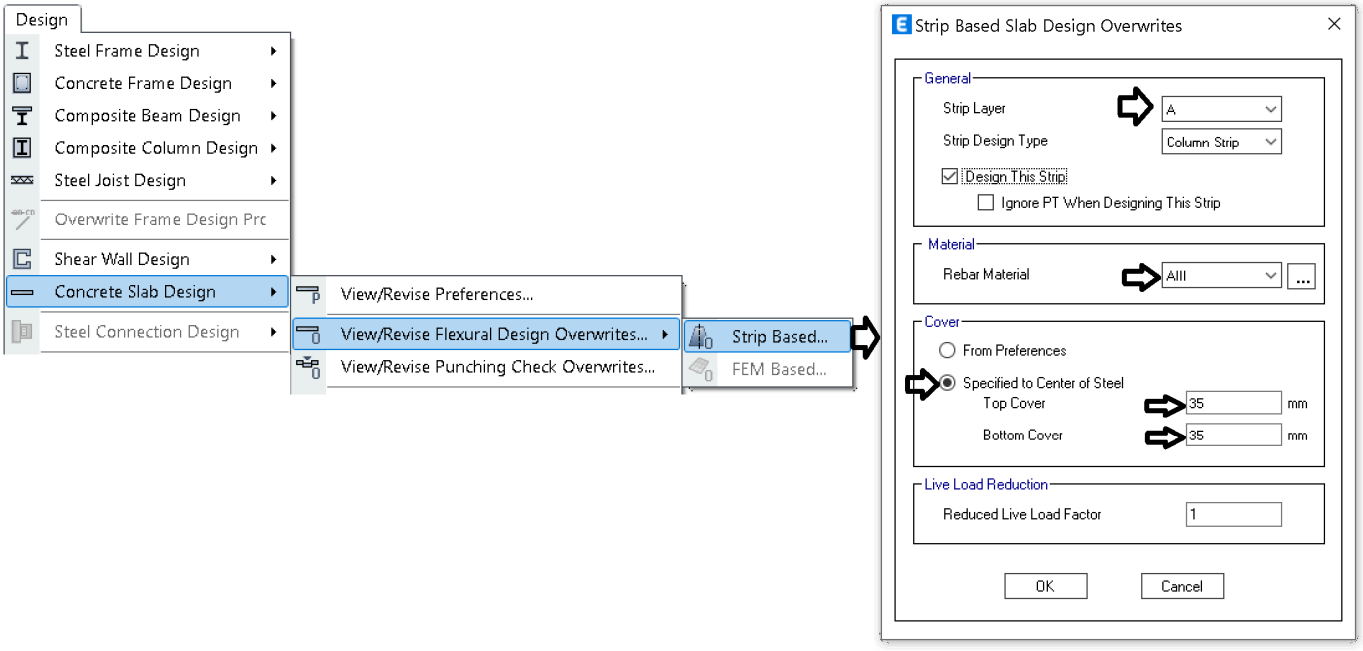


گام ۵: مطابق شکل زیر کاور (خالص) مناسب و سایز میلگرد احتمالی دال انتخاب شود:





توجه شود که در تصویر صفحه قبل پوشش میلگردهای راستای A و B متفاوت در نظر گرفته میشود. به جای معرفی پوشش در قسمت preferences میتوان مستقیما نوارهای طراحی را انتخاب و از طریق overwrite مطابق شکل زیر پوشش بتنی تا مرکز میلگرد را برای هر راستا مشخص کرد. در این حالت ایتبس و سیف پوشش معرفی شده در قسمت preferences را نادیده می گیرد.



۳۴-۱۰-۵ آرماتور حداقل خمشی در سقف وافل

مطابق بند زیر اگر ابعاد تیرچه ها در سقف وافل ضوابط هندسی بندهای زیر را تامین کنند، جزو دالهای دو طرفه محسوب میشوند و ضوابط تعیین آرماتور حداقل خمشی آنها نیز تابع ضوابط دال ها خواهد بود:

۹-۱۰ دال‌های دوطرفه

۹-۱۰-۸ سیستم‌های تیرچه‌ی دوطرفه

۹-۱۰-۸-۱ کلیات

۹-۱۰-۸-۱-۱ سیستم تیرچه‌ی دوطرفه شامل ترکیب یکپارچه‌ی تیرچه‌های با فواصل منظم و یک دال فوقانی می‌باشد، که برای عملکرد دوطرفه طراحی می‌شود.

۹-۱۰-۸-۱-۲ حداقل عرض تیرچه در کل ارتفاع مقطع، نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۰-۸-۱-۳ ارتفاع کل تیرچه نباید از ۳/۵ برابر عرض حداقل آن بیشتر شود.

۹-۱۰-۸-۱-۴ فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

۹-۱۰-۸-۱-۸ سازه‌ی تیرچه‌ی دوطرفه‌ای که محدودیت‌های بندهای ۹-۱۰-۸-۱-۱تا ۹-۱۰-۸-۱-۴ را تأمین نمی‌کند، باید به‌عنوان دال یا تیر طراحی شود.

در رابطه با دالها (در نقاطی که لنگر داریم) مبحث نهم (و ACI318-19) حداقل آرماتور خمشی لازم برای دالهای دو طرفه را مطابق بند زیر تعریف کرده است. با توجه به اینکه مطابق بند فوق، سقف وافل (به شرط تامین ضوابط هندسی) جزو دالهای دو طرفه محسوب میشود، توصیه میشود آرماتور حداقل این سقف نیز بر اساس بند زیر محاسبه شود:

۹-۱۰ دال‌های دوطرفه

۹-۱۰-۷ آرماتور گذاری در دال‌ها

۹-۱۰-۷-۱-۲ حداقل آرماتور خمشی در دال‌های دوطرفه

الف- حداقل مساحت آرماتور خمشی، $A_{s,\min}$، برابر با $0.0018A_g$ بوده و یا از رابطه‌ی (۹-۱۰-۳) محاسبه می‌شود. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در جهت دهانه، و در عرض دال (b_{slab}) تعبیه شود.

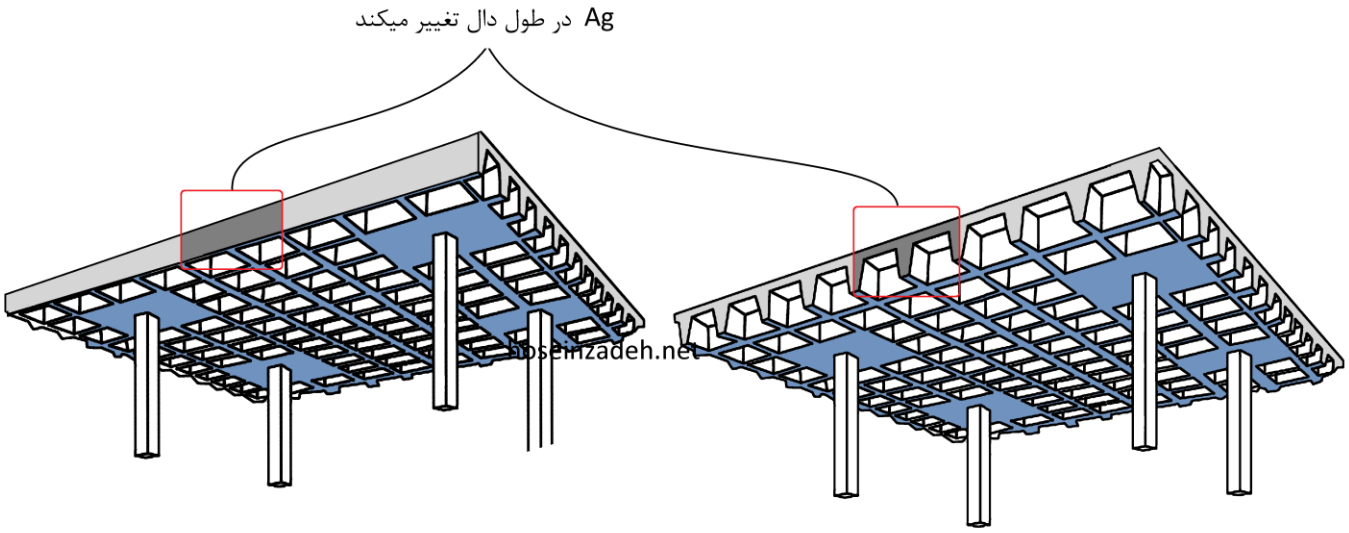
ب- در مواردی که تنش برشی بر روی مقطع بحرانی برش دوطرفه در اطراف ستون، بار متمرکز یا سطح عکس‌العمل، $v_{uv} > \phi 0.17 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ باشد، $A_{s,\min}$ که در عرض دال، b_{slab} ، تعبیه می‌شود، باید رابطه‌ی (۹-۱۰-۳) را تأمین نماید.

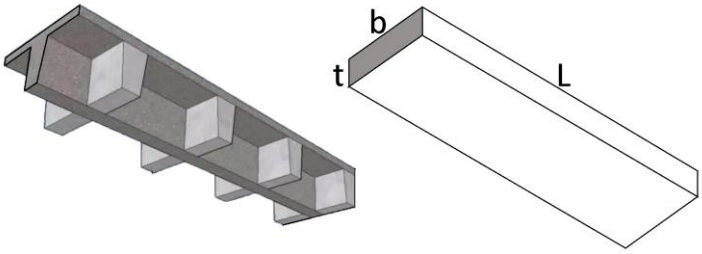
$$A_{s,min} = \frac{5 v_{uv} b_{slab} b_o}{\phi \alpha_s f_y} \qquad (۹-۱۰-۳)$$

۹-۲-۲ علائم اختصاری

A_g	سطح مقطع ناخالص یک عضو بتنی. در یک مقطع مجوف میلی متر مربع فضای خالی منظور نمی‌شود.

در محاسبه Ag باید توجه داشت که با توجه به اینکه در سقف وافل تیرچه ها به صورت متعامد هستند عملا در طول هر تیرچه در تقاطع با تیرچه های متعامد مقطع Ag افزایش می یابد (مقطع متغیر داریم).





توصیه میشود در این مورد از ضخامت معادل استفاده شود. در شکل فوق ضخامت معادل t چنان تعیین می شود که مساحت مقطع معادل (bt) با میانگین مساحت دال واقعی (Ag) برابر باشد. برای محاسبه t معادل میتوان به راحتی وزن یکی از دالهای ترسیم شده را از ایتبس خوانده و ضخامت معادل دال را بر اساس آن محاسبه کرد.

$$\text{وزن بتن دال انتخاب شده در ایتبس} = \gamma_{\text{بتن}} \times \left(t_{\text{معادل}} \times \text{مساحت دال انتخاب شده در ایتبس}\right) \rightarrow \text{وزن بتن} = \gamma_{\text{بتن}} \times \text{حجم}$$

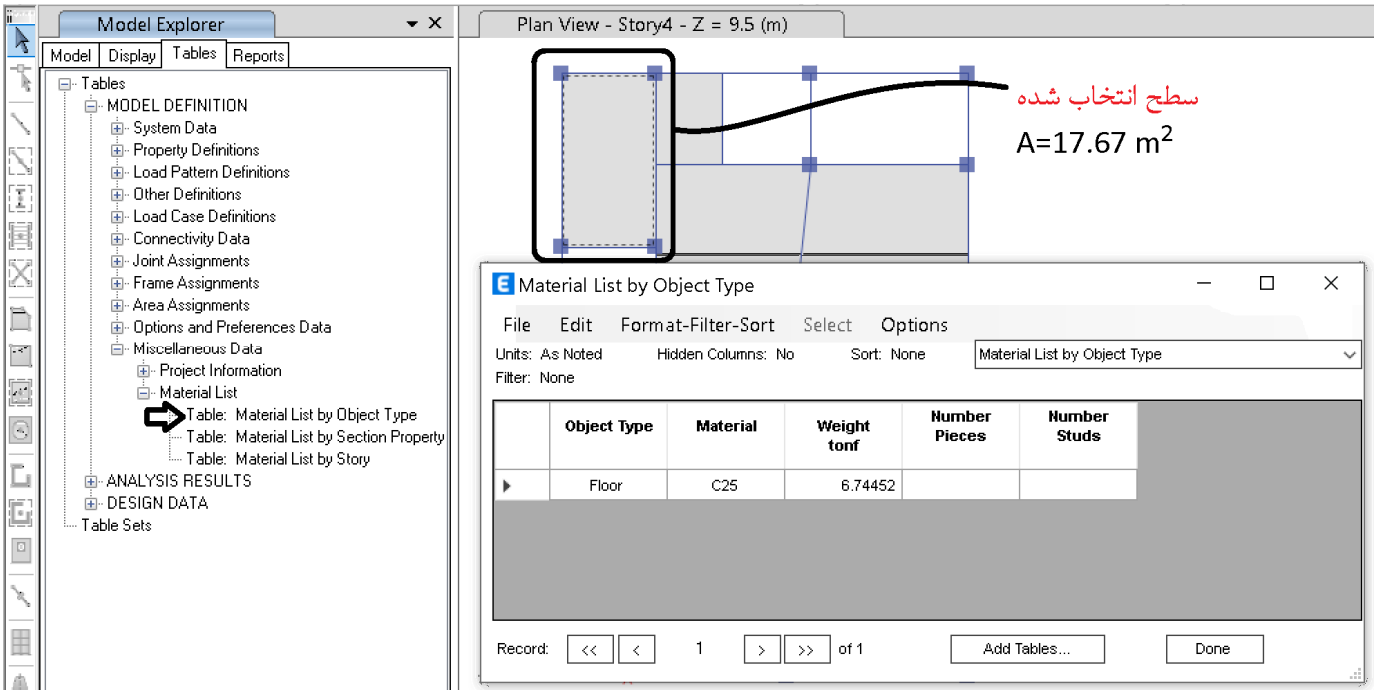
$$\rightarrow \quad t_{\text{معادل}} = \frac{\text{وزن بتن دال انتخاب شده در ایتبس}}{\gamma_{\text{بتن}} \times \text{مساحت دال انتخاب شده در ایتبس}}$$

$$A_{s-min} = 0.0018A_g = 0.0018\left(t_{\text{معادل}} \times \text{فاصله تیرچه ها}\right)$$

- توجه: گرچه در آیین نامه برای کلیه دالها آرماتور حداقل خمشی حداقل را برابر 0.0018Ag معرفی می کند، ولی با توجه به عدم تقارن مقطع وافل، استفاده از یک مقدار ثابت برای هر دو میلگرد فوقانی و تحتانی شاید دقیق نباشد و در حقیقت این رابطه آیین نامه در رابطه با سقف وافل دارای تقریب است. به لحاظ مفهومی آرماتور حداقل خمشی باید در حدی باشد که لنگر مقاوم خمشی مقطع با میلگرد حداقل بیش از لنگر ترک خوردگی مقطع باشد.
- CRSI (*Concrete Reinforcing Steel Institute; Design Guide on the ACI318*) در یکی از مثالهای مربوط به طراحی سقف وافل برای محاسبه حداقل میلگرد خمشی تیرچه های سقف وافل، از روابط آرماتور حداقل خمشی تیرها برای آرماتور تحتانی و روابط مربوط به دال بتنی برای رویه بتنی فوقانی استفاده کرده است. برای توضیحات بیشتر در مورد نحوه محاسبه آرماتور حداقل خمشی بر این اساس، میتوانید به پرسشهای پاسخ داده شده در سامانه اطلاع رسانی کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی به آدرس www.iesc.bhrc.ac.ir مراجعه کنید.

مثال:

۱- یکی از دالهای ترسیم شده در ایتبس را انتخاب و مطابق شکل وزن آنرا بدست آورید.

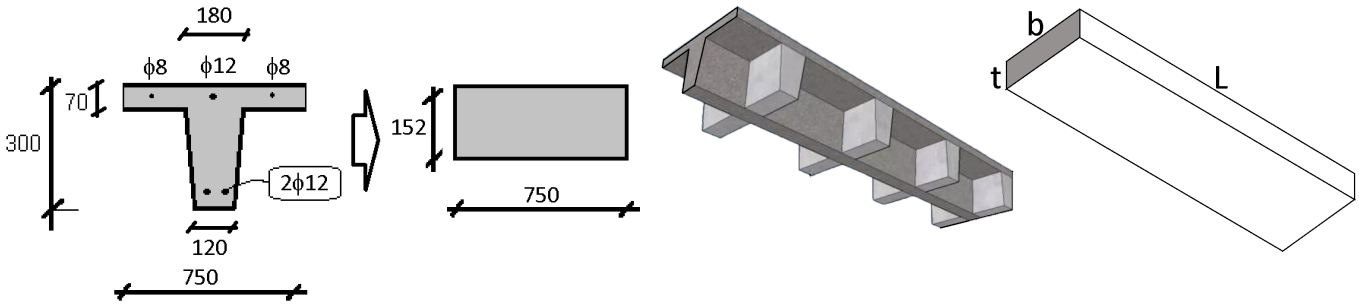


۲- ضخامت معادل دال را بر اساس وزن آن محاسبه کنید:

$$\text{وزن بتن دال انتخاب شده در ایتبس} = \text{وزن بتن} \rightarrow \left(\text{مساحت دال انتخاب شده در ایتبس} \times t_{\text{معادل}}\right) \times 2.5\frac{ton}{m^3} = \text{حجم} \times \gamma_{\text{بتن}}$$

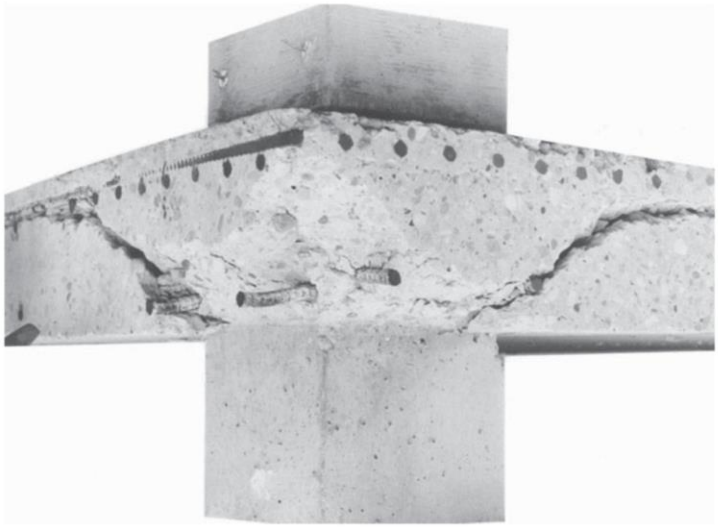
$$\rightarrow \quad t_{\text{معادل}} = \frac{\text{وزن بتن دال انتخاب شده در ایتبس } (ton)}{\text{مساحت دال انتخاب شده در ایتبس } (m^2) \times 2.5\frac{ton}{m^3}} = \frac{6.74452}{17.67 \times 2.5} = 0.152\ m$$

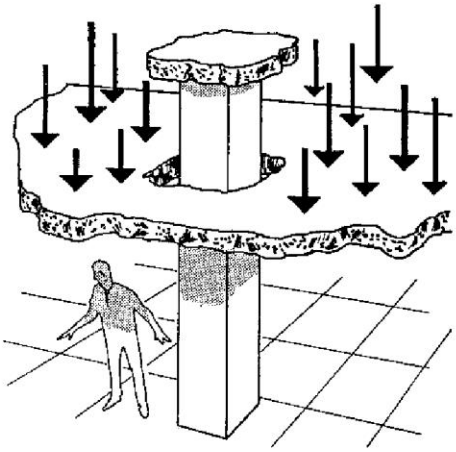
$$A_{s-min} = 0.0018A_g = 0.0018(750 \times 152) = 205.2\ mm^2 \rightarrow \begin{cases} top:\ 2\varphi 8 + \varphi 12 = 100 + 113 = 223\ mm^2\ OK \\ bot:\ 2\varphi 12 = 226\ mm^2\ OK \end{cases}$$



۳۴-۱۱ کنترل برش پانچ دال متصل به ستون

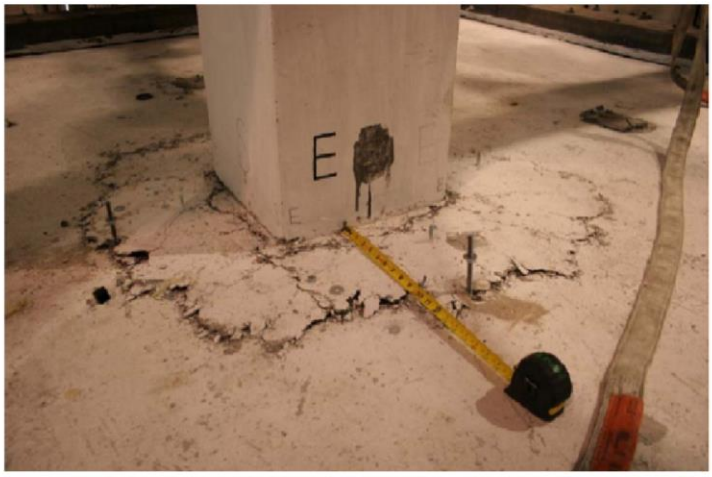
در برش پانچ (برش دو طرفه) مطابق شکل های زیر دال بتنی به فاصله مشخصی از ستون (به فاصله d/2) ممکن است پانچ شود.





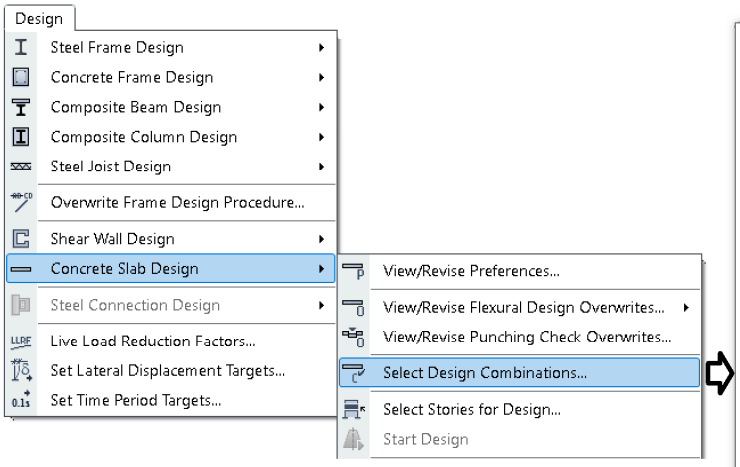
مشکل پانچ (برش منگنه ای) در دالهای تخت (بدون تیر و بدون سرستون)

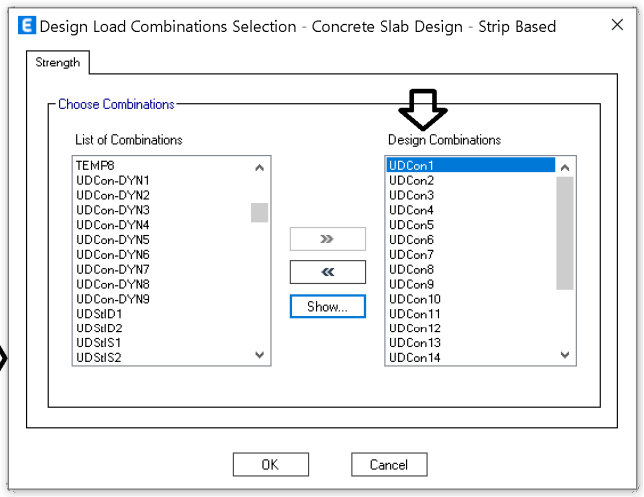




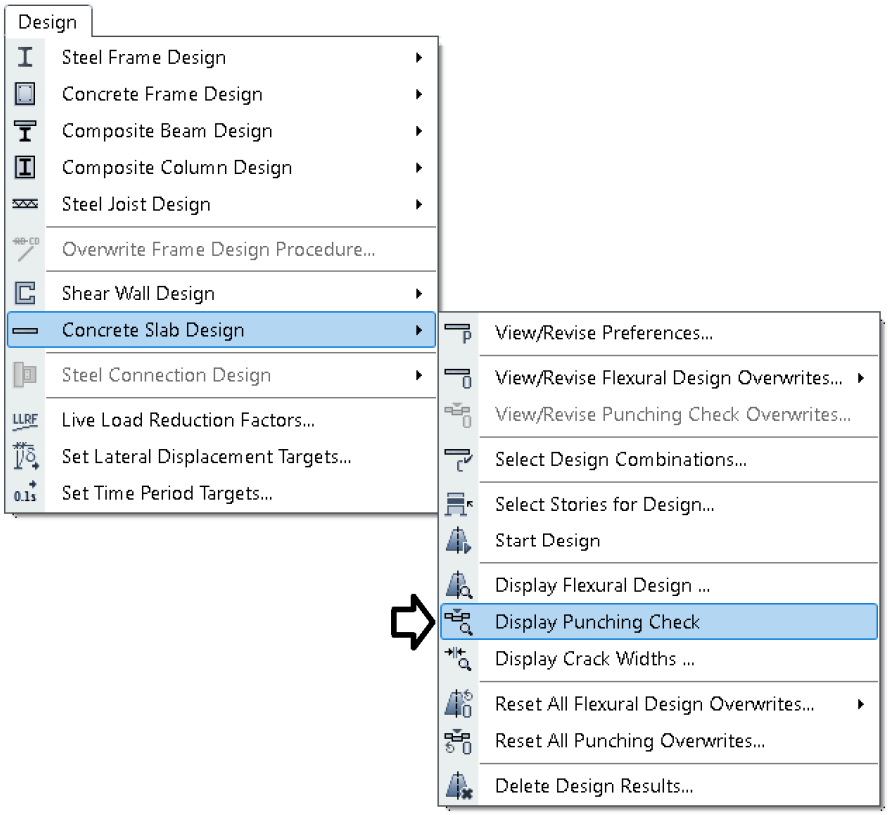


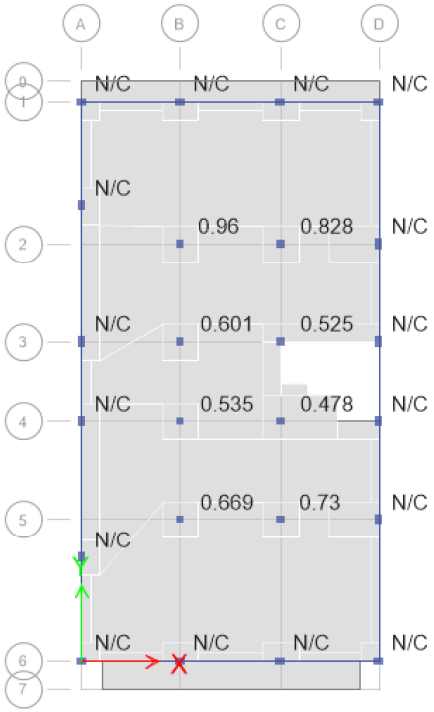
برای کنترل برش پانچ همانند نرم افزار SAFE می توان براحتی در نرم افزار ETABS نسبت پانچ را کنترل کرد. قبل از نمایش نسبت تنش ها باید اطمینان حاصل شود که ترکیب بارها به صورت مناسب تعریف شده باشند. می توان از ترکیب بارهای طراحی بتن (UDCON) استفاده کرد:





در شکل نحوه نمایش نسبت تنش پانچ در ایتبس نشان داده شده است:





۳۴-۱۱-۱-۱ نظر ACI 318-19 و مبحث نهم در رابطه با کنترل پانچ دال متصل به ستون

در ACI-318 عنوان شده است که در صورتی که دریفت جانبی طبقه بیش از یک حد باشد، باید از آرماتور برشی حداقل بر اساس رابطه خاصی که در بند زیر ارائه شده است، استفاده شود. لازم به تاکید است که

- کنترل بند زیر حتی برای دالهایی که غیر باربر جانبی فرض شده اند نیز الزامی است.
- حتی اگر نسبت برش پانچ (در بند قبل) کمتر از یک باشد، باید بند زیر کنترل شود:

۹-۲۰-۱۰-۴ اتصالات دال به ستون

۹-۲۰-۱۰-۴-۱ در اتصالات دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر به ستون، باید در کلیه‌ی مقاطع بحرانی که در بند ۹-۸-۵-۲-۱ تعریف شده‌اند، در صورتی که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0.035 - \frac{1}{20}\left(\frac{V_{uv}}{\varphi V_c}\right)$ باشد، از آرماتورهای برشی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۳ و یکی از دو بند ۹-۱۰-۷-۴ و ۹-۱۰-۷-۵ استفاده شود. در محاسبه‌ی v_{uv} فقط ترکیب‌های باری که شامل E هستند، باید منظور گردند. مقدار $\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ باید برای بزرگ‌ترین مقداری که در طبقات فوقانی و تحتانی مجاور طبقه‌ی مورد نظر هستند، محاسبه شود. مقدار v_c باید بر اساس بند ۹-۸-۵ محاسبه شود.

۹-۲۰-۱۰-۴-۲ در صورتی که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \leq 0.005$ باشد، نیازی به محاسبه‌ی آرماتور برشی مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۱ نمی‌باشد.

۹-۲۰-۱۰-۴-۳ در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی مورد نیاز باید رابطه‌ی $v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ را تامین نموده و حداقل تا ۴ برابر ضخامت دال از بر تکیه گاه در مجاورت مقطع بحرانی دال ادامه داشته باشند.

در سازه های بالای ۵ طبقه اگر در جهت اطمینان $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} = 0.02$ فرض شود، داریم:

$$\left(\frac{\Delta_x}{h_{sx}} = 0.02\right) \geq 0.035 - \frac{1}{20}\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} \qquad \rightarrow \frac{v_{ug}}{\varphi v_c} \geq 0.3$$

برای بدست آوردن $\frac{v_{ug}}{\varphi v_c}$ می توان از نمودار شکل بالا استفاده نمایید. در این شکل برای دریفت 0.02 مقدار $\frac{v_{ug}}{\varphi v_c}$ برابر 0.3 بدست می آید:

$\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} < 0.3$ → استفاده از آرماتور برشی در محل اتصال دال به ستون الزامی نیست

$\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} \geq 0.3$ → استفاده از آرماتور برشی در محل اتصال دال به ستون الزامی است

- در رابطه فوق معمولا حالت دوم اتفاق می افتد و باید از آرماتور برشی توصیه شده توسط ACI استفاده شود.

میزان آرماتور برشی (در صورت لزوم) از رابطه زیر بدست می آید:

$$v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c} = 0.29\sqrt{21} = 1.33\ MPa$$

$$\frac{A_v}{S} dF_{yt} > (1.33\ MPa) \times b_0 d$$

با توجه به حساسیت موضوع پانچ حتی اگر $\frac{v_{ug}}{\varphi v_c} < 0.3$ باشد، سعی نمایید آرماتور برشی حداقل ارائه شده توسط ACI را قرار دهید.

مثال: در ستونهای داخلی سازه شکل زیر با فرض اینکه آرماتور برشی حداقل لازم باشد، مقدار آن به صورت زیر محاسبه می شود:

ابعاد ستونهای داخلی:C450x450 mm

عمق موثر دال: 227 mm

آرماتورهای عرضی:φ12 و از نوع AII

بتن: $f_c' = 25\ MPa$

$$\frac{A_v}{S} dF_{yt} > \left(0.29\sqrt{f_c'}\right) \times b_0 d$$

$$\frac{A_v}{S} \times 227 \times 300 > (1.45\ MPa) \times \left(4 \times (450 + 227)\right) \times 227$$

$$\frac{A_v}{S} = 13.08\ mm$$

با فرض اینکه فواصل آرماتورهای عرضی برابر S=75 mm باشد، مقدار $A_v = 981\ mm^2$ خواهد بود که معادل $9 \times \varphi 12$ خواهد بود.

در صورتیکه از جزئیات میلگردگذاری زیر استفاده شود، تعداد آرماتور عرضی در هر ردیف در محیط برابر ۸ عدد خواهد بود که کمتر از تعداد لازم (۹ عدد) می باشد. بنابراین یا باید به جای میلگرد AII از میلگرد AIII استفاده شود و یا اینکه به جای یک کادر بسته در هر شاخه از یک کادر بسته همراه با سنجاق استفاده شود (در این صورت تعداد ساقها در محیط به ۱۲ عدد افزایش می یابد).

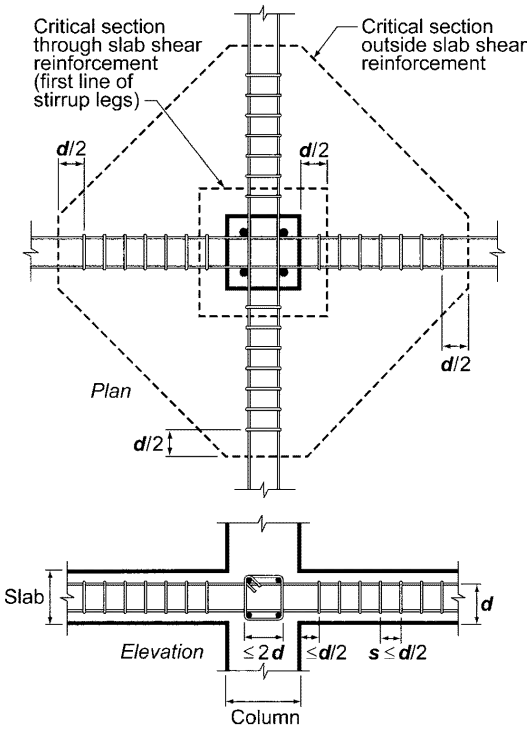
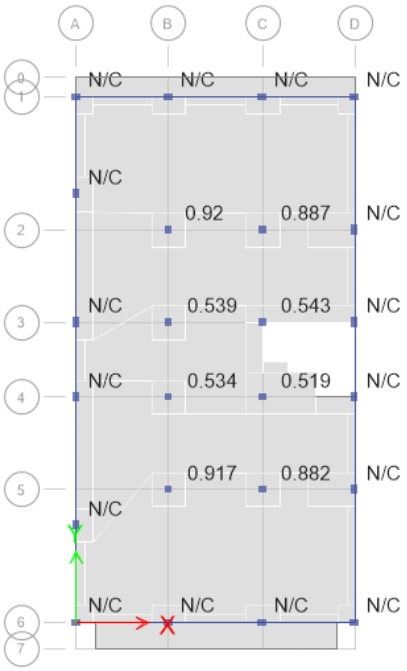


Fig.R8.7.6d—Arrangement of stirrup shear reinforcement, interior column.



میلگردهای عرضی در داخل دال باید حداقل به اندازه ۴ برابر ضخامت دال در داخل آن ادامه یابد (از بر ستون).

۳۴-۱۱-۱-۲ جزئیات آرماتورگذاری برش پانچ در دال

جزئیات زیر مربوط به آرماتورگذاری در داخل دال می باشد.

ACI-318-14:

CHAPTER 8—TWO-WAY SLABS

8.7—Reinforcement detailing

8.7.6 *Shear reinforcement – stirrups*

8.7.6.1 Single-leg, simple-U, multiple-U, and closed stirrups shall be permitted as shear reinforcement.

8.7.6.2 Stirrup anchorage and geometry shall be in accordance with 25.7.1.

8.7.6.3 If stirrups are provided, location and spacing shall be in accordance with Table 8.7.6.3.

Table 8.7.6.3—First stirrup location and spacing limits

Direction of measurement	Description of measurement	Maximum distance or spacing, mm
Perpendicular to column face	Distance from column face to first stirrup	$d/2$
	Spacing between stirrups	$d/2$
Parallel to column face	Spacing between vertical legs of stirrups	$2d$

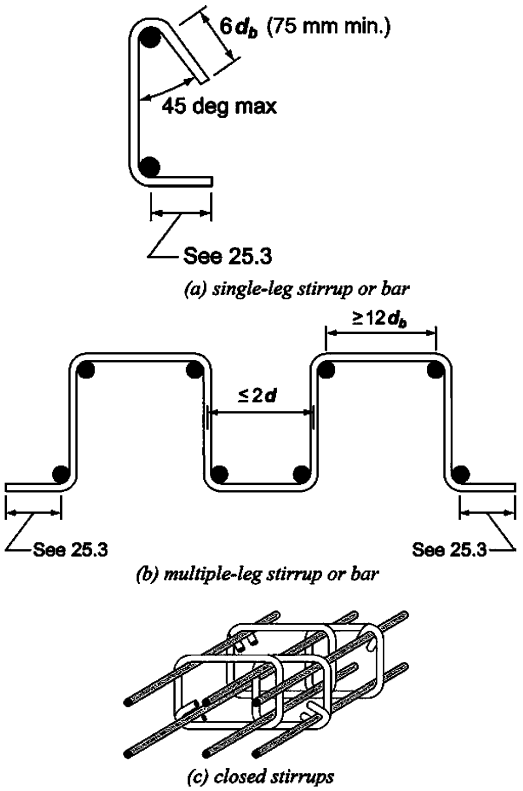


Fig. R8.7.6(a)-(c)*—Single- or multiple-leg stirrup-type slab shear reinforcement.*

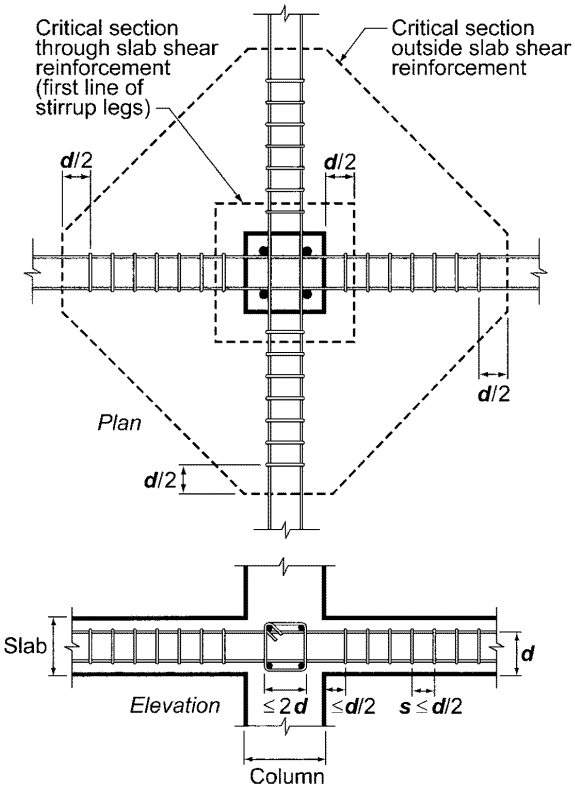


Fig.R8.7.6d*—Arrangement of stirrup shear reinforcement, interior column.*

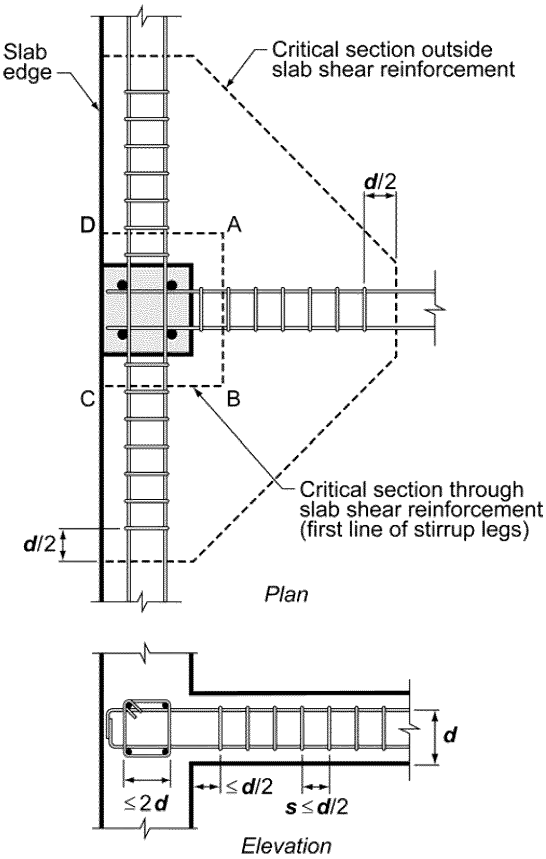


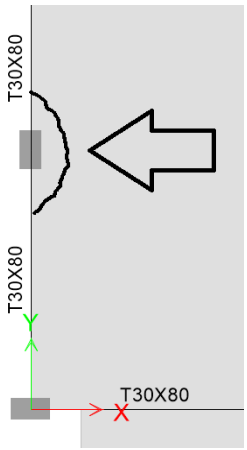
Fig. R8.7.6e*—Arrangement of stirrup shear reinforcement, edge column.*

۳-۱-۱۱-۳۴ برش پانچ ستونهای متصل به تیر کناری

طی صحبتی که با استاد ارجمند دکتر فرزام داشتم ایشان اشاره به اهمیت کنترل برش پانچ در ستونهای کناری متصل به تیر داشتند که در ادامه توضیحاتی قرار میدهم:

- در مواردی که مطابق شکل تیر کناری به ستون کناری متصل است، نرم افزارهای ETABS و SAFE برش پانچ در دال را کنترل نمی کنند.

در مواردی که ابعاد تیر کناری کوچک باشد (سختی پیچشی و خمشی تیر پایین باشد)، جریان نیرو به صورت متمرکز مستقیما از طریق دال وارد ستون می شود و احتمال پارگی در دال وجود دارد.



- نحوه کنترل برش یک طرفه در ادامه در بند ۳۴-۱۵ بحث شده است.

- تذکر از دکتر جلال پور در این مورد: مقاومت برشی در این حالت بر اساس مقاومت برشی یک طرفه باید محاسبه شود. علاوه بر انتقال برش در دال، انتقال خمش از دال به ستون نیز دارای اهمیت می باشد. خمش به دو شکل ممکن است منتقل شود: انتقال مستقیم از دال به ستون و انتقال از دال به تیر و سپس از تیر به صورت لنگر پیچشی به ستون. برای اطلاعات بیشتر می توانید به ACI 352.1R-11، بند 5.3 مراجعه نمایید.

۳۴-۱۱-۱-۴ کنترل برش پانچ در دال متصل به دیوارهای برشی

متاسفانه برای کنترل پانچ دیوار برشی متصل به دال ضوابطی در آیین نامه ها ارائه نشده است.

مطالب زیر مربوط برگرفته از کتاب پروفسور Moehle می باشد:

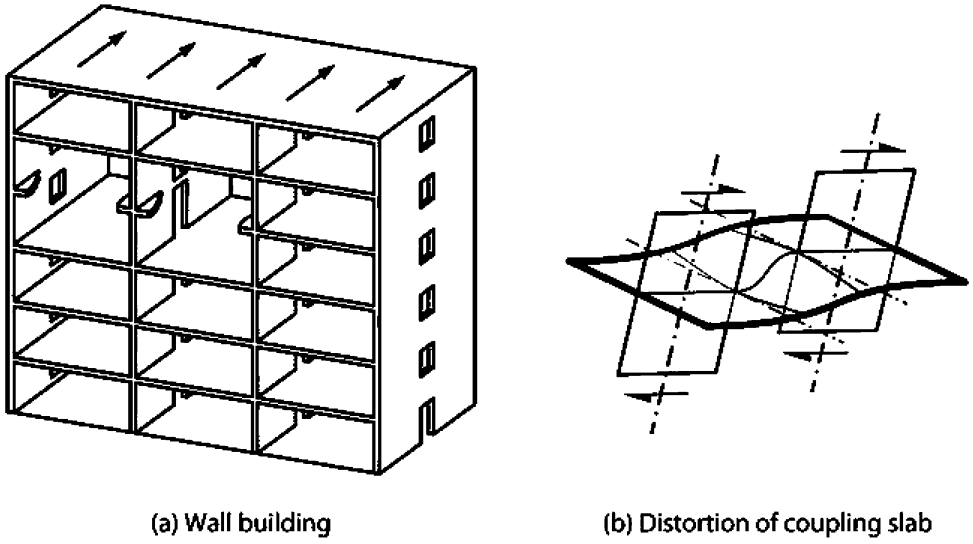
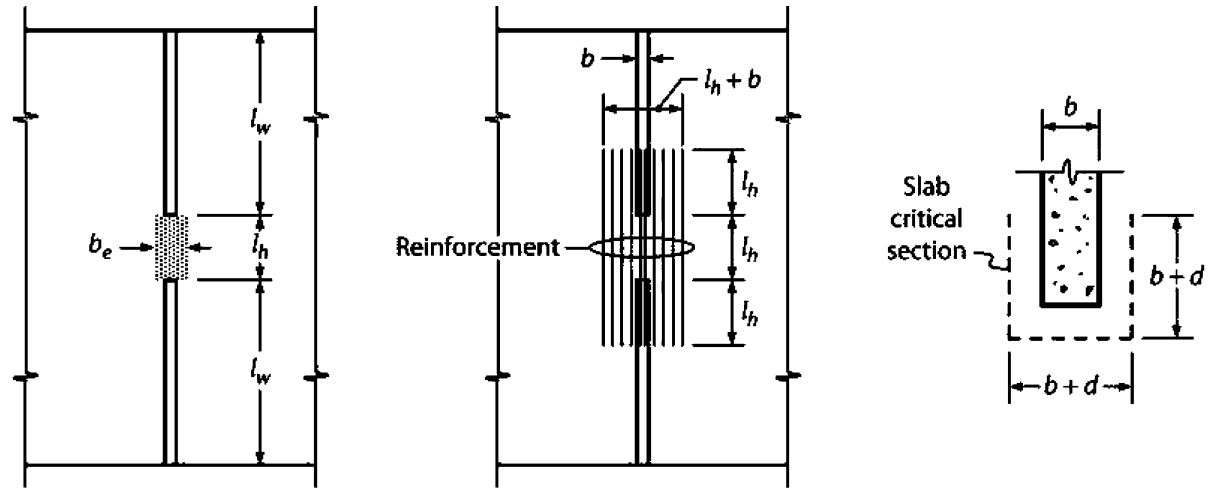


FIGURE 10.30 Slab-wall coupling.

Lateral loading of walls coupled by thin slabs results in out-of-plane distortion of the slab, both along the framing direction and perpendicular to it (Figure 10.30*b*). Thus, the effective width of the slab is reduced from the total width. Paulay and Taylor (1981) and Schwaighofer and Collins (1972) report that the initial stiffness can be approximated by using an effective width b_e equal to one-half of the corridor opening width l_h (Figure 10.31*a*). As cracking progresses, the effective moment of inertia should be reduced to the cracked section moment of inertia. Furthermore, Schwaighofer and Collins (1972) recommend that the effective span should be increased to $l_h + b$ because of damage that progresses beyond the length of the corridor opening l_h. In this application, b is the width of the wall at the edge of the opening.



The contribution of longitudinal reinforcement to moment transfer strength decreases with transverse distance from the wall. At large lateral drift ratios, it may be possible to develop flexural strength of the full transverse width (Paulay and Taylor, 1981). The reinforcement located closest to the walls, however, is most effective in transferring moment. Schwaighofer and Collins (1972) recommend that reinforcement provided for moment transfer should be placed in width $l_h + b$ and length $3l_h$, centered on the corridor opening (Figure 10.31*b*).

Coupling action may be limited by punching shear strength at the wall boundary. Schwaighofer and Collins (1972) recommend defining a three-sided slab critical section having dimensions $b + d$ on each side (Figure 10.31*c*), resulting in critical section area equal to $3(b + d)d$. Shear transfer strength can be estimated by assuming a uniform limiting shear stress on the critical section, resulting in $V_n = 4\sqrt{f'_c}[3(b+d)d]$, psi $\{0.33\sqrt{f'_c}[3(b+d)d]$, MPa$\}$.

در متن فوق نکاتی در رابطه با اندرکنش دال با دیوار ذکر شده است که می تواند مفید باشد.

ماهیت پانچ در اطراف دیوار برشی با پانچ اطراف ستون تفاوت دارد و نمی توان از ضوابط ارائه شده برای ستونها استفاده کرد. به متن زیر از ACI352 توجه نمایید:

The limitation on the aspect ratio of the column cross-section dimensions is illustrated in Fig. 3.1c. As the aspect ratio increases, behavior deviates from a column-slab connection behavior to a slab-wall connection behavior (Schwaighofer and Collins 1977). No recommendations for such connections are made in this guide. For more information about slab-wall connections, refer to Schwaighofer and Collins (1977), Paulay and Taylor (1981), and Klemencic et al. (2006).

با توجه به عدم وجود ضوابط مشخص در ACI، مراجع مفیدی را دکتر جلال پور برایم ارسال کردند که علاقه مندان می توانند به آنها مراجعه نمایند:

1- J. SCHWAIGHOFER and M. P. COLLINS, “Experimental Study of the Behavior of Reinforced Concrete Coupling Slabs”, ACI JOURNAL, March 1977, pp.123-127.
2- "T. Paulay and R. G. Taylor, “Slab Coupling of Earthquake-Resisting Shear walls”, Technical Paper, ACI JOURNAL, March-April 1981, pp.130-140.

به گفته ایشان در کتاب بتن JAMES G. MACGREGOR نیز اطلاعات مفیدی در این زمینه امده است. به متن زیر از این کتاب توجه نمایید:

Floor slabs may serve as soft coupling beams. Their stiffness can be based on a slab with a width perpendicular to the wall equal to the wall thickness plus half of the width of the opening, $\ell_b/2$, between the walls, added on each side of the opening [18-11], [18-12], [18-13]. In tests of shear walls coupled by slabs, the specimens failed by punching-shear failures in the slab around the ends of the walls. Under cyclic loads, the stiffness of slabs serving as coupling beams decreased rapidly.

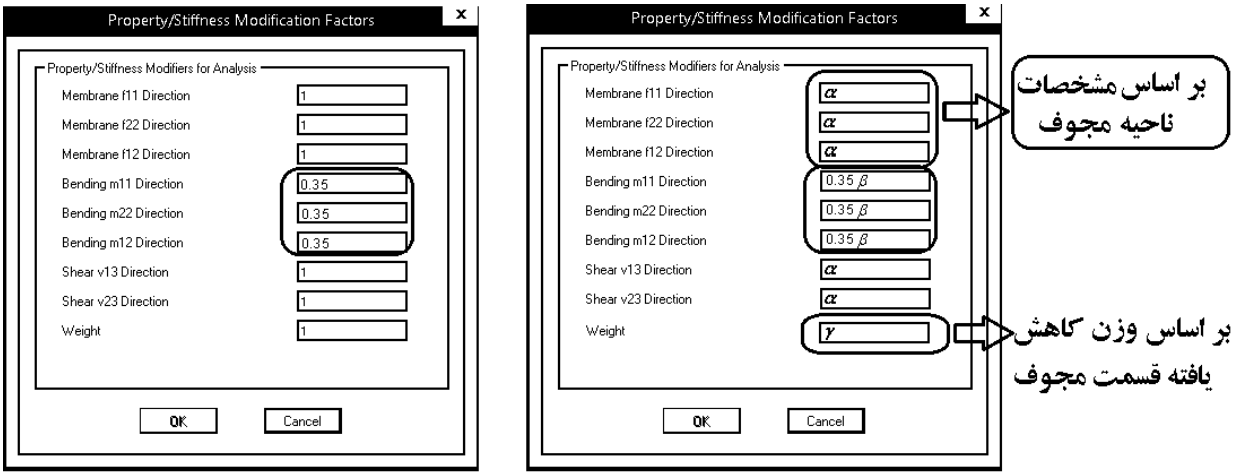
- توصیه میشود در مواردی که دال بدون تیر به دیوار برشی متصل میشود، آرماتورهای برشی پانچ مشابه آنچه در

۱۲-۳۴ دوره تناوب تحلیلی سازه

در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، عنوان شده است که دوره تناوب سازه از مدلی استخراج شود که در آن ضرایب سختی اعضا افزایش یافته است. برای مثال سختی ستونها به جای 0.7 برابر 1 و سختی تیرها به جای 0.35 برابر 0.5 منظور شود. در مورد دالها در استاندارد ۲۸۰۰ ضریب سختی پیشنهاد نشده است ولی با توجه به افزایش سختی بقیه اعضا بهت راست سختی دال نیز به همان نسبت افزایش یابد.

بنابراین مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ پیشنهاد شود در فایل period ضرایب سختی به شرح زیر انتخاب شود.

- ضرایب سختی تمامی ستونها برابر "یک" خواهد بود.
- ضرایب سختی خمشی تمامی تیرها برابر "0.5" خواهد شد.
- ضرایب سختی دیوارها برابر "یک" خواهد بود.
- ضرایب سختی دالها 1.4 برابر مقادیر ضرایب سختی دالها در فایل MAIN خواهد بود. یعنی برای قسمتهای توپر ضریب سختی خمشی برابر $0.35 = 0.25 \times 1.4$ و برای قسمت های مجوف برابر $0.35\beta = 0.25\beta \times 1.4$ خواهد بود.



- نوع دیافراگم در فایل پریود (rigid یا semi-rigid) مطابق فایل Main خواهد بود.

۱۳-۳۴ کنترل جابجایی نسبی طبقات (drift)

کنترل دریفت را می توان در فایل MAIN.edb انجام داد.

- برخی از محاسبین معتقدند کنترل دریفت باید در سازه ای انجام شود که سختی خمشی دالها ناچیز فرض شده است. به نظر نگارنده، با توجه به اینکه دوره تناوب سازه در مدلی محاسبه شده است که سختی خمشی دالها در ان منظور شده است، در کنترل دریفت نیز می توان از سختی خمشی دالها استفاده کرد.
- در ACI عنوان شده است که ضرایب سختی خمشی پیشنهادی برای اعضا (از جمله 0.25 برای دال بتنی توپر) مربوط به نقطه ای است که سازه تا نقطه تسلیم و یا بیش از آن بارگذاری شده باشد. بنابراین از نظر نگارنده در کنترل سازه برای دریفت می توان از سختی خمشی دال استفاده کرد.
- تنها در مواردی که لازم است مقاومت و تحمل اعضا تحت بار جانبی کنترل شود و آیین نامه به طور صریح اشاره کرده است، باید از مقاومت و مشارکت اجزای غیر باربر جانبی صرف نظر کرد.

6.6.3 *Section properties*

6.6.3.1 *Factored load analysis*

6.6.3.1.1 Moment of inertia and cross-sectional area of members shall be calculated in accordance with Tables 6.6.3.1.1(a) or 6.6.3.1.1(b), unless a more rigorous analysis is used.

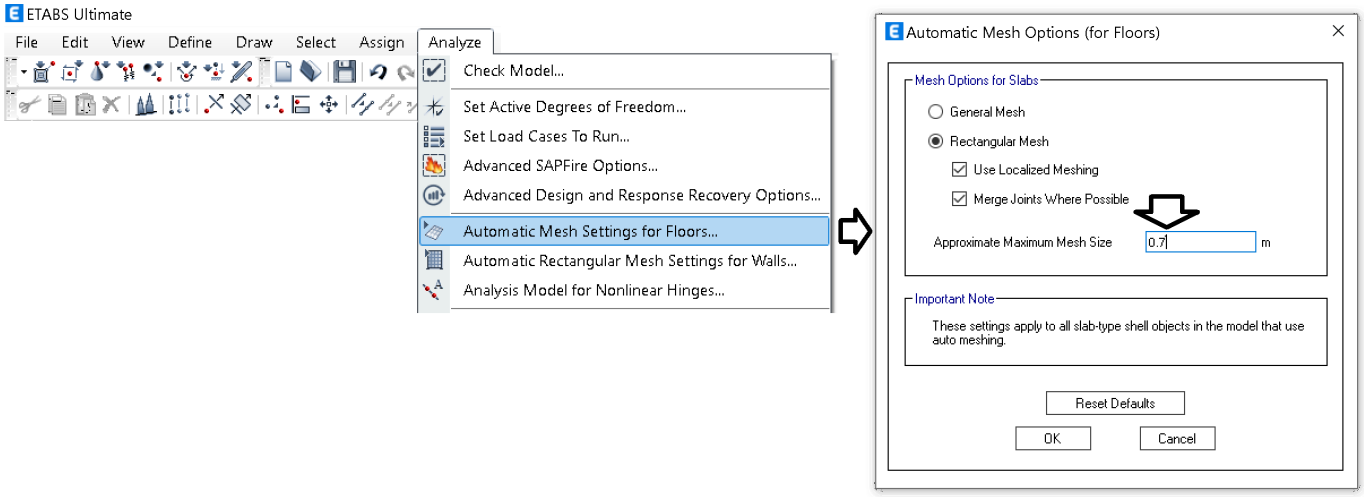
Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross-sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

R6.6.3.1 *Factored load analysis*—For lateral load analysis, either the stiffnesses presented in 6.6.3.1.1 or 6.6.3.1.2 can be used. These provisions both use values that approximate the stiffness for reinforced concrete building systems loaded to near or beyond the yield level, and have been shown to produce reasonable correlation with both experimental and detailed analytical results (Moehle 1992; Lepage 1998).

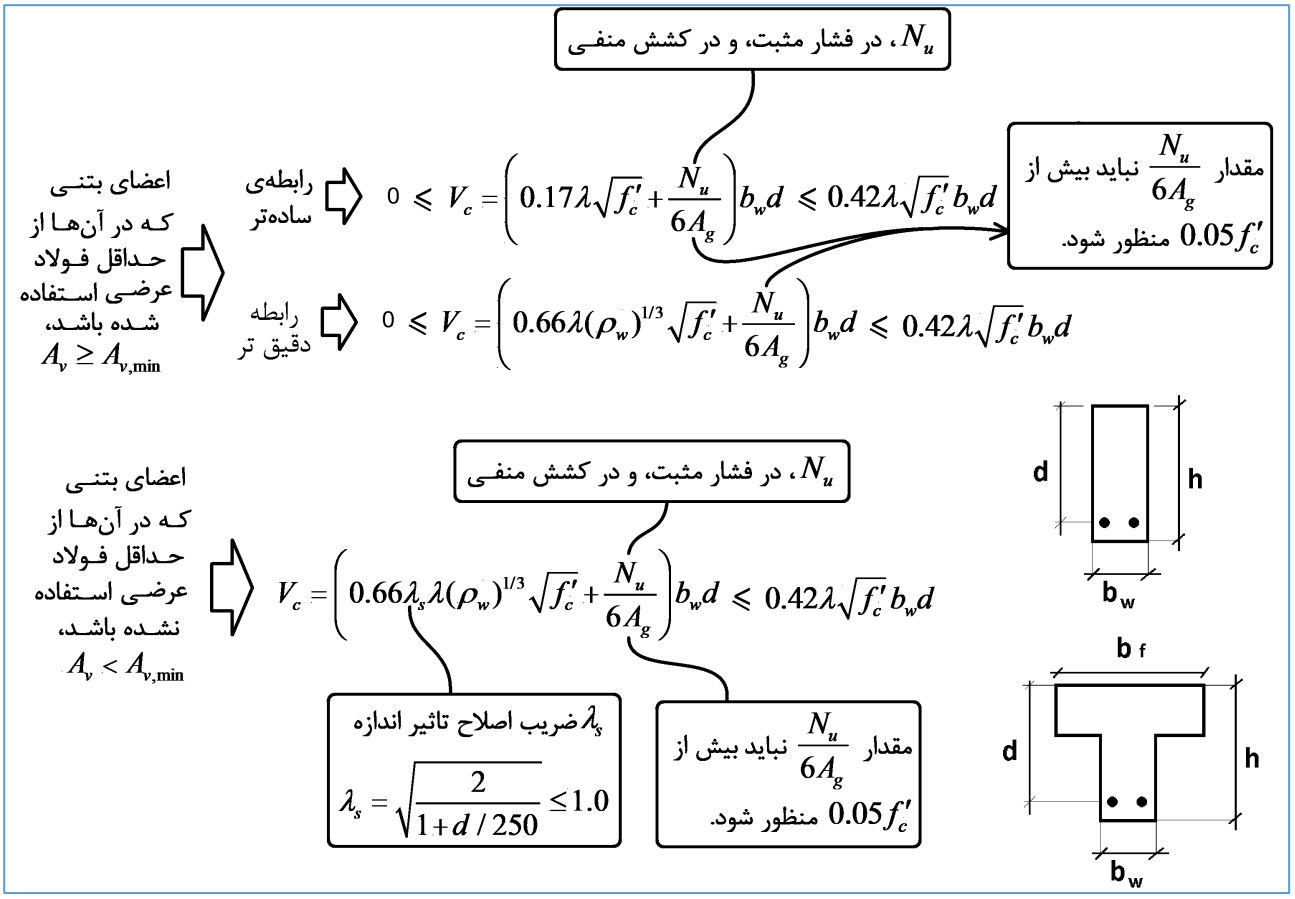
۱۴-۳۴ سایز مش بندی

- سایز مش می تواند بر نتایج تحلیل تاثیرگذار باشد.
- توصیه میشود سایز مش بندی حدود یک پنجم الی یک دهم طول دهانه باشد. برای مثال اگر طول دهان ها در پروژه حدود ۵ متر باشد سایز مش حدود 0.5m الی 1m توصیه میشود.
- توصیه میشود سایز مش کمتر از ضخامت سقف انتخاب نشود.
- با کاهش سایز مش گرچه دقت تحلیل افزایش می یابد ولی سرعت انجام تحلیل توسط ایتبس به طور قابل توجهی افزایش می یابد. بنابراین در مراحل اول طراحی توصیه میشود از سایز های کوچک استفاده نکنید. مقدار پیش فرض ایتبس 1.2m است که برای تحلیل های اولیه برای سازه های متعارف مقدار مناسبی هست و نیاز به تغییر نیست.
- در مواردی که هدف طراحی دیافراگم و به ویژه استخراج نیروی دیافراگم (برای مثال جمع کننده ها) می باشد، توصیه میشود از سایز کوچکتر استفاده شود.
- گاهی موارد در پلان های نامنظم عدم انطباق گره ها در کف مش بندی شده منجر به خطای محاسباتی میشود که در این صورت میتوان به صورت موضعی دال مورد نظر را از حالت مش اتوماتیک خارج کرده و به صورت دستی مش زده شود. این خطا در ورژنهای پایین تر ایتبس بیشتر اتفاق می افتاد.



۳۴-۱۵ کنترل برش عمود بر صفحه دال (در راستای بار ثقلی)

۳۴-۱۵-۱ کنترل برش عمود بر صفحه در سقف وافل



- اگر تیرچه های وافل فاقد خاموت باشند و یا فاصله خاموت ها بیش از d/2 باشد، باید مقاومت برشی بتن دال (φV_c) پاسخگوی بارهای وارده باشند. در این حالت باید از رابطه سوم در روابط بالا استفاده کرد.

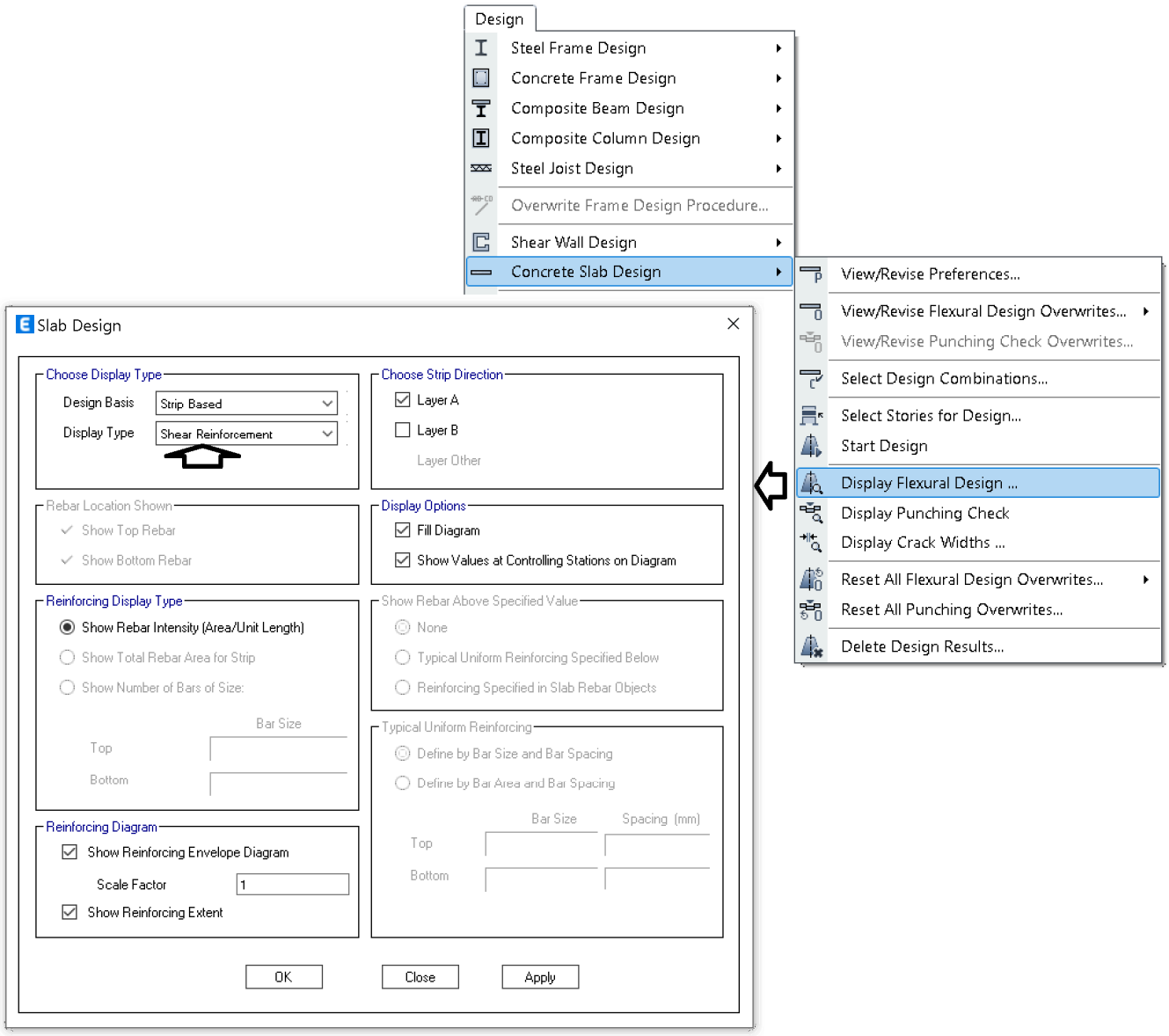
مثال: ارتفاع کل تیرچه های وافل برابر 350 mm، عمق موثر تیرچه ها 320mm، عرض میانگین جان وافل برابر 150mm، رده بتن C25، میلگرد تحتانی تیرچه $2\varphi12$ و رده میلگردها S400 می باشد. فاصله تیرچه ها از هم 800mm می باشد.

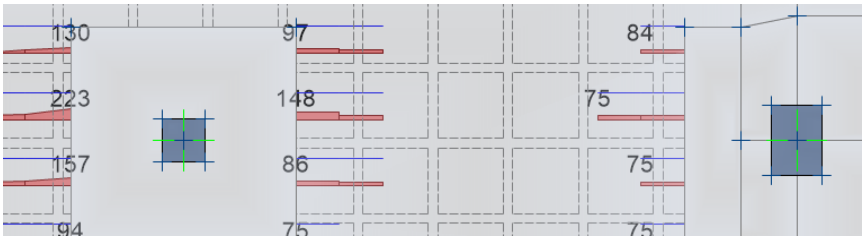
مقاومت برشی بتن هر تیرچه برابر خواهد بود با:

$$\varphi V_c = \varphi\left(0.66 \times \sqrt{\frac{2}{1+\frac{320}{250}}} \times 1 \times \left(\frac{2\times113}{150\times320}\right)^{0.333}\sqrt{25}+0\right) \times 150 \times 270 = 0.39 \times 150 \times 270 = 17.6\ kN$$

اگر نیروی برشی وارده کمتر از این مقدار باشد، نرم افزار ایتبس آرماتور برشی لازم را صفر گزارش می کند. در غیر این صورت مقدار آرماتور برشی لازم را محاسبه و اعلام میکند.

- پس از طراحی دال مطابق شکل زیر میتوان مقدار خاموت لازم را استخراج کرد.





- برای مثال در شکل فوق که مربوط به یک سقف وافل میباشد، نوارهای طراحی با عرض 800 mm (فاصله بین تیرچه ها) ترسیم شده اند و بنابراین میلگرد برشی که نشان داده شده برای هر تیرچه میباشد. با فرض اینکه فواصل خاموت ها در تیرچه ها برابر s=150 mm باشد (دقت شود که باید s<d/2 باشد. در این مثال عمق موثر تیرچه ها 320 mm هست).

$$\left.\begin{aligned}\frac{A_v}{s} &= 223\\ s &= 0.15\ m\end{aligned}\right\}\ A_v = 33.45\ mm^2 \quad \rightarrow \quad \varphi 8@150$$

- در بخشهایی از دال که خاموت صفر نشان داده میشود، بدین معناست که بتن به تنهایی پاسخگوی برش بوده و قرار داده خاموت الزامی نیست. بنابراین آرماتورهای عرضی (که ممکن است به لحاظ اجرایی قرار داده شوند) لازم نیست محدودیت فواصل d/2 را رعایت کنند.

- توجه شود که در دالها در صورتی که نیروی برشی وارده (Vu) کمتر از مقاومت برشی بتن (φV_c) باشد، نیاز به آرماتور عرضی در دال نخواهد بود. روابط محاسبه φV_c در ACI-318-14 و ACI-318-19 تفاوت دارد و مبحث نهم نیز برگرفته از ACI-318-19 می باشد.
- ایتبس در محاسبه φV_c عرضی میانگین جان را به عنوان عرض جان در نظر میگیرد.

۲-۱۵-۳۴ کنترل برش عمود بر صفحه در سقف مجوف

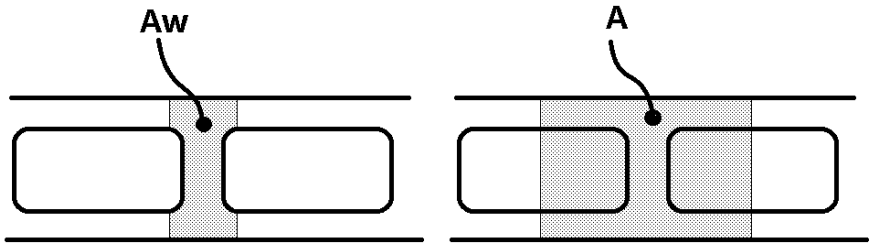
۱-۲-۱۵-۳۴ کنترل برش عمود بر صفحه در دالهای فاقد خاموت

- در سقف **مجوف** (کوبیاکس، یوبوت و مانند آنها) با توجه به اینکه در ایتبس و سیف به صورت توپر مدل شده اند، نرم افزار قادر نیست مقاومت برشی مقطع را به درستی کنترل کند (مقاومت برشی دال توپر را محاسبه میکند). بنابراین باید با محاسبات دستی برش کنترل شود. تنش مقاوم برشی ناحیه مجوف از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\varphi v_c = \alpha\left(\varphi \times 0.66\lambda_s\lambda\rho_w^{0.333}\sqrt{f_c'}\right) = \alpha\left(0.495\lambda_s\rho_w^{0.333}\sqrt{f_c'}\right) \qquad MPa$$

  - α ضریب کاهش مقاومت برشی در ناحیه مجوف می باشد

ضریب کاهش مقاومت برشی α باید بر اساس نتایج آزمایش گاهی معتبر برای هندسه های مختلف تعیین شود.
در صورت عدم وجود نتایج آزمایشگاهی معتبر و یا در مواردی که طراح به ضرایب ارائه شده توسط شرکت سازنده اعتماد کافی نداشته باشد، پیشنهاد می شود این ضریب به شرح زیر تعیین شود:



$$\alpha = 1.1\frac{A_w}{A}$$

ضریب 1.1 بر اساس توصیه مربوط به سقف های تیرچه بلوک می باشد که به جهت منظور کردن اثرات دال متصل به جان پیشنهاد می شود.

- رابطه فوق نظر شخصی می باشد و مبنای آیین نامه ای ندارد.

مثال: فرض کنید سقف مجوف از نوع یوبوت و با ضخامت کل برابر h=300mm و شبکه میلگرد $\varphi14@250$ در بالا و پایین مقطع داشته باشیم. همچنین فرض کنید مساحت جان حدودا نصف مساحت کل باشد. فاصله خاموت ها در طول تیرچه ها برابر s=200mm میباشد.
با توجه به اینکه فاصله خاموت ها بیش از نصف عمق موثر است، مقطع بدون میلگرد عرضی محسوب میشود: $s = 200 \nless \frac{d}{2} = \frac{270}{2} = 135mm$
مقاومت برشی بتن برابر خواه بود با

$$\varphi V_c = \varphi\left(0.66 \times \sqrt{\frac{2}{1+\frac{270}{250}}} \times 1 \times \left(\frac{150}{0.5 \times 250 \times 270}\right)^{0.333}\sqrt{25} + 0\right) \times \left(\frac{1}{2}b\right)d$$

$$\varphi V_c = 0.4MPa \times \left(\frac{1}{2}b\right)d$$

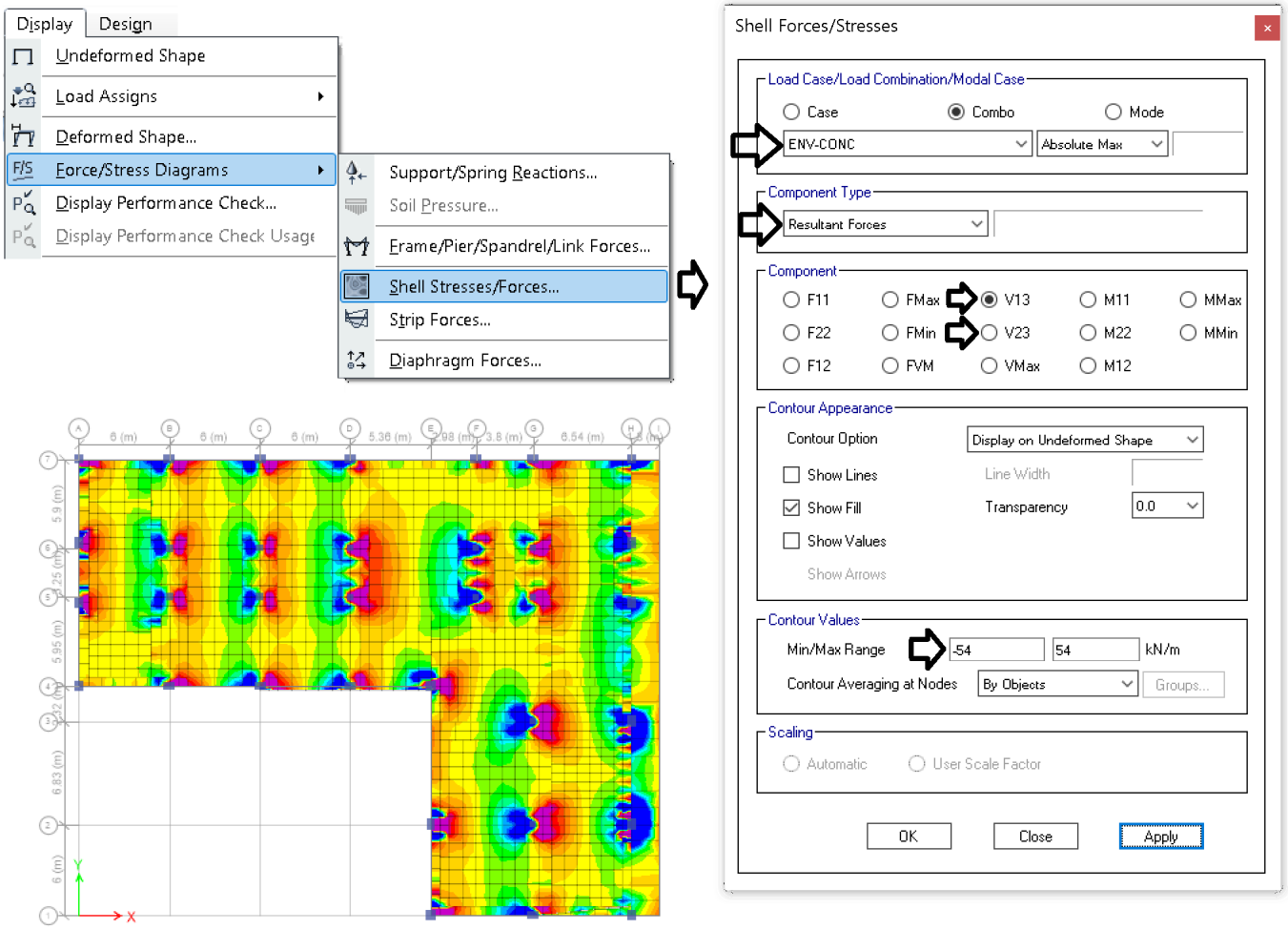
$$\varphi V_c = 0.2MPa \times bd$$

بنابراین مقاومت برشی هر یک متر از دال فوق برابر خواهد بود با:

$$\varphi V_c = 0.2 \times 1000 \times 270 = 54\frac{kN}{m} = 5.4\frac{ton}{m}$$

- اگر دال مورد نظر دارای خاموت برشی هست فاصله بین آرماتورهای عرضی باید کمتر از نصف عمق موثر باشند ($s \leq \frac{d}{2}$). در غیر این صورت این آرماتورها تنها جنبه اجرایی داشته و نمی توان از آنها به عنوان خاموت استفاده کرد.

در مواردی که در قسمت مجوف از خاموت استفاده نمیشود، باید نواحی را که در آن نیروی برشی وارد بر مقطع کمتر از مقاومت بتن می باشد را مشخص کنیم. برای مثال اگر مطابق محاسبات فوق نیروی مقاوم معادل بتن برابر 54 kN/m باشد، محدوده ای که نیاز به میلگرد برشی دارد (و یا قرار است توپر اجرا شود) را می توان مطابق شکل زیر تعیین کرد. V13 و V23 برش های عمود بر صفحه هستند.



- تعیین محدوده نیروها باید تحت تمامی ترکیب بارها ازجمله ترکیب بارهای شامل زلزله انجام شود.
- اگر دال بتنی سقف دارای آرماتور برشی باشد، برای مثال در سقف وافل با ارتفاع موثر d=270mm از آرماتورهای عرضی به فاصله حداکثر s=135mm استفاده شده باشد، نیازی به بررسی فوق نبوده و لازم نیست دال در نزدیکی ستون توپر باشد.

- * علاوه بر بحث برش در دالهای بدون آرماتور عرضی، در ستونهایی که به آنها تیر متصل نمی باشد، دو بحث کنترل پانچ و نیز میلگردهای خمشی دال مطرح است. در این دالها عموما در نزدیکی ستون و یا دیوار میلگرد خمشی افزایش می یابد (به علت عدم انتقال بار از طریق تیر) و در نتیجه ممکن است فضای کافی برای قرار دادن میلگردها در داخل تیرچه ها نباشد. در این حالت توصیه میشود قسمتی از دال در نزدیکی ستون به صورت توپر در نظر گرفته شود. در این حالت هم فضای کافی برای تعبیه میلگردهای خمشی خواهد بود، هم امکان تعبیه آسان آرماتورهای برشی پانچ خواهد بود و هم خیز و لرزش سقف راحتتر ارضا میشود. در دالهای بدون تیر توصیه می شود محدودیت های زیر رعایت شود:

$$a > c + 8t$$
$$a > \frac{L}{3}$$

در رابطه فوق:

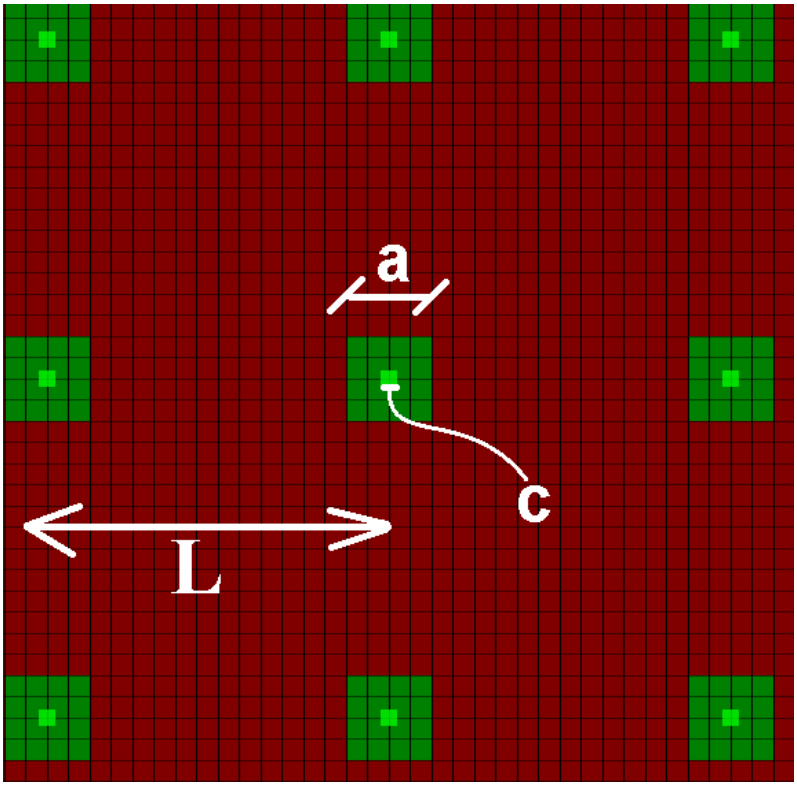
a طول قسمت توپر، L طول دهانه، c بعد ستون، t ضخامت دال بتنی می باشد.

علت کنترل رابطه اول: آرماتورهای عرضی حداقل که برای پانچ لازم است باید حداقل به اندازه 4t در هر طرف در داخل دال ادامه یابد. دال باید در این ناحیه توپر باشد.

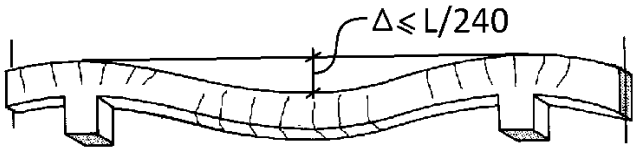
علت کنترل رابطه دوم: در مبحث نهم (ویرایش ۹۹) برای کتیبه های دالهای تخت پیشنهاد شده است:

> **۹-۱۰-۶-۶-۲** بُعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید کمتر از یک‌ششم طول دهانه (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها) در امتداد آن دهانه در نظر گرفته شود.

- گرچه ضوابط فوق برای کتیبه می باشد، منتها رعایت آنها برای قسمت توپر مناسب به نظر می رسد. این توصیه را به پیشنهاد استاد گرامی دکتر فرزام قرار دادم.



۳۵ کنترل خیز دال در دالها و تیرها



کنترل خیز تیرها، دالهای یکطرفه و یا دالهای دو طرفه (غیر پیش تنیده) در آیین نامه به دو صورت می تواند انجام می شود:

۱- **محاسبه** مستقیم خیز و کنترل آن با مقادیر مجاز

۲- **کنترل ضخامت** اعضا بر اساس جداول آیین نامه

۳۵-۱ روش تقریبی کنترل حداقل ارتفاع تیر

- توجه: کنترل ارتفاع تیر برای مواردی که تیرها به قطعات غیر سازه ای مانند تیغه ها متصل هستند (چه تیغه از زیر سقف متصل باشد و چه از روی سقف روی آن قرار گیرد) مجاز نیست. بنابراین در اکثر موارد نمی توان از جدول زیر استفاده نمود.
- توجه: استفاده از جدول زیر در سازه های غیر متعارف مجاز نیست. در مواردی که **طول دهانه به صورت غیر متعارف بلند باشد**، باید از روش محاسبه دقیق استفاده نمود.

۹-۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

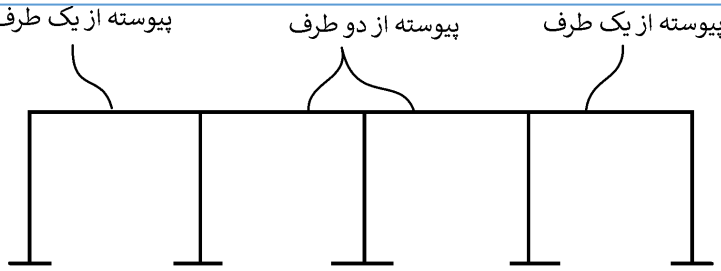
۹-۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱ بیش‌تر است، محاسبه‌ی خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند، و خیز زیاد در آن‌ها خسارتی ایجاد نکند.

جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تبصره: l در جدول طول دهانه‌ی تیر و یا طول آزاد کنسول است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال می‌باشند. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۹-۱۱-۲-۶-۲ و ۹-۱۱-۲-۶-۳ تغییر یابد.

۹-۱۱-۲-۶-۲ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در ضریب $(0.4+f_y/700)$ ضرب شوند.



۹-۱۳-۸ مشخصات هندسی

۹-۱۳-۸-۱ طول دهانه موثر برای اعضای غیریکپارچه با تکیه‌گاه معادل کمترین مقدار بین «فاصله محور به محور تکیه‌گاه» و «طول آزاد بعلاوه ارتفاع عضو» در نظر گرفته می‌شود.

برای اعضای یکپارچه با تکیه‌گاه، طول دهانه موثر معادل فاصله محور به محور تکیه‌گاه خواهد بود. برای اعضای طره‌ای، این طول معادل طول آزاد آنها منظور می‌گردد.

۳۵-۲ محاسبه و کنترل تقریبی خیز و ارتعاش بر اساس ضرایب سختی آیین نامه

یکی از مواردی که در محاسبه خیز باید منظور شود، اثر ترک خوردگی اعضا هست. در مبحث نهم ویرایش پنجم، اجازه داده شده که به جای محاسبه دقیق ممان اینرسی موثر سازه از مقدار تقریبی استفاده شود. به بند زیر توجه کنید:

مبحث نهم ویرایش ۹۹

۹-۶-۶-۲-۲ در تحلیل برای تعیین تغییر شکل‌های آنی و بلند مدت بارهای قائم بهره برداری، باید از ضوابط فصل ۹-۱۹ استفاده نمود. هم‌چنین می‌توان مقادیر تغییر شکل‌های آنی را با استفاده از ممان اینرسی ۱/۴ برابر مقدار I که بر اساس بند ۹-۶-۵-۳-۱ و یا هر روش دقیق‌تر تحلیلی دیگری به دست آمده، محاسبه نمود. مقدار I در هر حال نباید بزرگ‌تر از I_g در نظر گرفته شود.

- توجه شود که در بند فوق اشاره به تعیین تغییرشکل های "آنی" شده است. در مبحث نهم تغییرشکل بلند مدت (خزش) نیز به صورت ضریبی از "تغییر شکل آنی" بارهای دائمی محاسبه میشود. بنابراین برای محاسبه خزش نیز می توان از ضرایب تقریبی در بند فوق استفاده کرد.
- با توجه به بند فوق میتوان "خیز آنی" این تیرها را تحت بارهای سرویس با فرض ضریب سختی خمشی $0.5 = 0.35 \times 1.4$ برای تیرها استخراج کرد. بدین منظور میتوان از مدل اصلی طراحی که در آن ضریب سختی خمشی تیرها 0.35 هست، یک save as گرفته و ضریب سختی تیرها را به 0.5 افزایش داد. سپس ترکیب بار مورد نظر را ساخته و خیز را تحت ترکیب بار دلخواه از نرم افزار استخراج کرد. برای نمونه یک ترکیب بار پیشنهادی (محافظه کارانه) برای تیرها میتواند به شکل زیر باشد:

$$\left.\begin{array}{l}\Delta_{\text{آنی}} = (\Delta_D + \Delta_L) \\ \Delta_{\text{بار دائمی}} = \Delta_D + 0.25\Delta_L \\ \lambda = 2\end{array}\right\} \Delta_{total} = \left(\Delta_{\text{آنی}}\right) + \lambda\Delta_{\text{بار دائمی}} = 3\Delta_D + 1.5\Delta_L < \frac{L}{240}$$

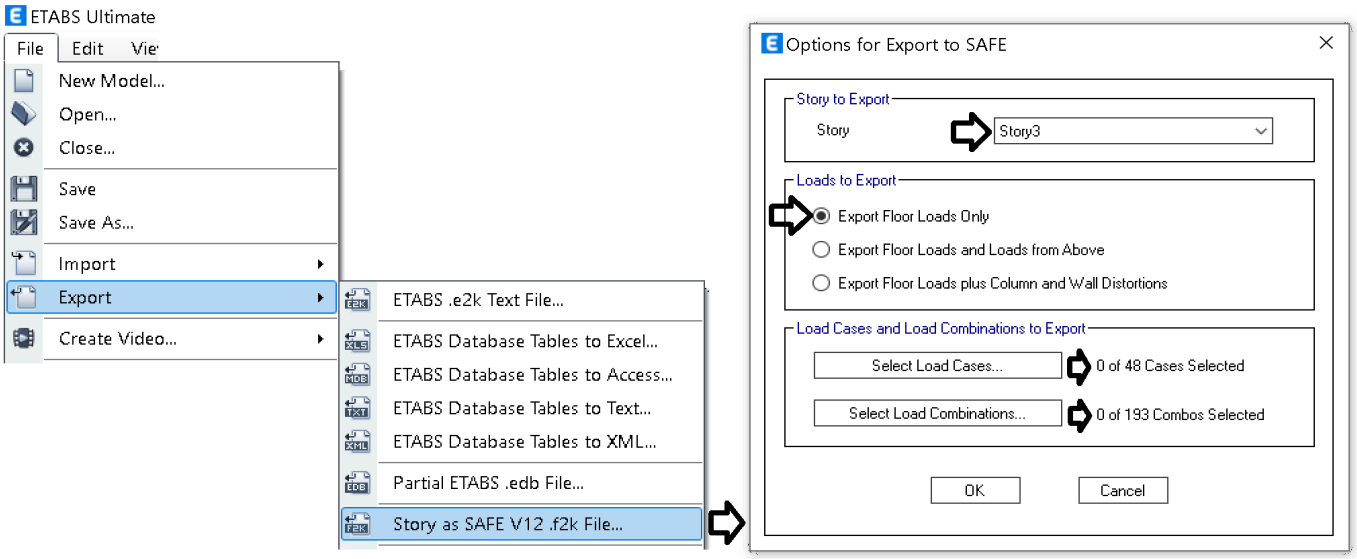
- رابطه فوق محافظه کارانه میباشد.
  - در رابطه فوق می توان خیز آنی مربوط به بخشی از بارها که قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای اتفاق می افتد را از خیز کل کم کرد.
  - در رابطه فوق در جهت اطمینان از میلگرد فشاری و تاثیر آن بر ضریب خزش (λ) صرف نظر شده است.
- مقدار خیز تیر تحت ترکیب بار فوق باید کمتر از مقدار مجاز آیین نامه (L/240 و یا L/480 بسته به مورد) باشد.
- خیز ناشی از بارهای زنده را نیز میتوان به همین ترتیب کنترل کرد.

۳-۳۵ محاسبه و کنترل خیز دقیق توسط SAFE

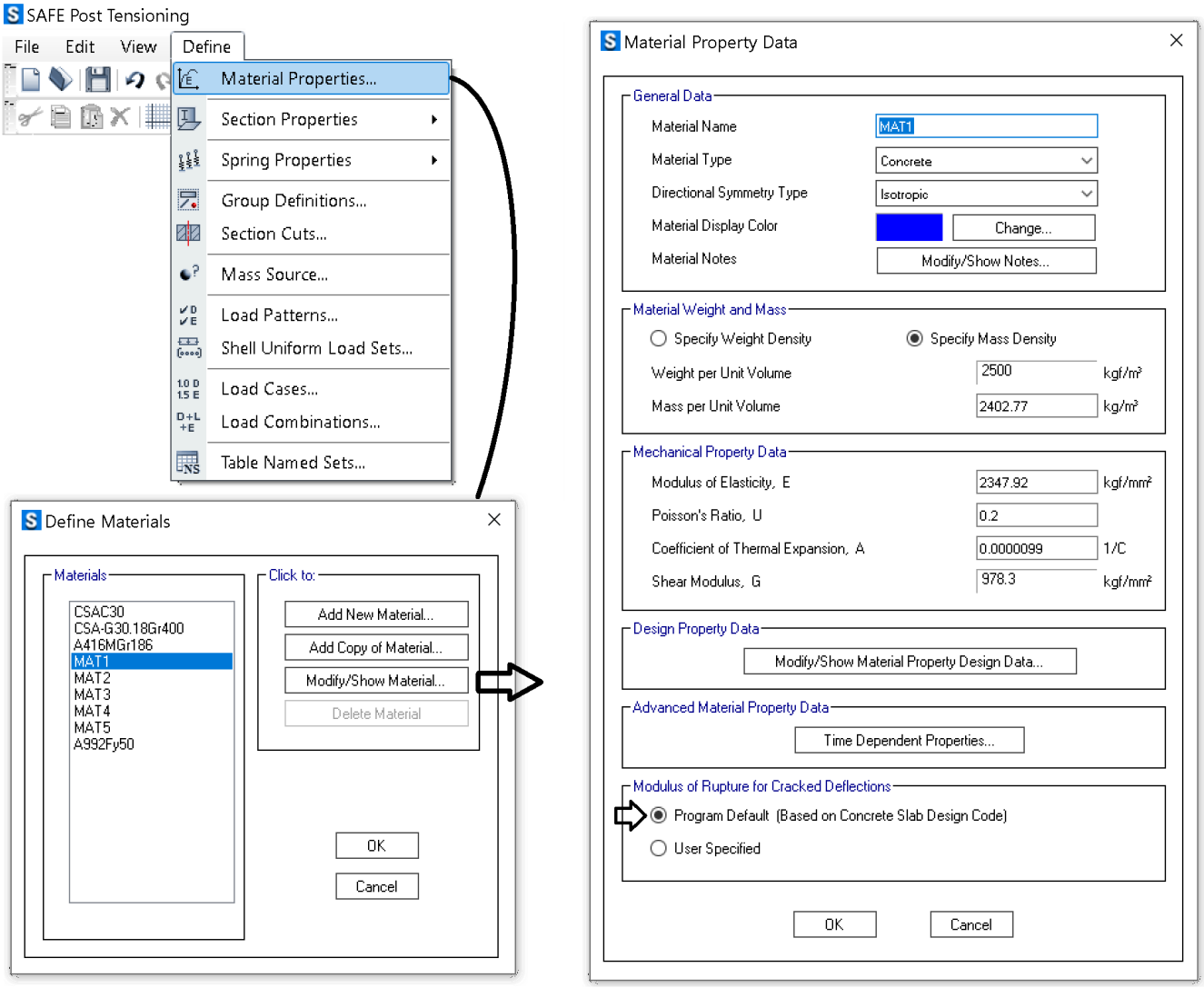
کنترل خیز هم در ایتبس و هم در سیف امکان پذیر است. در این نوشتار نحوه کنترل خیز در سیف تشریح شده است. کنترل در ایتبس نیز مشابه ایتبس است. توجه نمایید که در صورت استفاده از ایتبس کفها و تیرهای طبقه مورد انتخاب شده و از طریق Assign/Shell/Floor Cracking و نیز Assign/Frame/Floor Cracking مشخص شود که ایتبس در این اعضای آنالیز غیرخطی ترک خوردگی انجام دهد.

۱-۳-۳۵ انتقال نیروها از ETABS به SAFE

- در کنترل خیز دال لازم نیست اثر نیروی زلزله منظور شود. بنابراین اگر هدف تنها کنترل خیز و یا لرزش دال باشد نیازی به ارسال نیروهای زلزله به نرم افزار SAFE نخواهد بود.
- دقت شود که ETABS2016 قادر است مانند نرم افزار SAFE میلگردهای خمشی و برشی دال را طراحی و کنترل کند. بنابراین بهتر است تمامی مراحل طراحی (استخراج میلگردهای خمشی دال، کنترل برش پانچ، کنترل برش یک طرفه) در EATBS2016 انجام شود. متاسفانه امکان محاسبه تغییر شکل غیر خطی دقیق (با احتساب خزش و محاسبه دقیق ترک خوردگی دال) در ETABS2016 امکان پذیر نیست و برای کنترل خیز دقیق کماکان باید از SAFE استفاده شود.
- برای کنترل خیز دقیق در SAFE باید بارهای مرده به صورت تفکیک شده (Dead and Super dead) تعریف شود. اگر بارها در ETABS به صورت تفکیک شده تعریف نشده است، بهتر است کلا بارها از ETABS به SAFE انتقال داده نشود و در عوض در خود نرم افزار SAFE بارهای مرده و زنده تعریف و اعمال شوند.



پس از انتقال به SAFE در قسمت material بهتر است اسامی مواد (material) ارسال شده از ETABS را اصلاح کنید.
مشخصات فولاد و بتن که در ایتبس تعریف شده است با اسامی MAT1, MAT2, … به نرم افزار SAFE ارسال می شود:



- توجه شود که مبنای محاسبه تغییرشکل در SAFE با آنچه در ACI-318-19 پیشنهاد شده متفاوت است. نرم افزار SAFE از مراجع زیر در محاسبه تغییر شکلها استفاده میکند:

Ghali, A., Favre, R., Elbadry, M. (2002)."Concrete Structures: Stresses and Deformations", (3rd ed.). London, England: Spon Press.

ACI 435R-95. (1995) " Control of Deflection in Concrete Structures", Reported by ACI Committee 435

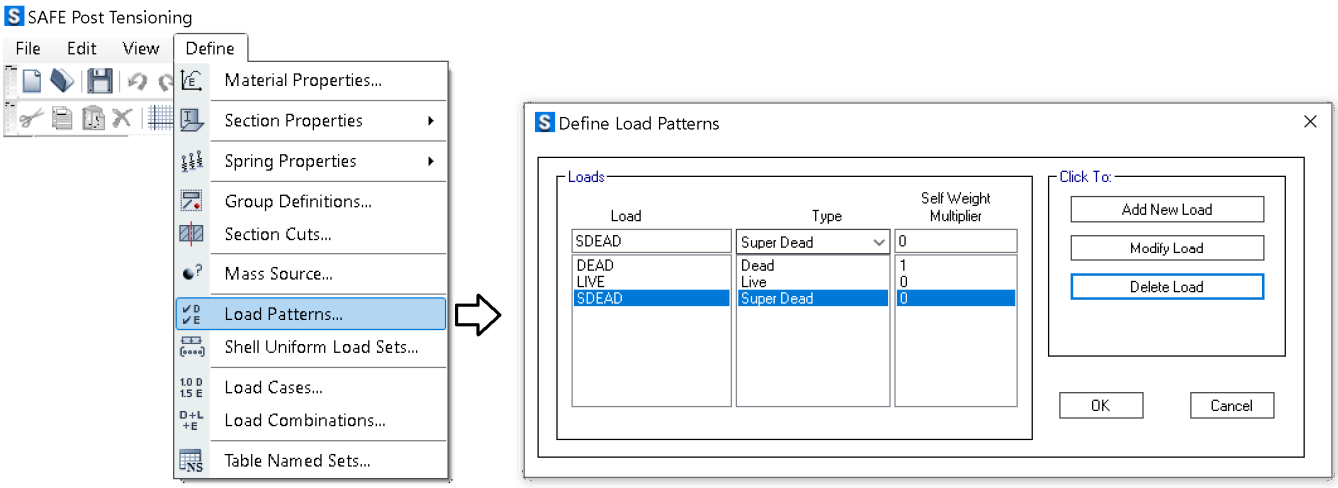
ACI 209R-92 (Reapproved 2008). (2008) " Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures", Reported by ACI Committee 209.

- در مراجع فوق مدول گسیختگی بتن برای دالها برابر $f_r = 0.33\sqrt{f_c}$ پیشنهاد شده است. در حالیکه در ACI-318-19 مقدار مدول گسیختگی برابر $f_r = 0.6\sqrt{f_c}$ پیشنهاد شده است. توجه شود که اگر تغییر شکلها بر مبنای روش پیشنهادی در ACI-318-19 انجام شود (محاسبه خزش با ضریب $\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}$) میتوان در شکل فوق مقدار مدول را اصلاح کرده و برمبنای ACI-318-19 وارد نمود.

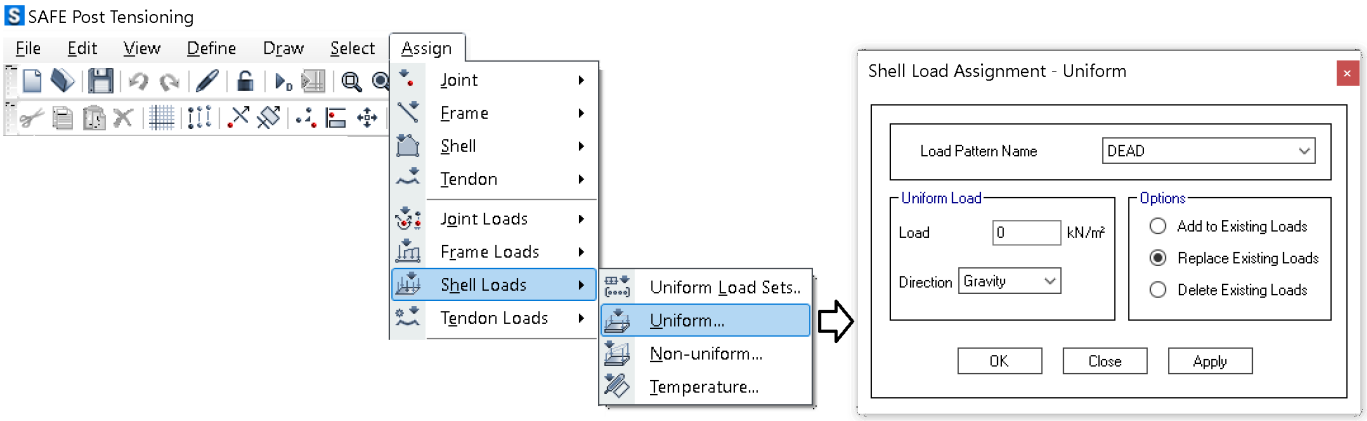
۴-۳۵ تعریف و اعمال بارها در SAFE

برای کنترل خیز چهار بار مختلف باید تعریف شوند.

بار DEAD: وزن بتن دال می باشد. بار SDEAD :بار مربوط به "کف سازی" + "تیغه بندی" و یا هر بار مرده ای که علاوه بر وزن خود بتن به کف وارد می شود. بار LIVE: بار زنده کف می باشد.

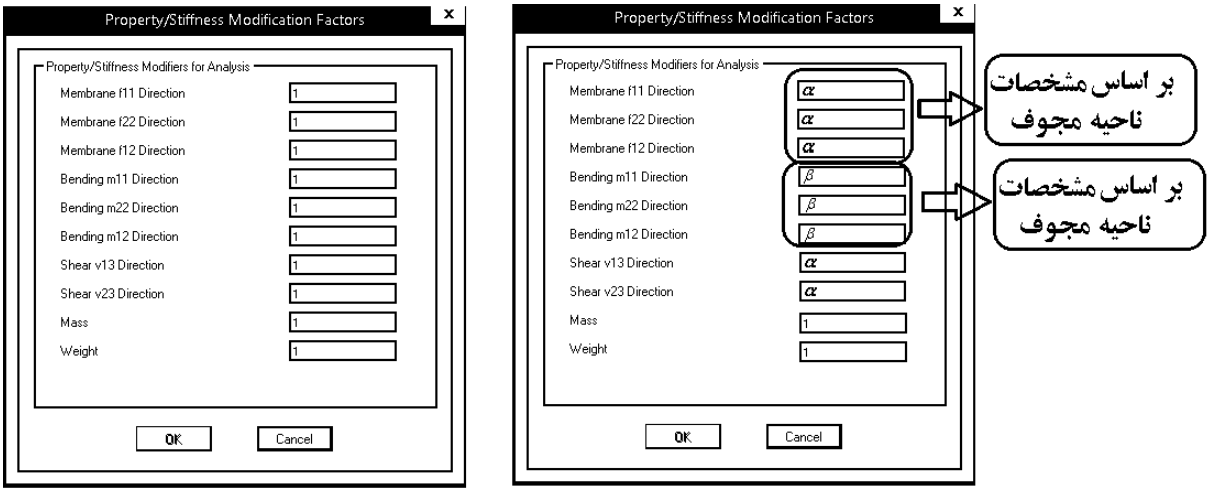


از طریق منوی زیر، پس از انتخاب کف ها، باید بارهای S-Dead و Live اعمال شوند:



اثرات ترک خوردگی دال از طریق آنالیز غیر خطی منظور می شود و نیازی به کاهش سختی به جهت ترک خوردگی در دال نمی باشد.

- در صورتی که دال مجوف داشته باشیم، ضریب سختی خمشی قسمتهای توپر برابر "یک" و قسمت های مجوف برابر$\beta = 0.9$ وارد شود (ضریب 0.9 بر اساس ممان اینرسی مقطع کاهش یافته تعیین می شود و ممکن است کمتر یا بیشتر از این مقدار باشد). همچنین سختی محوری دال نیز بهتر است بر اساس مشخصات قسمت مجوف کاهش داده شود (ضریب α در شکل زیر).
- بنابراین دال مربوط به قسمت های مجوف را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر ضریب سختی خمشی آنها را کاهش دهید:



قسمت های توپر دال **قسمت های مجوف دال**

- با توجه به اینکه هندسه سقف وافل در قسمت تعریف دال به نرم افزار معرفی میشود، ضرایب همانند دال توپر خواهد بود.

- با توجه به اینکه سختی خمشی دال در محاسبات منظور می شود، تیرها (در صورت وجود) باید به صورت مستطیلی مدل شده باشند.
- توجه شود که در بند زیر در ACI-318-19 (و نیز مبحث نهم ۹۹) به صورت تقریبی ضرایب ترک خوردگی برای اعضا پیشنهاد شده است. منتها در نرم افزار SAFE محاسبه دقیق تر ترک خوردگی امکان پذیر هست و بنابراین نیازی به استفاده از این ضرایب نیست.

6.6.3.2 *Service load analysis*

6.6.3.2.2 It shall be permitted to calculate immediate lateral deflections using a moment of inertia of 1.4 times ***I*** defined in 6.6.3.1, or using a more detailed analysis, but the value shall not exceed I_g.

6.6.3 *Section properties*

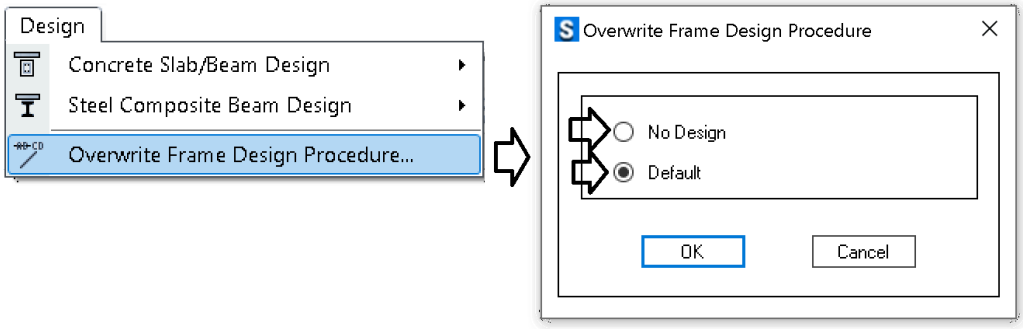
6.6.3.1 *Factored load analysis*

Table 6.6.3.1.1(a)—Moments of inertia and cross-sectional areas permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition		Moment of inertia	Cross-sectional area for axial deformations	Cross-sectional area for shear deformations
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$	b_wh
Walls	Uncracked	$0.70I_g$		
	Cracked	$0.35I_g$		
Beams		$0.35I_g$		
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$		

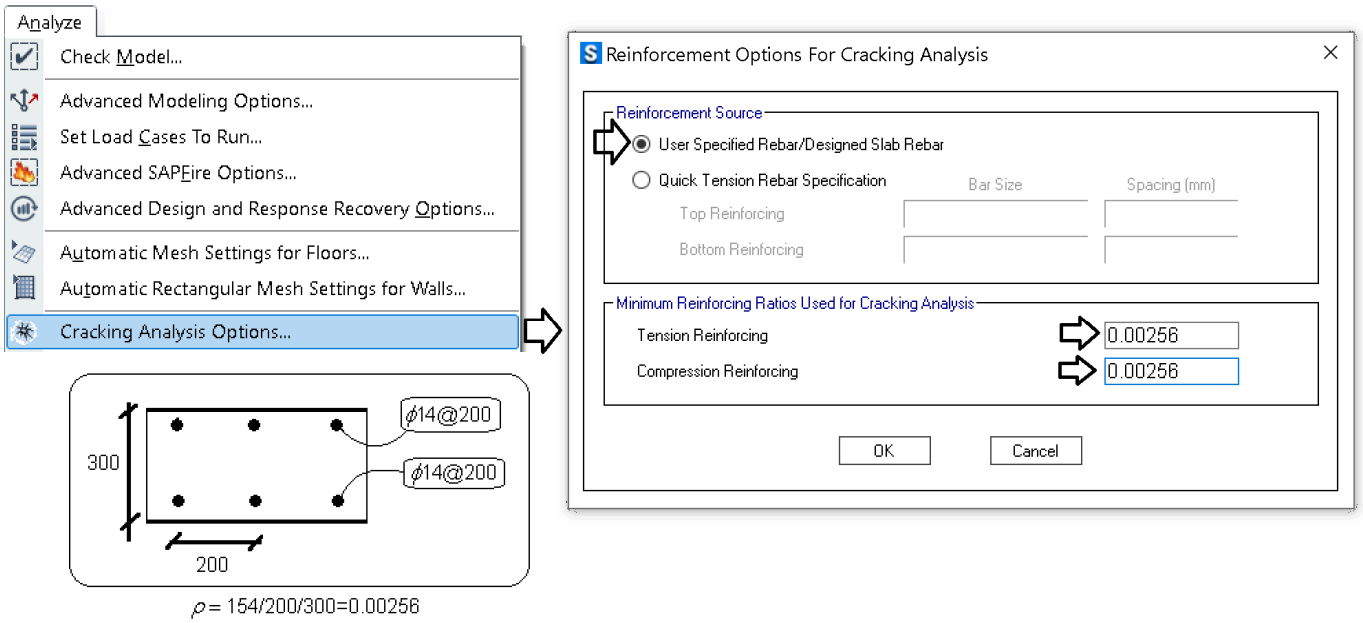
Beams: 1.4x0.35=0.5
Columns: 1.4x0.7=1
Slabs: 1.4x0.25=0.35

- در مورد تیرها نیز مطابق شکل زیر به صورت پیش فرض تیرها در حالت طراحی قرار دارند (No Design غیر فعال است). در این حالت نرم افزار میلگرد خمشی طولی تیر را بر اساس بارگذاری و نتایج تحلیل در نرم افزار SAFE محاسبه و بر اساس میلگرد محاسبه شده برای تیرها، ترک خوردگی آنرا در طول تیر منظور میکند. توجه شود که میلگرد خمشی محاسبه در نرم افزار SAFE کمتر از نرم افزار ETABS بدست می اید (ضوابط لرزه ای کنترل نمی شود و لنگرهای ناشی از بارها کمتر از مقادیر متناظر در ETABS میباشد). بنابراین محاسبات مربوط به ترک خوردگی تیرها محافظه کارانه بوده و می توان با اطمینان استفاده نمود.

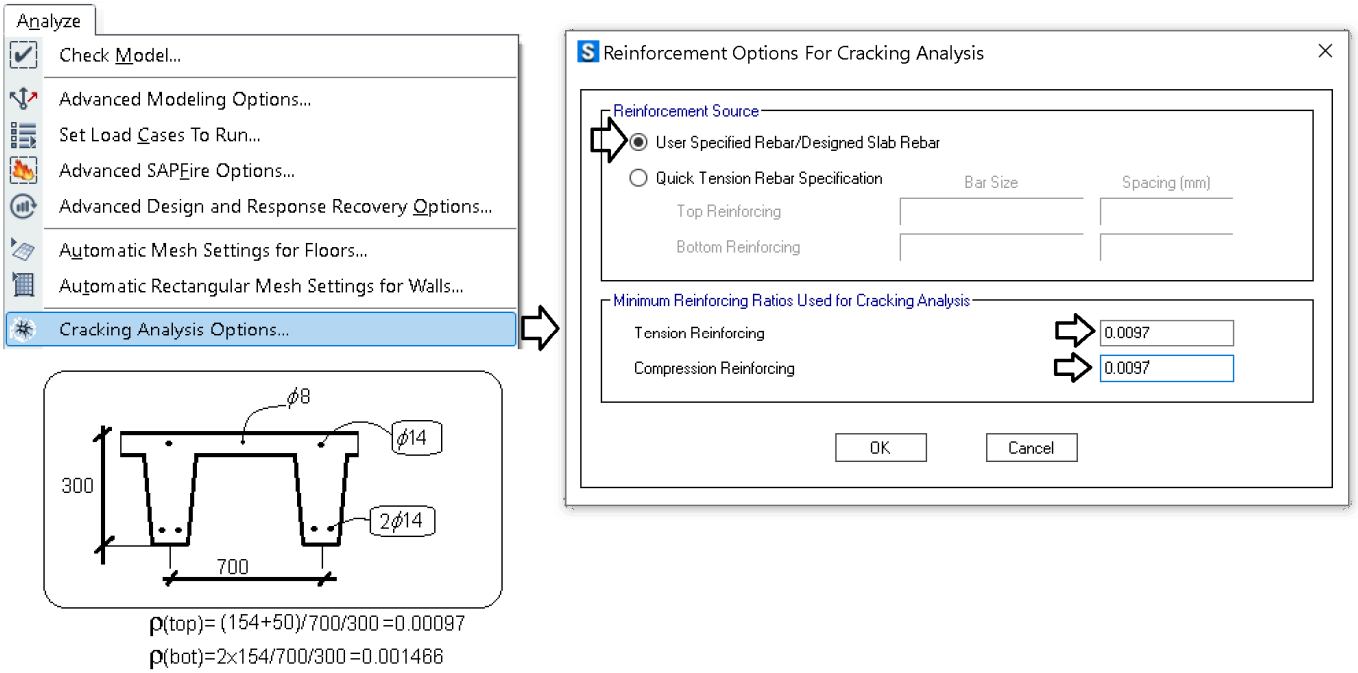


- ممکن است طراح تیرها را انتخاب و مطابق شکل فوق آنها را در حالت No Design قرار دهد. در این حالت SAFE ضرایب ترک خوردگی برای تیرها را محاسبه و اعمال نخواهد کرد. در این صورت لازم است تیرها انتخاب شده و ضریب ترک خوردگی 0.5 برای ممان اینرسی تیرها منظور شود.
- با توجه به توضیحات فوق در صورتی که تیرها در حالت پیش فرض قرار داشته باشند، نیازی به اعمال ضرایب کاهش سختی در تیرها نمی باشد.

جهت محاسبه صحیح ضرایب ترک خوردگی باید میلگردهای خمشی دال از طریق شکل زیر مشخص گردد.
برای مثال اگر فرض کنیم میلگرد های سراسری دال φ14@200 باشد، می توان به صورت شکل زیر عمل کرد.

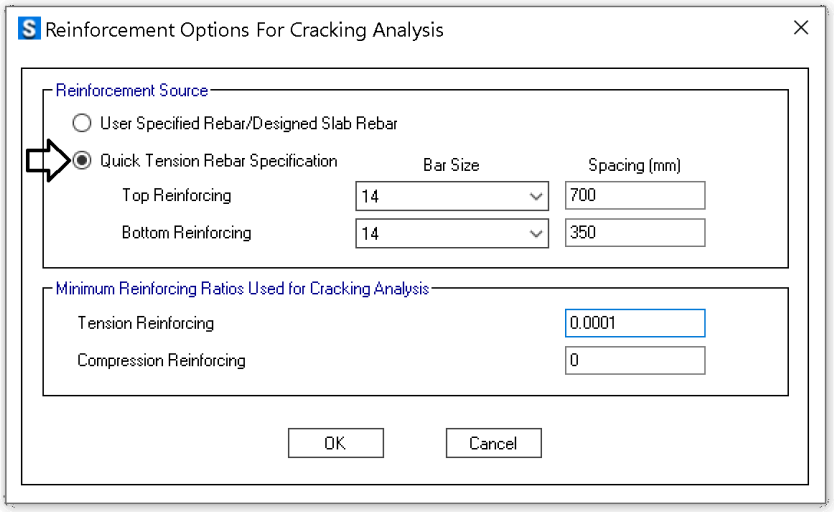


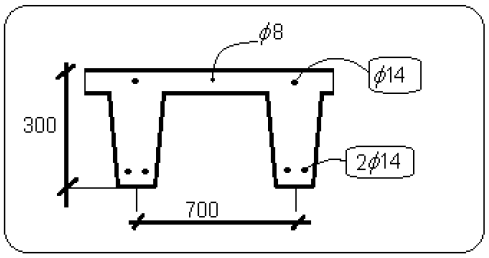
- در صورت استفاده از گزینه دوم در شکل فوق، نرم افزار عملا در کل نقاط میلگرد طراحی را محاسبه میکند و اگر میلگرد محاسبه شده از میلگرد حداقل که در پایین مشخص شده است (به عنوان میلگرد سراسری) بیشتر باشد، میلگرد محاسباتی را منظور میکند و اگر کمتر از مقدار حداقل مشخص شده باشد، در محاسبات میلگرد حداقل را منظور میکند.
- در رابطه با سقف وافل دقت نمایید که نرم افزار SAFE آنرا با یک دال کامل معادلسازی می کند. برای مثال در شکل زیر یک دال توپر با ضخامت 300 mm در نظر میگیرد و سپس ضرایب اصلاح سختی خمشی، سختی برشی، اصلاح وزن و .... بدان اعمال میکند. به همین جهت در معرفی درصد میلگرد آن باید دقت شود که درصد میلگرد به صورت نسبت مساحت میلگرد به مساحت دال توپر محاسبه شود. در شکل زیر یک نمونه محاسبه نشان داده شده است.



- از طرفی با توجه به اینکه هم لنگر مثبت داریم و هم لنگر منفی، در برخی نقاط از دال میلگردهای تحتانی نقش میلگرد فشاری را دارند و در برخی نقاط نقش میلگرد کششی و بنابراین بهتر است در جهت اطمینان مطابق شکل زیر کمترین مقدار از دو مقدار $\rho(bot)$ و $\rho(top)$ در قسمت درصد حداقل درج شود.
- به عنوان یک روش جایگزین در شکل زیر میتوان از گزینه سوم استفاده کرد و مشخصات میلگرد فوقانی و تحتانی را وارد نمود. در این حالت در نقاطی که میلگرد تقویتی داریم، از وجود این میلگردها صرف نظر شده و نرم افزار در کل دال میلگرد ثابت وارد شده را منظور میکند. استفاده از این روش محافظه کارانه بوده و توصیه نمیشود.

- اگر بخواهیم از گزینه سوم استفاده کنیم، باید مطابق شکل زیر عمل شود (از میلگرد $\varphi 8$ صرف نظر شده است)





در این نوشتار، برای کنترل خیز از روندی که CSI برای نرم افزار SAFE ارائه کرده استفاده شده است. در متن زیر دو روش برای کنترل دقیق خیز ارائه شده است که توصیه می شود از روش اول استفاده شود:

Cracked-section analysis is run in SAFE using either of the following **two methods**:

1. All load patterns are applied in a single load case which uses either immediate or long-term cracked deflection, discussed as follows:
Immediate cracked deflection, in which all loads (DEAD + SDEAD + LIVE) are applied in a single load pattern, then analysis is run with the Crack Analysis option.
Long-term cracked deflection, in which analysis is divided into the following two categories:
Non-sustained portion, in which cracked-section analysis considers only the non-sustained portion of LIVE load, solving for incremental deflection.
Sustained portion, in which long-term cracked analysis considers the sustained loading from DEAD, SDEAD, and a portion of the LIVE load. Creep and shrinkage are included only in this sustained portion of analysis because these effects are only applicable under sustained loading.
NOTE: Short-term concrete modulus = Elastic concrete modulus Ec(to)
NOTE: Long-term concrete modulus = Age-adjusted concrete modulus Ec(t,to), given

$$\overline{E}_C(t,t_0) = \frac{E_C(t_0)}{1 + X\varphi(t,t_0)}$$

- For example, assume that 25% of the LIVE load is sustained. Analysis proceeds as follows:
- **Case 1**: Cracked analysis for short-term load with short-term concrete modulus is given as DEAD + SDEAD + Ψ_sLIVE, in which Ψ_s = 1.0
- **Case 2**: Cracked analysis for permanent load with short-term concrete modulus is given as DEAD + SDEAD + Ψ_LLIVE, in which Ψ_L = 0.25 (Ψ_L = 0 if 100% of the LIVE load is non-sustained)
- **Case 3**: Long-term cracked analysis (with creep and shrinkage) for permanent load with long-term concrete modulus is given as DEAD + SDEAD + Ψ_LLIVE, in which Ψ_L = 0.25
The value of total long-term deflection is then the combination of Case 3 + (Case 1- Case 2). The difference between Case 1 and Case 2 represents the incremental deflection (without creep and shrinkage) due to non-sustained loading on a cracked structure.
The procedure indicated above results on total long term deflection over time. Most engineers simply check this values against ACI 318 Table 24.2.2, since this will always result in safe and conservative design. In order to remove portion of dead load deflection occurring before attachment of nonstructural elements, the following procedure can also be used:

Case 4= Cracked analysis for permanent load with short-term concrete modulus is given as DEAD + Ψ_DSDEAD, in which Ψ_D = percentage of super imposed dead load present before attachment of non structural elements
Or Case 4= Cracked analysis for permanent load with long-term concrete modulus creep and shrinkage is given as DEAD + Ψ_DSDEAD, in which Ψ_D = percentage of super imposed dead load present before attachment of non structural elements, and say using a creep factor for 3 months.
The value of total long term deflection to occur after attachment of nonstructural elements is then the combination of Case 3 + (Case 1- Case 2)- Case 4.
We recommend this method, though an alternative is available, described as follows:

2. A single load pattern is applied in a load case, then another case is set to continue From State at End of Nonlinear Case.

For example:
- Add a DEAD load case using the Nonlinear (Cracked) option, starting with a Zero Initial Condition.
- Add a SDEAD load case using the Nonlinear (Cracked) option, starting From State at End of Nonlinear Case DEAD.
- Add a LIVE load case using the Nonlinear (Cracked) option, starting From State at End of Nonlinear Case SDEAD.

The DEAD load case predicts cracking from a zero initial condition, in which no load is present, then computes cracking due to DEAD load-pattern application. Adding SDEAD then uses the stiffness at the end of DEAD load case, and contributes additional deflection. Deflection reports the total deflection from both DEAD and SDEAD cases, however, the increase in DEAD load deflection due to additional cracking from SDEAD load application is not recognized, therefore we do not recommend this method.

مرجع: https://wiki.csiamerica.com/display/safe/Cracked-section+analysis

۱- نرم افزار SAFE جهت محاسبه تغییر شکل بلند مدت (ناشی از خزش و جمع شدگی) از روش پیشنهاد شده در ACI-209 استفاده میکند. این روش با روش ارائه شده در ACI-318 تفاوت دارد. خلاصه روش ACI-209 در فلوچارت زیر نمایش داده شده است. جهت اطلاعات بیشتر میتوانید به کتاب محاسب حرفه ای نوشته آقای مهندس آقازاده مراجعه نمایید.

$$\text{creep coefficient} = \varphi(t,t_0) = \frac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}}\varphi_u$$

زمان بارگذاری (روز)

$\varphi_u = 2.35\gamma_c$

$\gamma_c = \gamma_{la}\cdot\gamma_\lambda\cdot\gamma_{vs}\cdot\gamma_s\cdot\gamma_\Psi\cdot\gamma_a$

$$\text{Shrinkage strain} = (\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t}(\varepsilon_{sh})_u$$

زمان بارگذاری (روز)

$(\varepsilon_{sh})_u = 780\times10^{-6}\gamma_{sh}$

$\gamma_{sh} = \gamma_{cp}\cdot\gamma_\lambda\cdot\gamma_{vs}\cdot\gamma_s\cdot\gamma_\Psi\cdot\gamma_c\cdot\gamma_a$

در جهت اطمینان

Loading age = 7 days ==> $\gamma_{la}=1$

Loading age > 7 days ==> $\gamma_{la}=1.25(t_{la})^{-0.118}$

میتوان γ_{la} را برابر یک در نظر گرفت

Moist cured during a period of 7 days ==> $\gamma_{cp}=1$

Table 2.5.3 Shrinkage Correction Factors for Initial Moist Curing

Moist curing duration, days	Shrinkage γ_{cp}
1	1.2
3	1.1
7	1.0
14	0.93
28	0.86
90	0.75

Relative humidity in percent

$\lambda = 40$ percent ==> $\gamma_\lambda=1$

$\lambda > 40$ percent ==> $\gamma_\lambda=1.27-0.0067\lambda$

در اکثر موارد رطوبت نسبی حداقل ۴۰ درصد میباشد و در جهت اطمینان میتوان γ_λ را برابر یک گرفت

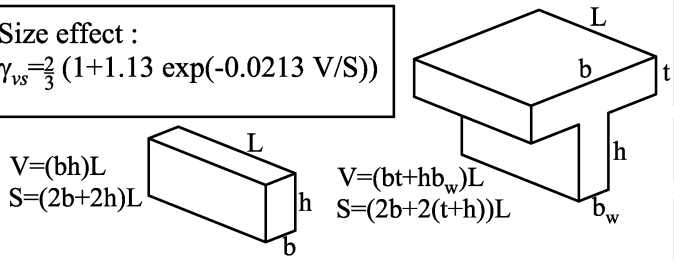
Relative humidity in percent

$40\le\lambda\le80$ ==> $\gamma_\lambda=1.4-0.0102\lambda$

$80\le\lambda\le100$ ==> $\gamma_\lambda=3-0.030\lambda$

Size effect :

$\gamma_{vs}=\frac{2}{3}(1+1.13\exp(-0.0213\,V/S))$



Size effect : $\gamma_{vs}=1.2\,(\exp(-0.00472\,V/S))$

Slump: $\gamma_s=0.89+0.041s$ (Observed slump in mm)

Slump: $\gamma_s=0.82+0.00264s$ (Observed slump in mm)

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

$\Psi\le50$ percent ==> $\gamma_\Psi=0.3+0.014\Psi$

$\Psi>50$ percent ==> $\gamma_\Psi=0.9+0.002\Psi$

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

Fine aggregate percentage: $\gamma_\Psi=0.88+0.0024\Psi$

Cement content in kg/m^3

Cement content: $\gamma_c=0.75+0.00061c$

air content in percent

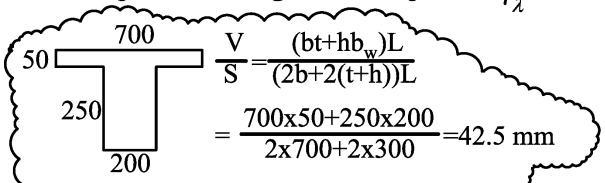
Air content: $\gamma_\alpha=0.46+0.09\alpha\ge1$

air content in percent

Air content: $\gamma_\alpha=0.95+0.008\alpha\ge1$

زمان شروع بارگذاری = ۷ روز ==> $\gamma_{la}=1$

رطوبت نسبی هوا = ۴۰ درصد ==> $\gamma_\lambda=1$



$\frac{V}{S}=\frac{(bt+hb_w)L}{(2b+2(t+h))L}=\frac{700\times50+250\times200}{2\times700+2\times300}=42.5$ mm

creep:

$\gamma_{vs}=\frac{2}{3}(1+1.13\exp(-0.0213\,V/S))\cong1$

Shrinkage:

$\gamma_{vs}=1.2\,(\exp(-0.00472\,V/S))\cong1$

فرض ==> $\gamma_s=1$ فرض ==> $\gamma_c=1$

فرض ==> $\gamma_\Psi=1$ فرض ==> $\gamma_a=1$

$$\text{creep coefficient} = \varphi(t,t_0) = \frac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}}\varphi_u$$

$$(t=\infty)\ \text{ضریب خزش بلند مدت} = \frac{(\infty)^{0.6}}{10+(\infty)^{0.6}}2.35 = 2.35$$

$$(t=90)\ \text{ضریب خزش ۳ ماهه} = \frac{(90)^{0.6}}{10+(90)^{0.6}}2.35 = 1.4$$

$$\text{Shrinkage strain} = (\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t}(\varepsilon_{sh})_u$$

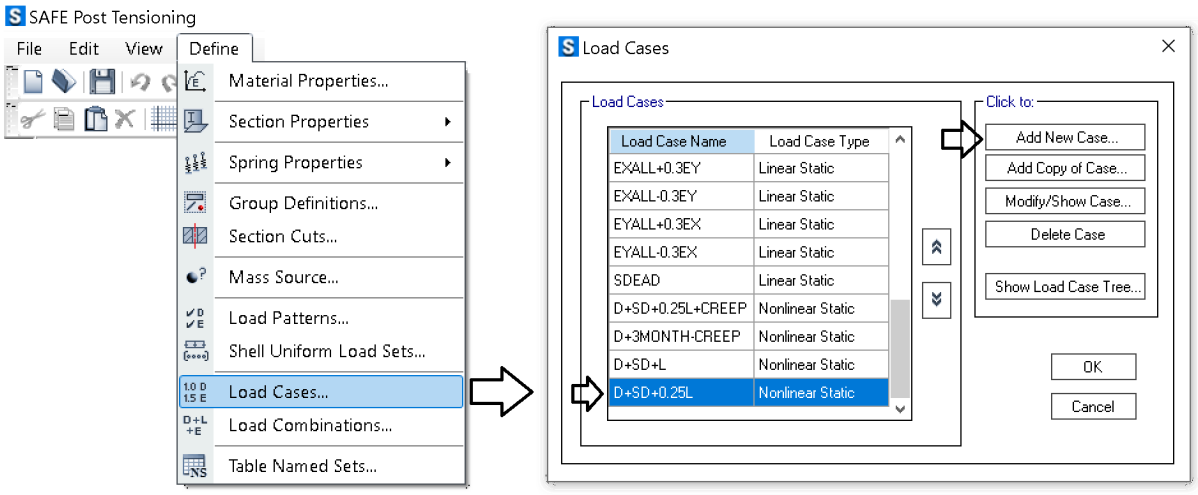
$$(t=\infty)\ \text{ضریب جمع شدگی بلند مدت} = \frac{(\infty)}{35+(\infty)}780\times10^{-6} = 780\times10^{-6}$$

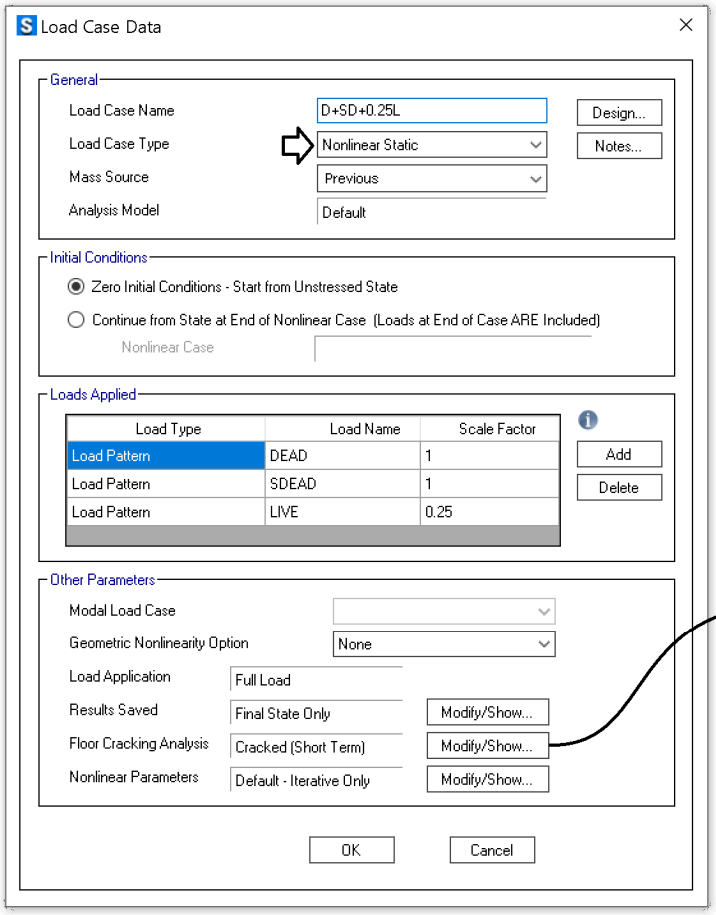
$$(t=90)\ \text{ضریب جمع شدگی ۳ ماهه} = \frac{(90)}{35+(90)}780\times10^{-6} = 562\times10^{-6}$$

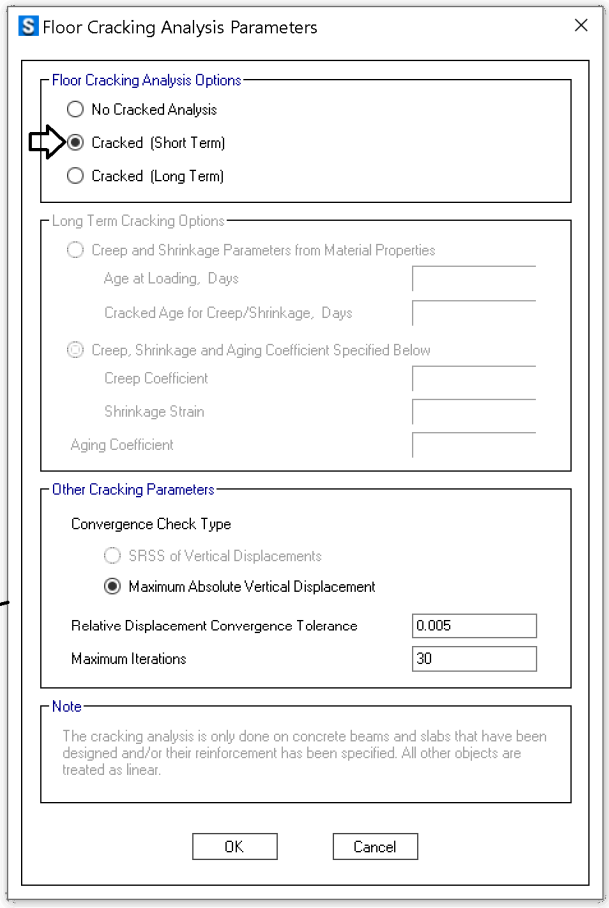
۲- ترکیب بارهای غیر خطی را مطابق شکل زیر تعریف نمایید

حالت بار D+SD+0.25L شامل بارهای دائمی می باشد. درصدی از بارهای زنده حالت ماندگار دارند و همانند بارهای مرده موجب ایجاد خزش می شوند. مثلا در شکل زیر فرض شده است ۲۵ درصد بار زنده از نوع بار زنده ماندگار خواهد بود. در متن آیین نامه ها مقدار این درصد مشخص نشده است و طراح بر اساس قضاوت مهندسی و با توجه به کاربری سازه درصدی را می تواند منظور کند.

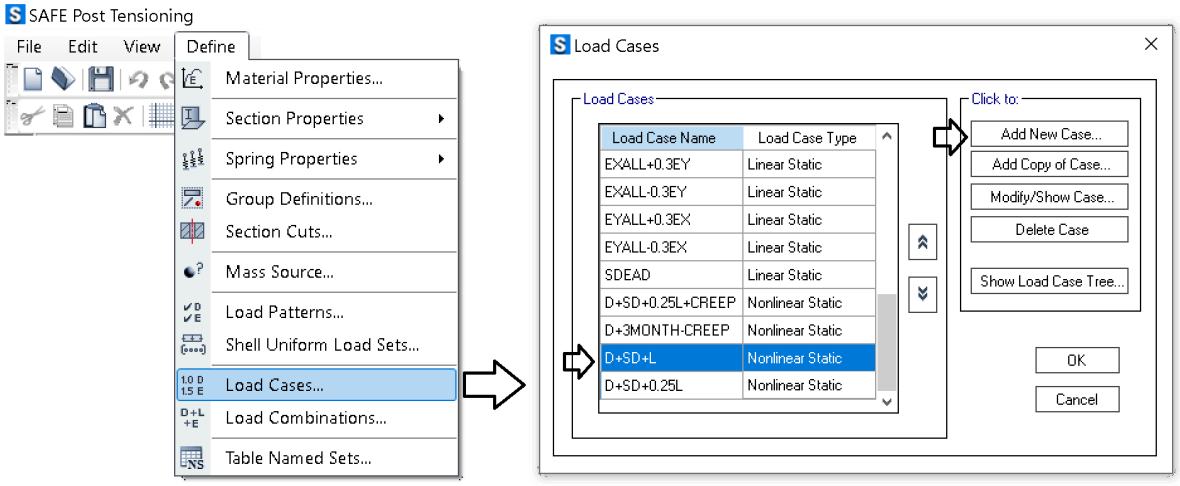
در این حالت بار تنها ترک خوردگی منظور می شود و به همین جهت گزینه Cracked (Short Term) انتخاب شده است. Short Term به این معناست که اثرات بلند مدت ناشی از خزش منظور نمی شود.

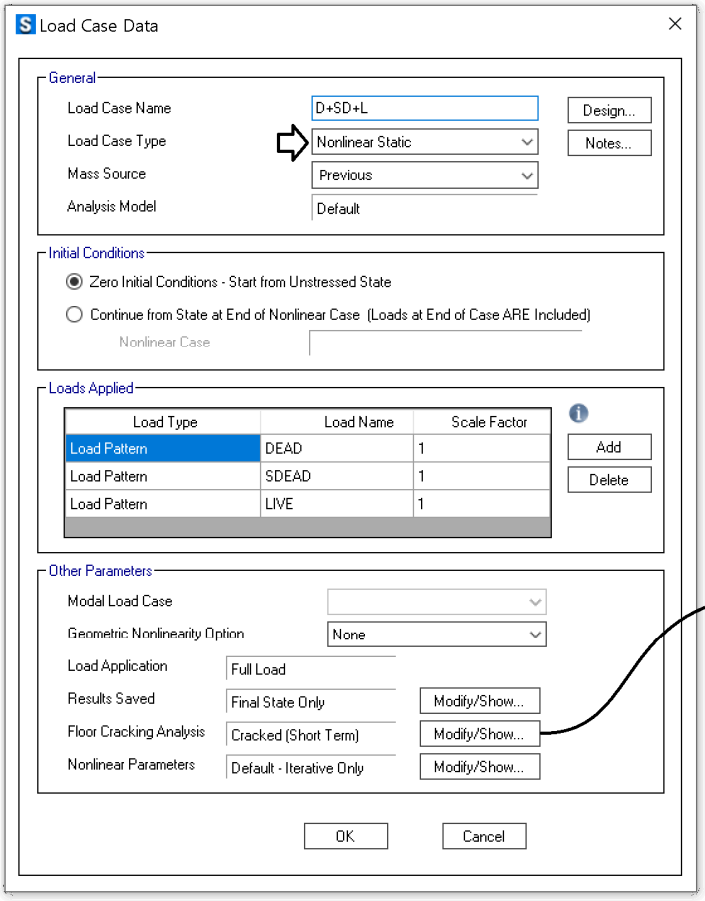


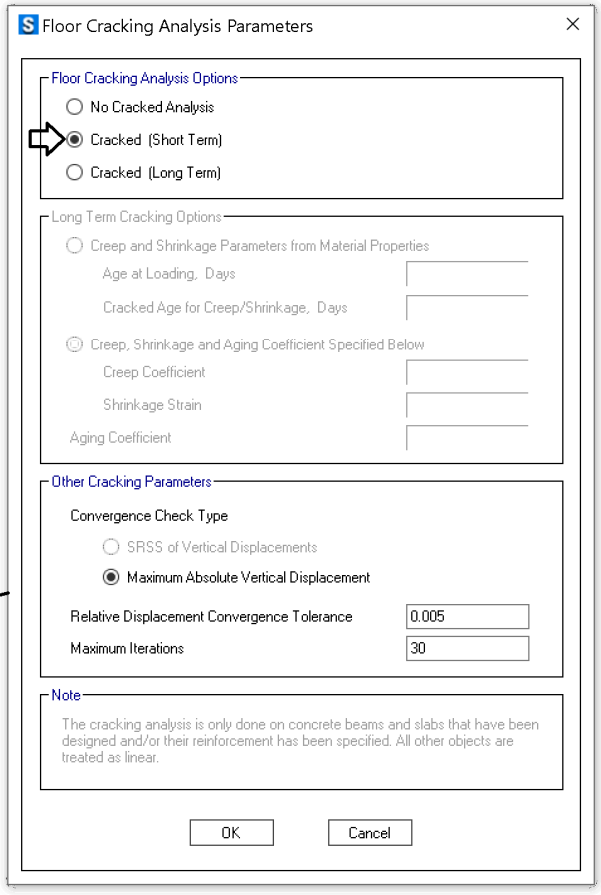




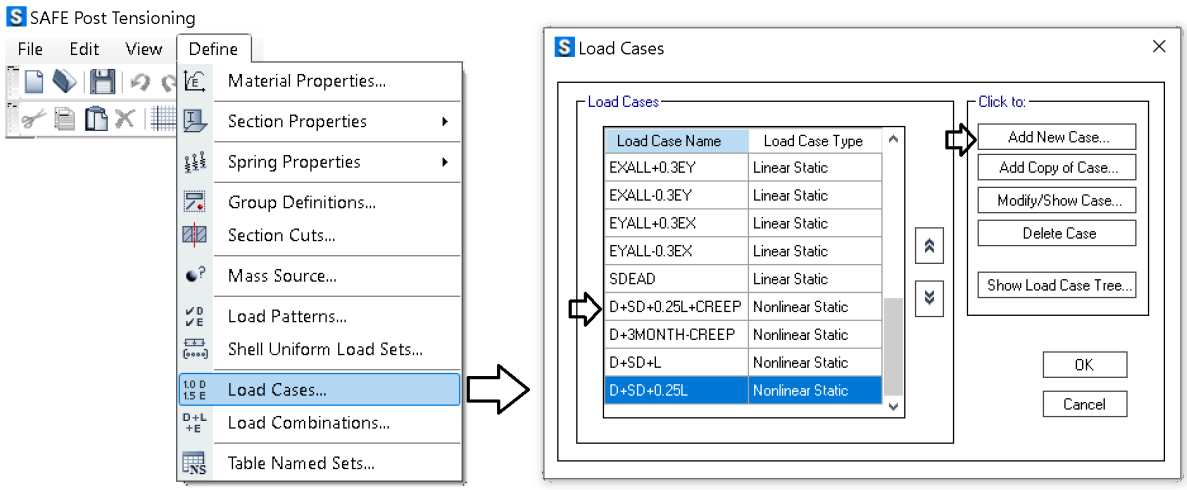
حالت بار $D+SD+L$ شامل کل بارهای می باشد که در آن تنها اثرات ترک خوردگی منظور شده است و خزش در نظر گرفته نشده است.

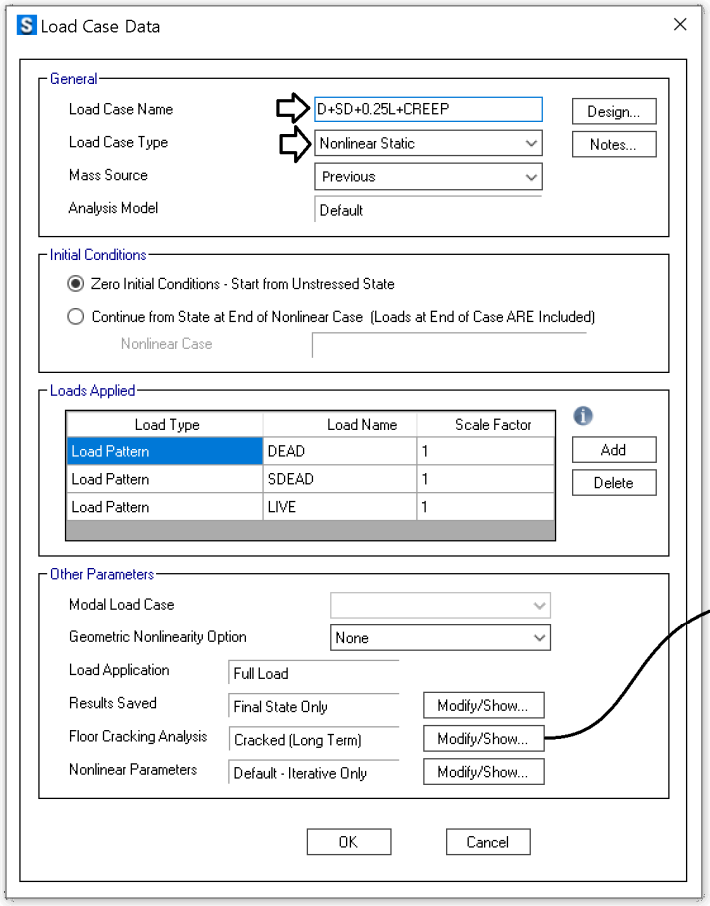


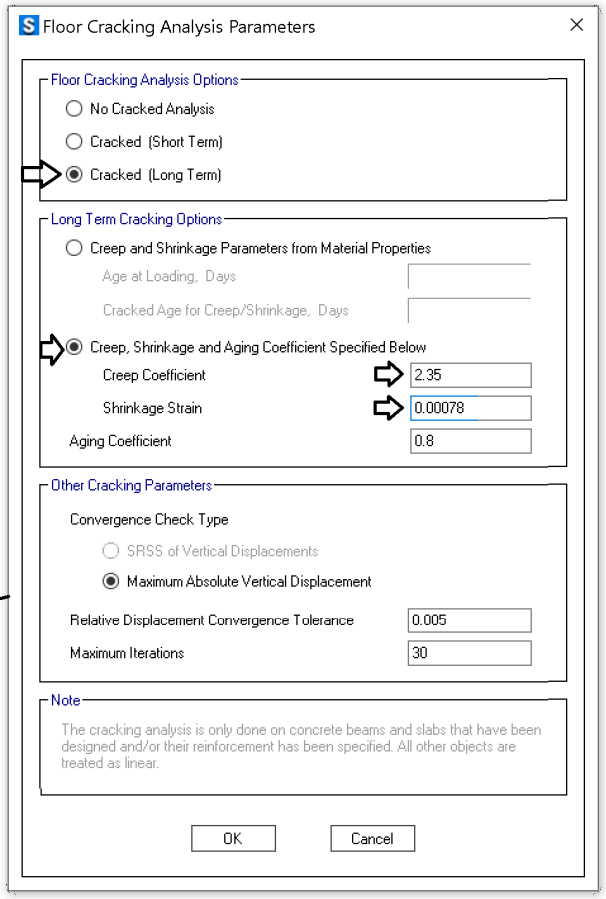


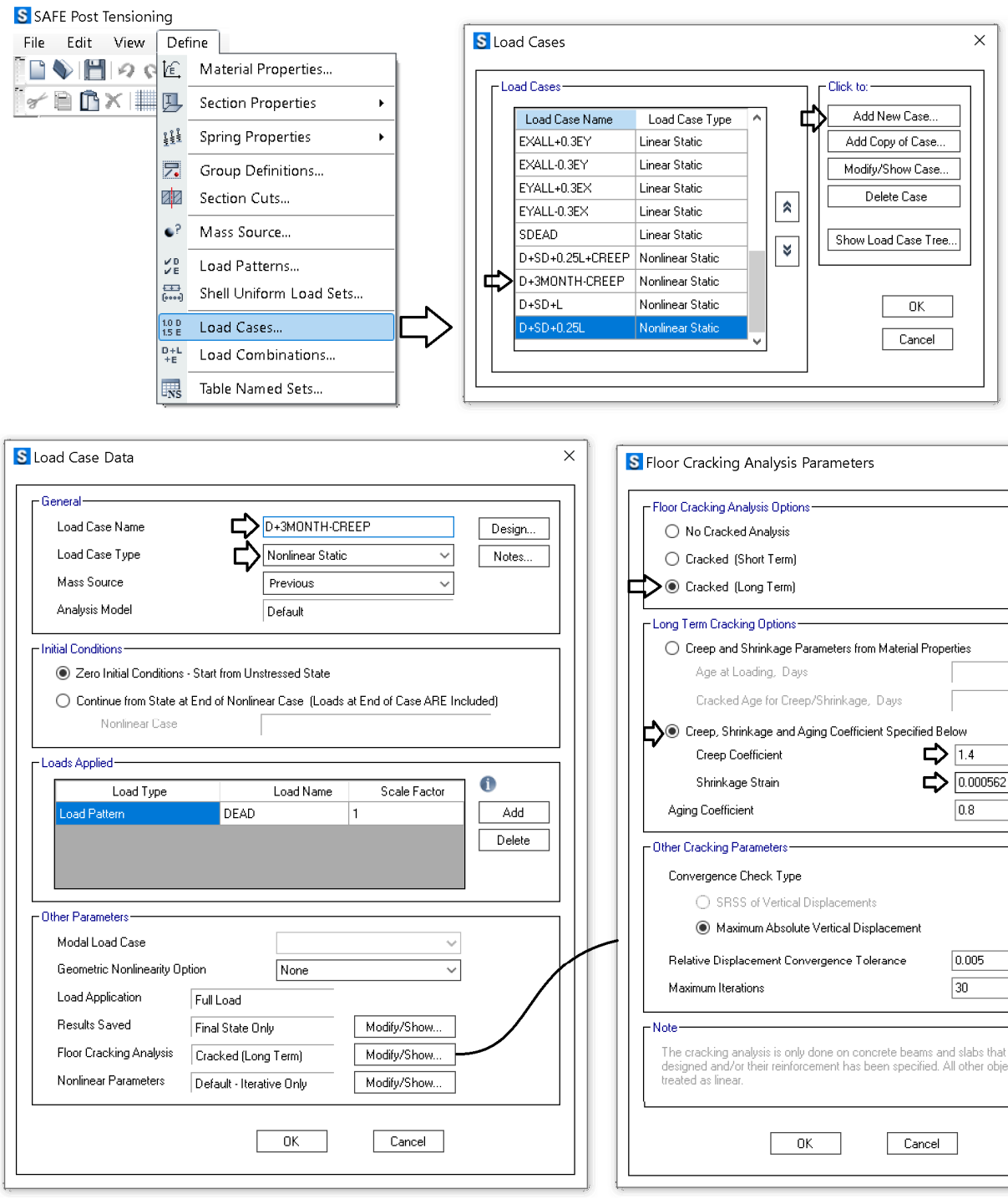


حالت با *D+SD+0.25L+CREEP* شامل تغییر شکل ناشی از بارهای دائمی+ خزش بلند مدت می باشد. توجه کنید که ضریب خزش *creep coefficient* که برابر *2.35* وارد شده است، با ضریب خزش تعریف شده در مبحث نهم که حداکثر آن *2* می باشد تفاوت دارد.









- درصدی از بار مرده کف سازی قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای وارد می شود که بسته به نوع سازه و نحوه اجرای آن متغییر است. بنابراین در تعریف بار ($D + 3MONTH.CREEP$) می توان بخشی از بار SD را نیز منظور کرد.

- کنترل خیز بر اساس جدول زیر انجام می شود:

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تجاوز کنند.

جدول ۹-۱۹-۳ حداکثر تغییر مکان مجاز

انواع عضو	تغییر مکان مورد نظر	حد تغییر مکان	ملاحظات
۱- بامهای تخت که به اعضای غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آن ها را نگه‌داری نمی‌کنند؛ و بنا بر این تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کفها		$\frac{l}{360}$	
۳- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگه‌داری میکنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر - مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن ها را نگه‌داری میکنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمیکند.		$\frac{l}{240}$	تبصره ۲

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیر سازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد روا داری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازه‌ای ایجاد شده است، نمی‌شود؛ و در حقیقت تفاضل تغییر مکان، قبل و بعد از اتصال این اعضا می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی میشود.

- در طره ها توجه نمایید که مقادیر مجاز فوق دوبرابر خواهد بود. برای مثال در طره ها به جای L/240 مقدار مجاز خیز برابر L/120 خواهد بود.

کنترل خیز بار زنده:

$$(D+SD+L)-(D+SD+0.25L)<\frac{L}{360}$$

کنترل خیز بلند مدت:

$$(D+SD+L)-(D+SD+0.25L)+(D+SD+0.25L+CREEP)-(D+3MONTH.CREEP)$$
$$<\begin{cases}\frac{L}{240} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد نمیکند}\\ \frac{L}{480} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد میکند}\end{cases}$$

- در سازه های با کاربری متعارف معمولا مقدار بار زنده در مقایسه با بار مرده کف کم بوده و بنابراین خیز ناشی از بار زنده حاکم نمی شود. در صورتی که مقدار بار زنده قابل توجه باشد، باید یک load case مجزا برای کنترل آن تعریف کرد.

سوال: آیا با استفاده از پیش خیز می توان مقدار فوق را کاهش داده و در نتیجه مشکل خیز دال را برطرف کرد؟

پاسخ: خیر. هدف اصلی از کنترل خیز جلوگیری از آسیب به اجزای غیر سازه ای است. پیش خیز نمی تواند تغییرشکلهایی که اجزای غیر سازه ای تجربه می کنند را کاهش دهد. این موضوع (عدم کنترل خیز به بهانه استفاده از پیش خیز) توسط دکتر محمد جلال پور به بنده یادآوری گردید تا به متن این نوشتار اضافه کنم.

- به دو نکته زیر توجه شود:

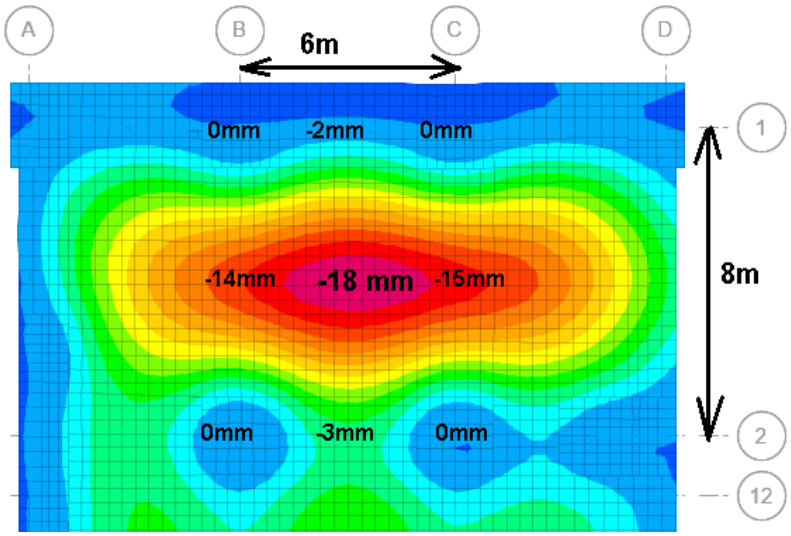
۳- **دهانه های بلند** (مرز بلند بودن به تشخیص مهندس طراح)، نامتعارف محسوب میشوند و اگر اجزای غیرسازه ای آسیب پذیر باشند، به جای $\frac{L}{240}$ باید با $\frac{L}{480}$ کنترل شوند.

۴- **روشی** که نرم افزار ایتبس و سیف برای کنترل خیز (اثرات ترک خوردگی و خزش) استفاده می کند با آنچه در مبحث نهم برای محاسبه ممان اینرسی موثر و نیز محاسبه خزش ارائه شده تفاوت دارد و در اکثر موارد مقادیر خیز محاسبه شده به روش غیرخطی توسط ایتبس و سیف کمتر از مقدار محاسبه شده توسط مبحث نهم می باشد.

- با توجه به دو نکته فوق توصیه می شود به خصوص در دهانه های بلند، یا از $\frac{L}{480}$ برای کنترل خیز استفاده شود و یا اینکه در محاسبه خیز کل تیر، مقدار خیز مربوط به تغییرشکل قبل از اتصال اجزای غیرسازه ای کم نشود. به عبارت دیگر خیز تیرها و کف ها به صورت زیر کنترل شود:

$$(D+SD+L)-(D+SD+0.25L)+(D+SD+0.25L+CREEP)<\frac{L}{240}$$

شکل زیر نمونه ای از تغییرشکل دال را نشان میدهد.



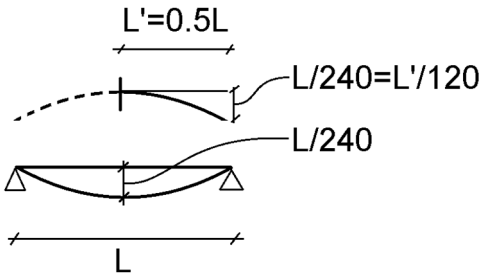
$$\left(18-\left(\frac{2+3}{2}\right)\right) \quad < \quad \left(\frac{L=8000}{240}\right) \ OK$$

$$\left(18-\left(\frac{14+15}{2}\right)\right) \quad < \quad \left(\frac{L=6000mm}{240}\right) \ OK$$

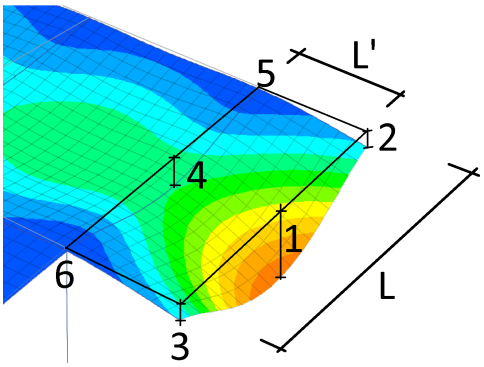
$$(18-0) \quad < \quad \left(\frac{L=\sqrt{8000^2+6000^2}}{240}\right) \ OK$$

۵-۳۵ کنترل خیز طره ها

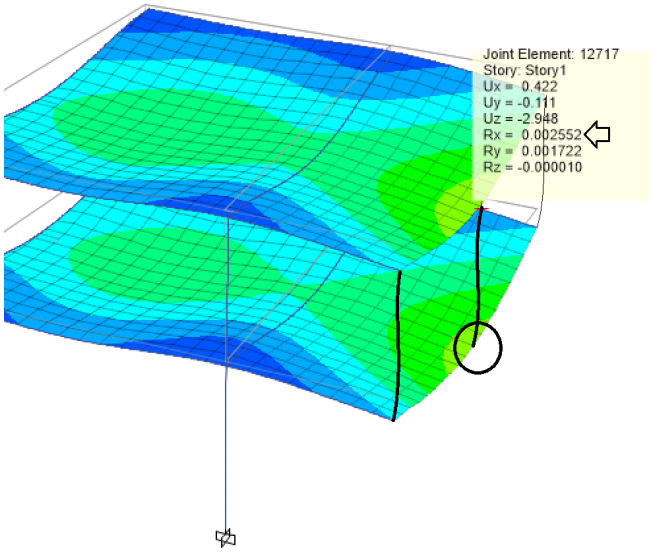
خیز مجاز طره ها دو برابر مقادیر جدول صفحه قبل خواهد بود. در این رابطه به شکل مقابل توجه کنید. برای طره L=2L' میباشد. برای مثال اگر خیز مجاز تیری به طول L برابر L/240 باشد، خیز مجاز طره ای به طول L' برابر L'/120 خواهد بود.



بنابراین در طره شکل زیر باید موارد زیر کنترل گردد:



$$\Delta_1 - \Delta_4 \le \frac{L'}{120}$$
$$\Delta_2 - \Delta_5 \le \frac{L'}{120}$$
$$\Delta_3 - \Delta_6 \le \frac{L'}{120}$$
$$\Delta_1 - \left(\frac{\Delta_2 + \Delta_3}{2}\right) \le \frac{L}{240}$$
$$\Delta_4 - \left(\frac{\Delta_5 + \Delta_6}{2}\right) \le \frac{L}{240}$$



- در صورتی که در لبه طره دیوار سراسری که طبقات را به هم متصل میکند داشته باشیم، تغییرشکل نسبی طره در دو طبقه متوالی ممکن است به دیوار پیرامونی آسیب بزند. در این حالت تغییرشکل نسبی طره و دوران انتهای آن بهتر است توسط مهندس طراح بررسی و بر اساس آسیب پذیری دیوار پیرامونی طره و با قضاوت مهندسی تغییرشکلها محدود شوند. بنابراین علاوه بر تغییرشکل نسبی طره بالا و پایین، ممکن است دوران انتهای طره به دیوار پیرامونی اسیب رساند. در بسیاری از موارد اتصال دیوار پیرامونی به کف طره به گونه ای نیست که دوران به دیوار منتقل شود. این مورد به نحوه اتصال دیوار به کف طره دارد.
- توجه شود که علاوه بر خیز، لرزش هم باید کنترل شود. در طره های بلند عموما لرزش تعیین کننده است.

۳۶ کنترل لرزش در دالها و تیرها

۹-۱۹-۵ ارتعاش (لرزش)

کف‌ها و تیرهایی که سطوح خالی از تیغه بندی‌های ممتد تا سقف (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میرا کنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجه خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از حرکت افراد، کارکرد ماشین آلات، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها) طراحی شوند. بدین منظور فرکانس نوسانی کف‌ها (تیرچه‌ها، دال‌ها و تیرها) باید به اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد را در برابر ارتعاش قائم ایجاد نماید.

حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها برای کاربری‌های مختلف نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۴ کم‌تر باشد:

جدول ۹-۱۹-۴ حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها

نوع کاربری	حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5$ Hz
ساختمان‌های تجاری- فروشگاه‌ها	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5$ Hz
تعمیرگاه‌ها، سالن های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5$ Hz
پارکینگ‌ها	$f \geq 4$ Hz

در محاسبه‌ی فرکانس دوره ای ارتعاش کف‌ها، باید اثر ترک خوردگی قطعات، با منظور نمودن ممان اینرسی مؤثر، I_e، متناظر با بارهای مرده و زنده‌ی بدون ضریب، در محاسبه‌ی تغییر شکل‌ها مورد توجه قرار گیرد. این تغییر شکل‌ها مربوط به اثر بارهای مرده و بخشی از بارهای زنده که دائمی فرض می‌شود (بدون ضرایب بار) بوده و ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن ۱/۲۵ برابر مقدار E_c منظور می‌گردد.

برای محاسبه‌ی فرکانس دوره‌ای، f، می‌توان از رابطه‌ی (۹-۱۹-۶) استفاده نمود.

$$f = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}} \qquad (۹-۱۹-۶)$$

که در آن Δ_{is} تغییر مکان استاتیکی قائم حداکثر کف تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می‌شود (بر حسب میلی متر)، و f فرکانس دورهای ارتعاش بر حسب هرتز می‌باشد. در صورتی که به مطالعات جامع تر برای ارتعاش کف ها نیاز باشد می توان از مراجع معتبر بین‌المللی دیگر بجای رابطه ۹-۱۹-۶ و جدول ۹-۱۹-۴ استفاده نمود.

۳۶-۱ روش تقریبی کنترل لرزش

برای کنترل تقریبی لرزش میتوان مراحل زیر را انجام داد:

۱- از فایل موجود یک save as… گرفته شود.

۲- مدول الاستیسیته بتن 1.25 برابر شود.

۳- ضریب سختی ترک خوردگی اعضا با فرض حالت سرویس (بهره برداری) اعمال شود. برای این منظور ضریب سختی تیرها 0.5، ستونها 1، دیوارها 1، و دالها برابر 0.375 وارد شود.

۴- یک ترکیب بار شامل بارهای دائمی تعریف شود. ترکیب بار دائمی شامل بارهای مرده همراه با بخشی از بارهای زنده میباشد. برای کاربری های متعارف مسکونی، اداری و تجاری میتوان از ترکیب بار Dead+Partition+0.25Live استفاده نمود. ضریب 0.25 نشان دهنده درصدی از بارهای زنده است که دائمی محسوب میشود و بر اساس قضاوت مهندسی و نوع کاربری تعیین میشود.

۵- سازه تحلیل شود و خیز تیر یا دال مورد نظر (نسبت به دو انتهای آن) تحت ترکیب بار تعریف شده در گام قبلی محاسبه گردد و کنترل شود که مقدار خیز از مقدار زیر فراتر نرود:

$$\frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}} \geq f_{all} \quad \rightarrow \quad \Delta_{is} \leq \frac{324}{f_{all}^2}$$

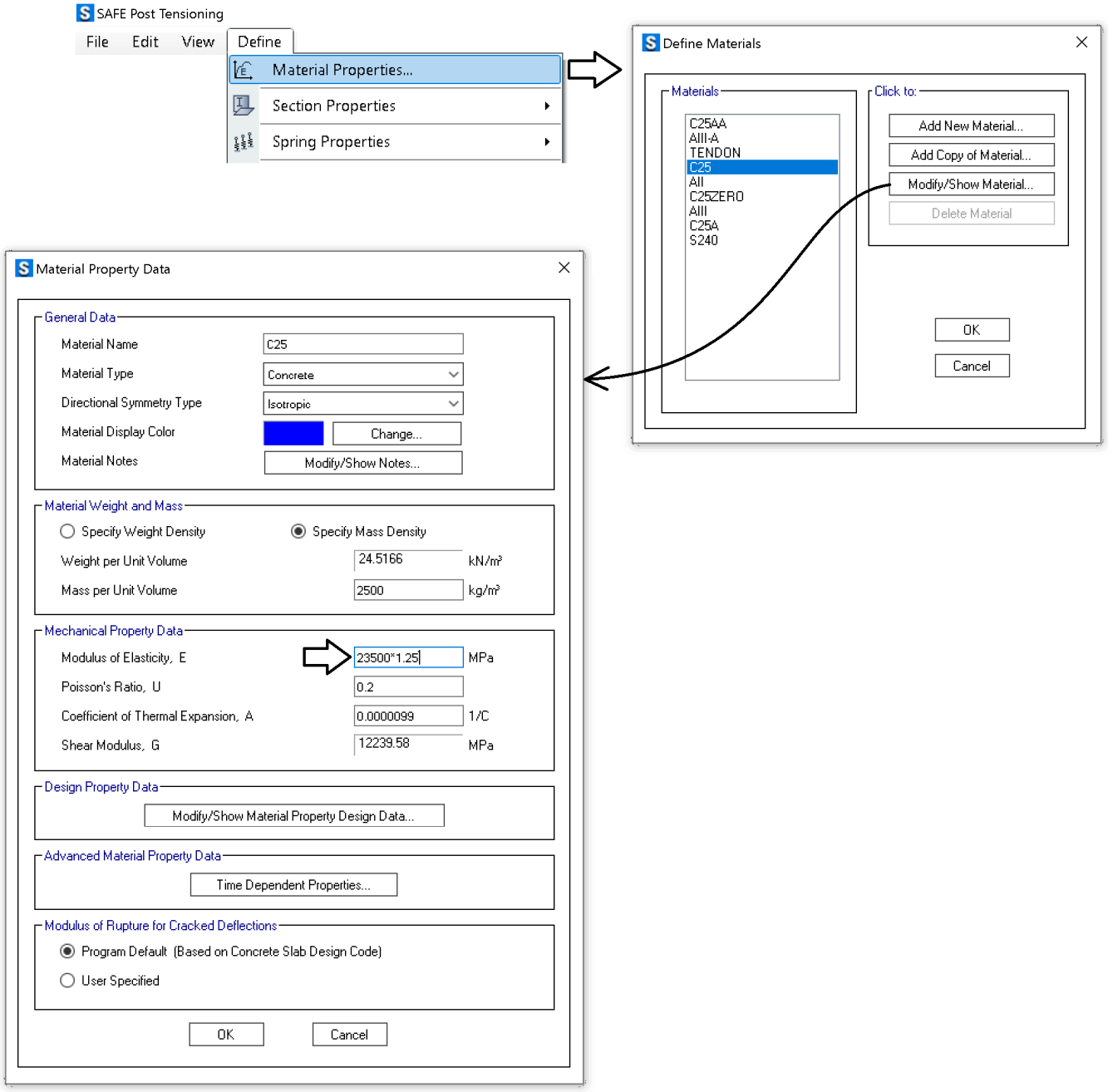
برای کاربری مسکونی، اداری و تجاری مقدار $f_{all} = 5\ Hz$ میباشد و بنابراین داریم:

$$\text{مسکونی اداری تجاری} \quad : \quad \Delta_{is} \leq \frac{324}{5^2} = 12.96\ mm$$

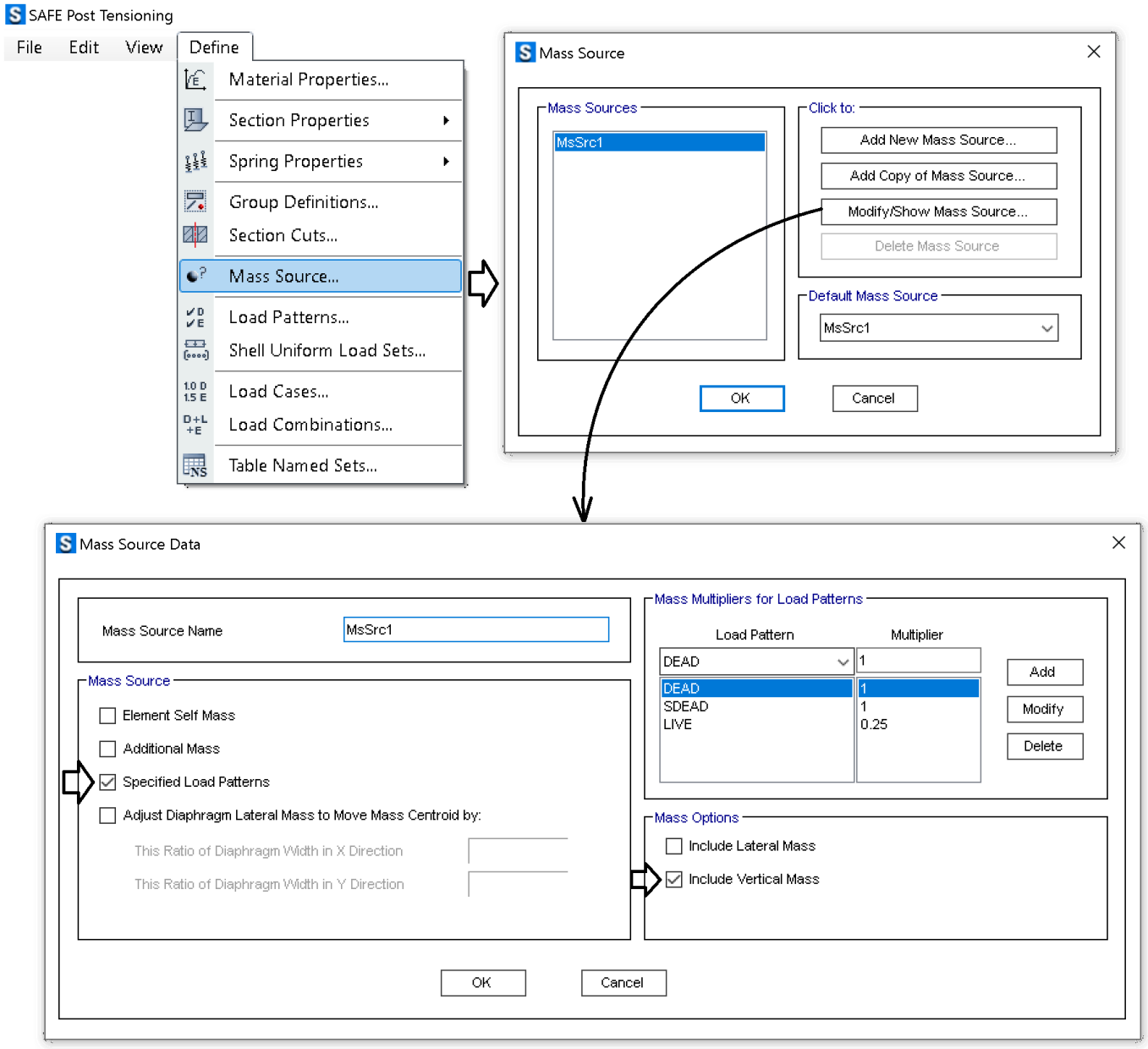
- توجه شود که مقدار فوق یک مقدار مطلق میباشد و تابعی از طول دهانه نیست. بنابراین در دهانه های بلند کنترل ارتعاش در حقیقت کنترل کننده خیز تیر یا دال خواهد بود.

۲-۳۶ روش محاسباتی کنترل لرزش در SAFE

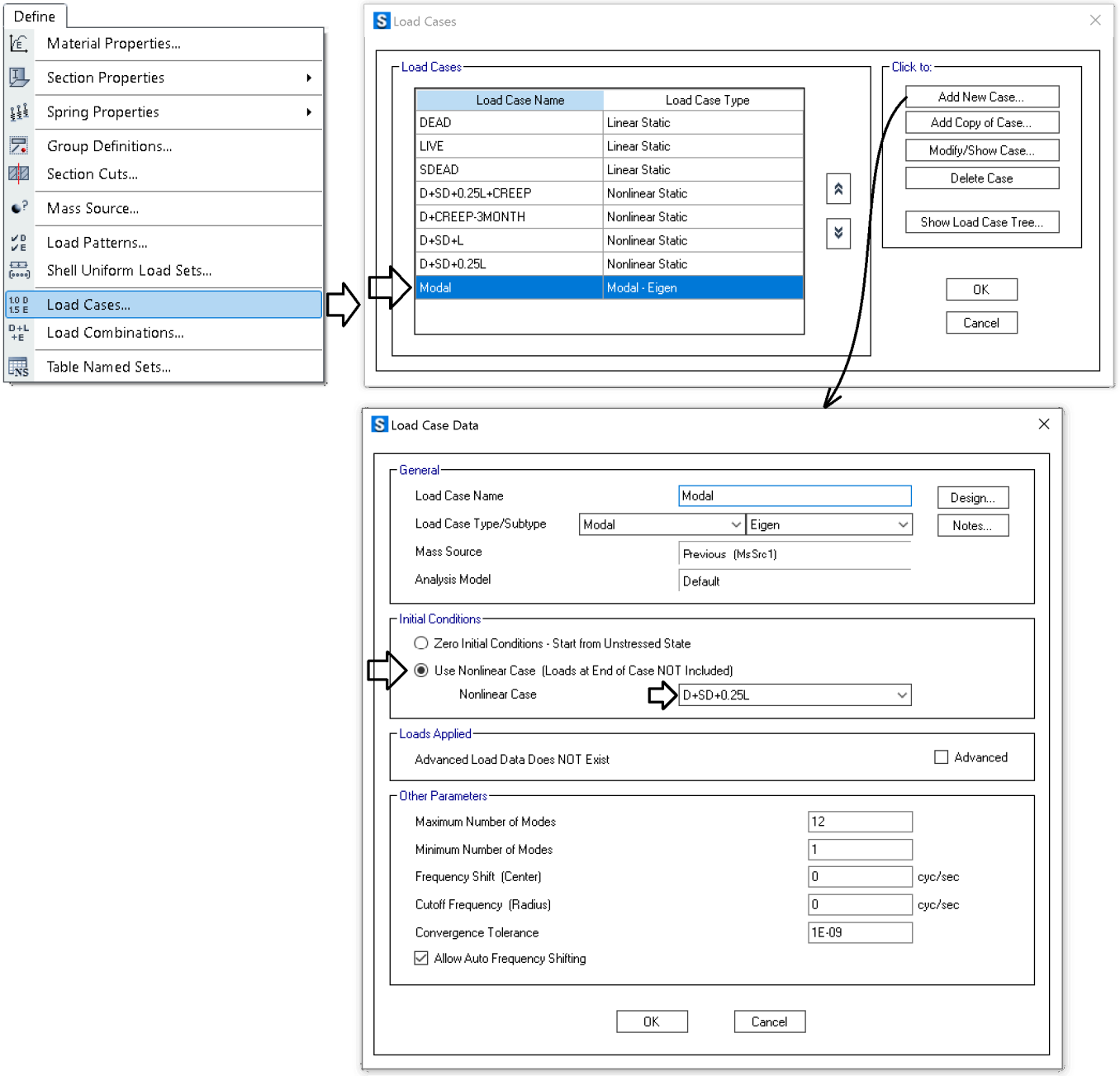
۱- از همان مدلی که در آن خیز کنترل شده است، یک save as گرفته و مدول الاستیسیته بتن را ۲۵ درصد افزایش دهید.



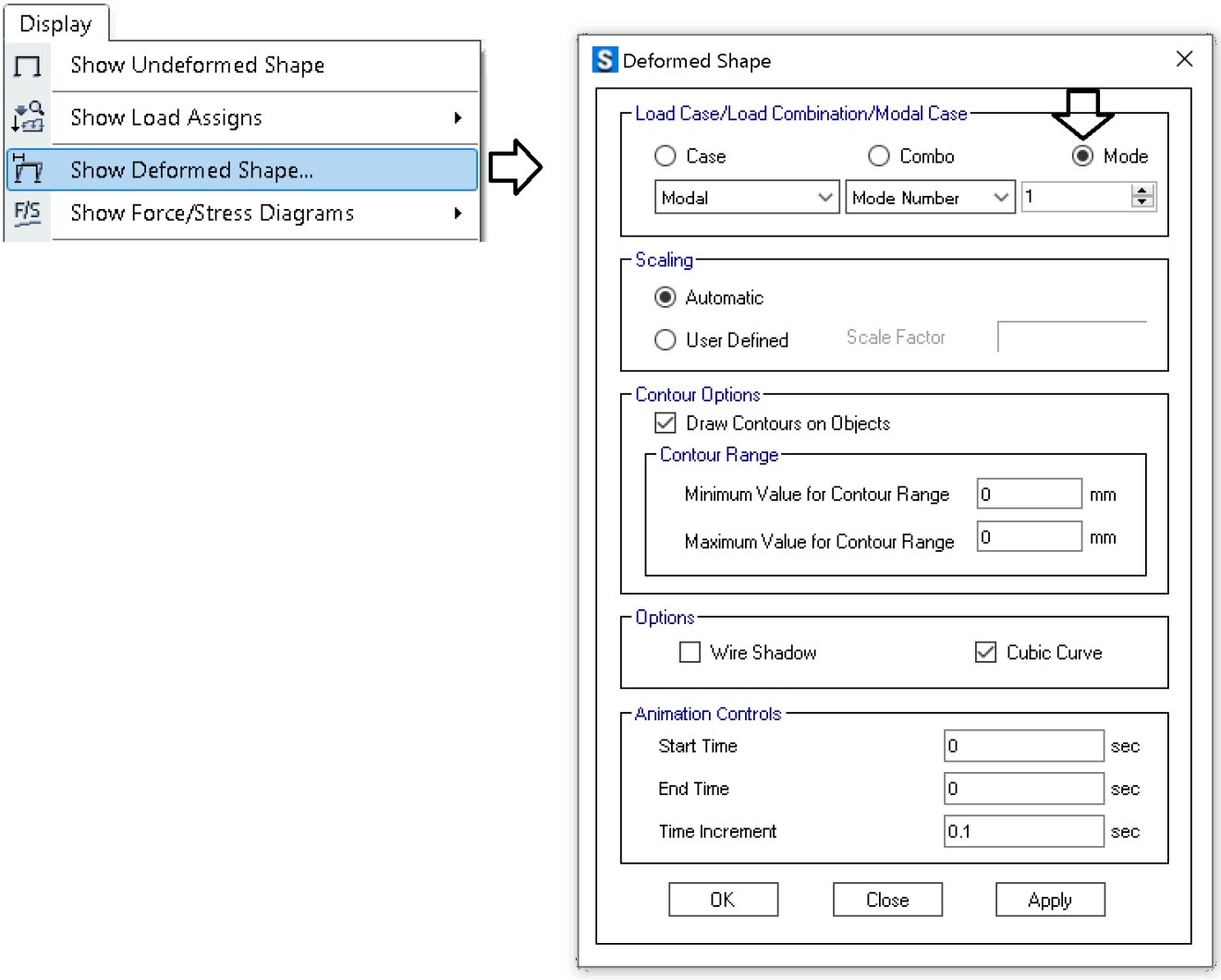
۲- برای انجام آنالیز مودال باید جرم لرزه ای تعریف شود. با فرض اینکه 25 درصد بار زنده، بار دائمی محسوب شود، جرم لرزه ای مطابق شکل زیر تعریف شود:

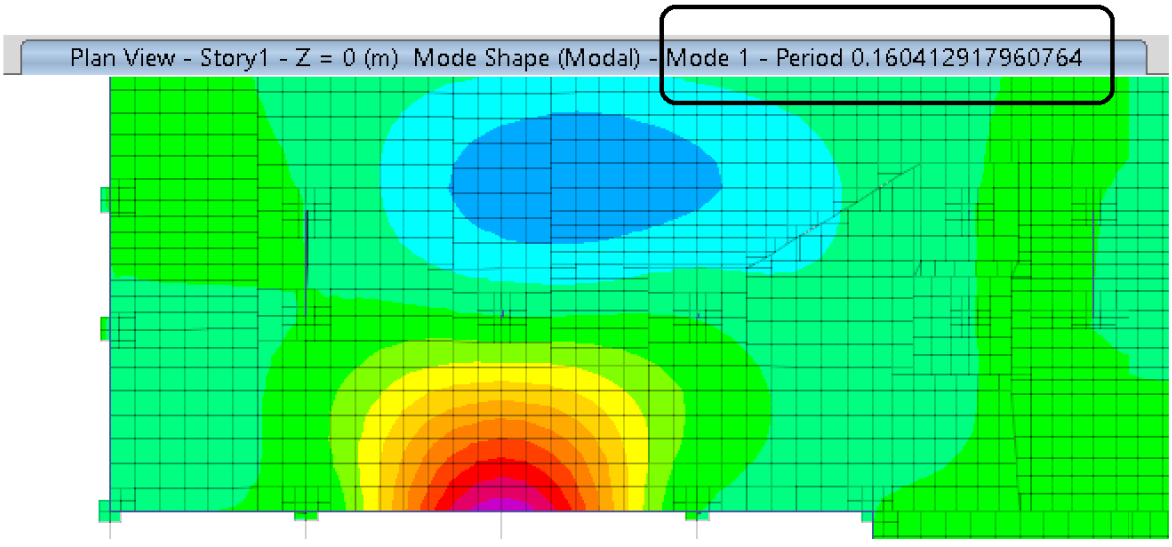


۳- جهت انجام آنالیز مودال و استخراج دوره تناوب سازه، باید یک بار از نوع مودال به صورت زیر تعریف شود:



۴- سازه را تحلیل کرده و دوره تناوب سازه را استخراج کنید.





با توجه به شکل فوق میتوان دوره تناوب مربوط به نوسان دال را بدست آورد. در شکل فوق T=0.1604 میباشد. اگر کاربری سازه مسکونی باشد:

$$T = 0.1604 \quad \rightarrow \quad f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0.1604} = 6.23 > 5 \quad OK$$

- به جای استخراج دوره تناوب و فرکانس میتوان به صورت تقریبی با استفاده از تغییر شکل سازه تحت بار D+SD+0.25L فرکانس سازه را بدست آورد که به صورت تقریبی نتیجه بالا حاصل خواهد شد.

۳۷ طراحی دیافراگم

۳۷-۱ ضرایب کاهش سختی دیافراگم

مقادیر مربوط به ضرایب سختی ترک خوردگی دیافراگم نه تنها بر توزیع نیرو بین اجزای باربر جانبی قائم (دیوارها و قابها) تاثیرگذار است بلکه بر مقادیر تنشها و نیروهای داخلی دیافراگم نیز تاثیرگذار است.

سختی مربوط به خمش خارج از صفحه را میتوان مطابق توصیه مبحث نهم و ACI318-19 برابر m11=m22=m12=0.25 در نظر گرفت.

برای سختی داخل صفحه دیافراگم (f11,f22,f12) مبحث نهم ضرایب کاهش سختی مشخص نکرده است. در مراجع مختلف ضریب کاهش سختی داخل صفحه **دیافراگم بین 0.15 الی 0.5 معرفی شده است**.

مبحث نهم:

۹-۱۴-۴-۲ تحلیل و مدل سازی دیافراگم

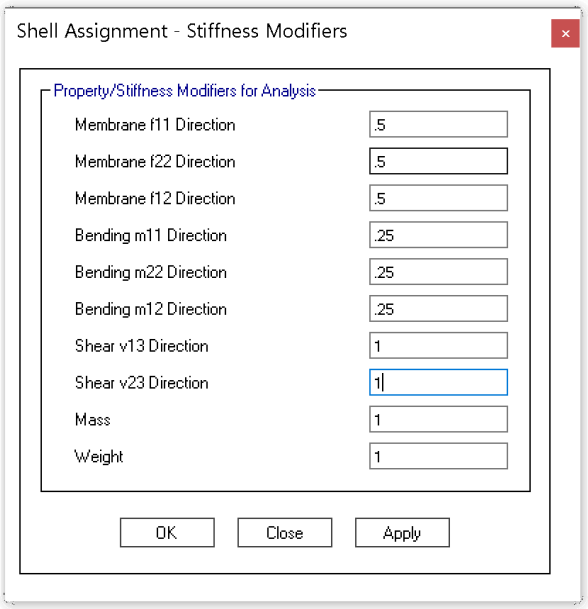
۹-۱۴-۴-۲-۲ فرآیند مدل سازی و تحلیل دیافراگمها باید الزامات فصل ۹-۶ را برآورده نمایند.

در مدل سازی دیافراگم می‌توان از هر مجموعه فرضیات منطقی و سازگار برای سختی آن استفاده نمود.

Moehle:

It is common practice to model reinforced concrete diaphragms as rigid in an analysis model if the span-to-depth ratio is less than or equal to 3 and if there are no significant horizontal irregularities. In all other cases, the flexibility of the diaphragm should be considered. Stiffness reduction associated with diaphragm cracking is commonly approximated by applying a stiffness modifier to the diaphragm in-plane gross-section stiffness properties. Stiffness modifiers for reinforced concrete diaphragms commonly fall in the range of 0.15 to 0.50 when analyzing the building for code-level earthquake demands. In some cases, it may be prudent to "bound" the solution by analyzing the structure using both the lower and upper range of diaphragm stiffnesses, and selecting the design values as the largest forces from the two analyses.

The recommendations of the preceding paragraph are considered to represent good practice. Regardless, ACI 318 permits the diaphragm to be modeled using any set of reasonable and consistent assumptions. Thus, the rigid diaphragm model is commonly used for cast-in-place diaphragms regardless of aspect ratio.



- توجه شود که در اکثر موارد در سازه های متعارف، ضرایب کاهش سختی درون صفحه (f11, f22, f12) تاثیر قابل توجهی در نتایج تحلیل ندارند. بنابراین عموما طراحان ضرایب f11=f22=12=1 منظور میکنند. ولی در موارد خاص به ویژه مواردی که دیافراگم نسبت به تکیه گاههای آن (دیوارهای برشی و قابها) نرم محسوب میشود، اعمال ضریب کاهش سختی درون صفحه میتواند در نتایج تاثیرگذار باشد. برای مثال در ترازی که برخی از دیوارهای برشی در ارتفاع قطع میشود و یا ترازی که دیوار حائل حذف میشود، این ضرایب تاثیرگذار هستند.
- توجه شود که در سقفهایی مانند کوبیاکس و یوبوت که امکان مدلسازی آنها در ایتبس وجود ندارد، ضرایب اصلاح مربوط به این سقف نیز میتوانند به ضرایب شکل مقابل ضرب شوند.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۲-۳۷ صلبیت دیافراگم

۳-۸ دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها

۳-۸-۱ در تحلیل سازه ساختمان اثر صلبیت دیافراگم‌ها باید به طور مناسب در نظر گرفته شود. به طور کلی دیافراگم‌ها به سه دسته نرم، نیمه صلب و صلب تقسیم می‌شوند.

الف- در دیافراگم‌هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجادشده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله، بند (۳-۳-۶)، بیش از دو برابر تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم نرم تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع چوبی یا ورق‌های فلزی تقویت‌نشده بدون پوشش بتن در سازه‌های دارای سیستم جانبی با دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده ممکن است در این دسته قرار گیرند.

در سازه‌های دارای دیافراگم‌های نرم نیازی به در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای (۳-۳-۷-۲) و (۳-۳-۷-۳) نبوده و توزیع نیروی برشی زلزله بین اجزای قائم مقاوم در برابر زلزله بر اساس موقعیت و جرم سهمیه این اجزا انجام می‌شود.

ب- در دیافراگم‌هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییرمکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم صلب تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع دال بتنی یا ورق‌های فلزی همراه با بتن‌آرمه رویه دارای نسبت دهانه به عرض۳ یا کمتر که دارای هیچ‌یک از نامنظمی‌های مندرج در بند (۱-۷-۱) نباشند، ممکن است در این دسته قرار گیرند.

پ- سایر دیافراگم‌ها نیمه‌صلب محسوب شده و اثر سختی نسبی آنها در توزیع نیروها بین اجزای سازه، باید با مدل کردن دیافراگم‌ها، در نظر گرفته شود .

حداکثر تغییر شکل در دیافراگم طبقه دوم $= 12 - \left(\frac{4+5}{2}\right) = 12 - 4.5 = 7.5mm$

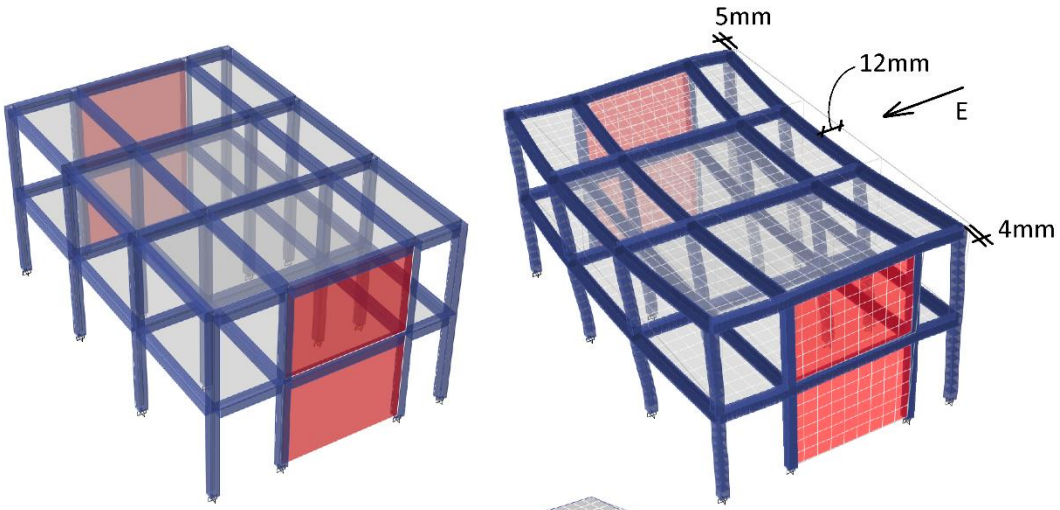
تغییر مکان نسبی متوسط طبقه دوم $= \left(\frac{(4-2)+(5-2.5)}{2}\right) = 2.25mm$

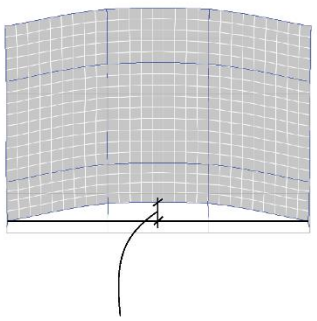
$7.5 > 2 \times 2.25 \rightarrow$ نرم

حداکثر تغییر شکل در دیافراگم طبقه اول $= 6 - \left(\frac{2+2.5}{2}\right) = 6 - 2.25 = 3.75mm$

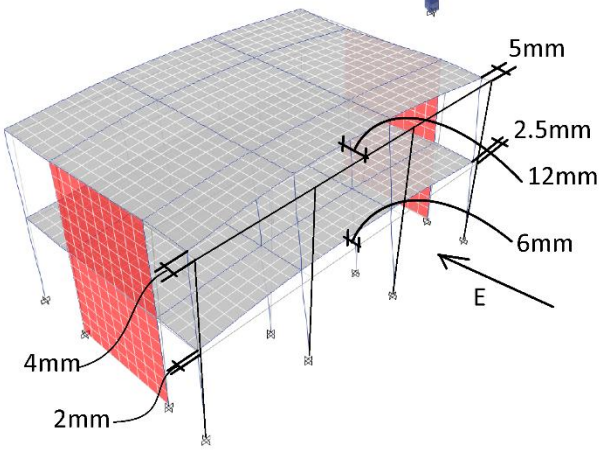
تغییر مکان نسبی متوسط طبقه اول $= \left(\frac{(2)+(2.5)}{2}\right) = 2.25mm$

$0.5 \times 2.25 < 3.75 < 2 \times 2.25 \rightarrow$ نیمه صلب





تغییرشکل دیافراگم = 12-4.5 = 7.5mm

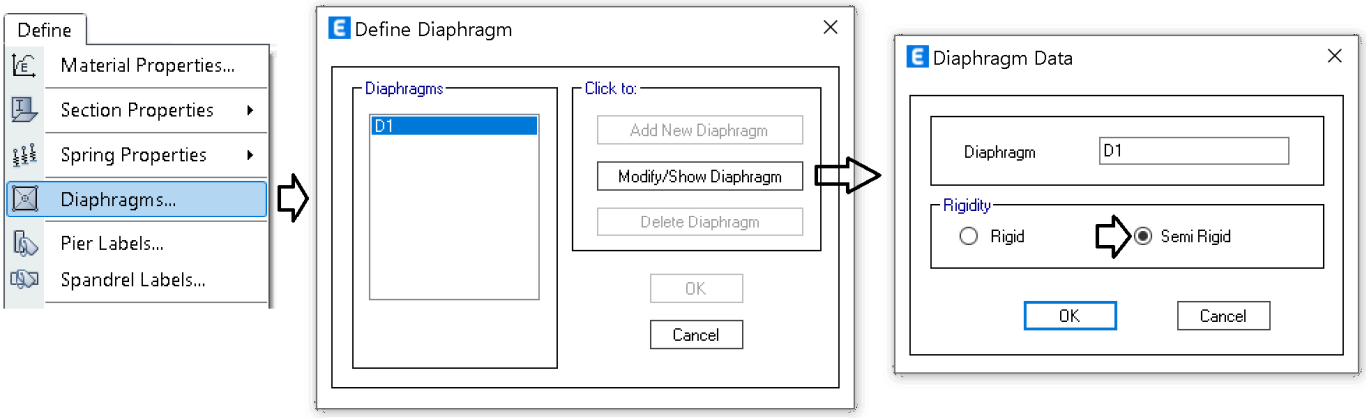


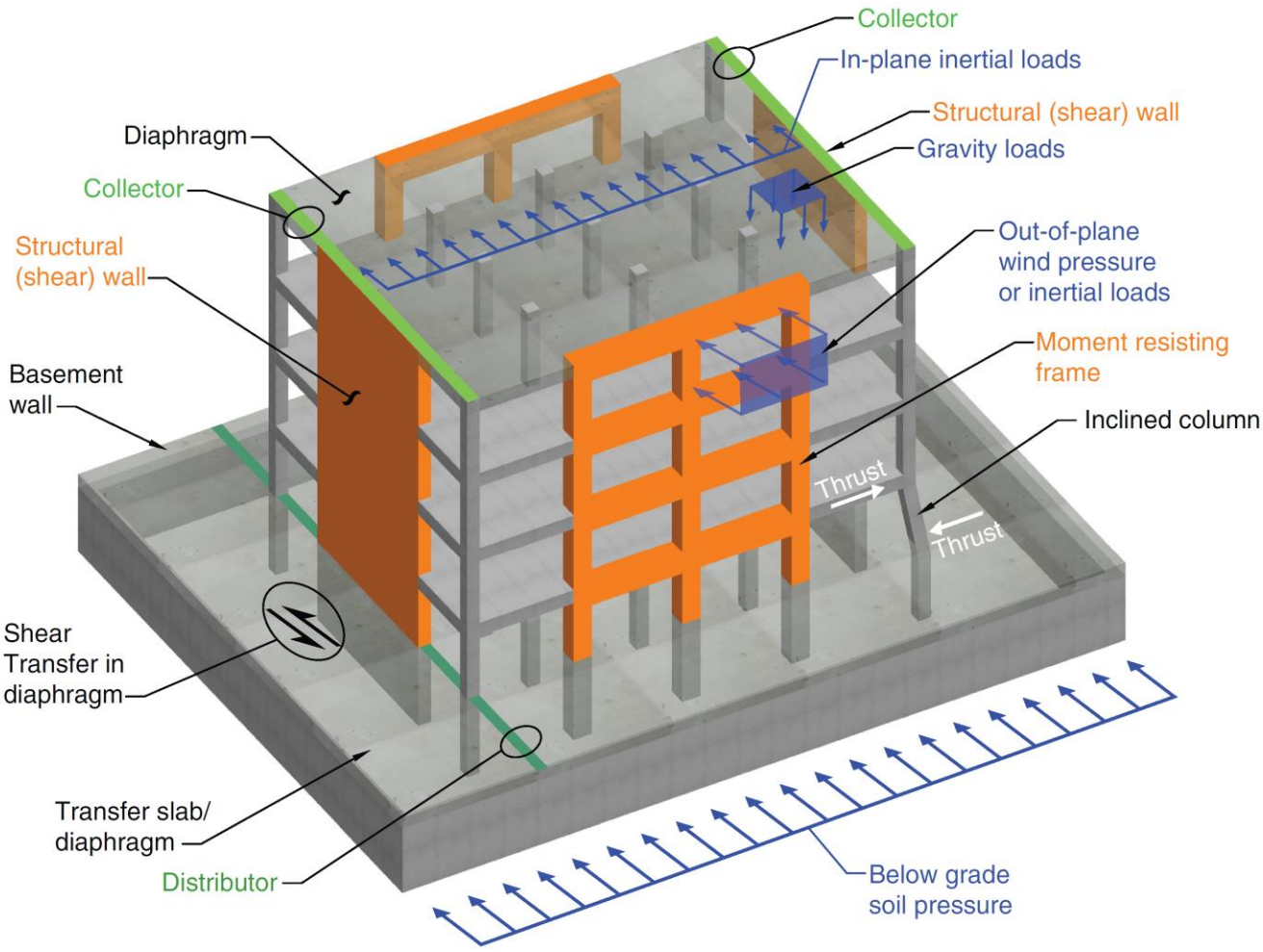
- توجه: فارغ از اینکه دیافراگم صلب، نرم، یا انعطاف پذیر محسوب شود، در همه حالات میتوان دیافراگم را در ایتبس از نوع semi-rigid مدل کرد. در این حالت ایتبس سختی واقعی دیافراگم را منظور میکند. در حقیقت انتخاب حالت semi-rigid برای دیافراگم در ایتبس به معنی نیمه صلب بودن آن نیست. بلکه به این معنا هست که دیافراگم به صورت اجزا محدود مدل شده و سختی واقعی آن بر اساس مشخصات هندسی مدلسازی شده منظور می شود.

در این صورت **آیا نیازی هست که نوع دیافراگم از نظر صلبیت مشخص شود؟**

خیر، نیازی نیست. اگر طراح دیافراگم را از نوع semi-rigid (سختی واقعی) مدل کند، دیگر لازم نیست نوع دیافراگم از نظر صلبیت مشخص شود. تنها در موارد خاص شاید نیاز به تعیین نوع دیافراگم باشد. از جمله اینکه اگر دیافراگم از نوع نرم تلقی شود، دیگر نیازی به کنترل نامنظمی پیچشی نخواهد بود.

- تحلیل و طراحی دیافراگم باید در فایل Main انجام می شود (فایلی که در آن دیافراگم با سختی مد نظر آیین نامه مدل شده است). همچنین باید نوع آن semi-rigid باشد، در غیر این صورت نیروهای داخل صفحه تیرها و کف ها صفر نمایش داده خواهد شد.





انواع نیروهایی که ممکن است در دیافراگم ها ایجاد شود:

- Diaphragm in-plane forces: ترکیب بارهایی که شامل بارهای جانبی مانند زلزله، باد و یا فشار خاک می باشند می توانند در دیافراگم سقف نیروهای محوری، برشی و خمشی "داخل صفحه" قابل توجهی ایجاد کنند. دیافرگم ها نیروهای داخل صفحه را به اجزای باربر جانبی قائم منتقل می کنند. برای نمونه به In-plae Inertial loads در شکل فوق توجه نمایید که نیروهای اینرسی داخل صفحه را در دیافراگم سقف نشان می دهد.
- Diaphragm transfer forces: در سازه ها ممکن است مشخصات سیستم باربر جانبی در ارتفاع تغییر کند. به خصوص ممکن است صفحه مقاوم در برابر بار جانبی از یک طبقه به طبقه دیگر تغییر کند. یکی از مواردی که معمولا اتفاق می افتد، قطع ناگهانی دیوارهای حائل بتنی در طبقه همکف می باشد. مطابق شکل فوق در طبقات زیرین که دورتادور دیوار حائل بتنی با سختی بالا داریم، صفحه مقاوم باربر جانبی عمدتا در محیط سازه قرار دارد. بنابراین دیافراگم در تراز همکف تحت اثر نیروهای داخل صفحه قابل توجهی قرار خواهد گرفت (به Shear transfer in diaphragm در شکل فوق توجه نمایید).
- Diaphragm out-of-plane forces: نیروهای ثقلی (از جمله وزن خود دیافراگم) موجب ایجاد نیروهای خارج از صفحه در دیافراگم می شود.

۳-۳۷ اجزای دیافراگم

اجزای مختلف تشکیل دهنده دیافراگم:

۱- دال تخت (diaphragm slab)

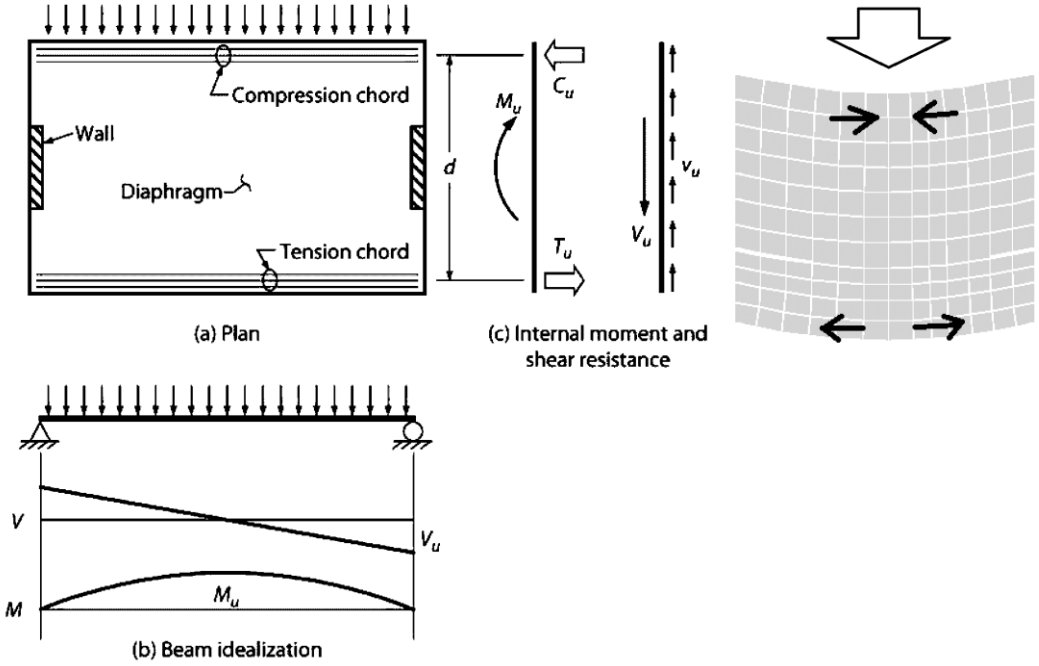
۲- اجزای لبه (chords)

۳- جمع کننده ها (collectors)

۴- اتصالات به اجزای قائم

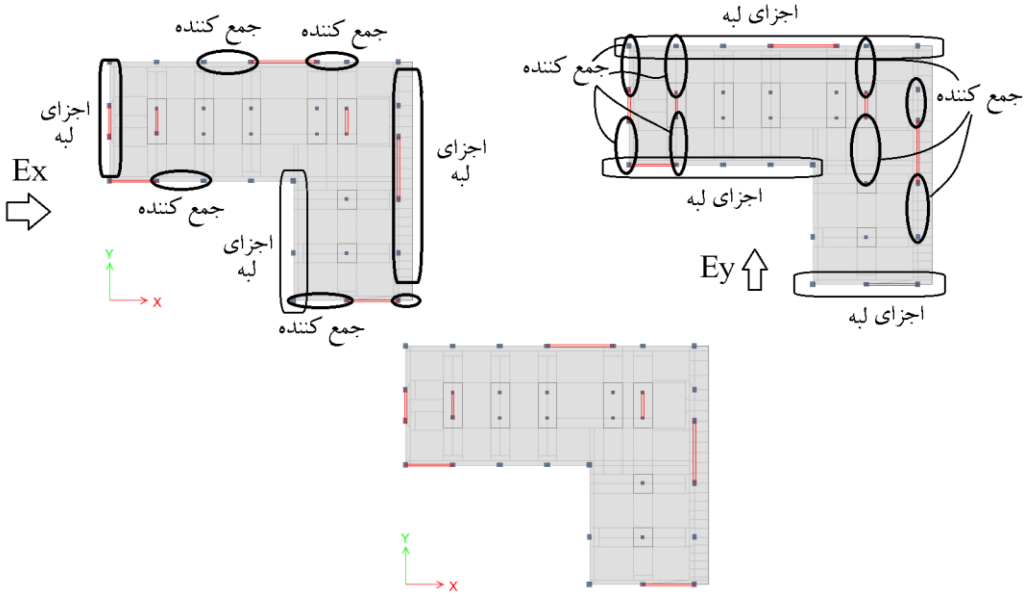
۱-۳-۳۷ اجزای لبه (chord)

شکل زیر یک دال تخت را نشان می دهد که در دو انتها بر روی دیوار برشی قرار گرفته است. در این شکل تنها نیروهای "داخل صفحه" تحت اثر نیروی اینرسی ناشی از زلزله نمایش داده شده است. این نیروها موجب ایجاد کشش و فشار در "اجزای لبه" می شود (به tension chord و compression chord در شکل زیر توجه نمایید). در شکل c مقادیر این کشش و فشار با Tu و Cu نشان داده شده است.



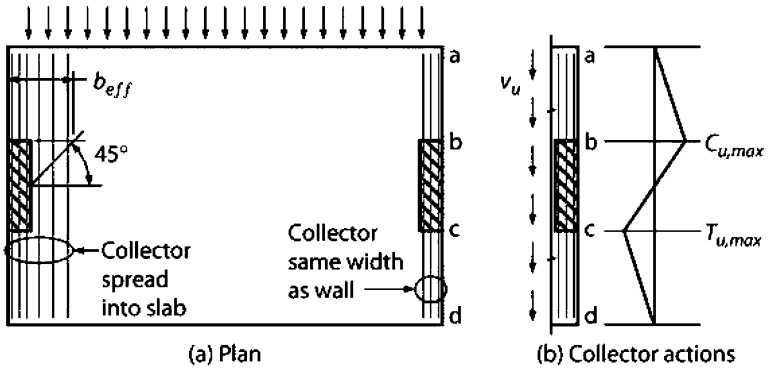
نیروهای اینرسی در دال در دو انتهای آن به صورت نیروهای برشی (داخل صفحه) ظاهر می شوند. در حقیقت مطابق شکل b کل دال را می توان به صورت یک تیر معادل در نظر گرفت که در وسط آن خمش حداکثر خواهیم داشت. و در دو انتهای دال (که به دیوار برشی متصل می شود) نیروی برشی ایجاد خواهد شد.

- در صورتی که دیافراگم از نوع rigid تعریف شده باشد، این تغییرشکلها و نیروها در لبه دیافراگم قابل استخراج نخواهند بود.



۲-۳-۳۷ جمع کننده (Collector)

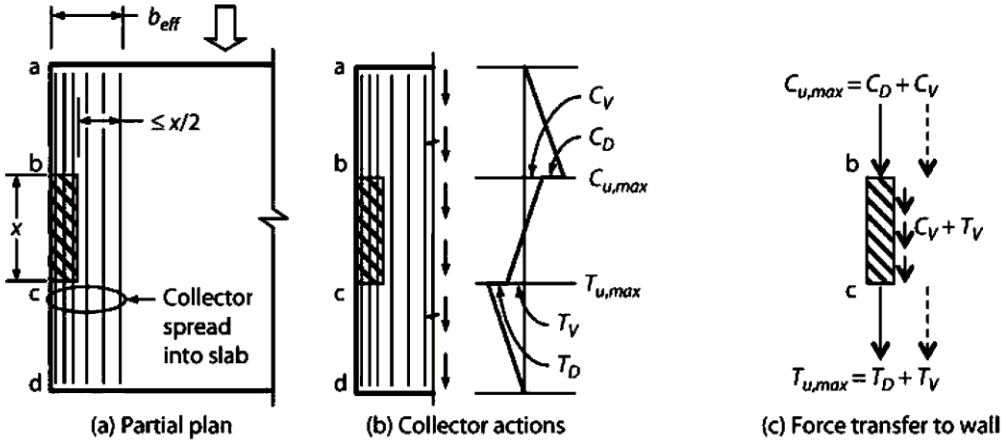
به شکل زیر توجه کنید. در امتداد دیوارهای برشی جمع کننده (Collector) لازم است تا برش یکنواخت در لبه سازه را به دیوار برشی منتقل کند. شکل b در زیر نشان می دهد که جمع کننده تحت نیروهای کش شی و فشاری قرار گرفته است. اگر دیوار برشی در کل عرض دال ادامه داشت، نیازی به جمع کننده نبود. جمع کننده به تدریج در طول ضلع ab و در پایین در طول ضلع cd برش در دال تخت را جمع می کند به طوریکه به تدریج و به صورت خطی نیروی محوری آن افزایش می یابد. سپس در طول ضلع bc نیرو را به دیوار برشی منتقل می کند. عرض جمع کننده را می توان مطابق سمت راست شکل a هم عرض دیوار فرض کرد و یا اینکه مطابق سمت چپ شکل a برای آن یک عرض موثر منظور کرد.



- جمع کننده ها (collector) اعضای کششی و یا فشاری هستند که نیروی برشی را در دیافراگم جمع کرده و به اجزای باربر جانبی مانند دیوار برشی و یا ستونها منتقل می کنند.
- جمع کننده می تواند به صورت تیر بتنی یا فولادی باشد. در سقف های که تیر نداریم، جمع کننده می تواند قسمتی از دال (مسلح به میلگردهای طولی) باشد.
- در برخی موارد کل میلگردهای لازم را می توان در عرضی برابر با عرض دیوار برشی و یا ستون قرار داد. در این حالت کل نیروی کششی و یا فشاری مستقیما وارد سیستم باربر جانبی (دیوار یا ستون) می شود. بنابراین برش قابل توجهی در لبه دیوار (طول bc) ایجاد نخواهد شد.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

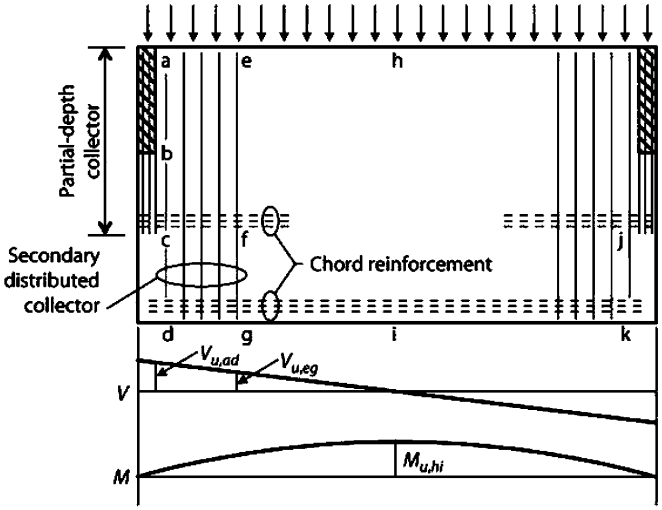
- در برخی موارد مجبور هستیم عرض موثر جمع کننده (b_{eff}) را بزرگتر از عرض دیوار در نظر بگیریم (شکل زیر). در این حالت قسمتی از نیرو به صورت مستقیم به اجزای مرزی دیوار وارد می شود (C_D و T_D در شکل زیر) و قسمتی از آن به صورت برش اصطکاک وارد دیوار می شود (C_V و T_V در شکل زیر). در این حالت در جمع کننده سه ناحیه خواهیم داشت: ناحیه کششی (cd)، ناحیه فشاری (ab) و ناحیه برشی (bc)



- در رابطه با عرض موثر b_{eff} آیین نامه صحبتی نکرده است ولی SEAOC توصیه کرده است عرض موثر در هر طرف دیوار برشی نباید بیش از نصف طول دیوار منظور شود (x/2 در شکل فوق).
- میلگردهای جمع کننده می تواند مانند شکل بالا تا انتهای دیافراگم ادامه یابد و یا اینکه مانند شکل زیر می توان آنها را تا قسمتی از طول ادامه داد و سپس قطع نمود. در این حالت در عرض دیافراگم برش یکنواخت نخواهد بود و قسمت بیشتری از نیروی سقف به صورت برش اصطکاک به دیوار منتقل خواهد شد. هر چه طول جمع کننده کمتر باشد، برش کمتری را جمع خواهد کرد و نیروی کششی و فشاری در جمع کننده نیز کمتر خواهد بود. در عوض به جای اینکه برش توسط جمع کننده مستقیما به المانهای مرزی دیوار منتقل شود، به صورت برش اصطکاک در طول دیوار منتقل خواهد شد. حتی اگر نیروها کم باشند، از نظر تئوریک می توان فرض کرد که کل برش به صورت برش اصطکاک منتقل می شود و نیازی به جمع کننده نیست ولی از نظر عملی به جهت کنترل ترکها در دو انتهای دیوار توصیه می شود جمع کننده ها حداقل به اندازه عرض یک دهانه و یا ۸ متر (هر کدام که بزرگ تر است) داخل دیافراگم ادامه یابند.

در رابطه با محل قطع جمع کننده به بند زیر از مبحث نهم توجه کنید:

> **۹-۱۴-۵-۴-۲** جمع کننده‌ها باید از بر اعضای قائم سیستم باربر جانبی، در درون تمام یا بخشی از عمق دیافراگم، تا جایی که لازم باشد، ادامه یابند تا بتوانند برش را از دیافراگم به اعضای قائم منتقل کنند. در مواردی که دیگر انتقال نیروهای طراحی جمع کننده‌ها در طول اعضای قائم سیستم باربر جانبی لازم نباشد، می‌توان جمع کننده را قطع کرد.



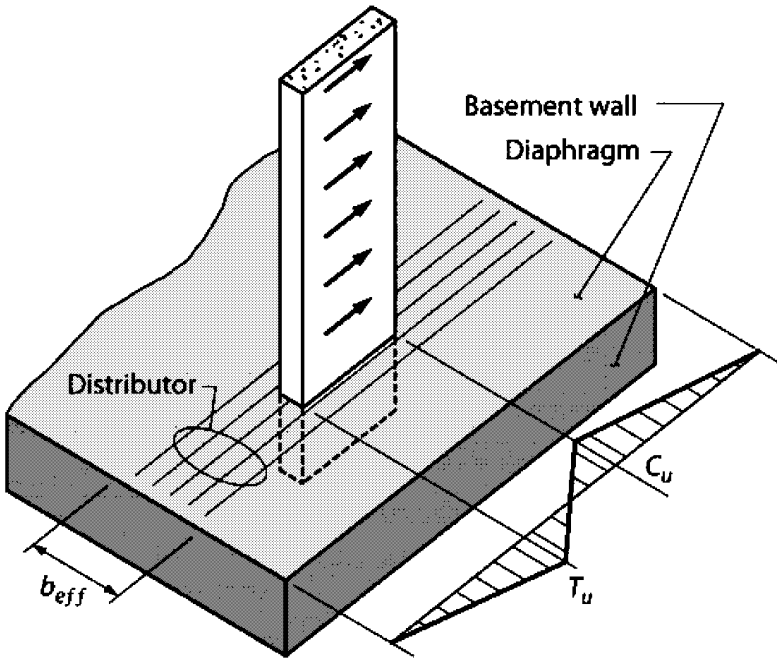
۴-۳۷ پخش کننده (Distributer)

از جمله مواردی که نیروهای داخل صفحه قابل توجهی در دیافراگم ایجاد می شود، طبقات زیرزمین است. در طبقات زیرزمین که دورتادور سازه دیوار حائل بتنی با سختی بالا داریم (Basement wall در شکل زیر)، در صورتی که مابین دیوار برشی و دیوارهای اطراف دال تخت داشته باشیم، تحت نیروهای زلزله نیروی قابل توجهی در دال تخت ایجاد می شود. در حقیقت دال تخت بخشی از نیروی جانبی دیوار برشی داخلی را به دیوارهای بتنی اطراف منتقل می کند. قسمتی از دال که این نیروها را منتقل می کند نیز جمع کننده محسوب می شود. این نوع از جمع کننده که نیرو را بین دو جز باربر جانبی منتقل می کند گاهی Distributor نیز نامیده می شود (شکل زیر را ببینید).

تفاوت بین collector و distributor:

Collector بار را از دیافراگم به اجزای باربر جانبی (مانند دیوار برشی) منتقل می کند.

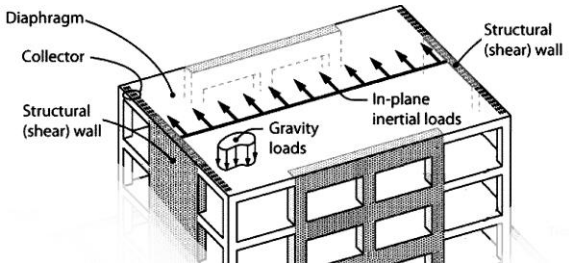
Distributor بار را از یک جز باربر جانبی تحویل گرفته و به داخل دیافراگم پخش می کند.



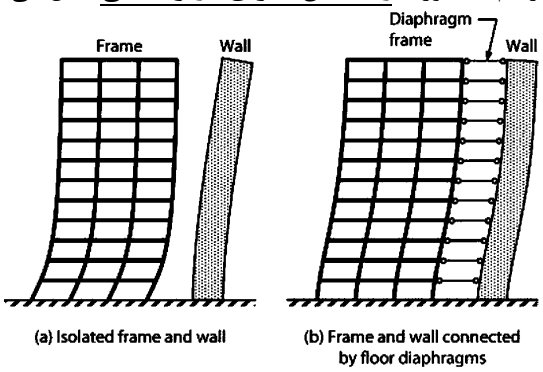
۳۷-۵ نیروی داخل صفحه در دیافراگم

با توجه به بحث های فوق، عامل ایجاد نیروی داخل صفحه در دیافراگم را می توان به دو اثر متفاوت تقسیم کرد:

۱- اینرسی دیافراگم (به علت جرم دیافراگم)



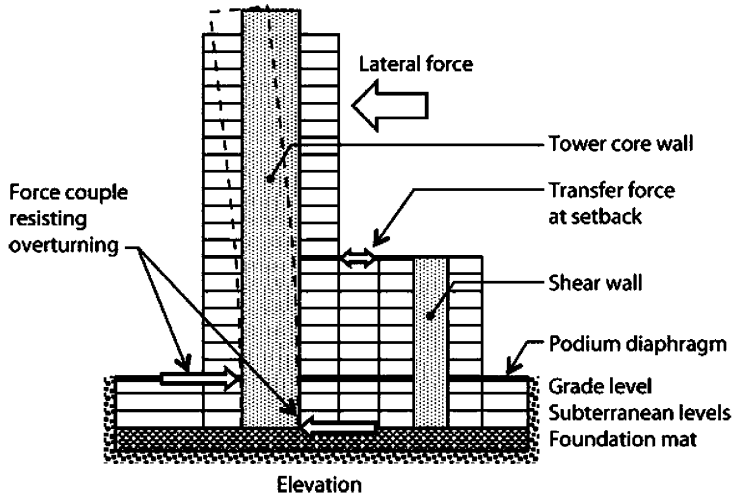
۲- دیافراگم به صورت **رابط بین اجزای باربر جانبی** عمل می کند



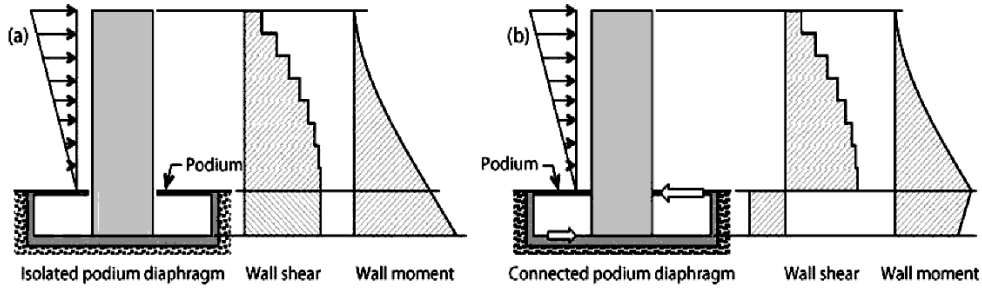
- مورد دوم تحت عنوان transfer force از اهمیت ویژه ای برخوردار است.
- **مورد دوم را نمی توان به صورت دقیق در نرم افزار SAFE کنترل کرد و بهتر است در نرم افزار ETABS بررسی شود.**

شکل زیر نمونه هایی دیگر از مورد دوم را نشان می دهد:

- قطع ناگهانی سیستم باربر جانبی در ارتفاع. برای مثال دیوار سمت راست در ارتفاع قطع شده و موجب ایجاد نیروی داخل صفحه در دیافراگم شده است.
- در ترازی که دیوار حائل بتنی قطع می شود. برای مثال در شکل زیر در قسمت Podium diaphragm نیروهای داخل صفحه قابل توجهی ایجاد خواهد شد. در این طبقات باید به موقعیت بازشوها در دال تخت دقت ویژه ای شود و میزان نیروهای داخل صفحه در نرم افزار ETABS مورد بررسی دقیق قرار گیرد (در فایل MAIN.edb).



- نیرو در تراز Podium به حدی بالاست که می تواند موجب تغییر جهت برش در دیوار برشی در طبقه زیرین شود (شکل زیر)



۳۷-۶ بار گذاری لرزه ایz جهت طراحی دیافراگم

۳-۸ دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها

۳-۸-۳ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۳-۱۵) محاسبه شوند.

$$F_{p_{ui}} = \left(\frac{\sum_{j=i}^{n} F_{uj}}{\sum_{j=i}^{n} W_j}\right) W_i \qquad (۱۵-۳)$$

در این رابطه:

F_{pui}: نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

W_i: وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند (۳-۳-۱-۱)

F_{uj} و W_j: به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۳-۳-۶)

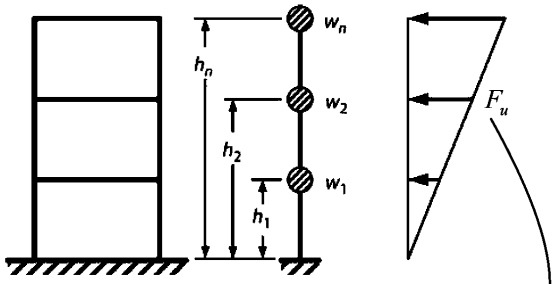
در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با ۰/۵ AIW_i است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

۳-۸-۴ در مواردی که دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده‌اند، به یکدیگر منتقل می‌نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به‌دست آمده از رابطه (۳-۱۵) اضافه شود. در این موارد اثر ضریب نامعینی ρ سازه باید طبق ضوابط بند (۳-۳-۲) برای محاسبه مقادیر این بخش از نیروها نیز در محاسبات منظور شود.

با توجه به طبقه بندی فوق دو نوع نیرو در استاندارد ۲۸۰۰ برای کنترل دیافراگم می توان متصور شد:

۱- نیروی F_{up} جهت منظور کردن اثر مورد اول (اینرسی خود دیافراگم)

۲- نیروی F_u جهت منظور کردن اثر مورد دوم (وقتی دیافراگم به صورت رابط بین اجزای باربر قائم عمل می کند).



۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

$$F_{u_i} = \frac{W_i h_i^{\,k}}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^{\,k}} V_u \qquad (۶-۳)$$

۳-۸ دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها

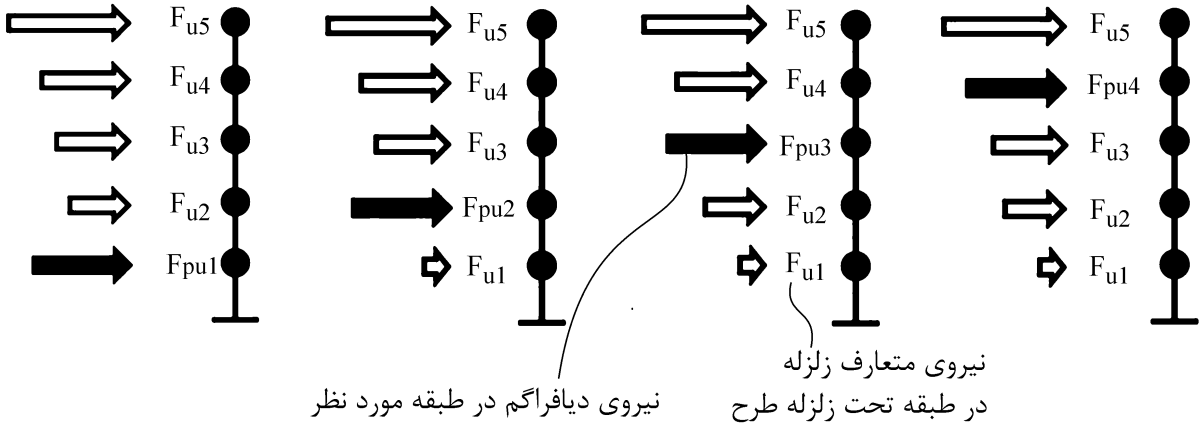
$$F_{p_{ui}} = \left(\frac{\sum_{j=i}^{n} F_{uj}}{\sum_{j=i}^{n} W_j}\right) W_i \qquad (۱۵-۳)$$

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با ۰/۵ AIW_i است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

- نیروی F_u همان زلزله طرح ($\frac{ABI}{R_u}$) است که توسط خود نرم افزار به صورت اتوماتیک به طبقات وارد می شود و در فایل MAIN قابل بررسی است.

نیروی F_{up} باید بر اساس رابطه ۳-۱۵ استاندارد ۲۸۰۰ برای هر طبقه مجزا محاسبه گردد. **این نیرو تنها به طبقه مورد نظر وارد میشود.** مسلما کنترل کفایت دیافراگم تحت این نیرو نیز باید در فایل MAIN انجام شود.

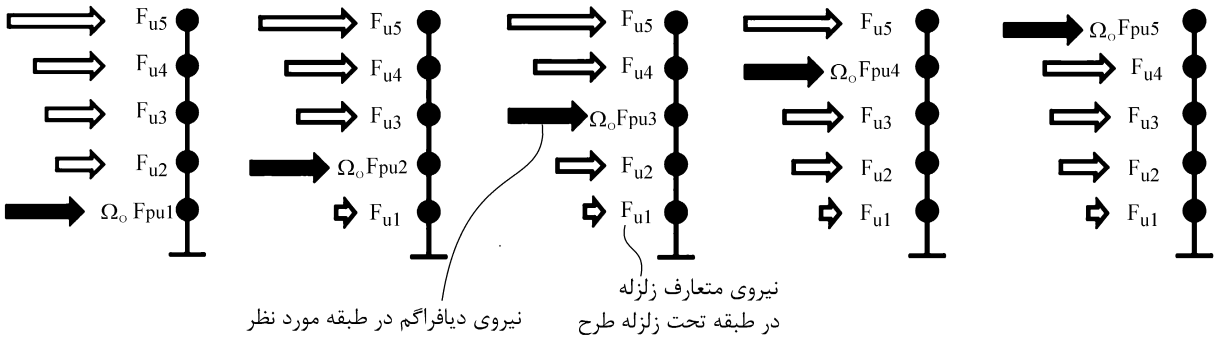
در شکل زیر نیرو های Fu1 الی Fu5 نیروی ناشی از زلزله طرح می باشد که به صورت متعارف به سازه وارد می شوند.
در طبقه ای که لازم است دیافراگم طراحی شود، به جای نیروی زلزله طبقه متعارف، باید نیروی جانبی دیافراگم (نیروهای Fup1 الی Fup5) وارد شوند.
بنابراین برای تحلیل و طراحی دیافراگم هر طبقه از سازه، باید چیدمان نیروهای متفاوتی در نظر گرفته شود. برای مثال جهت طراحی دیافراگم طبقه دوم مطابق شکل دوم از سمت چپ، در تراز طبقه دوم نیروی Fpu2 وارد شده است. برای این منظور در نرم افزار می توان زلزله ها رو به صورت userload تعریف نمود.



- توجه: در شکل فوق مقادیر نیروهای دیافراگم (F_{pui}) نباید کمتر از مقدار حداقل آن در صفحه قبل ($0.5AIW_i$) در نظر گرفته شوند.

طبق بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰، جمع کننده ها باید برای $\Omega_0 E$ طراحی شوند:

> ۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع‌کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) انجام شود.



- توجه: در شکل فوق مقادیر نیروهای تشدید یافته دیافراگم ($\Omega_0 F_{pui}$) نباید کمتر از مقدار حداقل آن در صفحه قبل ($0.5AIW_i$) در نظر گرفته شوند.

مثال:

خروجی story forces تحت زلزله طرح در یک سازه ۷ طبقه (با خرپشته ۸ طبقه) در شکل زیر نشان داده شده است.

- نیروی برش طبقات در دو حالت Bottom و Top خروجی گرفته شده است.

خروجی center of Mass and Rigidity نیز در جدول نشان داده شده است.

- برای اینکه جرم کل طبقه نمایش داده شود باید قبل از خروجی گرفتن اطمینان حاصل شود که تمامی گره های طبقات به دیافراگم متصل هستند. بدین منظور می توان موقتا گره هایی که به کف ها متصل نیستند را نیز به دیافراگم متصل نمود.
- جهت نمایش مقادیر جرم باید دیافراگم از نوع rigid تعریف شده باشد. پس از خروجی گرفتن جهت بررسی دیافراگم مجددا نوع دیافراگم به semirigid تغییر خواهد یافت.

در جدول زیر ابتدا نیروی دیافراگم طبقه (Fpu) محاسبه شده است. برای مثال نیروی دیافراگم **طبقه ۵** برابر است با:

$$F_{pu5} = \frac{\sum_{j=5}^{j=8} F_{uj}}{\sum_{j=5}^{j=8} W_j} W_5 = \frac{\left(\text{خانه } D8 \text{ در جدول}\right)}{\left(\text{خانه } I8 \text{ در جدول}\right)} \times \left(\text{خانه } F8 \text{ در جدول}\right)$$

در ادامه مقدار حداقل نیروی دیافراگم طبقه (Fpu-Min) محاسبه شده است.

سپس نیروی زلزله طرح در طبقات (EX) محاسبه شده است. توجه شود که این نیرو از اختلاف برش طبقات بدست می آید.

در ستون userload مقدار نیروی جانبی طبقه در نرم افزار باید وارد شود محاسبه شده است. با توجه به اینکه نیروی زلزله طرح (EX) قبل در سازه و ترکیب بارها منظور شده است، تنها باید اضافه بار مربوط به نیروی دیافراگم بدان افزوده شود. بنابراین در ستون userload از نیروی دیافراگم نیروی زلزله Ex کم شده است.

در ستون آخر (userload-amplified) نیروی دیافراگم به صورت تشدید یافته محاسبه شده است. در صورتی که طراحی بر اساس نیروی تشدید یافته لازم باشد، مقادیر این ستون باید در نرم افزار وارد شود.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	TABLE: Story Forces					TABLE: Centers of Mass an		وزن طبقه	وزن تجمعی طبقه	Fpu	Fpu-Min	EX	User Coeficient	User Coeficient amplified
2	Story	Case/Co	VX-Top	VX-bottom		Mass X	Cumulative X							
3			kN	kN		kg	kg	kg	kg	kN	kN	kN		
4														
5	Story8	EX	-85.28	-85.28	OMEGA	41289.8	41289.8	41289.8	41289.8	85.3	70.9	85.3	0.0000	0.3158
6	Story7	EX	-650.69	-677.23	2.5	318580.0	359869.8	333537.4	374827.2	575.6	546.9	565.4	0.0033	0.2795
7	Story6	EX	-1100.85	-1122.50	A	291081.4	650951.2	305955.8	680783.0	479.9	499.7	423.6	0.0266	0.2718
8	Story5	EX	-1461.02	-1478.00	0.35	296638.2	947589.4	311515.5	992298.5	441.8	509.3	338.5	0.0587	0.2633
9	Story4	EX	-1731.62	-1744.19	I	300146.6	1247736.0	315025.6	1307324.2	400.4	515.3	253.6	0.0889	0.2539
10	Story3	EX	-1917.49	-1925.97	1	304099.1	1551835.1	318979.9	1626304.1	360.1	522.1	173.3	0.1169	0.2437
11	Story2	EX	-2023.53	-2027.47		303729.9	1855565.0	315995.2	1942299.3	317.0	521.4	97.6	0.1423	0.2333
12	Story1	EX	-2072.17	-2074.19		305271.2	2160836.2	319062.2	2261361.5	280.0	524.1	44.7	0.1601	0.2188

=(D12-D11)/(C12-D11)*F12

=H12+I11

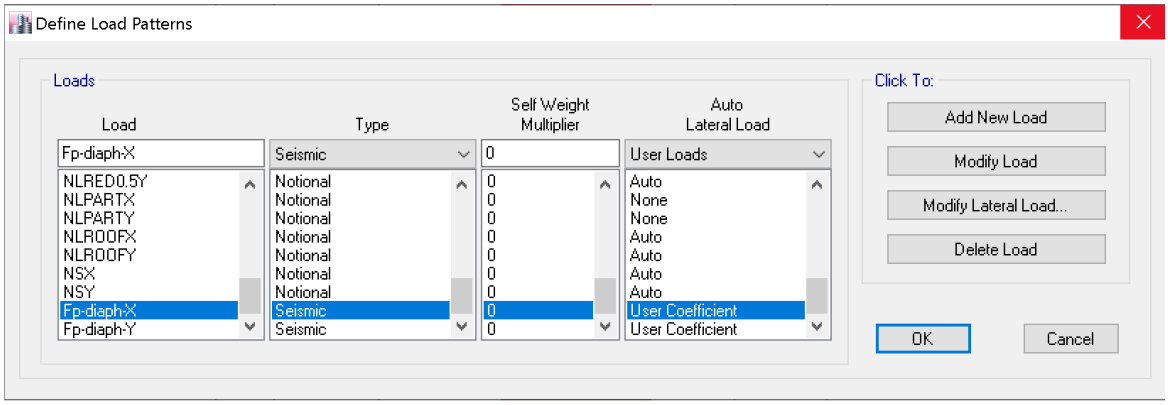
=ABS(D12)/I12*F12

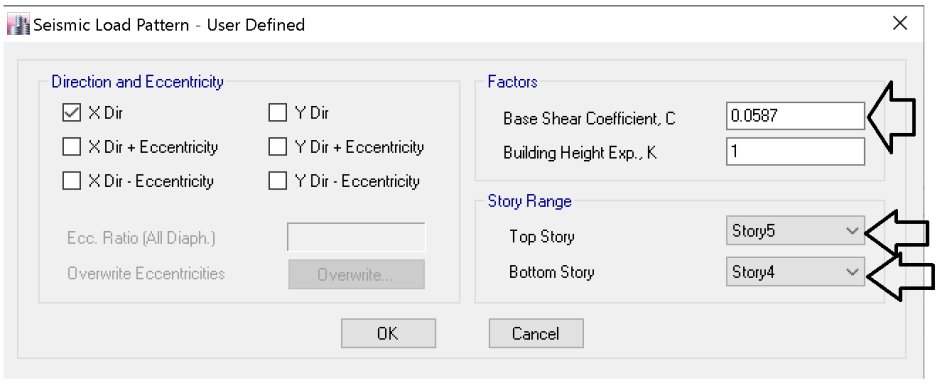
=0.5*E$8*E$10*F12*9.81/1000

=ABS(C12)-ABS(D11)

=(MAX(K12,J12)-L12)*1000/(F12*9.81)

برای مثال اگر هدف طراحی دیافراگم طبقه ۵ باشد، در قسمت load pattern میتوان **اضافه نیروی دیافراگم** طبقه 5 را مطابق شکل زیر وارد نمود:





- توجه شود که برای طراحی دیافراگم هر کدام از طبقات نیروی فوق باید اصلاح شود و نیروی طبقه مورد نظر وارد شود.
- توجه شود که همانند زلزله طرح باید اثر خروج از مرکزیت تصادفی نیز در شکل فوق منظور گردد. در این حالت باید برای هر کدام از راستاهای X و Y سه زلزله متفاوت تعریف شود و در ترکیب بارها نیز منظور گردد.
- جهت اضافه شدن بارهای فوق به بارهای زلزله طرح می توان مشابه جدول زیر ترکیب بارها را اصلاح نمود.

1.2D+L+0.2S±(EXALL+FpdiaphX) ± 0.3(EY+FpdiaphY)+EV
1.2D+L+0.2S± (EYALL+FpdiaphY) ± 0.3(EX+FpdiaphX)+EV
0.9D ± (EXALL+FpdiaphX) ± 0.3(EY+FpdiaphY) - EV
0.9D ± (EYALL+FpdiaphY) ± 0.3(EX+FpdiaphX) - EV

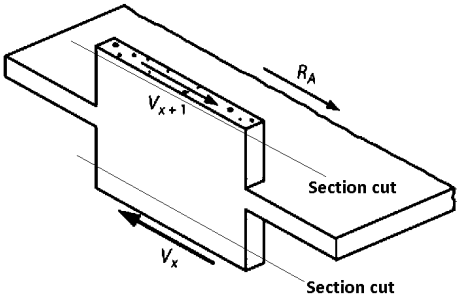
۷-۳۷ نحوه استخراج نیروها در نرم افزار ETABS

به روش های مختلف می توان نیروهای ایجاد شده در دیافراگم را استخراج کرد:

روش اول:

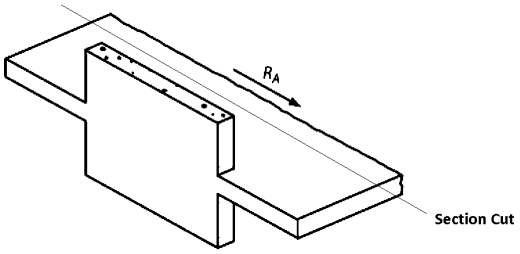
یکی از روشها استفاده از Section Cut می باشد. به شکل زیر توجه کنید. می توان با استفاده از ابزار Section Cut نیروی دیوار برشی در طبقه پایین و نیز طبقه بالا (V_x و V_{x+1}) را تحت اثر نیروی زلزله استخراج کرد. اختلاف این دو برابر نیروی R_A خواهد بود.

نیروی R_A همان نیروی عبور کننده از دیافراگم است که وارد دیوار برشی می شود. بخشی از این نیرو به صورت برش در طول دیوار منتقل می شود و بخشی دیگر به صورت کشش و فشار در دو انتهای دیوار منتقل میشود.



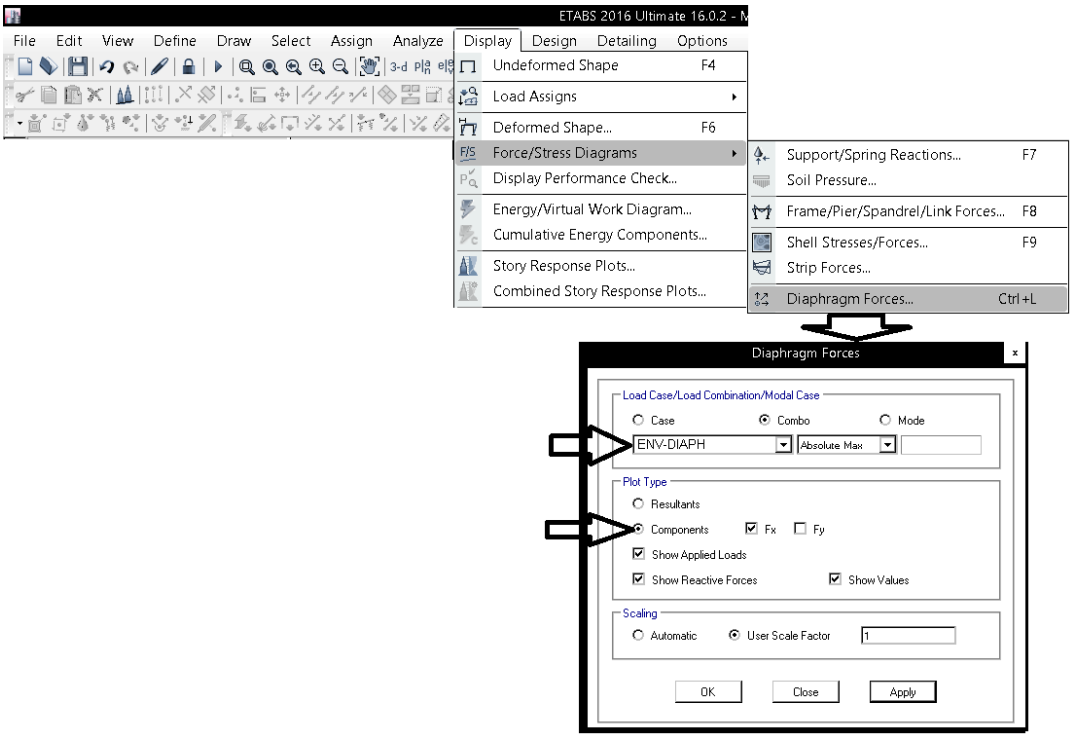
روش دوم:

می توان مستقیما توسط Section Cut نیروهای عبور کننده از دیافراگم را استخراج کرد.



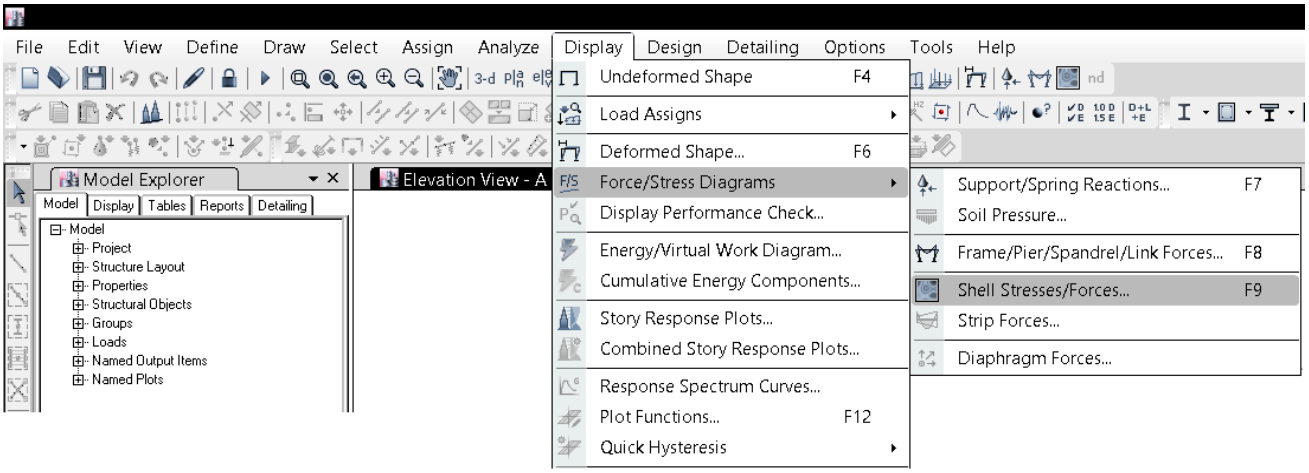
روش سوم:

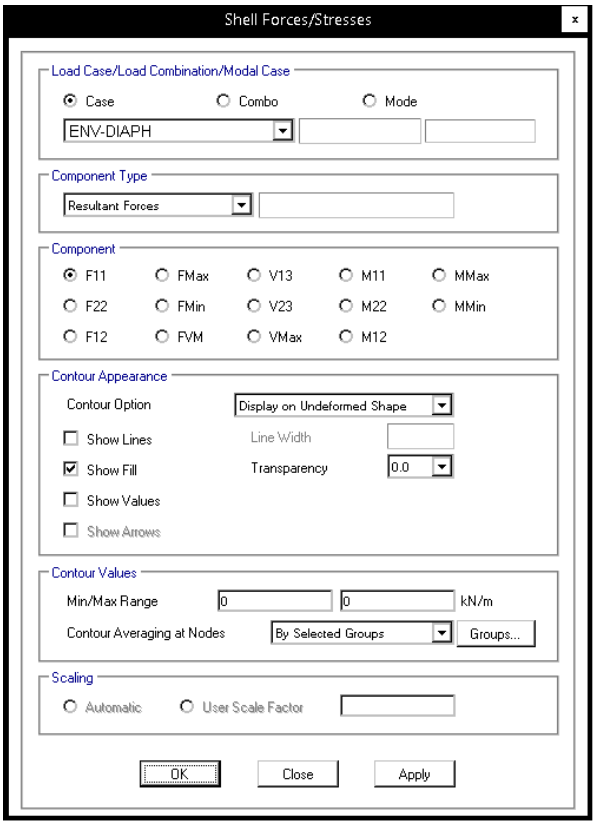
می توان مطابق شکل زیر نیرویی را که دیوار یا ستون به دیافراگم وارد می کند (به صورت مولفه و یا برآیند برداری) استخراج کرد:

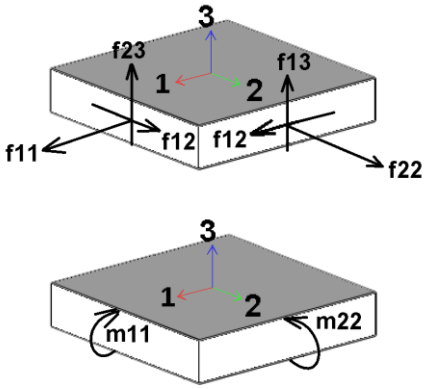


روش چهارم:

می توان از طریق منوی زیر نیروهای ایجاد شده در دیافراگم را مشاهده کرد:







۸-۳۷ مش بندی سقف و مدل اجزا محدود آن

در رابطه با سایز مش بندی سقف برای استخراج نیرو ها توصیه هایی در کتاب پروفسور Moehle آمده است که لازم دیدم بدانها اشاره کنم.

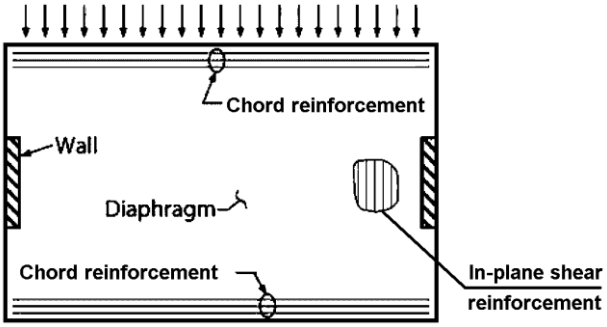
برای مدلسازی کل سازه و برای اینکه صلبیت دیافراگم به صورت مناسبی در تحلیل سازه منظور شود، بهتر است سایز مش ها بین $\frac{1}{5}$ تا $\frac{1}{10}$ طول دهانه سقف و یا دیوار برشی انتخاب شود. در صورتی که طراح قصد استفاده از section cut و یا استخراج نیروها در نقاط خاصی را داشته باشد، سایز مشها بهتر است ریز باشد.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۳۷-۹ جزئیات میلگرد گذاری

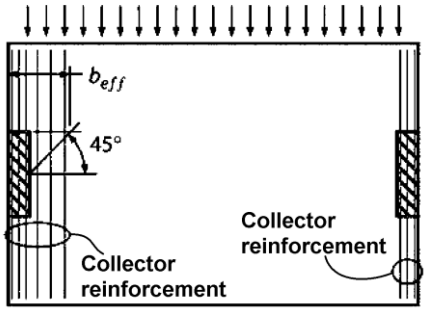
به شکل زیر توجه کنید. در این شکل در انتهای دال یک دیوار برشی قرار دارد. بر خلاف سازه های معمولی در محیط پیرامونی سقف تیر نداریم. بنابراین انتقال نیروها به عهده دال بتنی سقف خواهد بود.

نیروهای داخل صفحه (in plane):



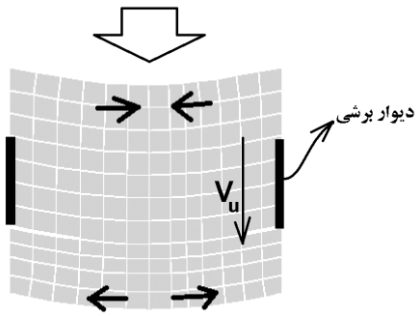
- **In-plane shear reinforcement**: اگر برش Vu در شکل بیش از مقاومت طراحی برشی بتن سقف باشد، میلگردهای برشی لازم خواهد بود. این میلگردها به موازات برش قرار داده خواهند شد. این میلگردها بر اساس f12 محاسبه می شوند.

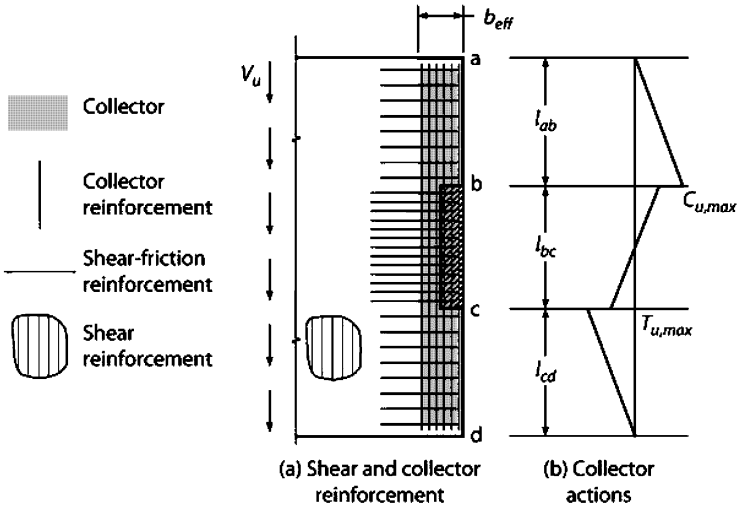
- **Chord reinforcement**: این میلگردها مطابق شکل برای مقابله با کشش و فشار ناشی از خمش دیافراگم قرار داده می شوند و بر اساس f_{22} و یا f_{11} تعیین می شوند.



- **Collector reinforcement**: تحت T_u و C_u (کشش و فشار در جمع کننده ها) میلگرد طولی به موازات دیوار لازم خواهد بود. این میلگردها بر اساس $f_{22} \times \Omega_0$و یا $f_{11} \times \Omega_0$ تعیین می شوند.

- **Shear-friction reinforcement**: این میلگردها عمود بر دیوار مطابق شکل زیر قرار داده می شوند. میلگردهای برش اصطکاک علاوه بر آرماتورهای برشی به موازات دیوار، قرار داده خواهند شد و بر اساس مقدار f12 در لبه دیوار تعیین می شوند.





نیروهای خارج صفحه (Out-of-plane):

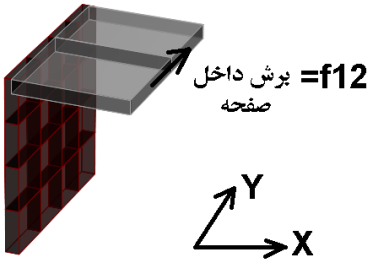
- **Flexural reinforcement**: تحت خمش خارج از صفحه (تحت بارهای ثقلی) میلگردهای خمشی A_{s-bot} و A_{s-top} لازم خواهد بود. این میلگردها بر اساس m11 و m22 تعیین می شوند که با رسم نوارهای طراحی در ETABS و یا SAFE بدست می آیند.
- **Out-of-plane shear reinforcement**: تحت برش خارج از صفحه که عمدتا به صورت برش پانچ عمل می کند، آرماتورهای برشی قائم (عمود بر صفحه دال) لازم خواهد بود. این خاموت ها بر اساس v13 و v23 تعیین می شوند.

نکته زیر از طرف دکتر جلال پور به بنده یادآوری شد:

تمامی میلگردهای فوق پس از محاسبه باید با هم جمع شوند

۱-۹-۳۷ In-plane shear reinforcement

نیروهای داخل صفحه باید تحت اثر بحرانی ترین ترکیب بار استخراج شود. بنابراین می توان یک ترکیب بار Envelope تعریف کرد و مقادیر f12 را تحت اثر ترکیب بار پوش بررسی کرد.



- پس از استخراج نیروی برشی باید مقاومت مقطع مطابق بند زیر از مبحث نهم (۱۳۹۹) محاسبه شود:

۹-۲۰-۸ دیافراگم ها و خرپاها (شکل پذیری متوسط و زیاد)

۹-۲۰-۸-۹ مقاومت برشی

۹-۲۰-۸-۹-۱ در طراحی دیافراگم‌ها برای برش، مقدار V_n نباید از مقدار رابطه‌ی (۹-۲۰-۲۰) بیش‌تر باشد:

$$V_n = A_{cv}\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \qquad (۹-۲۰-۲۰)$$

۹-۲۰-۸-۹-۲ V_n در دیافراگم ها نباید از $0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$ بیش‌تر باشد.

ضریب کاهش مقاومت برشی

به بندهای زیر از مبحث ۹ (۱۳۹۹) توجه نمایید:

۹-۷-۴-۵ در تعیین ضریب کاهش مقاومت برای طراحی در مقابل برش، برای سازه‌هایی که با عملکرد قاب خمشی ویژه، دیوار سازه‌ای ویژه، و یا دیوار سازه‌ای متوسط پیش ساخته در مناطق لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد، در مقابل تاثیرات زلزله، E، مقاومت می‌کنند، باید موارد زیر را رعایت نمود:

الف- در هر عضو طراحی شده جهت مقاومت در مقابل E، اگر مقاومت برشی اسمی عضو کم‌تر از برش متناظر با توسعه‌ی مقاومت خمشی اسمی عضو باشد، ضریب کاهش مقاومت در برش $\phi = 0.60$ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت خمشی اسمی مورد اشاره باید مقدار حداکثر محاسبه شده با منظور کردن بارهای محوری با ضریب از آن ترکیب‌های بارگذاری که شامل E است، در نظر گرفته شود.

ب- برای دیافراگم‌ها، ϕ در برش نباید از کم‌ترین ϕ برشی که برای اجزای قائم سیستم اولیه‌ی مقاوم در برابر نیروهای لرزه‌ای استفاده شده است، بیش‌تر شود.

در صورتی که در سازه از سیستم های با شکل پذیری ویژه استفاده شده باشد، در طراحی برش داخل صفحه دیافراگم ضریب کاهش مقاومت برشی به جای 0.75 باید برابر 0.6 در نظرگرفته شود.

مثال: در قسمت "توپر سقف" ضخامت دال برابر 260mm و $f'_c = 25MPa, F_y = 300MPa$ می باشد. نیروی برشی برابر با f12=250 KN/m بدست آمده است. در این صورت مقدار آرماتور برشی (**In-plane shear reinforcement**) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$V_u \le \varphi A_{cv} 0.17\sqrt{f'_c} + \varphi A_{cv}\rho_t f_y \quad \rightarrow \quad 250\ kN < 0.6 \times 260 \times 1000 \times 0.17\sqrt{25} + 0.6 \times 260 \times 1000 \times \rho_t \times 300$$

$$\mathbf{250\ kN} < \mathbf{132.6\ kN} + 0.6 \times 260 \times 1000 \times \rho_t \times 300 \quad \rightarrow \quad \rho_t = 0.0025$$

بنابراین در هر یک متر از عرض دال $A_s = \rho_t \times 1000 \times 260 = 0.0025 \times 1000 \times 260 = 650\ mm^2$ خواهد بود.

- در محاسبات فوق با فرض اینکه سیستم باربر جانبی شامل دیوارهای برشی ویژه میباشد، ضریب کاهش مقاومت برشی بتن به جای 0.75 برابر 0.6 منظور شده است (بند ۰ را ببینید).
- در نقاطی از دال که f12 از 132.6 kN/m فراتر رود، آرماتور برشی لازم خواهد بود.

- مقدار f12 در هیچ نقطه ای نباید از $\varphi \times 0.66A_{cv}\sqrt{f_c'}$ فراتر رود. در غیر این صورت باید ضخامت دال افزایش یابد.

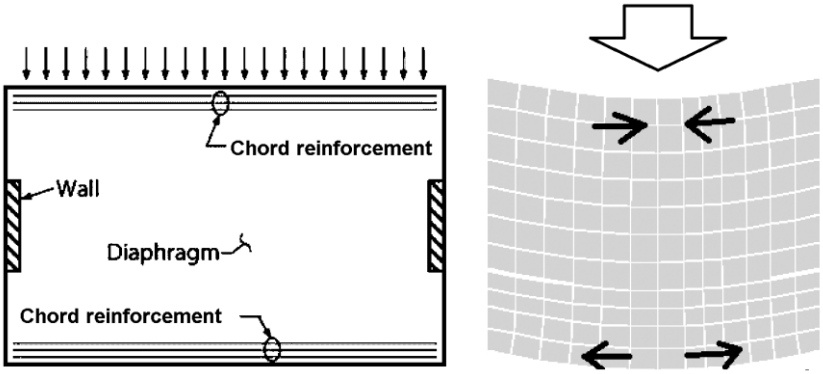
در قسمت "مجوف سقف" اگر ضخامت دال برابر 260mm و $f_c' = 25MPa$ باشد، با فرض عدم وجود میلگرد برشی طولی (ρ_t) مقاومت برشی واحد طول برابر است با:

$$\varphi V_n = \alpha\left(\varphi A_{cv} \times 0.17\sqrt{25}\right) = \alpha \times 0.6 \times 260 \times 1000 \times 0.17\sqrt{25} = 132.8 \times \alpha \ \frac{kN}{m}$$

در رابطه فوق α ضریب کاهش مقاومت برشی می باشد که بسته به هندسه قسمت مجوف تعیین می شود.

Chord reinforcement ۱۰-۳۷

- در لبه های دال کشش و فشار ایجاد می شود (به خصوص **در مواردی که تیر پیرامونی نداریم کنترل این مورد اهمیت می یابد**):



مثال: در قسمت "توپر سقف" ضخامت دال برابر 260mm و $f'_c = 25MPa, F_y = 400MPa$ می باشد. نیروی کششی در لبه دال برابر با f11=300 KN/m بدست آمده است. در این صورت مقدار آرماتور کششی (**Chord reinforcement**) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$T_u = 300\ kN < \left[\varphi T_n = 0.9\left(A_s F_y\right) = 0.9 \times A_s \times 400\right]$$

$$A_s = 833 \frac{mm^2}{m}$$

بنابراین در هر یک متر از عرض دال در لبه آن $833\ mm^2$ میلگرد لازم خواهد بود. مساحت این میلگردها به مساحت میلگردهای خمشی و دیگر میلگردهای لازم اضافه خواهد شد.

- محاسبات فوق برای لبه کششی انجام شد. در لبه فشاری بتن همراه با میلگرد به صورت یک عضو فشاری عمل می کند. بنابراین میلگردهای محاسباتی بهتر است توسط آرماتورهای عرضی (تنگ) مهار شوند. با توجه به اینکه جهت زلزله رفت و برگشتی است، لبه ها هم تحت فشار باید طراحی شوند و هم تحت کشش. گرچه در آیین نامه ضوابط صریحی برای آرماتورهای عرضی اجزای لبه (chord) ارائه نشده است ولی بهتر است در تمامی لبه ها اجزای مرزی مشابه شکلهای زیر اجرا شود. فواصل آرماتورهای عرضی را می توان بر اساس ضوابط آرماتورهای عرضی در خارج از ناحیه بحرانی ستونهای با شکل پذیری متوسط در نظر گرفت:

$$S < Min\left\{\text{ضخامت دال}\ ,\ 16 \text{ برابر قطر میلگرد طول}\ ,\ 48 \text{ برابر قطر تنگ}\ ,\ 300mm\right\}$$

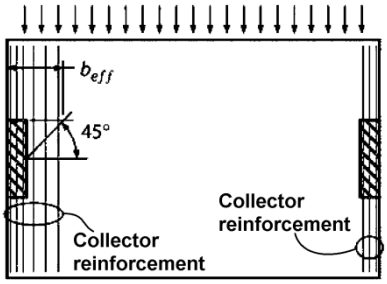
در شکلهای زیر آرماتورهای خمشی دال نمایش داده نشده اند:



- در رابطه با آرماتور عرضی "جمع کننده ها" و نیز اجزای مرزی اطراف بازشو باید طبق ضوابط آیین نامه عمل کرد که در ادامه آورده شده است.

۱۱-۳۷ Collector reinforcement

مثال: در قسمت "توپر سقف" ضخامت دال برابر 260mm و $f'_c = 25MPa, F_y = 400MPa$ باشد. تحت ترکیب باری که نیروی دیافراگم به صورت تشدید یافته تعریف شده است، نیروی محوری کششی دیافراگم برابر 750 kN بدست آمده است



مقدار آرماتور کششی (**Collector reinforcement**) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$T_u = 750\ kN < [\varphi T_n = 0.9(A_s F_y) = 0.9 \times A_s \times 400]$$
$$A_s = 2082mm^2$$

- مساحت محاسبه شده را می توان مطابق دیوار سمت راست در شکل در عرضی برابر با عرض دیوار قرار داد و یا اینکه مطابق دیوار سمت چپ در عرض موثری برابر با beff قرار داد

۹-۲۰-۸-۷-۵ در اجزاء جمع کننده، در مواردی که تنش فشاری در هر مقطع بیشتر از $0.2f'_c$ باشد باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) الی (ث) و ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ استفاده شود ، و محدودیت بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳(الف) باید به یک سوم بعد کوچکتر جزء جمع کننده تغییر یابد. مقدار آرماتور عرضی باید مطابق موارد (الف) و (ب) این بند باشد. همچنین نیازی به آرماتورهای عرضی در مقاطعی که تنش فشاری از $0.15f'_c$ کمتر است، نمی باشد.

در مواردی که از نیروهای طراحی تشدید یافته به منظور تامین اضافه مقاومت اجزاء قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده باشد باید مقادیر $0.2f'_c$ و $0.15f'_c$ را به ترتیب به $0.5f'_c$ و $0.4f'_c$ افزایش داد.

الف- در صورت استفاده از دورگیر با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c برابر با $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ است.

ب- در صورت استفاده از دور پیچ ها یا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید بیشتر مقدار $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

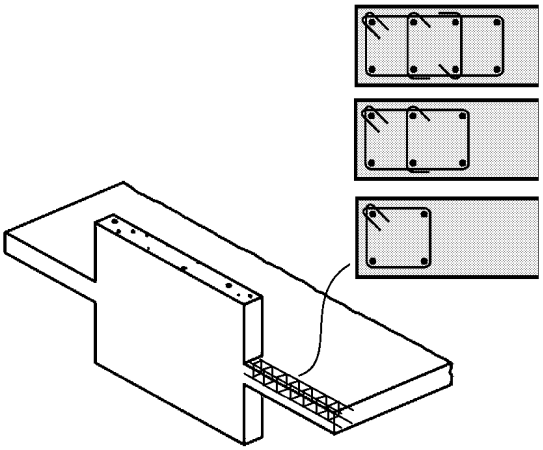
۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ قطر آرماتورهای عرضی ویژه در ناحیه بحرانی باید مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲ باشد. فاصله سفره میلگردهای عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کوچکتر و پنج برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال

پ- مقدار s_0 که از رابطه زیر محاسبه می شود باید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر باشد ولی نیازی نیست که کمتر از ۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود:

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right) \qquad (۹-۲۰-۱)$$



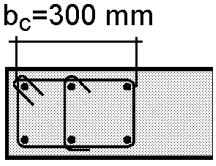
در المانهای مرزی در صورتی که نیروی محوری فشاری اجزای جمع کننده تحت ترکیب بار عادی از $0.2f'_c$ و تحت ترکیب بار ویژه لرزه ای از $0.5f'_c$ فراتر رود، باید همانند ستونها با تنگهای ویژه محصور شوند.

برای مثال اگر ضخامت دال برابر 260 mm و میلگردهای طولی جمع کننده $\varphi 20$ باشد داریم:

$$S < Min\left\{\frac{260}{3}, 6 \times 20, s_0\right\} = 87\ mm \rightarrow \quad Use\ \ 75mm$$

S فاصله تنگها می باشد. مقدار s_0 در روابط فوق تعریف شده است.

همچنین حجم تنگها نیز باید کنترل شود. با فرض اینکه فاصله پشت تا پشت تنگها (b_c) برابر 350 mm باشد و آرماتورهای عرضی $\varphi 10$ و از نوع AII باشند، داریم:



$$\frac{A_{sh}}{b_c S} \geq 0.09\frac{f'_c}{F_{yt}} \rightarrow \frac{3\times3.14\times5^2}{300\times S} \geq 0.09\frac{25}{300} \rightarrow S \leq 105\ mm$$

- **مهار آرماتورهای جمع کننده داخل دیوار برشی**

توصیه می شود آرماتورهای طولی جمع کننده داخل دیوار ادامه یابند ولی اگر بخواهیم آنها را قطع کنیم باید نکات زیر را در نظر بگیریم:

A collector parallel to a shear wall has its critical connection at the face of the shear wall. Collector longitudinal bars must extend deep enough into the shear wall to develop and transfer the lateral force to wall reinforcement (Fig. 8.6b). The collector reinforcement is in addition to the horizontal diaphragm reinforcement required to resist the shear force (Moehle et al. 2010).

۹-۱۴-۵-۴-۳ در صورتی که یک جمع کننده برای انتقال نیروها به یک عضو قائم طراحی شود، آرماتورهای جمع کننده باید در طولی حداقل معادل آن چه در بندهای (الف) و (ب) آمده است، در عضو قائم باربر جانبی امتداد یابند:

الف- طول مورد نیاز برای گیرایی آرماتور در کشش.

ب- طول مورد نیاز برای انتقال نیروهای طراحی به اعضای قائم از طریق برش- اصطکاک (مطابق بند ۹-۸-۸)، و یا از طریق اتصال دهنده‌های مکانیکی، و یا از طریق سایر ساز و کارهای انتقال نیرو.

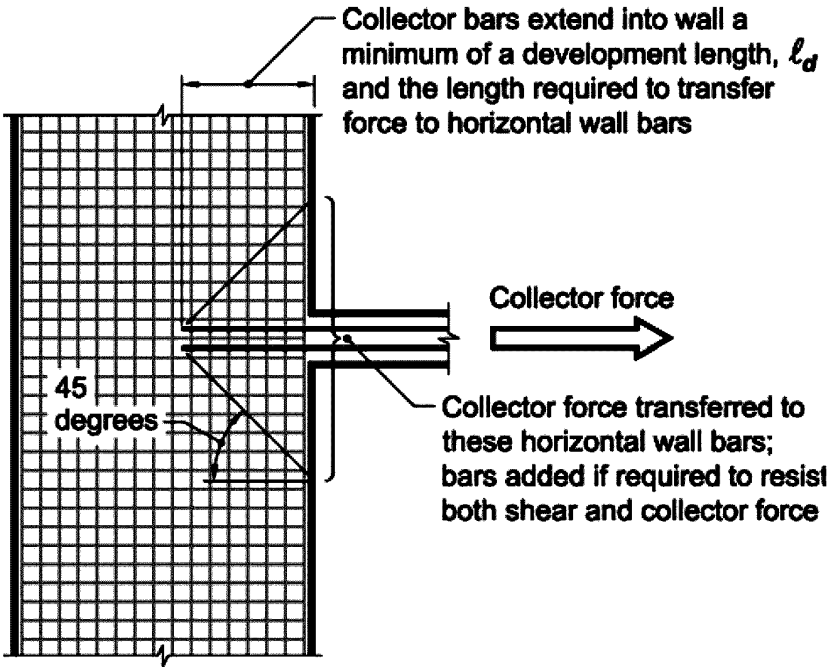


Fig. 8.6b—Collector reinforcement extended into shear wall.

Opening reinforcement ۱۲-۳۷

- نقاطی از دیافراگم که تحت تنش های محوری قرار دارند و وظیفه انتقال نیروهای خمشی و برشی را در اطراف **بازشوها** دارند، باید مشابه جمع کننده ها توسط آرماتورهای عرضی محصور شوند. به بند زیر که مربوط به ACI-318-14 می باشد توجه نمایید:

18.12—Diaphragms and trusses

18.12.3 *Seismic load path*

18.12.3.2 Elements of a structural diaphragm system that are subjected primarily to axial forces and used to transfer diaphragm shear or flexural forces around openings or other discontinuities shall satisfy the requirements for collectors in 18.12.7.5 and 18.12.7.6.

R18.12.3.2 This provision applies to strut-like elements that occur around openings, diaphragm edges, or other discontinuities in diaphragms. Figure R18.12.3.2 shows an example. Such elements can be subjected to earthquake axial forces in combination with bending and shear from earthquake or gravity loads.

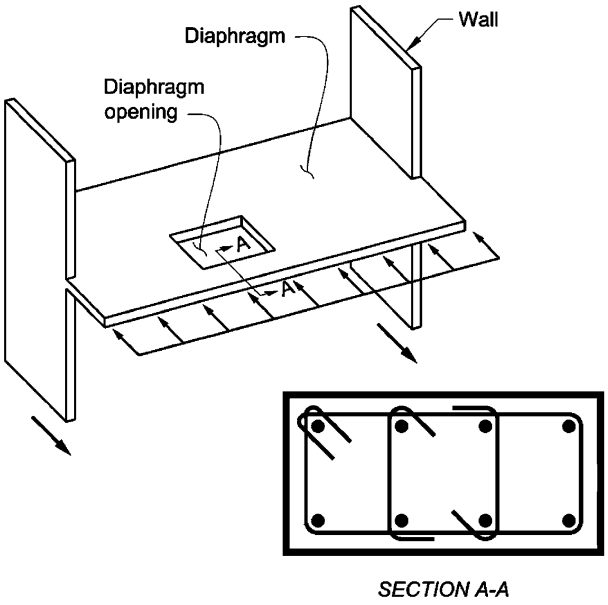
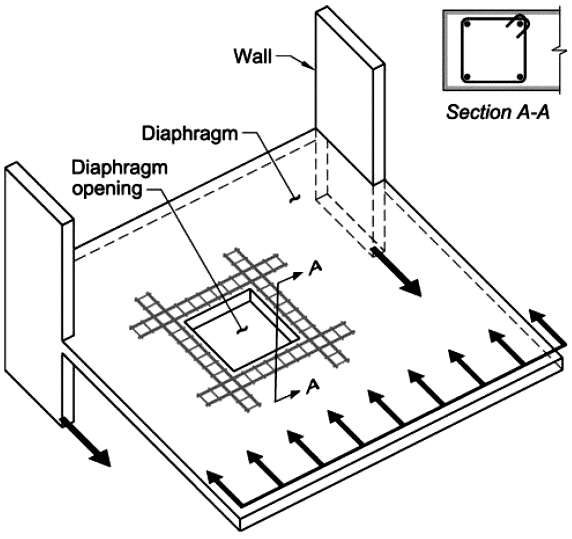


***Fig. R18.12.3.2**—Example of diaphragm subject to the requirements of 18.12.3.2 and showing an element having confinement as required by 18.12.7.5.*

- در صورتی که ابعاد بازشو بزرگتر از حدودا دوبرابر ضخامت دال باشد (بازشوی بزرگ) باید مطابق شکل زیر اجزای کششی همراه با تنگ بسته قرار داده شود. ولی برای بازشوهای کوچکتر معمولا تنها به اندازه میلگردهای قطع شده (ادامه نیافته) میلگرد جانبی قرار داده می شود.



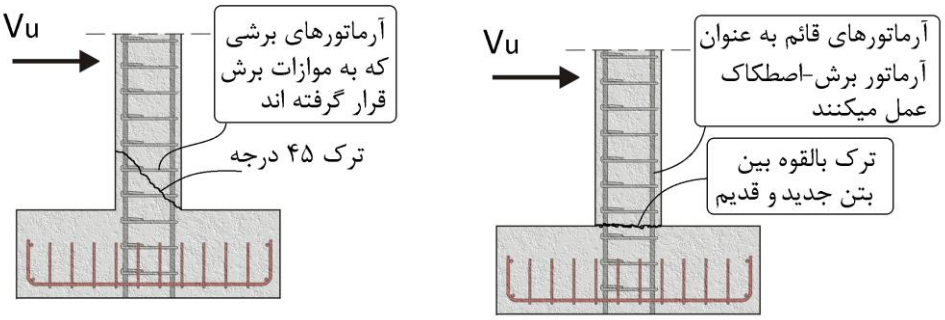
۱۳-۳۷ آرماتور برش اصطکاک در محل اتصال دیافراگم به دیوار

۹-۸-۸ مقاومت برش اصطکاکی

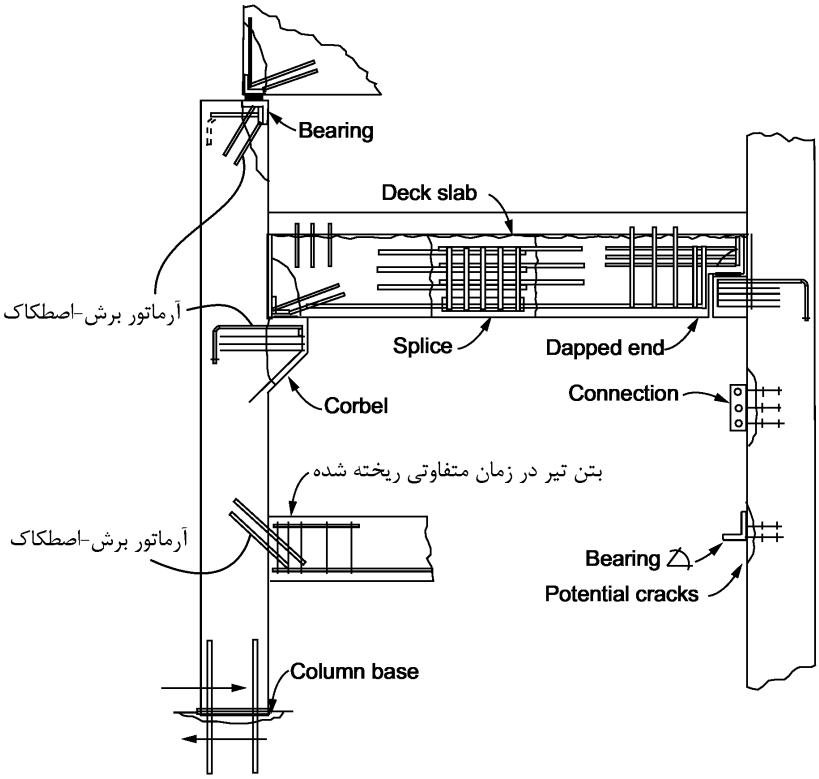
۹-۸-۸-۱ کلیات

۹-۸-۸-۱-۱ ضوابط این قسمت باید در مواردی به کار برده شوند که در نظر گرفتن انتقال برش در سطح یک صفحه‌ی مشخص، مانند یک ترک موجود یا بالقوه، فصل مشترک میان مصالح غیر مشابه و یا فصل مشترک میان دو بتن اجرا شده در زمان‌های مختلف مناسب باشد.

به شکل زیر توجه کنید. در مواردی ممکن است به علت وجود نیروی متمرکز و یا وجود ترک بالقوه (بین بتن قدیم و جدید که در زمانهای مختلف اجرا شده اند) زاویه ترک برشی ۴۵ درجه نباشد. در این حالت خاموت های متعارف (که ساقهای آنها به موازات ترک قرار گرفته است) نمی توانند در تحمل برش مشارکت کنند. در چنین مواردی میلگردهایی که از صفحه ترک عبور میکنند (در شکل سمت راست میلگردهای قائم) میتوانند در تحمل برش موثر باشند و میلگردهای برش-اصطکاک نامیده میشوند.



در شکل زیر شرایط مختلفی که ممکن است نیاز به آرماتور برش اصطکاک باشند، نمایش داده شده است.



۹-۸-۸ مقاومت برش اصطکاکی

$\phi V_n \geq V_u$

۰/۷۵

$V_n =$

اگر آرماتورهای برش-اصطکاک، عمود بر صفحه‌ی برش باشد

ضریب اصطکاک مطابق با جدول ۹-۸-۱

$V_n = \mu A_{vf} f_y$

سطح مقطع آرماتورهای برش- اصطکاک در صفحه‌ی مورد نظر برای تحمل برش

اگر آرماتورهای برش-اصطکاک نسبت به صفحه‌ی برش مورب بوده و نیروی برشی سبب ایجاد کشش در فولادهای برش- اصطکاک شود

$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin\alpha + \cos\alpha)$

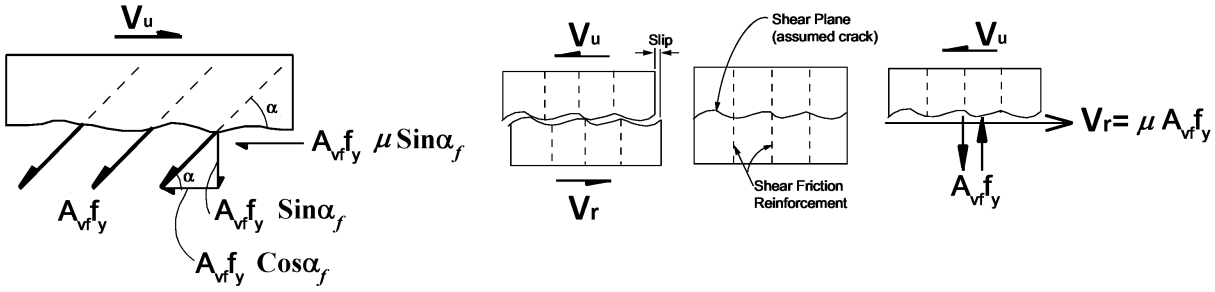
زاویه‌ی بین آرماتور برش- اصطکاک و صفحه‌ی برش مورد نظر

جدول ۹-۸-۱ ضریب‌های اصطکاک

ردیف	شرایط سطح تماس	ضریب اصطکاک؛ μ
الف	بتن ریخته شده به صورت یک پارچه	1.4λ
ب	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده، و عمداً به عمق تقریبی ۶ میلی متر مضرّس شده باشد.	1.0λ
پ	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده ، و به صورت عمدی زبر نشده باشد.	0.6λ
ت	بتن قرار گرفته در مجاور فولاد ساختمانی نورد شده، که تمیز و عاری از زنگ بوده، و انتقال برش در عرض سطح تماس توسط گل میخ یا میلگرد آجدار جوش شده یا سیم‌های جوش شده انجام می‌شود.	0.7λ

$\lambda = 1.0$ برای بتن معمولی؛ برای بتن سبک وزن، λ بر اساس بخش ۹-۳-۲ تعیین می‌شود؛ ولی نباید از ۰/۸۵ بیش‌تر باشد.

۹-۸-۸-۱-۳ مقدار f_y مورد استفاده برای محاسبه‌ی برش اصطکاکی اسمی V_n، بر اساس حدود ارائه شده در فصل ۹-۴ نباید از حداکثر ۴۲۰ مگاپاسکال بیشتر شود.



انتقال نیرو از دیافراگم به اجزای باربر قائم (مانند دیوار برشی) معمولا توسط ترکیبی از اجزای جمع کننده (شامل اتصالات آنها) و برش اصطکاک انجام می شود. قسمتی از نیروی دیافراگم توسط آرماتورهای برش اصطکاک به دیوار برشی منتقل می شوند (Shear friction reinforcement در شکل سمت چپ و Dowels در شکل سمت راست). نیرویی که به صورت برش اصطکاک منتقل می شود را می توان بر اساس f12 وارد بر دال تخت تعیین کرد.

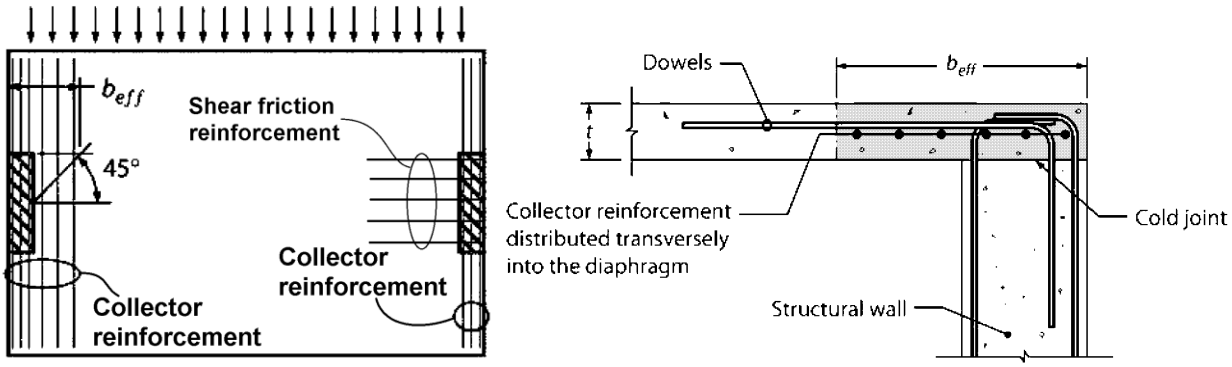
در مورد شکل زیر، با توجه به اینکه دیوار در راستای Y قرار دارد، نیروی f12 باید تحت ENV-Y (ترکیب بارهای عادی شامل زلزله اصلی در راستای Y) خوانده می شود.

در شکل سمت راست فرض شده است که در انتهای دیوار بتن ریزی قطع شده است (Cold joint). بنابراین بتن متصل کننده سقف به دیوار پیوسته می باشد. در این حالت مقاومت برش اصطکاک در محل اتصال سقف به دیوار برابر خواهد بود با:

$$V_u < \varphi \times \mu A_{vf} F_y \quad \rightarrow \quad A_{vf}$$

که در آن A_{vf} مجموع مساحت میلگردهای برش اصطکاک می باشد. با توجه به اینکه بتن سقف و دیوار همزمان ریخته می شود، می توان مقدار μ را برابر 1.4 در نظر گرفت (به جدول صفحه قبل مراجعه کنید).

در صفحه داخلی خود دیوار (*Cold joint* در شکل زیر) نیز باید برش اصطکاک کنترل شود. در این صفحه مجموع نیروی برشی اصطکاک (بار ترکیب بار عادی) + نیروی های کششی و فشاری ناشی از جمع کننده ها (با زلزله تشدید یافته) اثر خواهد کرد.



برای مثال اگر در محل اتصال سقف به دیوار از آرماتور حداقل $\varphi 8@200$ با تنش تسلیم 300 MPa استفاده شود، مقاومت برش اصطکاک در واحد طول تماس سقف با دیوار برابر خواهد بود با:

$$0.75 \times 1.4 \times (5 \times 50) \times 300 = 78.75 \frac{kN}{m}$$

برش *f12* تحت اثر ترکیب بارهای (تشدید نیافته) در داخل دال در طول تماس با دیوار باید کمتر از مقدار فوق باشد.

- توجه شود که اگر مطابق شکل سمت چپ در دیوار سمت چپ عرض جمع کننده بیش از ضخامت دیوار باشد، نیروی بخشی از جمع کننده که خارج از ضخامت دیوار قرار میگیرد نیز باید از طریق برش در طول دیوار بدان منتقل شود. بنابراین در این حالت باید این بخش از نیروی جمع کننده به نیروی *f12* که در ایتبس استخراج می شود افزوده شود. در سازه های متعارف عموما عرض جمع کننده مطابق دیوار سمت راست، هم عرض و یا کم عرض تر از دیوار بوده و بنابراین نیازی به این افزایش نیست.

۳۸ اتصالات سازه های فولادی

۳۸-۱ زلزله محدود به ظرفیت

در متن مبحث دهم ۳ دسته نیروی زلزله تعریف شده است. ۱- زلزله طرح که در استاندارد ۲۸۰۰ تعریف شده است و شامل زلزله های افقی ($\frac{ABI}{R}W$) و قائم ($0.6AIW$) می باشد. ۲- زلزله E_{cl} که می تواند جهت طراحی اتصالات به کار می رود. برای مثال حداکثر لنگری که می تواند بر اساس ظرفیت تیر به اتصال منتقل شود محاسبه می شود. آثار این نیرو بسیار بیشتر از آثار زلزله طرح E خواهد بود. ۳- زلزله تشدید یافته که با اعمال ضریب تشدید به زلزله طرح E بدست می آید.

۱۰-۳-۲-۴-۲ بارها و ترکیبات بارگذاری

الف) کلیهٔ اعضا، اجزاء و اتصالات سازه باید برای ترکیبات بارگذاری متعارف شامل زلزلهٔ طرح (E) پاسخگو باشند. نیروهای زلزلهٔ طرح (E) شامل دو دسته، نیروهای جانبی (E_h) که ناشی از اثر مؤلفه‌های افقی شتاب زلزله در ساختمان است و نیروی قائم (E_v) که ناشی از اثر مؤلفهٔ قائم شتاب زلزله در ساختمان است، می‌شوند.

ب) درصورتی‌که مقاومت موردنیاز، مطابق الزامات این مبحث حاصل از بار زلزله افقی محدود به ظرفیت باشد، آثار بار لرزه‌ای محدود به ظرفیت (E_{cl}) باید مطابق الزامات این مبحث محاسبه و جایگزین E_h در ترکیبات بارگذاری شامل زلزله گردد.

پ) چنانچه مقاومت موردنیاز مطابق این مبحث حاصل از بار زلزله افقی تشدیدیافته (E_{mh}) باشد، آثار حاصل از $E_{mh}=\Omega_0 E_h$ جایگزین E_h در ترکیبات شامل زلزله به کار گرفته می‌شود. چنانچه آثار بارگذاری حاصل از E_{mh} از E_{cl} بیشتر باشد، می‌توان مقادیر آن را به E_{cl} محدود نمود.

E $\begin{cases} E_h \\ E_v \end{cases}$ نیروی زلزله طرح

E_{cl} زلزله محدود به ظرفیت

E_{mh} زلزله تشدید یافته

منظور از **مقاومت مورد نیاز**، بارهای وارد بر عضو است. برای مثال در تیر دوسرساده تحت بار گسترده یکنواخت و زنده مقاومت خمشی **مورد نیاز** تحت ترکیب بار 1.2D+1.6L برابر است با:

$$\text{مقاومت خمشی نیاز} = \frac{\left(1.2q_{dead} + 1.6q_{Live}\right)L^2}{8}$$

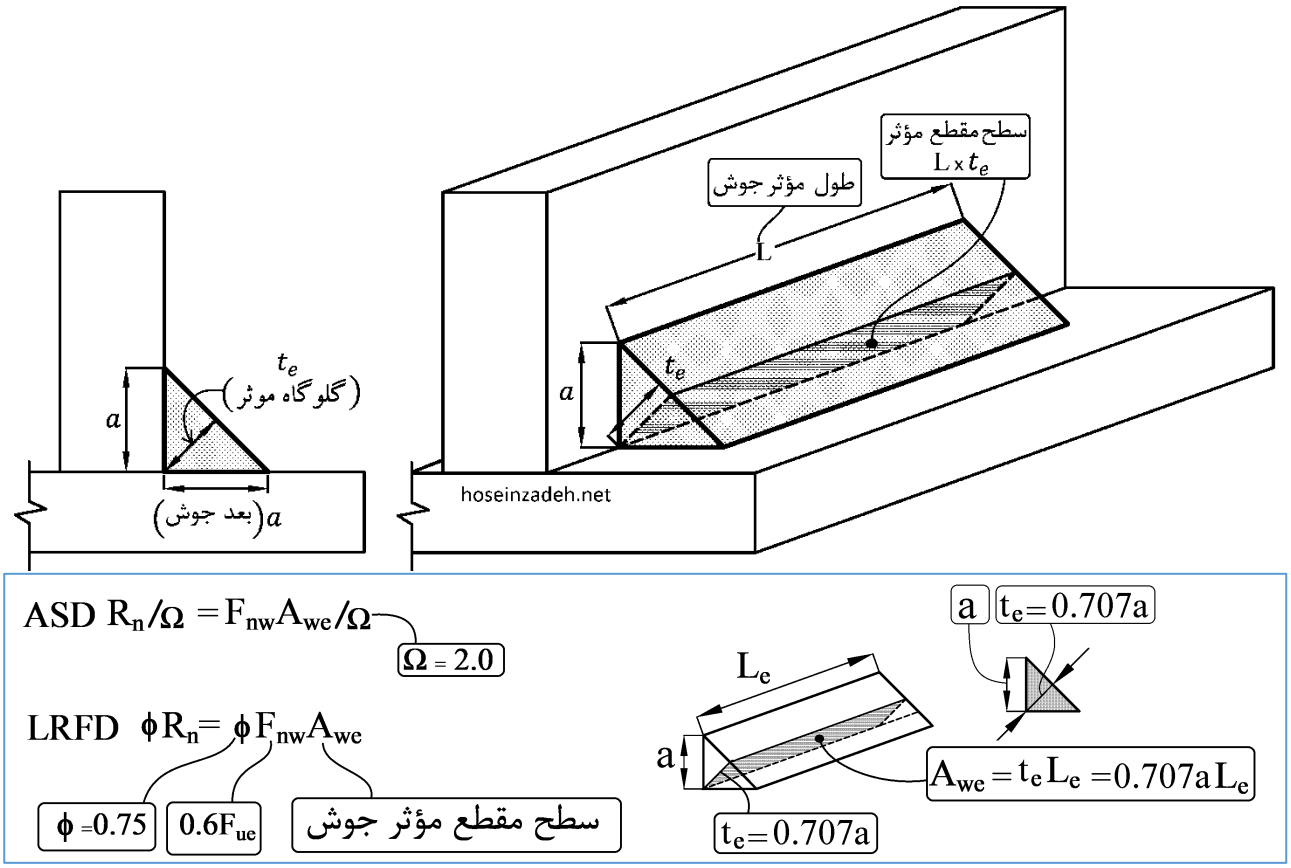
مقاومت مورد نیاز بسته به شرایط ممکن است بر اساس زلزله طرح E (ترکیب بار متعارف) یا زلزله تشدید یافته ΩE (ترکیب بار با زلزله تشدید یافته) و یا زلزله محدود به ظرفیت E_{cl} (ترکیب باری که در آن اثر زلزله بر اساس ظرفیت عضو انتقال دهنده نیرو محاسبه شده باشد) محاسبه شود.

منظور از **مقاومت موجود**، ظرفیت مقطع فولادی می باشد. برای مثال مقاومت خمشی **موجود** یک تیر فولادی مهارشده و فشرده می تواند برابر باشد با:

$$\text{مقاومت خمشی موجود} = \varphi Z F_y$$

۲-۳۸ جوش

۱-۲-۳۸ مقاومت جوش گوشه



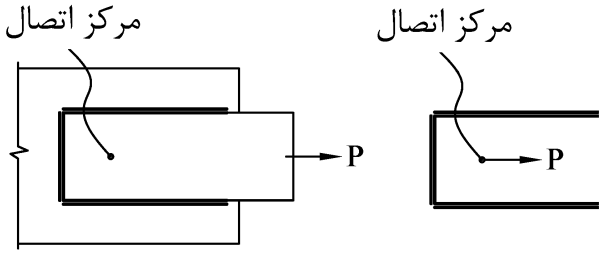
- توجه: در آیین نامه قبلی ضریب بازرسی جوش (ضریب β) داشتیم. در آیین نامه جدید این ضریب حذف شده است. بنابراین فارغ از نحوه بازرسی جوش، مقاومت جوش گوشه مقدار ثابتی خواهد داشت.
- برای جوشهای گوشه فرض می شود شکست در سطح موثر ($A_{we} = Lt_e$) رخ می دهد و نوع شکست هم در جهت اطمینان برشی فرض میشود و به همین دلیل، تنش مقاوم جوش برابر $F_{nw} = 0.6F_{ue}$ در نظر گرفته میشود.
- برای مثال برای الکترود E60 تنش کششی نهایی جوش برابر $F_{ue} = 430MPa$ مقاومت جوش گوشه برابر است با:

$$\varphi R_n = \varphi F_n = \varphi(0.6F_{ue})(Lt_e) = 0.75(0.6 \times 430)(L \times 0.707a) = 137\ La$$

۳۸-۲-۲ خروج از مرکزیت در جوش

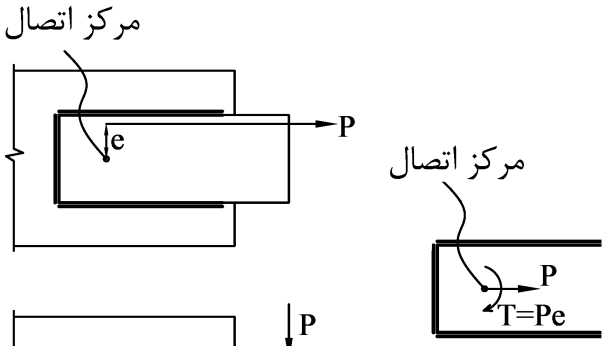
در مواردی که بار وارده خروج از مرکزیت داشته باشد، در اتصال جوشی ممکن است خمش یا پیچش نیز ایجاد شود. به تصاویر زیر توجه کنید:

1



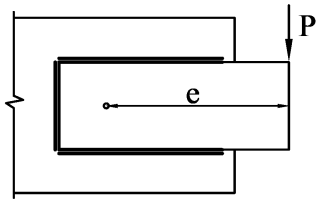
در شکل ۱، نیرو بدون خروج از مرکزیت وارد می شود.

2



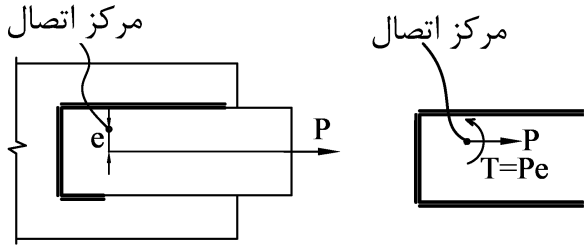
در شکل ۲ و ۳ بار با خروج از مرکزیت e وارد شده است. دقت کنید که خروج از مرکزیت نسبت به مرکز اتصال محاسبه می شود. مرکز اتصال مرکز سطح جوش می باشد. در شکل های ۲ و ۳ همراه با نیروی P، لنگر پیچشی T نیز به جوش وارد میشود.

3



در شکل ۴ گرچه نیرو در مرکز سطح ورق وارد میشود، ولی به دلیل عدم تقارن در جوشکاری، مرکز سطح اتصال (جوش) بالاتر میباشد و به همین جهت در اتصال خروج از مرکزیت داریم.

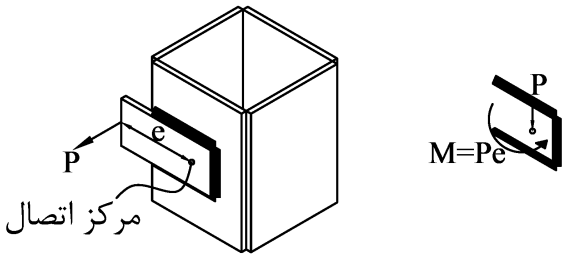
4



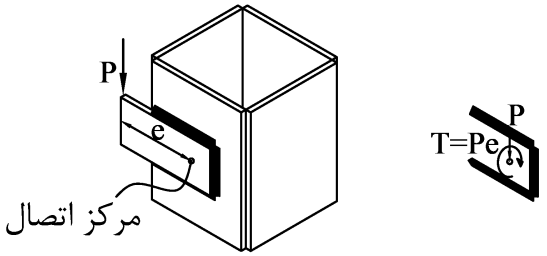
در شکل ۵ نیروی وارده نسبت به مرکز اتصال خروج از مرکزیت e دارد. راستای نیروی به گونه ای است که در اتصال ایجاد خمش می کند.

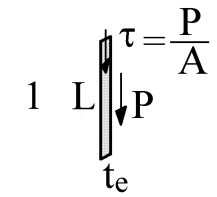
در شکل ۶ راستای نیرو به گونه ای است که برخلاف شکل ۵ در اتصال ایجاد پیچش می کند.

5



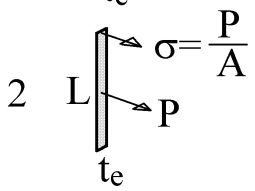
6





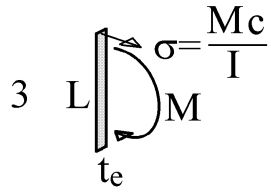
در شکل ۱ یک خط جوش به طول L و بعد موثر t_e تحت اثر نیروی برشی P قرار گرفته اس. در این حالت فرض می کنیم تنش یکنواخت داریم و مقدار تنش نیز برابر خواهد بود با:

$$\tau = \frac{P}{A} = \frac{P}{(t_e L)}$$



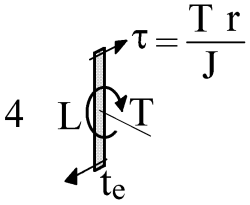
در شکل ۲ نیز خط جوش تحت اثر کشش P قرار گرفته است و تنش کششی حداکثر برابر است با:

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{P}{(t_e L)}$$



در شکل ۳ لنگر M به خط جوش وارد شده است و در دورترین تار کششی تنش برابر خواهد بود با:

$$\sigma = \frac{Mc}{I} = \frac{M(L/2)}{\left(\frac{t_e L^3}{12}\right)}$$



در شکل ۴ نیز خط جوش تحت اثر پیچش T قرار گرفته است و تنش برشی حداکثر در دورترین تار برابر است با:

$$\tau = \frac{Tr}{J} = \frac{T(L/2)}{\left(\frac{t_e L^3}{12}\right)}$$

توجه: اگر در نقطه ای از جوش همزمان تنشهای متعامد وارد شوند (برای مثال در شکلهای بالا لنگر و پیچش باهم وارد شوند)، تنش برآیند را در جوشها می توان با جمع برداری بدست آورد:

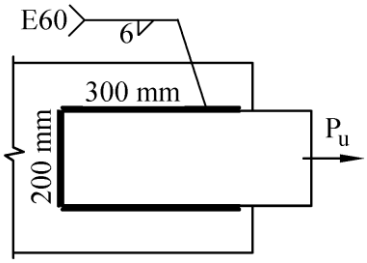
$$\text{تنش جوش} = f_w = \sqrt{(\sigma)^2 + (\tau)^2}$$

لازم به ذکر است که جمع برداری تنش تنها در مورد طراحی جوش مجاز می باشد.

تنش محاسبه شده باید کمتر از تنش مقاوم جوش ($\varphi 0.6F_{ue}$) باشد:

$$f_w \le \varphi 0.6F_{ue}$$

نتیجه:



در مورد طراحی جوشها به جای کنترل نیروها، میتوان تنش وارد بر جوش را مبنای طراحی قرار داد. برای مثال در شکل مقابل حداکثر نیروی مقاوم اتصال بر مبنای مقاومت جوش را به دو شکل می توان محاسبه کرد.

$$A_w = (200 + 300 + 300) \times 0.707 \times 6 = 3390.6\ mm^2$$

نیروی مقاوم جوش ≤ نیروی دار ضریب دار

$$P_u \le \varphi 0.6F_{ue}A_w \quad \rightarrow \quad P_u \le 0.75 \times 0.6 \times 430 \times 3390.6$$
$$P_u \le 656\ kN$$

تنش مقاوم جوش ≤ تنش

$$\frac{P_u}{A} \le \varphi 0.6F_{ue} \quad \rightarrow \quad \frac{P_u}{3390.6} \le 0.75 \times 0.6 \times 430$$
$$P_u \le 656\ kN$$

در جدول مقابل مقادیر اساس مقطع و ممان اینرسی قطبی خطوط جوشی که پر استفاده هستند ارائه شده است.

برای مثال در شکل زیر ۲ خط جوش افقی داریم که تحت اثر لنگر پیچشی قرار گرفته است. تنش حداکثر وارد بر جوش برابر خواهد بود با:

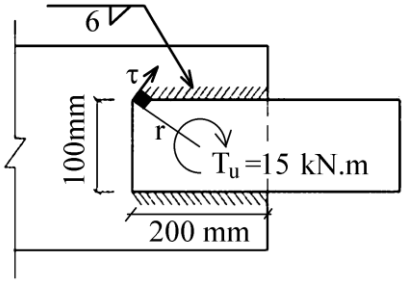
$$J = \frac{b^3 + 3bd^2}{6} t_e$$

$$J = \frac{200^3 + 3 \times 200 \times 100^2}{6} (0.707 \times 6)$$

$$J = 9898000\ mm^4$$

$$r = \sqrt{50^2 + 100^2} = 112\ mm$$

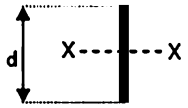
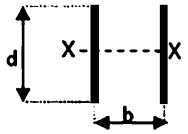
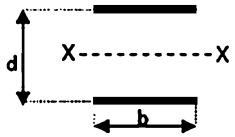
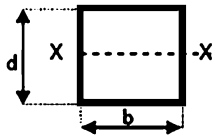
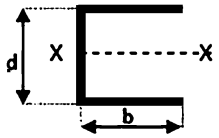
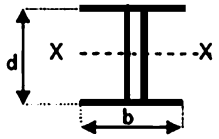
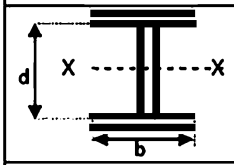
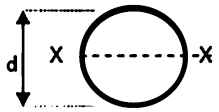
$$\tau = \frac{Tr}{J} = \frac{15 \times 10^6 \times 112}{9898000} = \mathbf{170\ MPa}$$



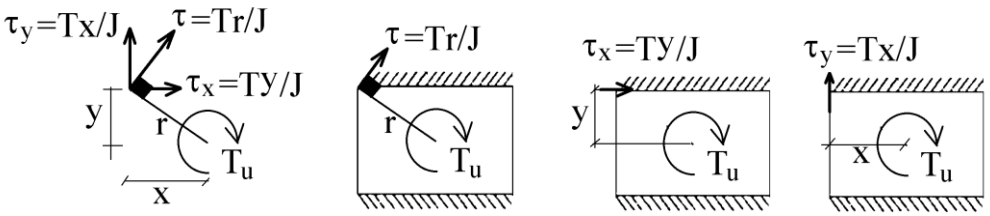
تنش محاسبه شده باید کمتر از تنش مقاوم جوش باشد. با فرض اینکه از الکترود E60 استفاده شده باشد:

$$\tau \le \varphi 0.6 F_{ue}$$

$$170 \le 0.75 \times 0.6 \times 430 = 193.5 \quad OK$$

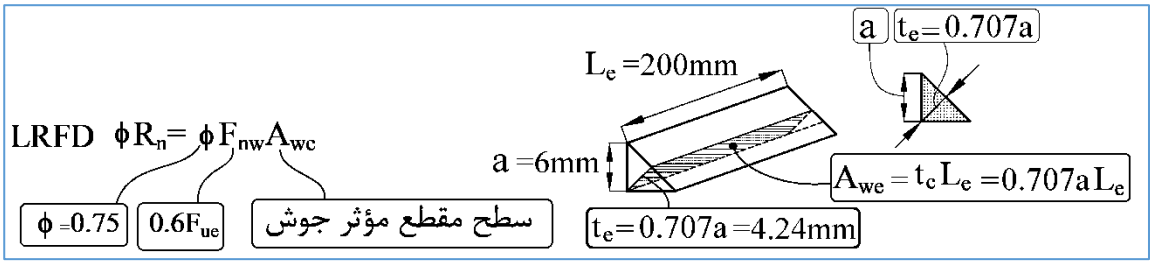
شکل خط جوش	اساس مقطع جوش حول محور X-X $(\frac{I}{c}=S)$	ممان اینرسی قطبی (J)
	$\frac{d^2}{6} t_e$	$\frac{d^3}{12} t_e$
	$\frac{d^2}{3} t_e$	$\frac{d(3b^2+d^2)}{6} t_e$
	$bd\ t_e$	$\frac{b^3+3bd^2}{6} t_e$
	$\left(bd+\frac{d^2}{3}\right)t_e$	$\frac{(b+d)^3}{6} t_e$
	$\left(bd+\frac{d^2}{6}\right)t_e$	$\left(\frac{(2b+d)^3}{12}-\frac{b^2(b+d)^2}{2b+d}\right)t_e$
	$\left(bd+\frac{d^2}{3}\right)t_e$	$\frac{b^3+3bd^2+d^3}{6} t_e$
	$\left(2bd+\frac{d^2}{3}\right)t_e$	$\frac{2b^3+6bd^2+d^3}{6} t_e$
	$\frac{\pi d^2}{4} t_e$	$\frac{\pi d^3}{4} t_e$

در محاسبه تنش وارد بر جوش ناشی از لنگر پیچشی گاهی لازم ا
در شکل زیر نشان داده شده که مولفه های تنش را می توان به سادگی بر اساس روابط $\tau_x = \frac{Tx}{J}$ و $\tau_y = \frac{Ty}{J}$ محاسبه نمود:



۳۸-۲-۳ اتصال طولی اجزا با جوش

در شکل زیر یک خط جوش به طول $L_e = 200mm$ و بعد جوش $a = 6mm$ نشان داده شده است.



با فرض اینکه از الکترود E70 استفاده شود، مقاومت جوش رو به ۳ طریق می توان بیان کرد:

نیروی مقاوم کل جوش گوشه برابر است با:

$$\text{نیروی مقاوم جوش} = \varphi 0.6F_u \times (Lt_e) = 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 200 \times 4.24 = 187 \quad \boldsymbol{kN}$$

نیروی مقاوم واحد طول جوش (هر 1mm از طول جوش) نیز به طریق زیر قابل محاسبه است. این نیرو را ارزش جوش نیز می نامند.

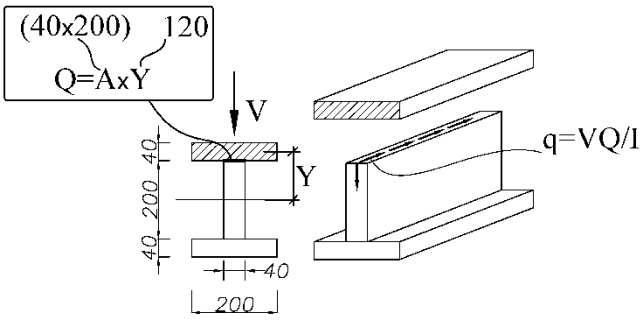
$$\text{ارزش جوش} = \varphi 0.6F_u \times (t_e) = 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 4.24 = 0.934 \quad \frac{\boldsymbol{kN}}{\boldsymbol{mm}}$$

تنش مقاوم جوش نیز به صورت زیر قابل محاسبه است.

$$\text{تنش مقاوم جوش} = \varphi 0.6F_u = 0.75 \times 0.6 \times 490 = 220 \quad \frac{\boldsymbol{N}}{\boldsymbol{mm^2}} \ (\boldsymbol{MPa})$$

در محل اتصال جان به بال، جوش طولی باید توانایی تحمل جریان برش را داشته باشد. برای آشنایی با مفاهیم جریان برش می توانید به کتب مقاومت مصالح مراجعه کنید. جریان برش در هر مقطع برابر است با:

$$q = \frac{VQ}{I} = \frac{(\text{برش مقطع})(\text{لنگر سطوح بالای مقطع مورد نظر})}{(\text{ممان اینرسی کل مقطع})}$$



برای مثال جریان برش در محل اتصال جان به بال فوقانی نشان داده شده است. لنگر سطح (Q) در این مقطع برابر است با مساحت بال هاشور خورده ضرب در فاصله مرکز سطح هاشور خورده تا تار خنثی مقطع (Y):

$$\text{جریان برش } q = \frac{VQ}{I} = \frac{V(40 \times 200 \times 120)}{\left(\frac{200 \times 280^3}{12} - \frac{160 \times 200^3}{12}\right)}$$

$$\rightarrow q = 0.0037V$$

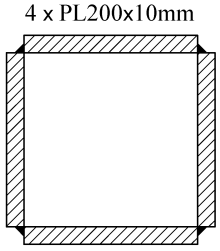
اگر برش وارد بر مقطع برابر $V_u = 400\ kN$ باشد، جریان برش برابر خواهد بود با:

$$q = 0.0037 \times 400000 = 1481 \frac{N}{mm}$$

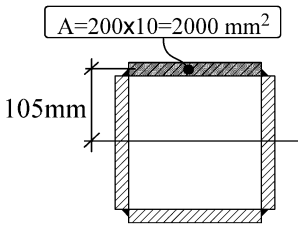
به واحد جریان برش دقت کنید. جریان برش محاسبه شده باید کمتر از ارزش جوش باشد:

$$\text{ارزش جوش} \leq \text{جریان برش} \quad \rightarrow \quad q = \frac{VQ}{I} \leq \varphi 0.6F_{ue}t_e$$

مثال



مقطع یک عضو ساخته از ۴ ورق به ابعاد $200 \times 10\ mm$ در شکل نشان داده است. جهت اتصال این چهار ورق از جوش گوشه استفاده شده است. الکترود استفاده شده E60 می باشد. اگر برش مقطع تحت بارهای ضریب دار برابر $V_u = 300\ kN$ باشد، حداقل بعد جوش گوشه لازم را محاسبه کنید.



جریان برش برابر است با:

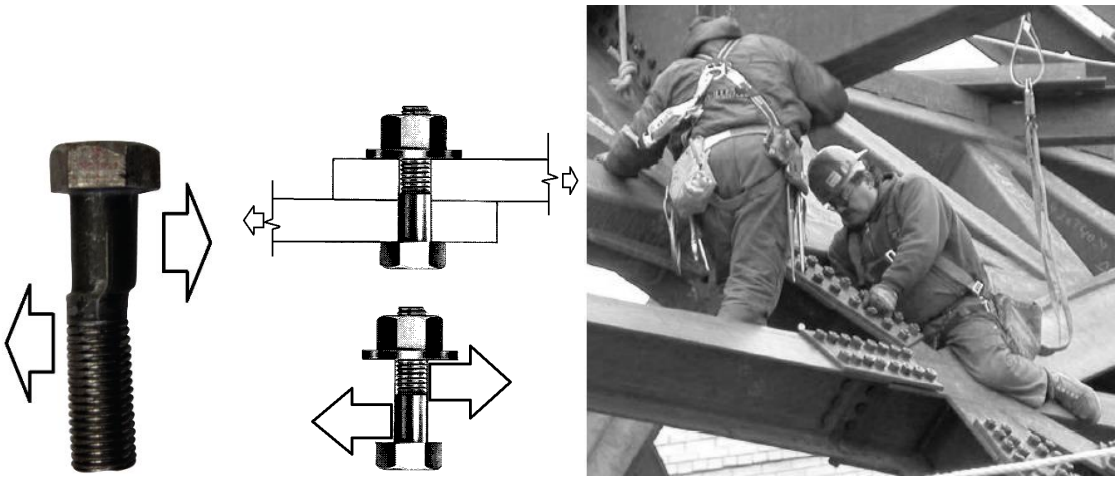
$$q = \frac{V_u Q}{I} = \frac{(300000)(2000 \times 105)}{2\left(\frac{10 \times 200^3}{12} + \frac{200 \times 10^3}{12} + 2000 \times 105^2\right)} = 1096 \frac{N}{mm}$$

جریان برش باید توجه دو خط جوش به جان منتقل شود:

$$q \leq \varphi 0.6F_{ue}(2t_e)$$
$$1096 \leq 0.75 \times 0.6 \times 430(2t_e) \quad \rightarrow \quad 2.8\ mm \leq t_e \qquad 4\ mm \leq a$$

حداقل بعد جوش برای ورق $10mm$ نباید کمتر از $5mm$ در نظر گرفته شود و بنابراین پاسخ $a=5mm$ خواهد بود.

۳-۳۸ پیچ



در جدول زیر انواع پیچ ها معمولی و پرمقاومت و مقاومت کششی نهایی آنها ارائه شده است.

جدول ۱۰-۱-۵: مشخصات مکانیکی پیچ‌ها*

نوع پیچ	ISIRI 2874 EN-ISO 898	ASTM	تنش تسلیم مشخصه (F_y) (MPa)	تنش کششی نهایی (F_u) (MPa)	کرنش نهایی (ε_u) (%)
پیچ‌های معمولی	4.6	A307	240	400	22
	4.8	—	320	420	14
	5.6	—	300	500	20
	5.8	—	400	520	10
	6.8	—	480	600	8
پیچ‌های پرمقاومت	8.8	A325 F1852	—	800	12
	10.9	A490 F2280	—	1000	9
	12.9	—	—	1200	8

*** در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی فقط از پیچ‌های پر مقاومتی می‌توان استفاده کرد که مطابق استاندارد مربوطه، دارای قابلیت پیش‌تنیدگی باشند. پیچ‌هایی دارای قابلیت پیش‌تنیدگی هستند که پیچ، مهره و واشر مطابق استاندارد معتبر نظیر EN ISO 14399 تولید شده باشند.**

انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

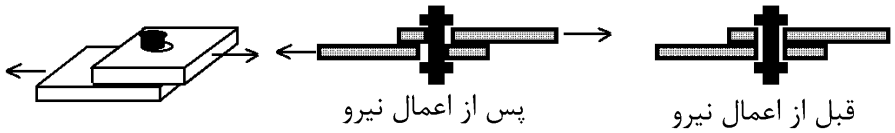
۳۸-۳-۱ انواع اتصال پیچی

در مبحث دهم قدیم، اتصالات پیچی به دو دسته "اتکایی" و "اصطکاکی" طبقه بندی شده بود.
در مبحث دهم جدید، اتصالات پیچشی به سه دسته "اتکایی" و "پیش تنیده" و "لغزش بحرانی" طبقه بندی شده است.
در هر دو اتصال پیش تنیده و لغزش بحرانی پیچ ها باید از نوع پرمقاومت بوده و پیش تنیده شوند.

- در اتصال پیش تنیده گرچه پیچ ها در اجرا پیش تنیده می شوند منتها مقاومت اتصال آنها مشابه اتصال اتکایی محاسبه میشود. بنابراین در محاسبات تفاوتی با اتصال اتکایی ندارند.
- در اتصال لغزش بحرانی پیچ ها مشابه اتصال پیش تنیده، باید پیش تنیده شوند و از طرفی در محاسبات مربوط به مقاومت اتصال باید لغزش نیز کنترل شود (اتصال اصطکاکی عمل کند).

اتصالات پیچی از لحاظ نحوهٔ اجرای پیچها (سفت کردن آن‌ها) و مقاومت موجود آن‌ها به شرح زیر به سه دستهٔ "اتکایی"، "پیش‌تنیده" و "لغزش بحرانی" تقسیم‌بندی می‌شوند:

الف) اتصالات پیچی اتکایی: اتصالات پیچی اتکایی اتصالاتی هستند که سفت کردن آن‌ها در حد "سفتی کامل" بوده و به لحاظ مقاومت برشی، پیچها نیروی برشی را از طریق اتکای تنهٔ پیچ به جدارهٔ سوراخ انتقال می‌دهند و از مقاومت لغزشی موجود بین سطوح تماس اتصال صرف‌نظر می‌شود.

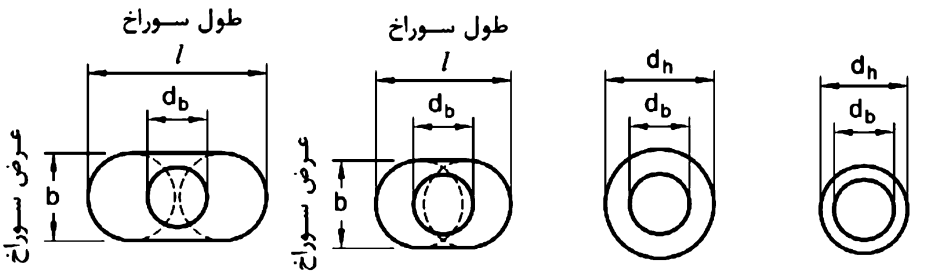


ب) اتصالات پیش‌تنیده: اتصالات پیش‌تنیده اتصالاتی هستند که اولاً پیچ‌های آن از جنس فولاد پرمقاومت باشد و ثانیاً به لحاظ مشخصات هندسی قابلیت پیش‌تنیدگی داشته باشند و ثالثاً پیچها در هنگام سفت کردن پس از حصول حالت سفتی کامل، به روش مناسبی پیش‌تنیده شوند. مقاومت برشی و اتکایی موجود این نوع اتصالات مطابق اتصالات اتکایی تعیین می‌گردد و در آن‌ها از مقاومت لغزشی موجود سطوح تماس اتصال صرف‌نظر می‌شود.

پ) اتصالات لغزش بحرانی: اتصالات لغزش بحرانی اتصالاتی هستند که در آن‌ها پیچها مانند پیچ‌های پیش‌تنیده به یکی از روش‌های مجاز سفت می‌شوند؛ لیکن انتقال نیروی برشی در اتصال، توسط مقاومت در برابر لغزش بین سطوح در تماس اتصال انجام می‌پذیرد. در اتصالات لغزش بحرانی، سطوح تماس باید دارای وضعیت سطحی کلاس A یا B مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-۵ باشند. در سطوح در تماس این نوع اتصالات نباید لغزش رخ دهد و پیچ به جدارهٔ سوراخ اتکاء نمی‌یابد. بااین‌وجود، مقاومت اتکایی و پارگی موجود باید مطابق بندهای ۱۰-۲-۹-۳-۷ و ۱۰-۲-۹-۳-۸ کنترل شود.

۲-۳-۳۸ مشخصات و فواصل سوراخها

۲-۳-۹-۲-۱۰ مشخصات و فواصل سوراخ‌ها در اتصالات پیچی



۱- سوراخ استاندارد ۲- سوراخ بزرگ‌شده ۳- سوراخ لوبیایی کوتاه ۴- سوراخ لوبیایی بلند

جدول ۱۰-۲-۹-۶: ابعاد اسمی سوراخ پیچ برحسب میلی‌متر

قطر پیچ (mm)	ابعاد اسمی سوراخ (mm)			
	سوراخ استاندارد	سوراخ بزرگ‌شده	سوراخ لوبیایی کوتاه (طول×عرض)	سوراخ لوبیایی بلند (طول×عرض)
M16	18	20	18×22	18×40
M20	22	24	22×26	22×50
M22	24	28	24×30	24×55
M24	27	30	27×32	27×60
M27	30	35	30×37	30×67
M30	33	38	33×40	33×75
≥M36	d_b+3	d_b+8	× (d_b+10) (d_b+3)	×2.5d_b (d_b+3)

d_b = قطر اسمی پیچ

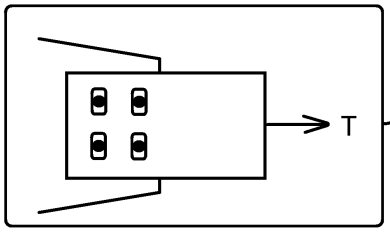
۲-۳-۹-۲-۱۰ مشخصات و فواصل سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

ب) محدودیت ابعاد اسمی سوراخ‌ها و دامنهٔ کاربرد آن‌ها

۱- ابعاد حداکثر سوراخ پیچ‌ها باید مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۶ باشند.

۲- سوراخ‌های بزرگ‌شده فقط در اتصالات لغزش بحرانی مجاز است.

۳- سوراخ لوبیایی کوتاه در تمام امتدادها در اتصالات لغزش بحرانی مجاز است اما در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده استفاده از آن‌ها زمانی مجاز است که امتداد طولی سوراخ عمود بر امتداد نیرو باشد.

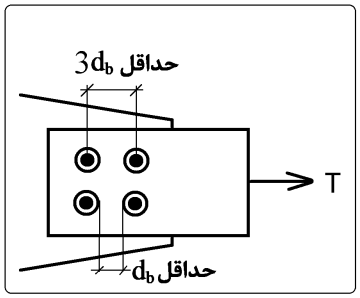


۴- سوراخ لوبیایی بلند در تمام امتدادها در اتصالات لغزش بحرانی مجاز است اما در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده استفاده از آن‌ها زمانی مجاز است که امتداد طولی سوراخ عمود بر امتداد نیرو باشد. لیکن در هر سه نوع اتصال، سوراخ لوبیایی بلند باید فقط در یکی از ورق‌های اتصال تعبیه شود.

۱۰-۲-۹-۳-۲ مشخصات و فواصل سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

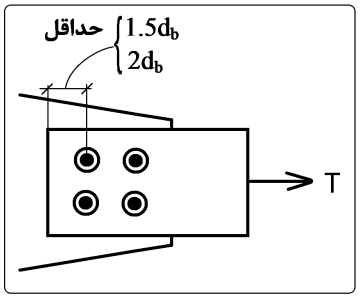
پ) حداقل فواصل سوراخ‌ها

فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌های استاندارد، سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ‌های لوبیایی نباید از سه برابر قطر اسمی پیچ یا میلهٔ دندانه‌شده کوچک‌تر باشد. درهرحال فاصلهٔ خالص دو سوراخ متوالی نباید از d_b کمتر باشد.



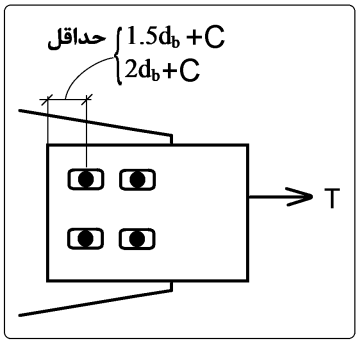
ت) حداقل فاصلهٔ سوراخ‌ها تا لبه

فاصلهٔ مرکز سوراخ‌های استاندارد تا لبهٔ قطعهٔ متصل‌شونده نباید از مقادیر داده‌شده در جدول ۱۰-۲-۹-۷ کوچک‌تر باشد. برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و لوبیایی فاصلهٔ مرکز سوراخ تا لبه نباید از آنچه برای سوراخ استاندارد تعیین شده به‌اضافه مقدار C مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۸، کوچک‌تر باشد.



جدول ۱۰-۲-۹-۷: حداقل فاصلهٔ مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا

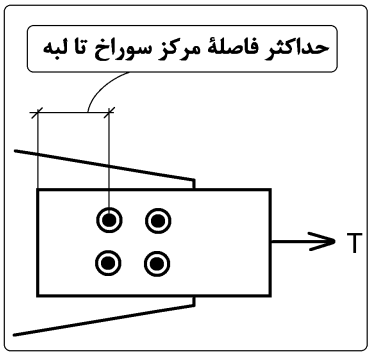
لبهٔ بریده‌شده با قیچی (گیوتین) (d_b = قطر اسمی پیچ)	لبهٔ نورد شدهٔ ورق- نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده‌شده با شعله اتوماتیک یا اره
$2d_b$	$1.5d_b$



جدول ۱۰-۲-۹-۸: مقادیر افزایش حداقل فاصلهٔ سوراخ تا لبه (C)

سوراخ بزرگ‌شده (mm)	سوراخ لوبیایی (mm)		
	عمود بر امتداد لبه		موازی با لبه
	لوبیایی کوتاه	لوبیایی بلند	
3 mm	5 mm	$0.75d_b$	0

ث) حداکثر فاصلهٔ مرکز سوراخ تا لبه

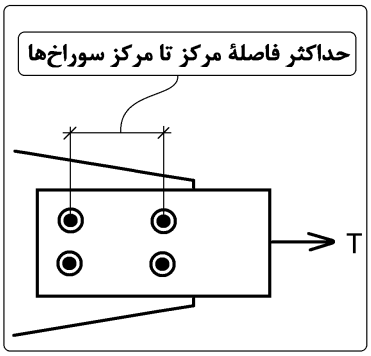


حداکثر فاصله مرکز سوراخ تا نزدیک‌ترین لبهٔ قطعه در هر راستا به شرح زیر است:

۱- برای قطعات رنگ‌شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ‌زدگی و خوردگی ندارند، فاصله از مرکز هر سوراخ تا نزدیک‌ترین لبهٔ قطعه در هر راستا نباید از 12 برابر ضخامت نازک‌ترین قطعه و 150 میلی‌متر بیشتر شود.

۲- برای قطعات رنگ‌نشده‌ای که تحت اثر خوردگی ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر سوراخ تا نزدیک‌ترین لبه قطعهٔ در هر راستا نباید از هشت برابر ضخامت نازک‌ترین قطعه و 125 میلی‌متر بیشتر شود.

ج) حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها در اتصالات پیچی



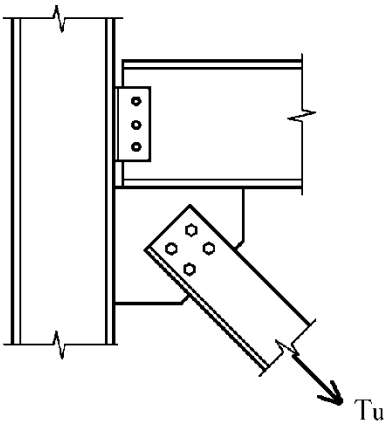
حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها در اتصالات پیچی در هر راستا به شرح زیر است:

۱- در قطعات رنگ‌شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ‌زدگی و خوردگی ندارند، فاصلهٔ بین مرکز سوراخ‌ها نباید از 24 برابر ضخامت نازک‌ترین قطعهٔ متصل شونده و 300 میلی‌متر بیشتر شود.

۲- در قطعات رنگ نشده‌ای که تحت اثر خوردگی ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصلهٔ بین مرکز سوراخ‌ها نباید از 14 برابر ضخامت نازک‌ترین قطعهٔ متصل شونده و 180 میلی‌متر بیشتر شود.

۳-۳-۳۸ اتصالات پیچی اتکایی و پیش تنیده

در شکل زیر خلاصه ای از روابط مربوط به طراحی اعضای کششی نشان داده شده است.



تسلیم کششی در مقطع کلی عضو

(ASD) $F_y A_g/\Omega_t$

(LRFD) $\phi_t F_y A_g$

۰/۹ — $\Omega_t = 1.67$

گسیختگی کششی در مقطع خالص موثر

(ASD) $F_u A_e/\Omega_t$

(LRFD) $\phi_t F_u A_e$

۰/۷۵ — $\Omega_t = 2.00$

مقاومت برشی پیچ‌ها در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده

(ASD) $F_{nv} A_{nb}/\Omega$

(LRFD) $\phi F_{nv} A_{nb}$

۰/۷۵ — ۰/۴۵F_u ۰/۵۵F_u — $\Omega = 2.00$

مقاومت اتکایی موجود در جدار سوراخ‌ها

(ASD) $2.4 d_b t F_u/\Omega$

(LRFD) $\phi 2.4 d_b t F_u$

۰/۷۵ — $\Omega = 2.00$

l_c

(ASD) $1.2\, l_c t F_u/\Omega$

(LRFD) $\phi 1.2\, l_c t F_u$

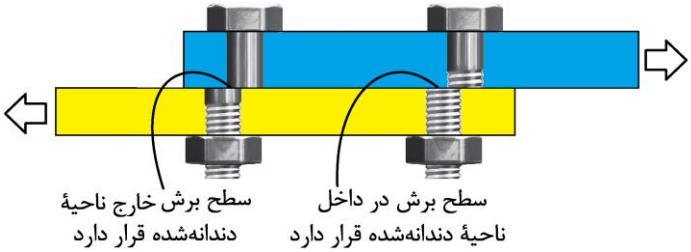
۰/۷۵ — $\Omega = 2.00$

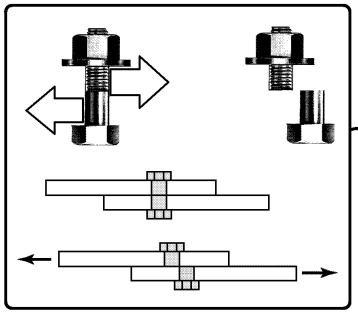
۴-۳-۳۸ مقاومت برشی و کششی پیچ ها – اتصال اتکایی و پیش تنیده

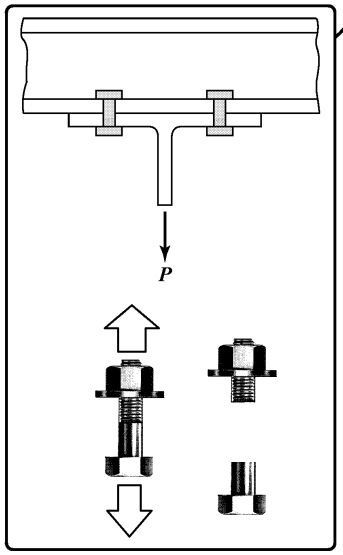
مثال: مقاومت برشی پیچ M20 از نوع A325 را محاسبه نمایید؟ سطح برش خارج از ناحیه دندانه شده قرار دارد.

$$\text{مقاومت برشی طراحی} = \varphi R_n = \varphi F_{nv} A_b = 0.75(0.55 \times 800)(314) = 103.6\ kN$$

توجه: مقاومت برشی پیچها در اتصال اتکایی و پیش تنیده بستگی به محل قرارگیری سطح برش دارد. در شکل زیر دو ورق تحت کشش قرار دارند و در نتیجه در پیچها برش ایجاد میشود.







۳-۳-۹-۲-۱۰ مقاومت کششی و برشی موجود پیچ‌ها و میله‌های دندانه‌شده در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده

مقاومت برشی اسمی $R_n = F_{nv} A_b$

مقاومت کششی اسمی $R_n = F_{nt} A_b$

مقاومت کششی و برشی طراحی ϕR_n

مقاومت کششی و برشی مجاز مساوی R_n/Ω

$\phi = 0.75$ (LRFD) و $\Omega = 2.00$ (ASD)

جدول ۱۰-۲-۹-۹: تنش اسمی پیچ و میله‌های دندانه‌شده

نوع وسیله اتصال	تنش کششی اسمی [۱] (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده [۲]
پیچ‌های معمولی در حالتی که سطح برش در داخل یا خارج ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$ [۳]	$0.45F_u$ [۴]
پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش در داخل ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.45F_u$ [۴]
پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش خارج ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.55F_u$ [۴]
میلهٔ دندانه‌شده در حالتی که سطح برش در داخل ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.45F_u$
میلهٔ دندانه‌شده در حالتی که سطح برش خارج ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.55F_u$

یادداشت‌ها:

[۱] برای تنش کششی اسمی پیچ‌های پرمقاومت تحت اثر تنش کششی ناشی از خستگی به آئین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی رجوع شود.

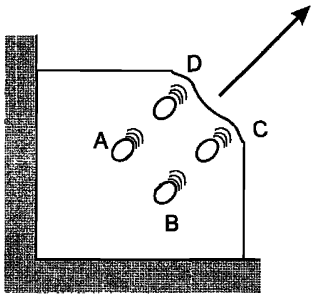
[۲] درصورتی‌که در محل اتصال از ورق پرکننده استفاده شود، رعایت ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۵-ت الزامی است.

[۳] در پیچ‌های معمولی که طول گیرهٔ آن‌ها از پنج برابر قطرشان بیشتر است، مقادیر فوق باید به ازای هر 2 میلی‌متر طول اضافی گیره، یک درصد کاهش داده شود.

طول گیره پیچ مجموع ضخامت قطعات متصل شده می باشد.

[۴] در اتصالات انتهایی اعضای با بار محوری، وقتی‌که فاصلهٔ اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو از 950 میلی‌متر تجاوز کند، این مقادیر را باید 16.7 درصد کاهش داد.

[۵] در جدول فوق F_u تنش کششی نهایی پیچ است.

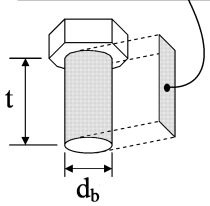


۵-۳-۳۸ مقاومت اتکایی در جدار سوراخ

در صورتی که ضخامت ورق اتصال کافی نباشد و مقاومت کافی در برابر اتکای پیچ ها نداشته باشد، مطابق شکل داشت. کنترل مقاومت اتکایی در جدار سوراخ در هر سه نوع "اتصال اتکایی"، "پیش تنیده"، "لغزش بحرانی" ضخامت آن (t)، به قطر پیچ (d_b) و تنش نهایی ورق (F_u) بستگی دارد. دقت شود که F_u مقاومت نهایی ورق پیچ استفاده نشود.

۱۰-۲-۹-۳-۷ مقاومت اتکایی موجود در جدار سوراخ‌ها

اتصالات اتکایی، پیش‌تنیده و لغزش بحرانی



d_b = قطر اسمی پیچ

t = ضخامت قطعهٔ اتصال

A_{pb} = تصویر سطح اتکاء

F_u = تنش کششی نهایی مصالح ورق اتصال

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

۱- برای سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ‌شده، سوراخ لوبیایی کوتاه (مستقل از راستای نیرو) و سوراخ لوبیایی بلند (در حالتی که نیرو در امتداد طولی سوراخ باشد) :

$R_n = 2.4 d_b t F_u$ مقاومت اتکایی اسمی

$\phi = 0.75$ (LRFD)
$\Omega = 2.00$ (ASD)

۲- برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد عرضی باشد (محور شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد) :

$R_n = 2.0 d_b t F_u$ مقاومت اتکایی اسمی

$\phi = 0.75$ (LRFD)
$\Omega = 2.00$ (ASD)

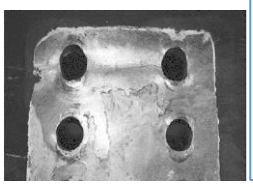
۳- برای اتصالاتی که با عبور کامل پیچ‌ها در بدنهٔ مقاطع قوطی‌شکل (HSS) و مقاطع جعبه‌ای ساخته شده‌اند، مقدار R_n از رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۲۳ تعیین می‌شود.

$R_n = 1.8 F_y A_{pb}$ مقاومت اتکایی اسمی

خلاصه روابط بالا برای حالت ۱ در شکل زیر نشان داده شده است:

مقاومت اتکایی موجود در جدار سوراخ‌ها

سوراخ استاندارد،
سوراخ بزرگ‌شده،
سوراخ لوبیایی کوتاه (مستقل از راستای نیرو)
سوراخ لوبیایی بلند (در حالتی که نیرو در امتداد طولی سوراخ باشد)



$\phi R_n = \phi\, 2.4 d_b t F_u$ مقاومت اتکایی طراحی

0.75 | قطر اسمی پیچ | ضخامت قطعهٔ اتصال | تنش کششی نهایی مصالح ورق اتصال

$R_n/\Omega = 2.4 d_b t F_u/\Omega$ مقاومت اتکایی مجاز

2.00

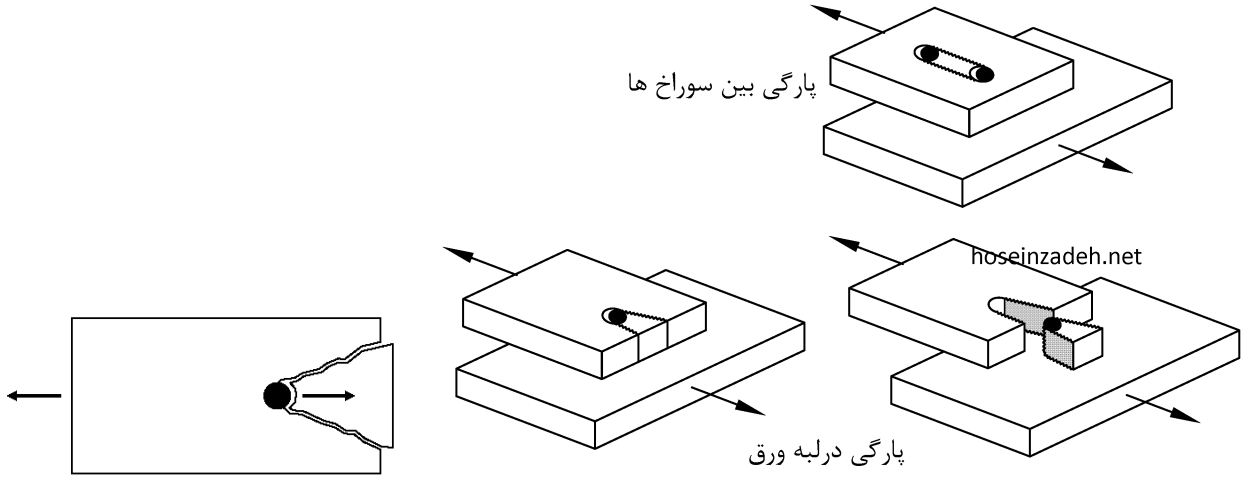
مثال: مقاومت اتکایی طراحی و مقاومت اتکایی مجاز در جدار سوراخ یک ورق به ضخامت t=15 mm که توسط پیچ M20 متصل شده است چقدر است؟ تنش نهایی ورق 360MPa و تنش نهایی پیچ 800MPa می باشد. جهت اتصال از سوراخ استاندارد استفاده شده است.

$\varphi R_n = 0.75 \times 2.4 \times 20 \times 15 \times 360 = 194.4\ kN$ مقاومت اتکایی طراحی

$R_n/\Omega = 2.4 \times 20 \times 15 \times 360/2 = 129.6\ kN$ مقاومت اتکایی مجاز

۶-۳-۳۸ مقاومت پارگی ورق

در صورتیکه فاصله پیچ از لبه کم باشد و ممکن است با پارگی لبه پیچ آزاد شود. این اتفاق بین سوراخ ها نیز ممکن است رخ دهد.



۱۰-۲-۹-۳-۸ مقاومت پارگی موجود در حدفاصل بین سوراخ‌ها و نیز در فاصلهٔ بین سوراخ‌ها تا لبهٔ قطعات

اتصالات اتکایی، پیش‌تنیده و لغزش بحرانی

۱- برای سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ‌شده، سوراخ لوبیایی کوتاه (مستقل از راستای نیرو) و سوراخ لوبیایی بلند (در حالتی که نیرو در امتداد طولی باشد):

$$R_n = 1.2\, l_c t F_u \qquad \begin{matrix}\phi = 0.75 \quad (LRFD)\\ \Omega = 2.00 \quad (ASD)\end{matrix}$$

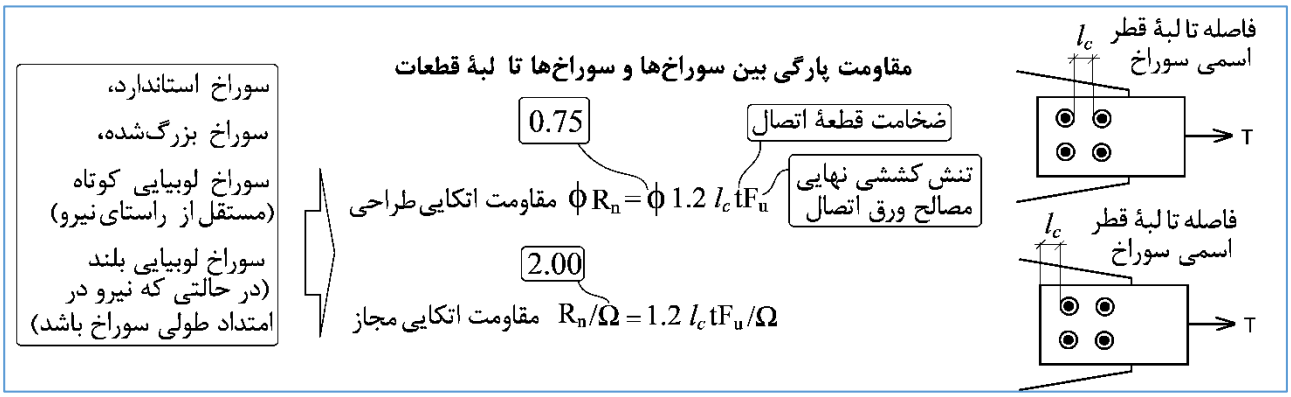
۲- برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد عرضی باشد (محور شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد):

$$R_n = 1.0\, l_c t F_u \qquad \begin{matrix}\phi = 0.75 \quad (LRFD)\\ \Omega = 2.00 \quad (ASD)\end{matrix}$$

F_u = تنش کششی نهایی مصالح ورق اتصال t= ضخامت قطعهٔ اتصال

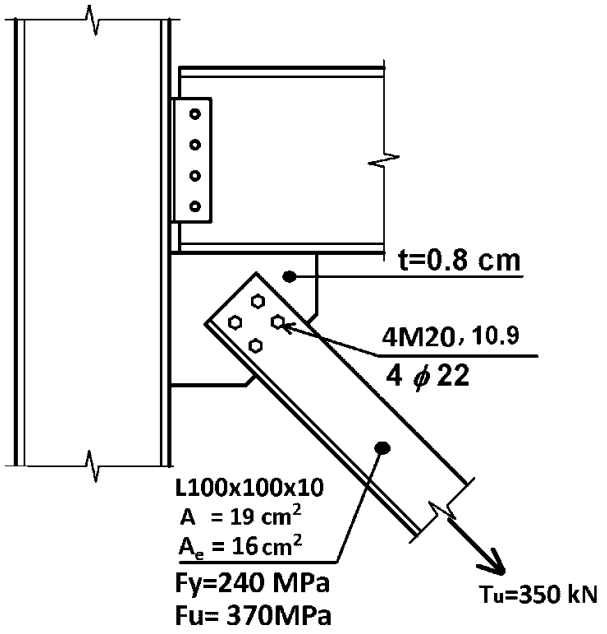
l_c = فاصلهٔ خالص در راستای نیرو، بین لبهٔ سوراخ‌ها برای سوراخ‌های میانی و برابر فاصلهٔ خالص در راستای نیرو، بین لبهٔ سوراخ انتهایی تا لبه آزاد ورق اتصال برای سوراخ‌های انتهایی. در تعیین مقدار l_c می‌توان از قطر اسمی سوراخ‌ها مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۶ استفاده کرد.

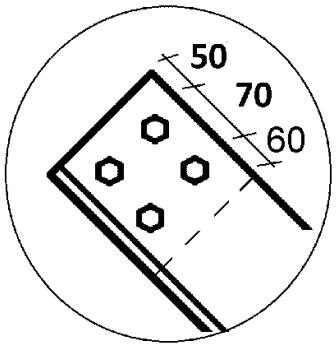
خلاصه روابط بالا برای حالت ۱ در شکل زیر نشان داده شده است:



مثال

اتصال زیر را کنترل نمایید. سطح برش از قسمت دندانه شده پیچ عبور نمی کند و سوراخها استاندارد هستند.

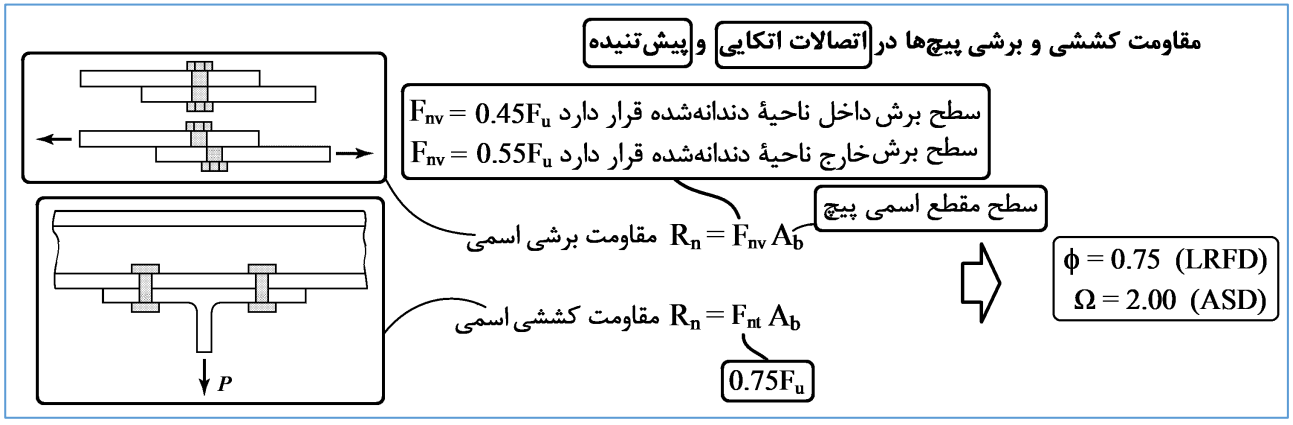




۱- کنترل عضو کششی (مطابق فصل مربوط به اعضای کششی)

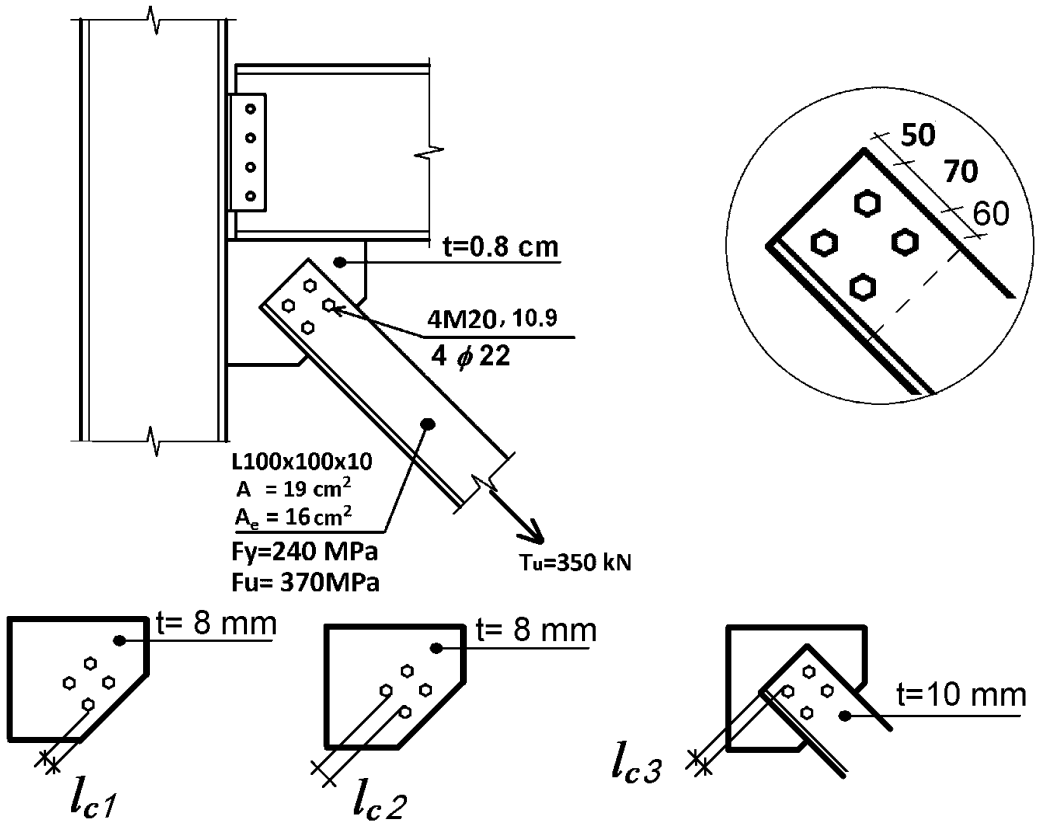
$$\begin{cases} T_u = 350\ kN < \left(0.9F_yA_g = (0.9\times 240)\times 1900\right) = 410\ kN \\ T_u = 350\ kN < (0.75F_uA_e = (0.75\times 370)\times 1600) = 444\ kN \end{cases} \quad \boldsymbol{OK}$$

۲- کنترل مقاومت پیچ ها



$$\textbf{LRFD:}\begin{cases} \text{نیروی ضریب دار وارد بر اتصال} = 350\ kN \\ \text{مقاومت برشی طراحی} = 4\times\varphi F_{nv}A_b = 4\times 0.75(0.55\times 1000)\left(\pi\times\frac{20^2}{4}\right) = 518\ kN \\ 350\ kN < 518\ kN \quad OK \end{cases}$$

۳- کنترل مقاومت اتکایی و پارگی در جدار سوراخ



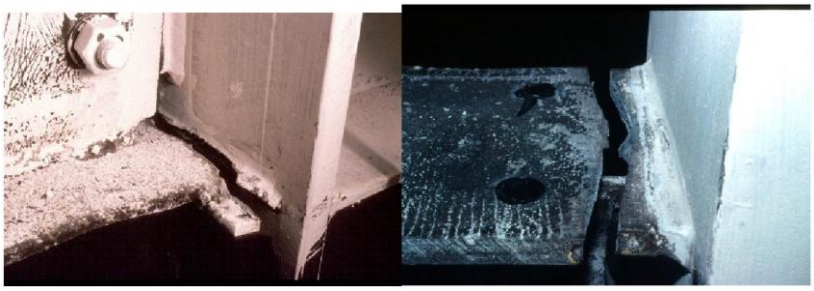
$$\begin{cases} \text{ضریب دار هر پیچ نیروی} = \frac{350}{4} = 87.5\ kN \\ \begin{cases} l_{c1} = 60 - 11 = 49\ mm \rightarrow 1.2 l_{c1} t F_u = 1.2 \times 49 \times 8 \times 370 = 174\ kN \\ l_{c2} = 70 - 22 = 48\ mm \rightarrow 1.2 l_{c2} t F_u = 1.2 \times 48 \times 8 \times 370 = 170\ kN \\ l_{c3} = 50 - 11 = 39\ mm \rightarrow 1.2 l_{c3} t F_u = 1.2 \times 39 \times 10 \times 370 = 173\ kN \end{cases} \\ 2.4 dt F_u = 2.4 \times 20 \times 8 \times 370 = 142\ kN \\ \varphi R_n = 0.75 Min \begin{pmatrix} 174\ kN \\ 170\ kN \\ 173\ kN \\ 142\ kN \end{pmatrix} = 0.75 \times 142 = 106\ kN \\ 87.5\ kN < 106\ kN \quad OK \end{cases}$$

۴-۳۸ طراحی اتصال گیردار تیر به ستون

در شکل سمت راست، علاوه بر جان تیر، بال نیز جوش شده است و اتصال تبدیل به اتصال صلب شده است.

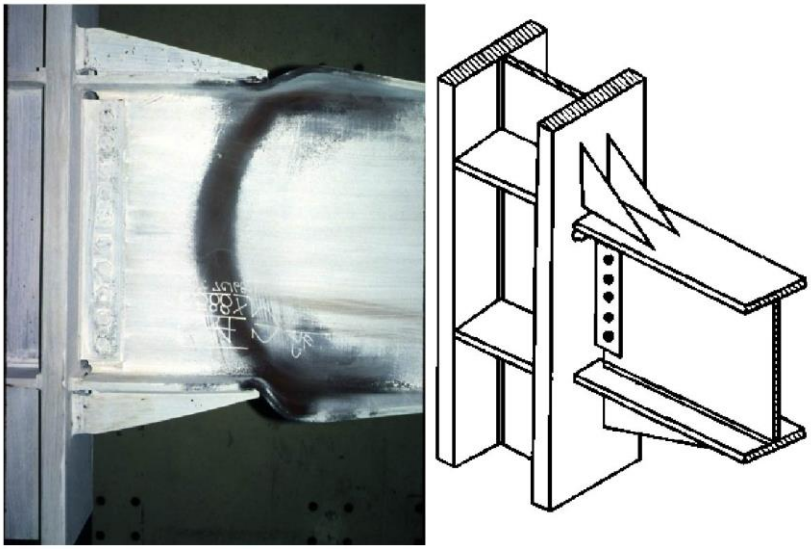


شکلهای زیر محل شکست بال به ستون را نشان می دهند. علت: جوشکاری موجب خشکی اتصال می شود و اتصال قبل از اینکه تغییرشکلهای بزرگی را تجربه کند گسیخته میشود. این نوع خرابی یک خرابی ترد محسوب می شود.



در شکل زیر با قرار دادن سخت کننده در بر اتصال و افزایش مقاومت اتصال در "بر ستون" محل خرابی به داخل تیر منتقل می شود.

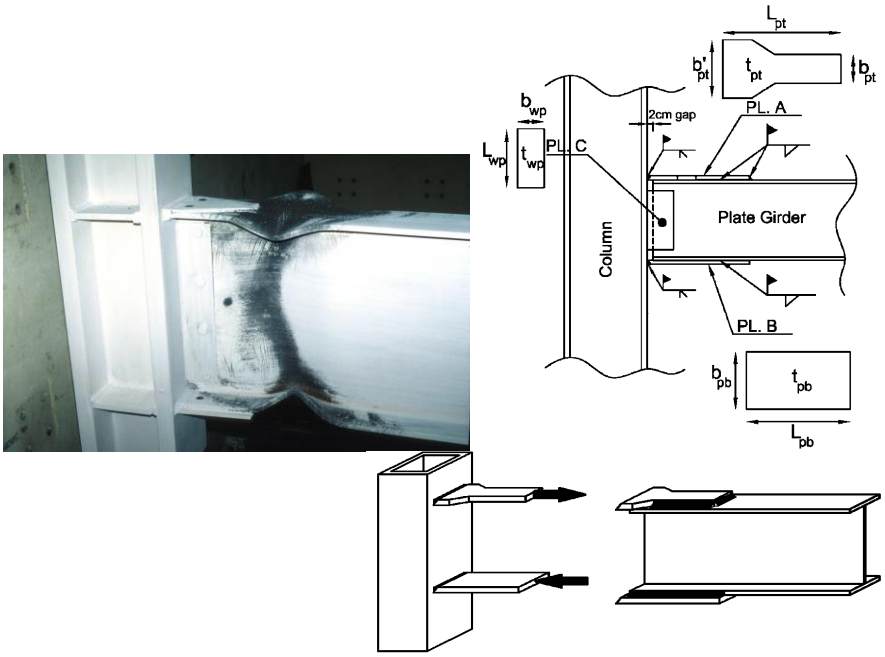
در این حالت قبل از گسیختگی اتصال، تغییرشکلهای بزرگی ایجاد میشود. در این حالت شکل پذیری اتصال افزایش می یابد.



شکل زیر اتصال تیر با مقطع کاهش یافته (RBS) را نشان می دهد.



در شکل زیر با استفاده از ورق روسری و زیر سری مفصل پلاستیک در داخل تیر تشکیل شده است:



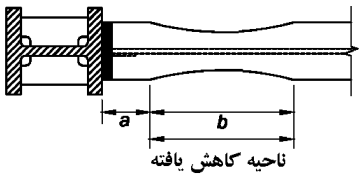
- در اتصلات فوق نحوه طراحی اتصال گیردار باید به گونه ای باشد که محل اتصال تیر به ستون در حالت الاستیک باقی بماند و در فاصله ای مشخص از ستون در داخل تیر مفصل پلاستیک تشکیل شود. در صفحات بعد ضوابط آیین نامه ای جهت رسیدن به این هدف ارائه شده است.

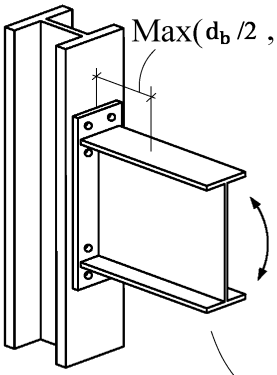
۵-۳۸ محل مفصل پلاستیک در اتصالات از پیش تایید شده

۱۰-۳-۷-۲ اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)

۱۰-۳-۷-۲-۱ تیرها

(۸) فاصلهٔ محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون، باید برابر $S_h = a + b/2$ در نظر گرفته شود.



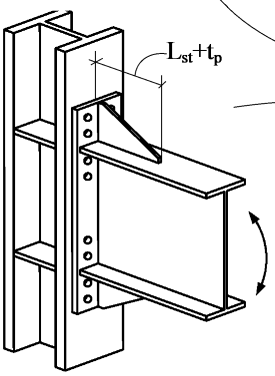


۱۰-۳-۷-۳ اتصال گیردار فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی(BUEEP) و اتصال گیردار فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

۱۰-۳-۷-۳-۱ تیرها

(۴) فاصلهٔ محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون (S_h)، باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار d_b /2 و $3b_{bf}$ برای اتصالات فلنجی بدون استفاده از ورق‌های لچکی

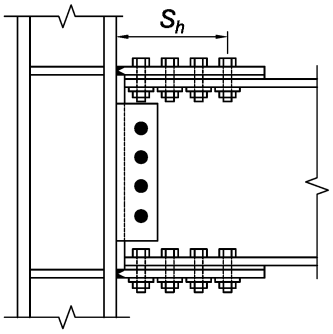
و برابر $L_{st}+t_p$ برای اتصالات فلنجی با استفاده از ورق‌های لچکی در نظر گرفته شود که در آن d_b عمق تیر، b_{bf} پهنای بال تیر، L_{st} طول ورق لچکی در روی بال تیر و t_p ضخامت ورق انتهایی است.

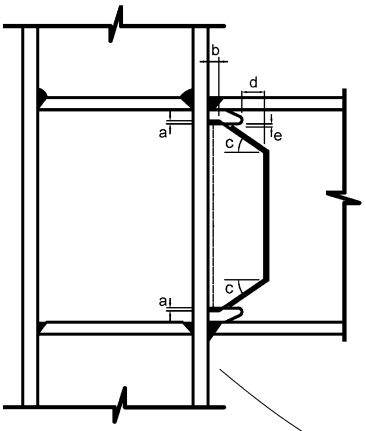


۱۰-۳-۷-۴ اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

۱۰-۳-۷-۴-۱ تیرها

(۲) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون، در نظر گرفته شود.





۱۰-۳-۷-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

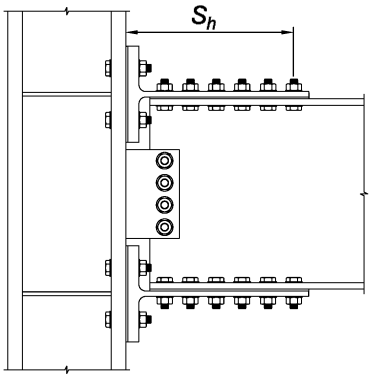
۱۰-۳-۷-۵-۱ تیرها

(۲) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل انتهای ورق‌های روسری و زیرسری، در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۷-۶ اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

۱۰-۳-۷-۶-۱ تیرها

(۳) در این نوع اتصال S_h=0 در نظر گرفته می‌شود.



۱۰-۳-۷-۷ اتصال گیردار پیچی با جفت سپری (DT)

۱۰-۳-۷-۷-۱ تیرها

(۶) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون، در نظر گرفته شود.

۱) ۱/۴D
۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_r یا S یا R)
۳) ۱/۲ D+۱/۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰/۵(۱/۶W)]
۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L_r یا S یا R)
۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S
۶) ۰/۹ D+۱/۶W
۷) ۰/۹D+E

۶-۳۸ مراحل طراحی اتصال تیر به ستون- قاب معمولی

محاسبه بار ثقلی ضریب دار وارد بر تیر.

بار ثقلی ضریب دار ($\alpha D + \beta L$) وارد بر تیر باید بر اساس بخشی از ترکیب بار ثقلی که با زلزله ترکیب می شود محاسبه گردد. در صورتی که ترکیب بار شماره ۵ مورد نظر باشد، بار ثقلی ضریب دار باید برابر خواهد بود با:

$$q_u = \alpha D + \beta L = 1.2D + L + 0.2S$$

۱- محاسبه مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال

نوع مصالح	R_y
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	1.25
سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی	1.2
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15
میلگردها	1.2

لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون F_yZ

$$M_r = \frac{1.1R_yM_p}{\alpha_s}$$

برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

۲- محاسبه مقاومت برشی مورد نیاز اتصال

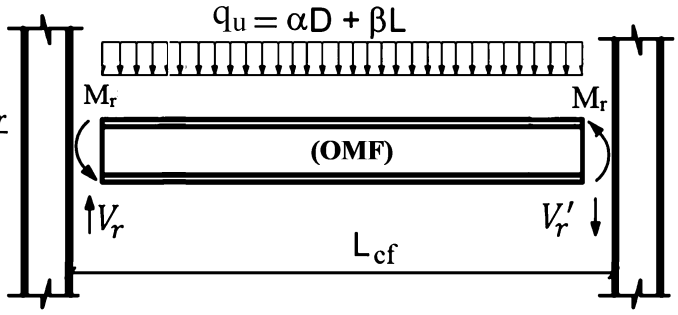
در دیاگرام آزاد در شکل زیر اگر حول انتهای سمت راست تیر لنگر گیری شود، برش Vr بدست می آید:

$$\sum M = 0 \rightarrow V_r \times L_{cf} - M_r - M_r - \frac{q_u \times L_{cf}^2}{2} = 0$$

$$V_r = \frac{q_u L_{cf}}{2} + \frac{2M_r}{L_{cf}}$$

$$V_r = \frac{q_u \times L_{cf}}{2} + \frac{2M_r}{L_{cf}}$$

$$M_r = 1.1R_yM_p/\alpha_s$$



۷-۳۸ مراحل طراحی اتصال تیر به ستون- قاب متوسط

۱) ۱/۴D
۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_r یا S یا R)
۳) ۱/۲ D+۱/۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰/۵(۱/۶W)]
۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L_r یا S یا R)
۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S
۶) ۰/۹ D+۱/۶W
۷) ۰/۹D+E

۱- محاسبه بار ثقلی ضریب دار وارد بر تیر.

بار ثقلی ضریب دار ($\alpha D + \beta L$) وارد بر تیر باید بر اساس بخشی از ترکیب بار ثقلی که با زلزله ترکیب می شود محاسبه گردد. در صورت استفاده از روش LRFD، مطابق شکل مقابل ترکیب بارهای ۵ و ۷ شامل زلزله می باشند. در صورتی که ترکیب بار شماره ۵ مورد نظر باشد، بار ثقلی ضریب دار باید برابر خواهد بود با:

$$q_u = \alpha D + \beta L = 1.2D + L + 0.2S$$

در ترکیب بار فوق تحت شرایط خاصی به جای Live می توان از 0.5Live استفاده کرد (جهت مشاهده شرایط استفاده از ضریب 0.5 برای بار زنده به مبحث ششم مراجعه نمایید).

۱) D
۲) D + L
۳) D + (L_r یا S یا R)
۴) D +۰/۷۵L+۰/۷۵(L_r یا S یا R)
۵) D + W
۶) D +۰/۷۵L+۰/۷۵W + ۰/۷۵(L_r یا S یا R)
⇨ ۷) D + ۰/۷E
⇨ ۸) D +۰/۷۵L+۰/۷۵(۰/۷E)+ ۰/۷۵S
۹) ۰/۶D + W
⇨ ۱۰) ۰/۶D +۰/۷E

در روش ASD باید از ترکیب بار مربوطه استفاده شود. ترکیب بارهای روش تنش مجاز در شکل مقابل نشان داده شده است. توجه شود که تنها ترکیب بارهایی که با زلزله ترکیب می شوند باید استفاده گردد. بین ترکیب بارهای ۷ و ۸ و ۱۰ در ترکیب بار شماره ۸ مقدار بار ثقلی از همه بیشتر می باشد. بنابراین در صورت استفاده از روش تنش مجاز می توان از بار گسترده به شرح زیر استفاده کرد:

$$q_a = \alpha D + \beta L = D + 0.75L + 0.75S$$

۲- محاسبه لنگر در محل مفصل پلاستیک

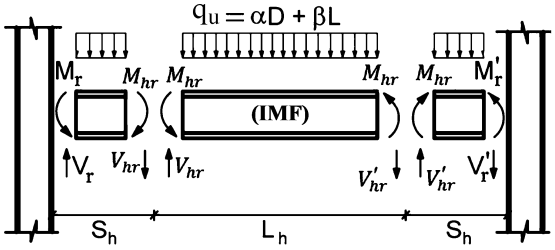
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	1.25
سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی	1.2
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15
میلگردها	1.2

لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک: F_yZ

$$M_{hr} = \frac{1.1R_yM_p}{\alpha_s}$$

α_s: برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

۳- محاسبه برش در محل مفصل پلاستیک



$M_{hr} = 1.1R_yM_p/\alpha_s$

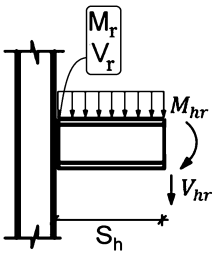
$V_{hr} = \frac{q_u \times L_h}{2} + \frac{2M_{hr}}{L_h}$

در دیاگرام آزاد اگر حول مفصل سمت راست تیر لنگر گیری شود برش Vhr بدست می آید:

$$\sum M = 0 \rightarrow V_{hr} \times L_h - M_{hr} - M_{hr} - \frac{q_u \times L_h^2}{2} = 0$$

$$V_{hr} = \frac{q_u L_h}{2} + \frac{2M_{hr}}{L_h}$$

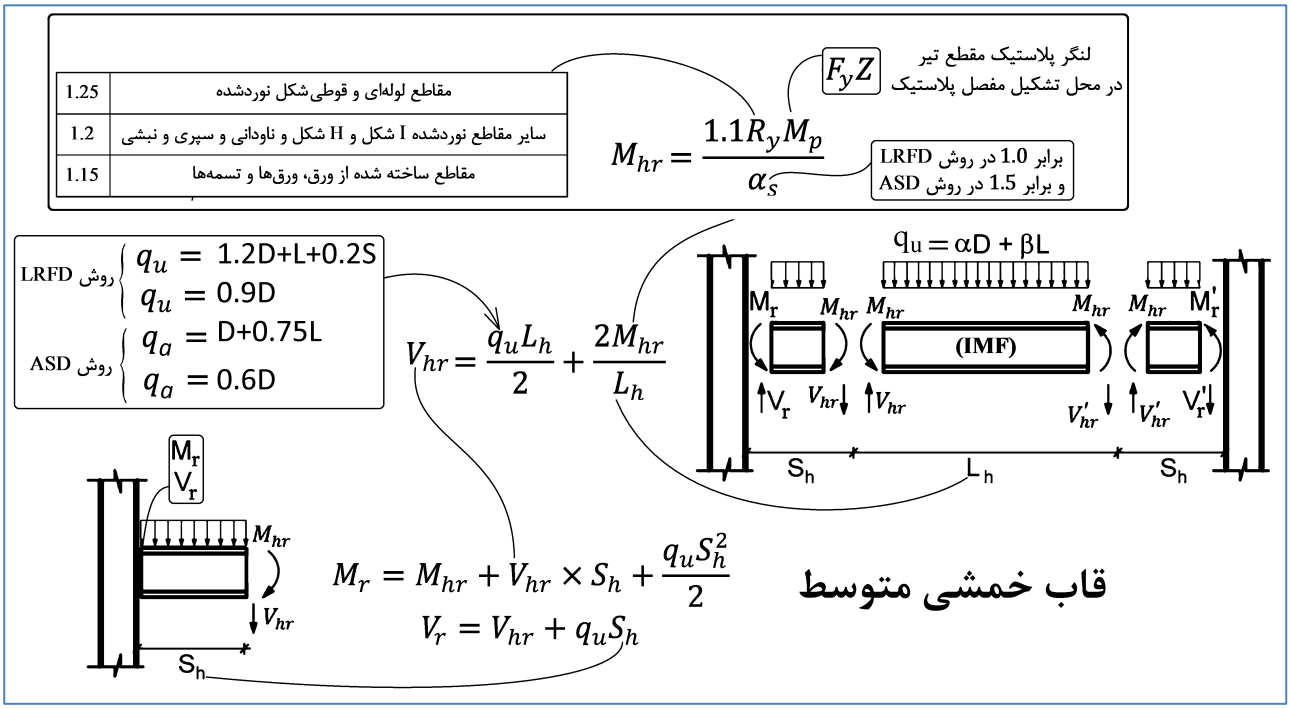
۴- محاسبه مقاومت خمشی و برشی مورد نیاز اتصال



$$M_r = M_{hr} + V_{hr} \times S_h + \frac{q_u S_h^2}{2}$$

$$V_r = V_{hr} + q_u S_h$$

در شکل زیر خلاصه مراحل محاسبه لنگر و برش اتصال گیردار نشان داده شده است.



نکته: مقدار Sh بر اساس نوع اتصال تعیین می شود. برای مثال برای اتصال جوشی با روق روسری و زیرسری در انتهای ورقها در نظر گرفته میشود:

۱۰-۳-۷-۵- ۱ تیرها

(۲) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل انتهای ورق‌های روسری و زیرسری، در نظر گرفته شود.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۸-۳۸ مراحل طراحی اتصال تیر به ستون- قاب ویژه

۱- محاسبه بار ثقلی ضریب دار وارد بر تیر.

به توضیحات محاسبه بار گسترده در قاب متوسط در چند صفحه قبل مراجعه کنید.

$$LRFD \quad q_u = \alpha D + \beta L = 1.2D + L + 0.2S$$
$$ASD \quad q_a = \alpha D + \beta L = D + -0.75L + 0.75S$$

۲- محاسبه لنگر محتمل در محل مفصل پلاستیک

$$1.1 \le C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{2F_y} \le 1.2$$

اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W) ⇨ $C_{pr}=1.4$

اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی با دیافراگم عبوری از ستون (TD-WUFW) ⇨ $C_{pr}=1.4$

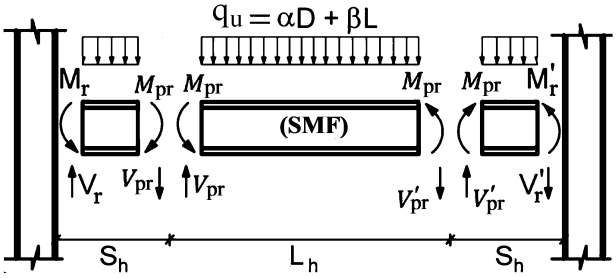
$$M_{pr} = \frac{C_{pr} R_y M_p}{\alpha_s}$$

$F_y Z$: لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	1.25
سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی	1.2
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15
میلگردها	1.2

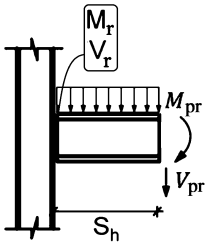
۳- محاسبه برش محتمل در محل مفصل پلاستیک



در دیاگرام آزاد اگر حول مفصل سمت راست تیر لنگر گیری شود برش Vhr بدست می آید:

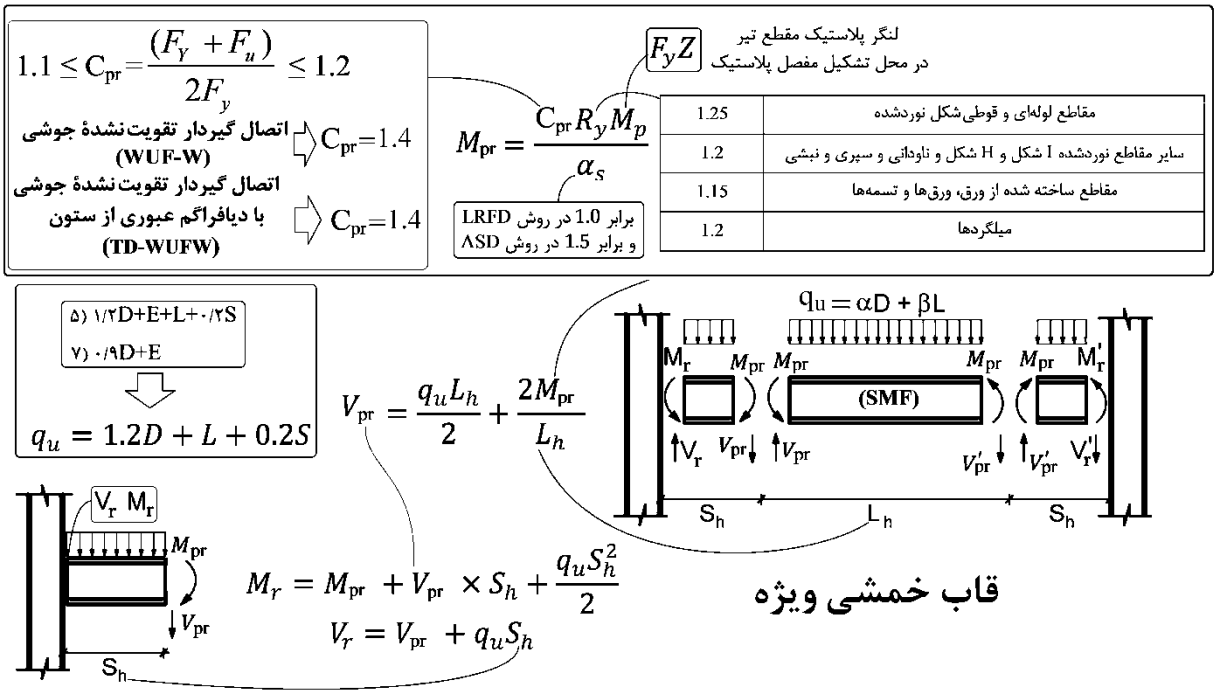
$$\sum M = 0 \rightarrow \; V_{pr} \times L_h - M_{pr} - M_{pr} - \frac{q_u \times L_h^2}{2} = 0$$
$$V_{pr} = \frac{q_u L_h}{2} + \frac{2M_{pr}}{L_h}$$

۴- محاسبه مقاومت خمشی و برشی مورد نیاز اتصال



$$M_r = M_{pr} + V_{pr} \times S_h + \frac{q_u S_h^2}{2}$$
$$V_r = V_{pr} + q_u S_h$$

در شکل زیر خلاصه مراحل محاسبه لنگر و برش اتصال گیردار نشان داده شده است.



۹-۳۸ کنترل برش در تیرهای قاب خمشی

۱۰-۳-۳-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی (OMF)

۱۰-۳-۳-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط (IMF)

۱۰-۳-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه (SMF)

۱۰-۳-۳-۱-۳ مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر

الف) مقاومت برشی موردنیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در دو انتهای تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود.

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

$M_{pr}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}$

M_{pb} = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

(OMF) $V_{Ecl}=2[1.1R_yM_p]/(\alpha_sL_{cf})$ (۱۰-۱-۳-۳-۱)

(IMF) $V_{Ecl}=2[1.1R_yM_p]/(\alpha_sL_h)$ (۱۰-۲-۳-۳-۱)

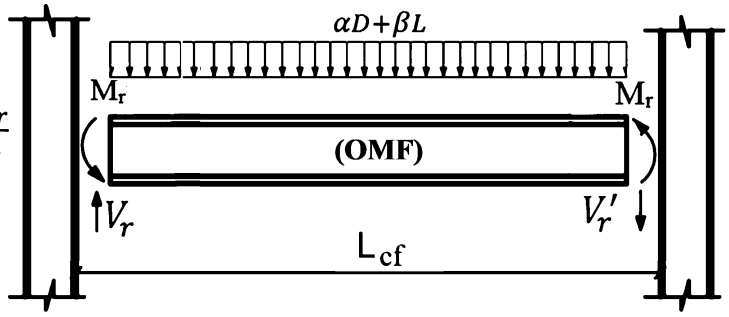
(SMF) $V_{Ecl}=2M_{pr}/(\alpha_sL_h)$ (۱۰-۳-۳-۳-۶)

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

تبصره: در کنترل کفایت مقطع تیرهای نوردشده برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز، مقاومت برشی موجود آن را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۶ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

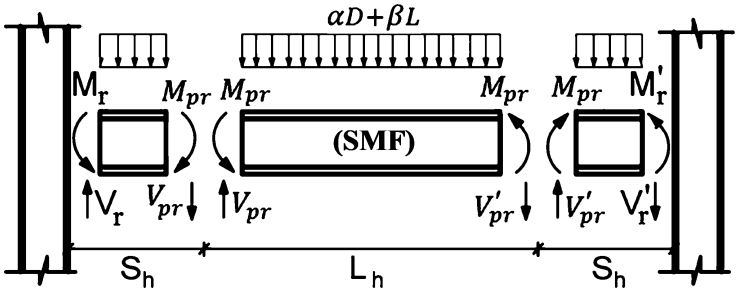
$$V_r=\frac{(\alpha D+\beta L)\times L_{cf}}{2}+\frac{2M_r}{L_{cf}}$$

$$M_r=1.1R_yM_p/\alpha_s$$



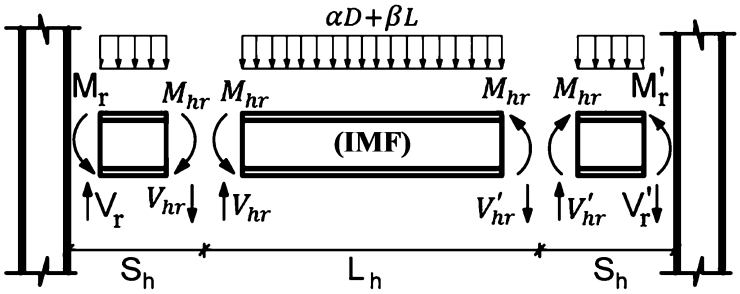
$$V_{pr}=\frac{(\alpha D+\beta L)\times L_h}{2}+\frac{2M_{pr}}{L_h}$$

$$M_{pr}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}/\alpha_s$$



$$V_{hr}=\frac{(\alpha D+\beta L)\times L_h}{2}+\frac{2M_{hr}}{L_h}$$

$$M_{hr}=1.1R_yM_p/\alpha_s$$



مثال: طول آزاد یک تیر فولادی قاب خمشی متوسط برابر L=7m می باشد. فاصله محل مفصل پلاستیک از بر ستون برابر Sh=0.5m می باشد. بال تیر $200mm \times 20\ mm$ و جان تیر $300mm \times 8\ mm$ می باشد. بار گسترده ثقلی تیر تحت ترکیب باری که همراه با زلزله اعمال میشود برابر $q_u = 1.2D + L = 40\ \frac{kN}{m}$ می باشد. کفایت مقاومت برشی تیر را بررسی نمایید. رده فولاد S240 میباشد.

پاسخ: مقاومت برشی مورد نیاز تیر (برای قاب خمشی متوسط) برابر است با:

$$Z = 200 \times 20 \times 320 + \frac{8 \times 300^2}{4} = 1.46 \times 10^6 mm^3$$

$$M_{hr} = 1.1 R_y M_p = 1.1 \times 1.15 \times (1.46 \times 10^6 \times 240) = 443.2\ kN.m$$

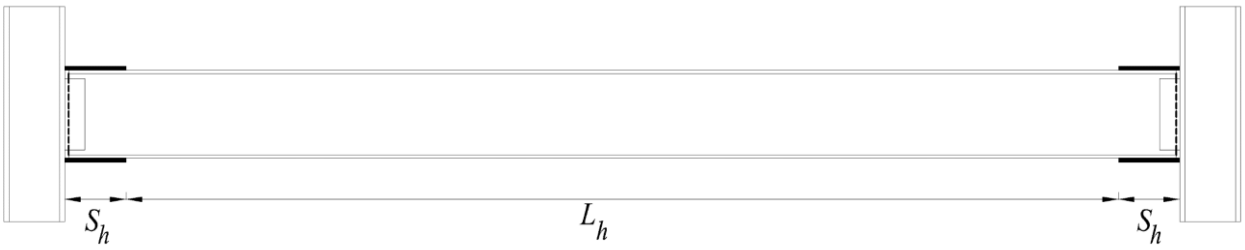
$$V_{hr} = \frac{q_u L_h}{2} + \frac{2M_{hr}}{L_h} = \frac{40 \times (7 - 2 \times 0.5)}{2} + \frac{2 \times 443.2}{(7 - 2 \times 0.5)} = 267.7\ kN$$

$$V_r = V_{hr} + q_u S_h = 267.7 + 40 \times 0.5 = 287.7\ kN$$

کنترل مقاومت برشی مقطع تیر (طبق بند ۱۰-۳-۲-۴-۵ ضریب کاهش مقاومت به جای 0.9برابر 1 خواهد بود):

$$\left.\begin{matrix} V_r = 287.7\ kN \\ \varphi V_n = \varphi A_w 0.6 F_y C_v = 1 \times 340 \times 8 \times 0.6 \times 240 \times 1 = 391.7\ kN \end{matrix}\right\} V_r < \varphi V_n \qquad OK$$

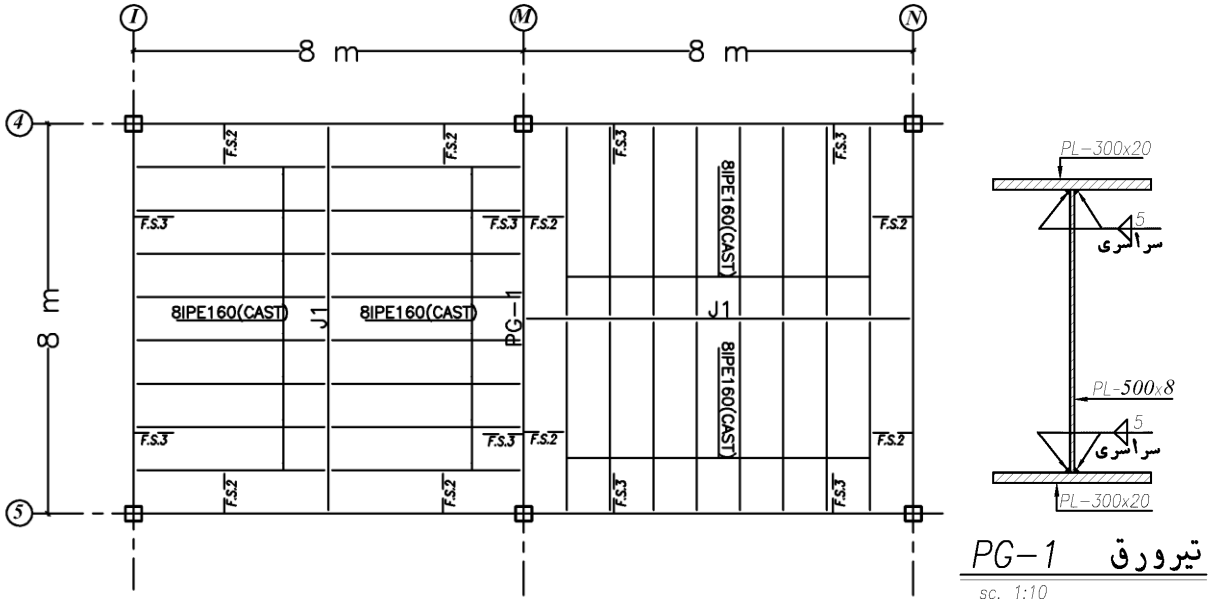
۱۰-۳۸ طراحی اتصال گیردار با ورق روسری و زیرسری- شکل پذیری متوسط



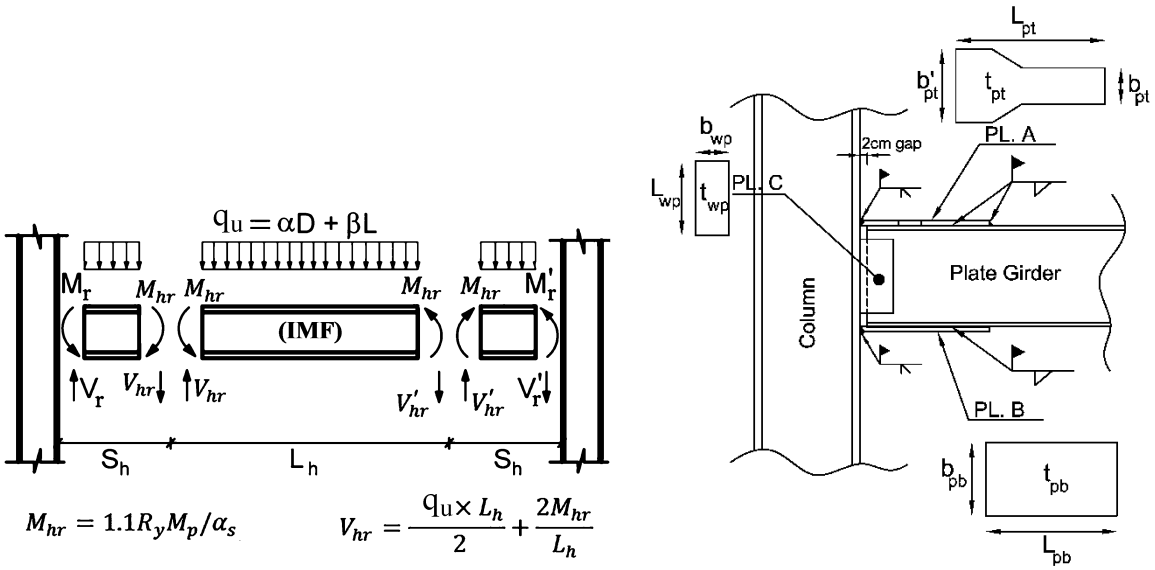
مراحل طراحی اتصال همراه با یک مثال تشریح خواهد شد.

فرضیات:

- قاب خمشی با شکل پذیری متوسط می باشد.
- بال تیر به ستون متصل نمی شود.
- وزن مرده کف برابر $5.7\ kN/m^2$ و بار زنده آن برابر $6\ kN/m^2$ می باشد.
- ستون های سازه به صورت باکس به ابعاد $400 \times 400 \times 20\ mm$ می باشند.
- ابعاد تیرورق PG1 نشان داده شده است. هدف طراحی اتصال این تیرورق می باشد.



۳۸-۱۰-۱ محاسبه لنگر پلاستیک در محل مفصل پلاستیک(M_{hr})



$$M_{hr} = 1.1R_yM_p/\alpha_s \qquad V_{hr} = \frac{q_u \times L_h}{2} + \frac{2M_{hr}}{L_h}$$

مقدار M_{hr} به صورت زیر محاسبه می شود:

$$M_{hr} = 1.1R_yM_p = 1.1R_yZ_bF_y = 1.1 \times 1.15 \times \left(\frac{\left(\frac{300\times540^2}{4} - \frac{292\times500^2}{4}\right)}{10^6}\right)(240) = 1099\ kN.m\ \ kN.\text{m}$$

۳۸-۱۰-۲ محاسبه برش محتمل در محل مفصل (V_{pr})

برش کل موجود در محل تشکیل مفصل (به فاصله Sh از بر ستون) را محاسبه می کنیم:

$$V_{pr} = \frac{2M_{hr}}{L_h} + \frac{q_uL_h}{2} = \frac{2M_{hr}}{L_h} + \frac{(\alpha D+\beta L)L_h}{2}$$

در رابطه فوق:

M_{hr} : در بند قبل محاسبه شده است.

L_h: فاصله بین مفاصل پلاستیک می باشد (بر حسب متر).

q_u: بار گسترده ضریب دار وارد بر تیر می باشد که بر اساس ترکیب بار لرزه ای باید انتخاب شود با توجه به اینکه ترکیب بار لرزه ای 1.2D+L+0.2S+E می باشد، مقدار $q_u = \alpha D + \beta L$ در این مثال برابر kN/m (1.2Dead+Live+0.2Snow) اختیار می شود.

تحت شرایط خاصی به جای Live می توان از 0.5Live استفاده کرد (جهت مشاهده شرایط استفاده از ضریب 0.5 برای بار زنده به مبحث ششم مراجعه نمایید). همچنین در صورت وجود زلزله قائم، بار گسترده ناشی از زلزله قائم نیز باید در محاسبه q_u منظور گردد.

نکته: طبق بند زیر مقدار Sh برابر طول ورق زیرسری و روسری می باشد:

۱۰-۳-۷-۵-۱ تیرها

(۲) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل انتهای ورق‌های روسری و زیرسری، در نظر گرفته شود.

در شروع طراحی هنوز طول ورقهای روسری و زیرسری مشخص نیست و برای شروع طراحی به عنوان یک تقریب اولیه می توان آنرا برابر عمق مقطع تیرورق درنظر گرفت.

با توجه به عمق تیر ($d=540mm$) فرض می کنیم که طول ورقهای روسری و زیرسری برابر $550mm$ باشد. در این صورت محل مفصل پلاستیک به فاصله $S_h = 550\ mm$ از بر ستون خواهد بود. اگر پس از انجام محاسبات اعداد دیگری برای طول ورقها بدست آمد، باید محاسبات را مجددا تکرار نمایید. با توجه به اینکه ابعاد ستونها $400 \times 400mm$ است، فاصله بین دو مفصل در تیر برابر خواهد بود با $L_h = 8 - 0.40 - .2 \times 0.55 = 6.5m$

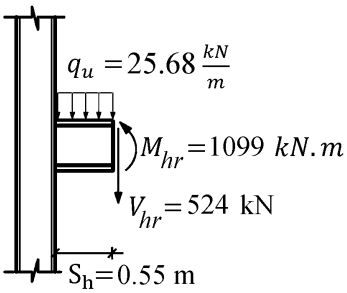
بار گسترده ثقلی ضریب دار سقف برابر است با: $q_u = 1.2q_D + q_L = (1.2 \times 5.7 + 6) = 12.84 \frac{kN}{m^2}$

با توجه به اینکه سطح بارگیر تیر برابر $2\ m$ می باشد، بار گسترده وارد بر تیر برابر خواهد بود با: $q_u = 12.84 \frac{kN}{m^2} \times 2\ m = 25.68 \frac{kN}{m}$

با توجه به وجود تیر فرعی $J1$، یک نیروی متمرکز ناشی از بارهای ثقلی خواهیم داشت که مقدار آن با توجه به اینکه سطح بارگیر تیر فرعی برابر $50m^2$ است، برابر خواهد بود با: $P_u = \left(\frac{32 \times 12.84}{2} = 205\ kN\right)$

$$V_{hr} = \frac{2 \times M_{hr}}{L_h} + \frac{q_u L_h + P_u}{2} = \frac{2 \times 1099}{6.5} + \frac{25.68 \times 6.5 + 205}{2} = 524\ kN$$

محاسبه برش طراحی در بر ستون $(\boldsymbol{V_u})$



مقدار برش طراحی در بر ستون (V_U) بر حسب kN برابر است با:

$$V_U = V_{hr} + q_u S_h \qquad (۱)$$

مقدار برش طراحی در بر ستون (V_U) بر حسب kN برابر است با:

$$V_U = V_{hr} + (q_u W) S_h = 524 + 25.68 \times 0.55 = 538\ kN$$

۳-۱۰-۳۸ محاسبه لنگر طراحی در بر ستون $(\boldsymbol{M_U})$

مقدار M_U در بر ستون بر حسب kN.m بدست می آید:

$$M_U = M_{hr} + V_{hr} S_h + \frac{q_u {S_h}^2}{2} \qquad (۲)$$

پس از محاسبه M_U و V_Uدر بر ستون (گامهای ۳ و ۴) باید ورقهای روسری و زیر سری را بر اساس این نیروها طراحی می کنیم.

$$M_U = M_{hr} + V_{hr} S_h + \frac{(q_u W) {S_h}^2}{2} = 1099 + 524 \times 0.55 + \frac{25.68 \times 0.55^2}{2} = 1391\ kN.m$$

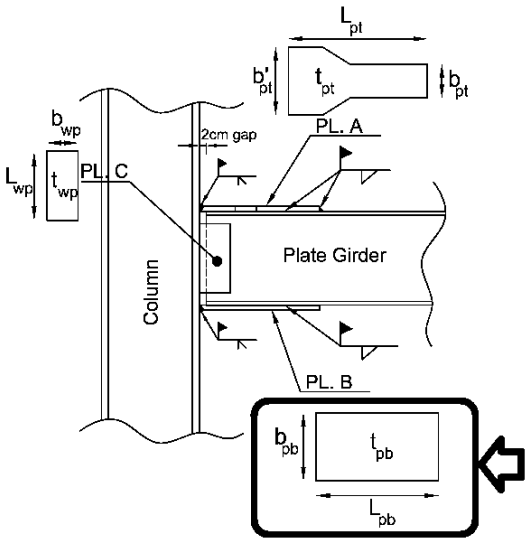
۳۸-۱۰-٤ ضخامت ورق زیر سری

عرض ورق زیر سری (b_{pb}) بر اساس عرض بال تیر (b_{bf})تعیین می شود به طوریکه فضای کافی برای جوش داشته باشیم:

$$b_{pb} = b_{bf} + 50\ mm \qquad (۳)$$

در این صورت در هر طرف ورق 25 mm فضای جوش خواهیم داشت.

ضخامت ورق زیر سری (t_{pb}) براساس نیروی کششی ناشی از لنگر M_Uکه در گامهای قبل محاسبه شد، بدست می آید:



$$t_{pb} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pb} \times F_y}$$

که در آن d عمق فاصله مرکز تا مرکز ورقهای روسری و زیرسری می باشد

و φ ضریب کاهش مقاومت است که طبق بند ۱۰-۳-۷-۵ برابر 1.0 در نظر می گیریم.

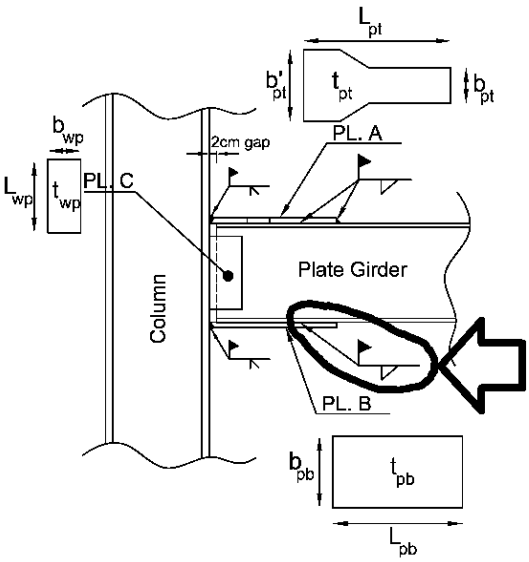
$$b_{pb} = b_{bf} + 50 = 350\ mm$$

- با توجه به اینکه بعد ورق زیرسری برابر 350mm در نظر گرفته شد، بعد ستون باید حداقل 350mm باشد تا ورق زیرسری بتواند به آن متصل شود.

$$t_{pb} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pb} \times F_y} = \frac{1391 \times 10^6}{1 \times (540 + 40mm) \times 350 \times 240} = 28.55\ \text{mm} \rightarrow \text{Use}\ t_{pb} = 30\ mm$$

- عدد 40mm در رابطه فوق با این فرض در نظر گرفته شده است که ضخامت ورق روسری و زیرسری حدود دو برابر ضخامت بال تیر حاصل خواهد شد. با توجه به اینکه ضخامت محاسباتی 30mm بدست آمد، محاسبات با مقدار جدید باید تکرار شود:

$$t_{pb} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pb} \times F_y} = \frac{1391 \times 10^6}{1 \times (540 + 30mm) \times 350 \times 240} = 29.05\ \text{mm} \rightarrow \text{Use}\ t_{pb} = 30\ mm$$



۳۸-۱۰-۵ بعد جوش ورق زیرسری به بال تیر

در تعیین بعد جوش باید حداقل و حداکثر مقادیر را بر اساس بند ۱۰-۲-۹-۲-۲ مبحث دهم کنترل نمایید.

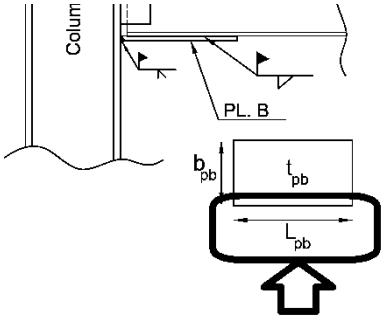
جدول ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بُعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بُعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰	۸ میلی‌متر

حداقل بعد جوش ورق به بال تیر با توجه به جدول فوق و با توجه به اینکه ضخامت بال تیر برابر 20mm می باشد، برابر $a_{min} = 6mm$ می باشد.

از طرفی حداکثر بعد جوش برابر است با $a_{max} = t_{bt} - 2\text{mm} = 18\text{ mm}$.

- برای کاهش طول ورق زیر سری می توان مقدار حداکثر را انتخاب کرد.



۳۸-۱۰-۶ تعیین طول ورق زیر سری (L_{pb})

$$L_w = \frac{M_U \times 10^6}{d \times (140 \times a)} \quad (۵)$$

$$L_{pb} = \frac{L_w}{2} + 20\ mm \quad (۶)$$

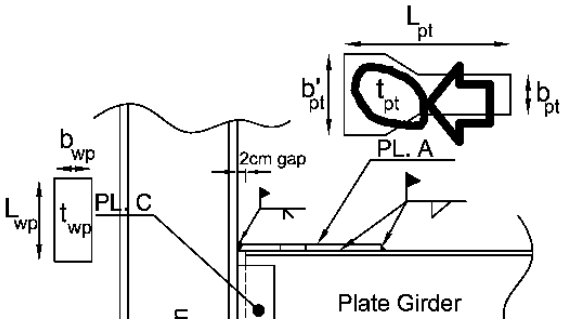
- a بعد جوش می باشد.
- 20mm که در انتها اضافه شده است، فاصله بادخور تیر می باشد.
- عدد 187 MPa در رابطه فوق تنش مقاوم طراحی جوش است که بر اساس بند ۱۰-۲-۹-۲-۴ و با فرض استفاده از الکترود E70 بدست آمده است:

$$\varphi R_n = \varphi F_{nw} A_{we} = \varphi(0.6F_{ue})\left(\frac{\sqrt{2}}{2}A_w\right) = 0.9 \times (0.6 \times 490) \times \left(\frac{\sqrt{2}}{2}A_w\right) = 187A_w$$

با فرض a=18 mm برای بعد جوش، طول ورق زیر سری (L_{pb}) لازم برابر است با:

$$L_{pb} = \frac{M_U \times 10^6}{d \times (2 \times 187 \times a)} + 20 = \frac{1391\ \times 10^6}{540 \times (2 \times 187 \times 18)} + 20 = 402mm \rightarrow \text{Use } L_{pb} = 450mm$$

۳۸-۱۰-۷ ضخامت ورق روسری



عرض (قسمت باریک تر) ورق رو سری (b_{pt}) بر اساس عرض بال تیر (b_{bf}) تعین می شود به طوریکه فضای کافی برای جوش داشته باشیم:

$$b_{pt} = b_{bf} - 50mm \qquad (۷)$$

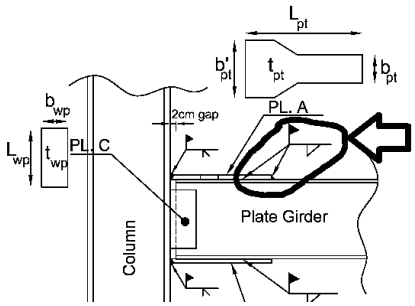
ضخامت ورق رو سری (t_{pt}):

$$t_{pt} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pt} \times F_y} \qquad (۸)$$

$$b_{pt} = b_{bf} - 50mm = 250\ mm$$

$$t_{pt} = \frac{M_U \times 10^6}{\varphi \times d \times b_{Pt} \times F_y} = \frac{1391 \times 10^6}{1 \times (540 + 40) \times 250 \times 240} = 39.97\ \text{mm} \rightarrow \text{Use}\ \ t_{pb} = 40\ mm$$

۳۸-۱۰-۸ بعد جوش ورق روسری به تیر



جدول ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بُعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بُعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰	۸ میلی‌متر

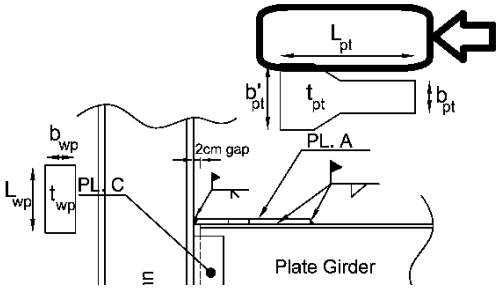
در اتصالات لرزه ای بعد جوش نباید کمتر از 5mm باشد.

بعد حداقل: با توجه به اینکه ضخامت قطعه نازکتر (ضخامت بال تیر) برابر 20mm می باشد، برابر $a_{min} = 6mm$ می باشد.

حداکثر بعد جوش: بر اساس ضخامت ورق روسری(t_{pt}) تعیین می شود: $a_{max} = t_{pt} - 2mm = 40 - 2 = 38$ mm

از طرفی بعد جوش نباید از ضخامت قطعه نازکتر فراتر نرود و از آنجا که ضخامت بال تیر (t_{bf})کمتر از ضخامت ورق روسری (t_{pt})خواهد بود، توصیه می شود بعد جوش ورق روسری برابر ضخامت بال تیر منظور شود: $a_{max} = t_{bf} = 20\ mm$

۳۸-۱۰-۹ تعیین طول ورق رو سری (L_{pt})



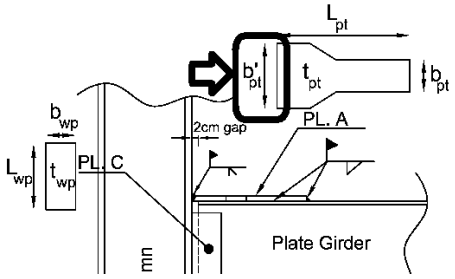
$$L_w = \frac{M_U \times 10^6}{d \times (140 \times a)} \qquad (۹)$$

$$L_{pt} = \frac{L_w}{2} + 75\text{mm} \qquad (۱۰)$$

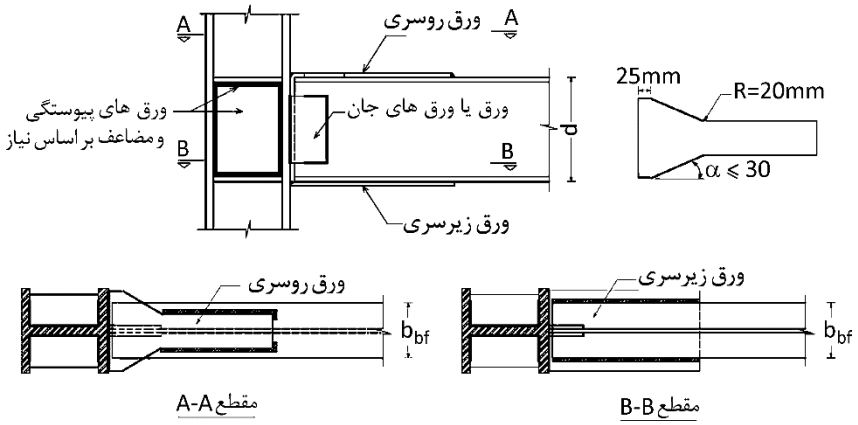
- در صورتی که از الکترود E60 استفاده شود، به جای 140 در رابطه فوق باید از 120 استفاده شود.
- a بعد جوش می باشد.
- d فاصله مرکز تا مرکز ورقهای روسری و زیرسری می باشد.

$$L_{pt} = \frac{M_U \times 10^6}{d \times (2 \times 187 \times a)} + 75 = \frac{1391 \times 10^6}{540 \times (2 \times 187 \times 20)} + 75 = 419\ mm \quad \rightarrow \text{Use } L_{pb} = 450\ mm$$

۳۸-۱۰-۱۰ عرض انتهایی (قسمت عریض تر) ورق رو سری (b'_{pt})



توجه شود که طبق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۰، ورق روسری میتواند به صورت پهن شده یا با پهنای ثابت باشد. توصیه میشود با توجه به کیفیت جوش از پهنای پهن شده استفاده شود. در این مثال مقدار پهنا در بر ستون برابر $b'_{pt} = b_{bt} + 50\ mm = 300\ mm$ در نظر گرفته میشود.

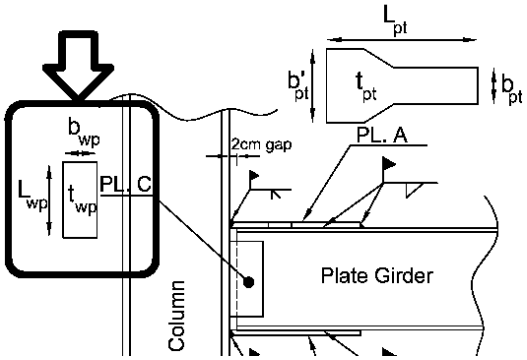


۳۸-۱۰-۱۱ تعیین ارتفاع، عرض و ضخامت ورق اتصال جان

ارتفاع ورق اتصال جان مسلما باید کمتر از ارتفاع کل جان تیرورق باشد. در اتصالات مفصلی، جهت ایجاد امکان دوران بیشتر، ارتفاع ورق جان تقریبا برابر 0.75 ارتفاع جان تیرورق درنظر گرفته می شود. در اتصال گیردار می توان ارتفاع ورق جان را بیشتر در نظر گرفت. ضخامت ورقهای اتصال جان بر اساس برش نهایی تیر تعیین می شود. با توجه به بندهای زیر از مبحث ۱۰، مقاومت برشی طراحی ورق اتصال باید پاسخگوی برش نهایی V_U در بر ستون باشد:

۱۰-۳-۷-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات جوش‌های آن‌ها به بال‌های تیر باید براساس مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶) تعیین شود. ابعاد و ضخامت ورق (یا ورق‌های جان یا جفت نبشی) و نیز جوش آن‌ها به بال ستون و جان تیر باید براساس مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی ورق‌های روسری و زیرسری، ورق تکی جان (یا ورق‌های جان یا جفت نبشی) و وسایل اتصال، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 0.75 برابر 0.9 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 0.9 برابر 1 در نظر گرفت. همچنین در تعیین مقاومت‌های مجاز آن‌ها ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 2 برابر 1.67 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 1.67 برابر 1.5 در نظر گرفت.



از رابطه زیر ضخامت لازم برای ورق اتصال جان بدست می آید.

$$V_U \le \left(\varphi R_n = 1 \times L_{wp} t_{wp} \times (0.6 \times 240)\right) \qquad (۱۱)$$

- t_{wp} ضخامت ورق اتصال جان می باشد و در صورتی که برای اتصال جان از ورق دوبل استفاده شود، مقدار t_{wp} برابر مجموع ضخامت دو ورق خواهد بود.
- عرض ورق اتصال (b_{wp}) بر حسب ابعاد تیرورق، معمولا 8 cm، 10 cm، و یا 12 cm در نظر گرفته می شود.

با توجه به اینکه ارتفاع جان تیر 50cm می باشد، می توان ارتفاع ورق اتصال جان را برابر $\boldsymbol{L_{wp} = 40cm}$ در نظر گرفت.
ضخامت ورق اتصال از رابطه زیر بدست می آید:

$$V_U \le \left(\varphi R_n = 1 \times L_{wp} t_{wp} \times (0.6 \times 240)\right)$$

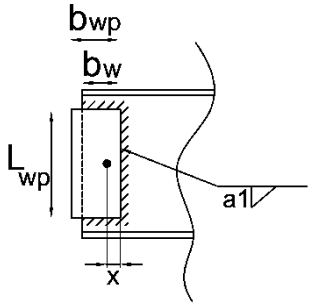
$$538 \times 10^3 \le \left(1 \times 400 \times t_{wp} \times (0.6 \times 240)\right) \rightarrow \ t_{wp} = 9.34\text{mm} \ \rightarrow \ \text{Use } \boldsymbol{t_{wp} = 10\ mm}$$

- ضخامت فوق با فرض استفاده از ورق تک بدست آمد. در ادامه خواهیم دید که مجبور به استفاده از ورق دوبل خواهیم بود و در نتیجه ضخامت ورق نیز تغییر خواهد کرد.

۱۲-۱۰-۳۸ تعیین بعد جوش اتصال ورق به جان تیر ورق

جوش اتصال ورق به جان تیر به صورت دورتادور درنظر گرفته می شود. در این جوش ترکیب برش و پیچش خواهیم داشت.

طبق جدول 1-18-5 کتاب سالمون- فصل جوش (این کتاب را می توانید از سایت اینجانب دانلود نمایید)، مقادیر مرکز سطح جوش، ممان قطبی جوش، برش و پیچش در اتصال ورقها به جان تیر برابر است با:



$$x = \frac{b_w^2}{2\times b_w + L_{wp}}$$

$$I_p = \frac{8b_w^3 + 6b_w L_{wp}^2 + L_{wp}^3}{12} - \frac{b_w^4}{2\times b_w + L_{wp}} \quad (۱۲)$$

$$V = V_U$$

$$T = V_U \times (b_{wp} - x)$$

تعیین بعد جوش ورق به جان تیر:

$$\sqrt{\left(\frac{V}{2\times b_w + L_{wp}} + \frac{T(b_w - x)}{I_p}\right)^2 + \left(\frac{T\left(\frac{L_{wp}}{2}\right)}{I_p}\right)^2} \le 207.8\, a_1 \quad (۱۳)$$

- عدد $187\ MPa$ در رابطه فوق تنش مقاوم طراحی جوش است که با فرض استفاده از الکترود E70 و بازرسی چشمی و جوش در محل بدست آمده است. a_1 بعد جوش می باشد:

$$\varphi R_n = \varphi F_{nw} A_{we} = \varphi(0.6F_{ue})\left(\frac{\sqrt{2}}{2}A_w\right) = 0.9 \times (0.6 \times 490) \times \left(\frac{\sqrt{2}}{2}A_w\right) = 187\, A_w$$

- در صورتی که از ورق دوبل استفاده شود، مقدار بدست آمده برای a_1 را نصف می کنیم.

در صورتی که عرض ورق جان ($\boldsymbol{b_{wp}}$) برابر 120mm در نظر گرفته می شود، $b_w = 100\ mm$ خواهد بود.

$$x = \frac{b_w^2}{2 \times b_w + L_{wp}} = 16.67\ mm$$

$$I_p = \frac{8b_w^3 + 6b_w L_{wp}^2 + L_{wp}^3}{12} - \frac{b_w^4}{2 \times b_w + L_{wp}} = 13.83 \times 10^6 \text{mm}^3$$

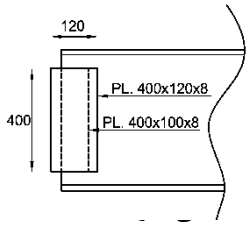
$$V = V_U = 538\ \text{kN}$$

$$T = V_U \times (b_{wp} - x) = 538\ \text{kN} \times (120\ \text{mm} - 16.67\ \text{mm}) = 55.59\ \text{kN.m}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V}{2 \times b_w + L_{wp}} + \frac{T(b_w - x)}{I_p}\right)^2 + \left(\frac{T\left(\frac{L_{wp}}{2}\right)}{I_p}\right)^2} \le 187\, a_1 \rightarrow \sqrt{(896+335)^2 + (804)^2} \le 187\, a_1$$

$$\rightarrow\ a_1 = 7.86\ mm \quad \rightarrow\ Use\ a_1 = 8\ mm$$

- حداکثر مقدار مجاز برای جوش ورق به جان تیر برابر $a_{max} = t_{wp} - 2\text{mm} = 8\text{mm}$ می باشد و مقدار $a_1 = 8\ mm$ قابل قبول است.



- در مواقعی که بعد جوش نسبت به جان تیر نسبتا بزرگ باشد، در صورت استفاده از ورق دوبل و اجرای جوش در دو سوی جان، ممکن است جان تیر آسیب ببیند. بنابراین بهتر است که عرض b_{wp} برای ورقهای دوبل به صورت متفاوت طرح شوند تا جوشهای دو طرف جان روی هم نیفتند.

- در صورت استفاده از دو ورق جان در دو طرف، جوش لازم و ضخامت ورقهای اتصال جان به صورت زیر محا

$$\sqrt{(896+335)^2 + (804)^2} \le 187 \times 2 \times a_1 \rightarrow\ a_1 = 3.93\ mm \rightarrow\ Use\ \boldsymbol{a_1 = 5\ mm}$$

$$\rightarrow \boldsymbol{t_{wp} = 5 + 2 = 7\ mm} \rightarrow\ \boldsymbol{Use\ t_{wp} = 8\ mm}$$

۳۸-۱۰-۱۳ تعیین بعد جوش اتصال ورق جان به ستون

در این جوش ترکیب برش و خمش خواهیم داشت که مقدار خمش آن برابر $M = V_U \times (b_{wp} - x)$ و ممان اینرسی جوش برابر $I_x = \frac{L_{wp}^3}{12}$ خواهد بود. بعد جوش اتصال ورق جان به ستون، a2، از رابطه زیر بدست می آید:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{L_{wp}}\right)^2 + \left(\frac{M\left(\frac{L_{wp}}{2}\right)}{I_x}\right)^2} \leq 187 \times 2 \times a_2 \qquad (۱۴)$$

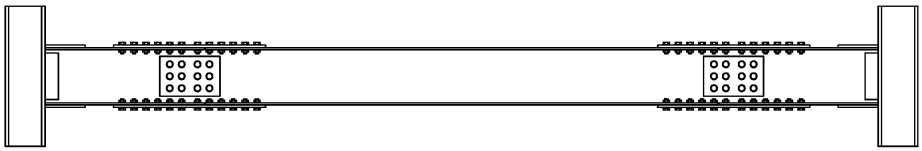
- ضریب 2 در سمت راست رابطه به جهت بند زیر است که در آن استفاده از جوش دوطرفه در ورق جان برای اتصال اجبار شده است:

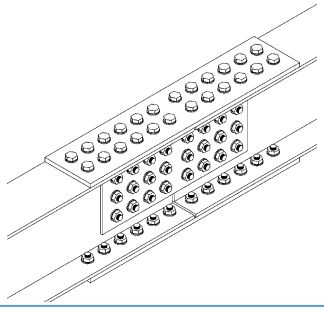
> **۱۰-۳-۷-۵-۳ سایر الزامات**
>
> (۵) اتصال ورق (یا ورق‌های) جان تیر به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد. در صورت استفاده از ورق تکی جان و جوش گوشه، این جوش باید به‌صورت دوطرفه اجرا شود. در صورت استفاده از جفت نبشی برای اتصال جان تیر به بال ستون، این اتصال باید از نوع جوش گوشه باشد.

$$\sqrt{\left(\frac{V}{L_{wp}}\right)^2 + \left(\frac{T\left(\frac{L_{wp}}{2}\right)}{I_x}\right)^2} \leq 187 \times 2 \times a_2 \quad \rightarrow \quad a_2 = 4.18\ \text{mm} \quad \rightarrow \quad \text{Use } a_2 = 5\text{mm}$$

- عدد 187 بر اساس استفاده از الکترود E70 و $\varphi = 0.9$ محاسبه شده است
- ضریب 2 به جهت استفاده از دو خط جوش منظور شده است.

۳۸-۱۱ طراحی وصله تیرها با ورق بال و جان





۱۰-۳-۲-۱۳ وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر الزامات فصل ۱۰-۲، باید الزامات زیر را تأمین کنند:

الف) وصلهٔ تیرها باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر قرار گیرد.

ب) در وصلهٔ مستقیم بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان تیرها به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگ‌تر به ورق کوچک‌تر، باید با شیب حداکثر 1 به 2.5 صورت گیرد.

پ) مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس الزامات بخش‌های ۱۰-۳-۳ تا ۱۰-۳-۶ تعیین شود. درصورتی‌که در بخش‌های مورداشاره برای مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها الزام خاصی ارائه نشده باشد، مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها نباید از مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها در قاب‌های خمشی معمولی کوچک‌تر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

۱۰-۳-۳-۱-۸ (OMF) ۱۰-۳-۳-۲-۱۰ (IMF) ۱۰-۳-۳-۳-۱۲ (SMF) وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۳ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد.

در این نوع قاب‌های خمشی مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به‌دست‌آمده از پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۱-۱ در محل وصله تعیین شود. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از M_p/α_s (OMF) R_yM_p/α_s (IMF) R_yM_p/α_s (SMF) کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ تیر

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

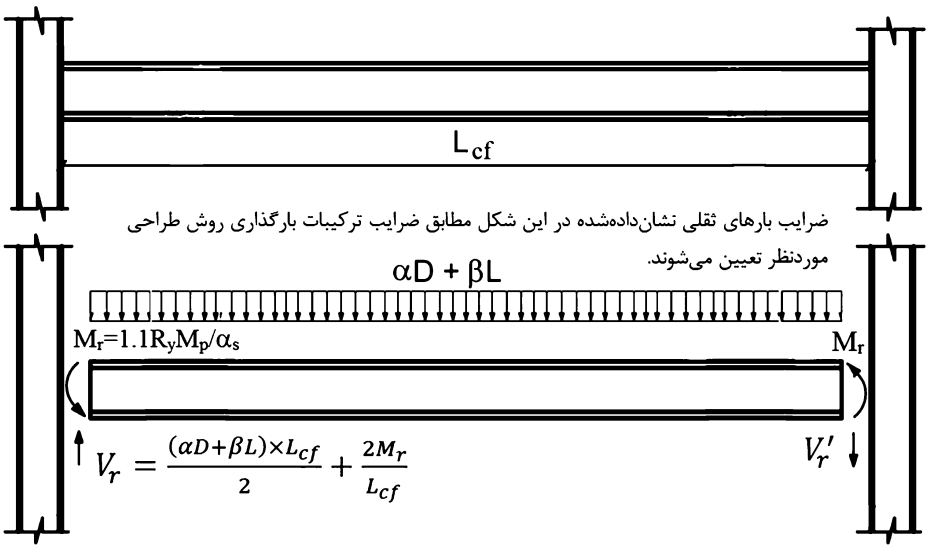
R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

ب) مقاومت برشی موردنیاز

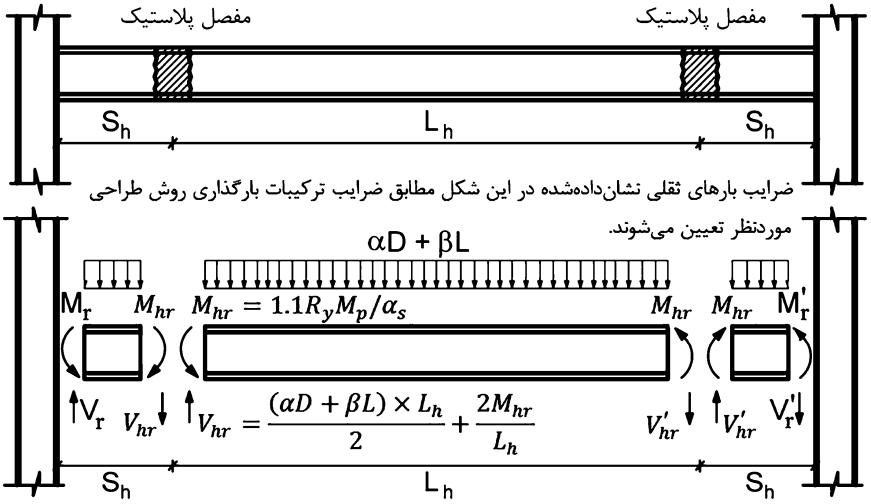
مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس نیروی برشی به‌دست‌آمده از نمودار پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۱-۱ (OMF) شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱ (IMF) شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ (SMF) در محل وصله تعیین شود. درهرحال این مقاومت برشی موردنیاز نباید از $0.5\times0.6R_yF_yA_w/\alpha_s$ (OMF) $0.5\times0.6\times1.1R_yF_yA_w/\alpha_s$ (IMF) $0.5\times0.6\times C_{pr}R_yF_yA_w/\alpha_s$ (SMF) کمتر در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت محوری موردنیاز

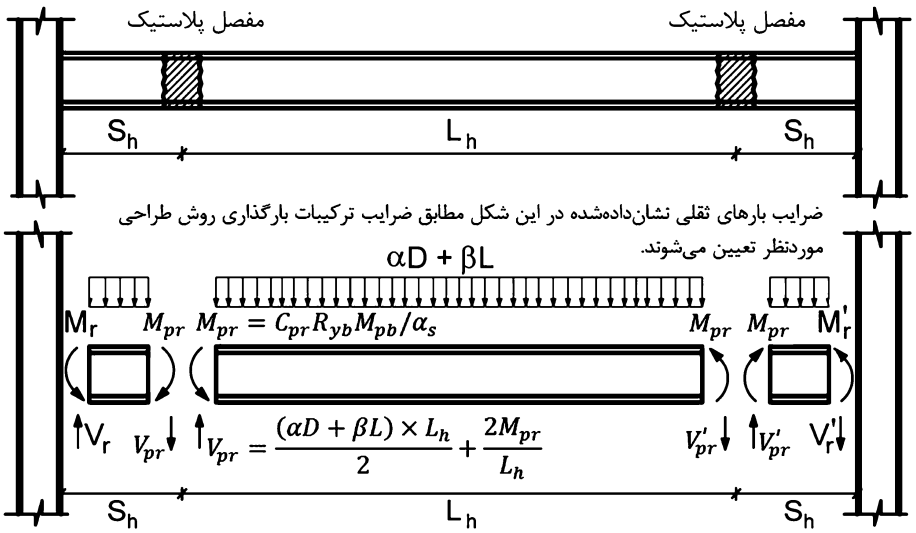
مقاومت محوری موردنیاز وصلهٔ تیرها (در صورت وجود) باید براساس تحلیل سازه در برابر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.



شکل ۱۰-۳-۳-۱-۱: نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی معمولی



شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱ : نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط

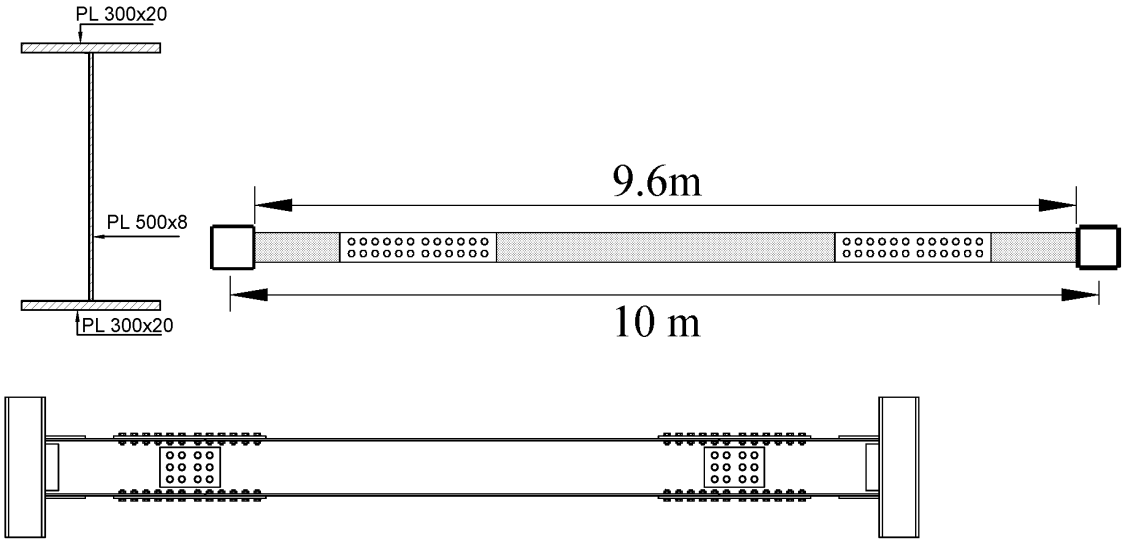


شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱: نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی ویژه

مراحل طراحی وصله همراه با یک مثال تشریح خواهد شد.

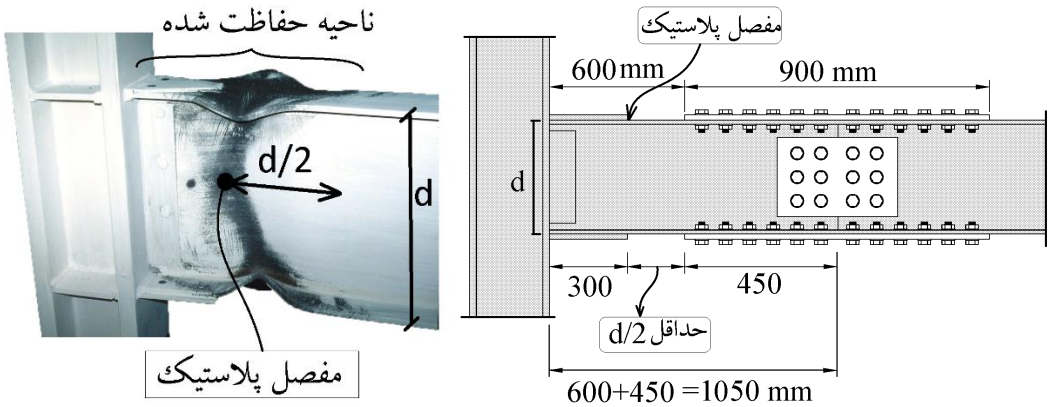
فرضیات:

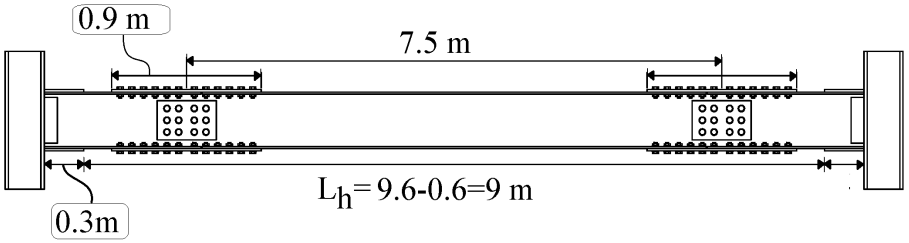
- قاب خمشی با شکل پذیری متوسط می باشد.
- وزن مرده وارد بر واحد طول تیر برابر40 kN/m و بار زنده آن برابر 20 kN/m می باشد.
- ستون های سازه به صورت باکس به ابعاد 400 × 400 می باشند.



- فرض کنید محل تشکیل مفصل پلاستیک به فاصله $S_h = 300\ mm$ از بر ستون باشد (مقدار S_h بر اساس نوع اتصال تیر به ستون تعیین می شود).
- با توجه به اینکه عمق تیر برابر است با $d = 540\ mm$ می باشد، محل وصله باید در خارج از فاصله زیر باشد:

فاصله وصله از بر ستون $\geq S_h + \frac{d}{2} = 300 + \frac{540}{2} = 570\ mm \quad \rightarrow \quad SAY\ 600mm$

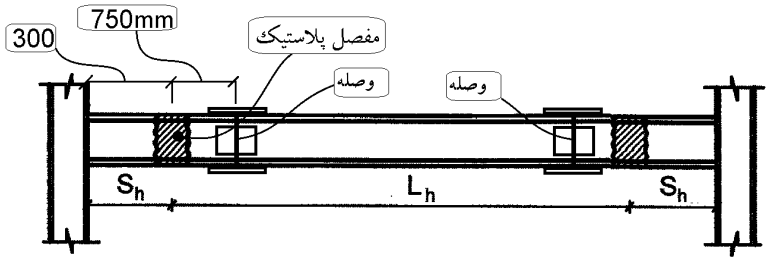


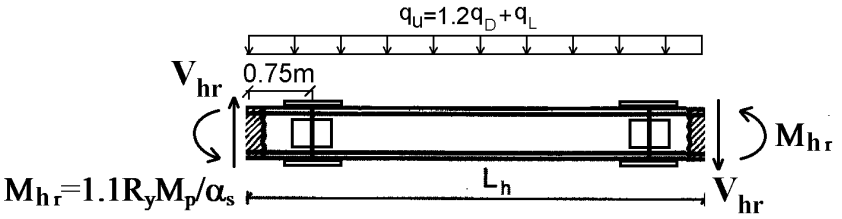


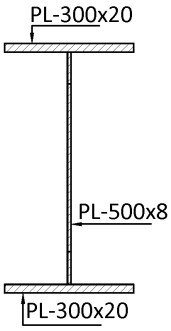
پاسخ:

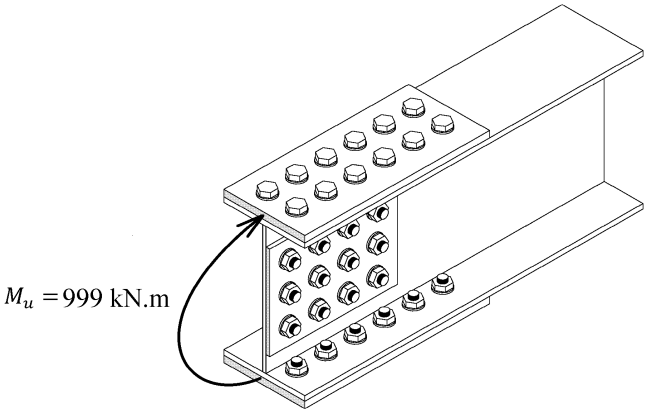
الف) مقاومت خمشی موردنیاز

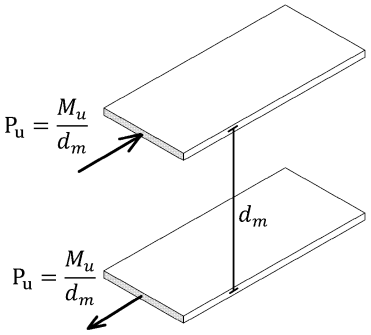
مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به‌دست‌آمده از پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۱-۱ در محل وصله تعیین شود. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از $(OMF)\ M_p/\alpha_s$ $(IMF)\ R_yM_p/\alpha_s$ $(SMF)\ R_yM_p/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود.











$$M_{hr} = 1.1R_yM_p = 1.1R_yZ_bF_y = 1.1 \times 1.15 \times \left(\frac{300 \times 540^2}{4} - \frac{292 \times 500^2}{4}\right) \times 240 = 1099\ kN.m$$

$$V_{hr} = \frac{2M_{hr}}{L_h} + \frac{q_uL_h}{2} = \frac{2 \times 1099}{9} + \frac{68 \times 9}{2} = 550\ \text{kN}$$

لنگر در محل وصله بر اساس پیکره آزاد در شکل فوق برابر است با:

$$\text{لنگر محل وصله}\ M_u = M_{hr} - V_{hr} \times 0.75 + \frac{q_u \times 0.75^2}{2} = 1099 - 550 \times 0.75 + \frac{68 \times 0.75^2}{2} = \mathbf{705\ kN.m}$$

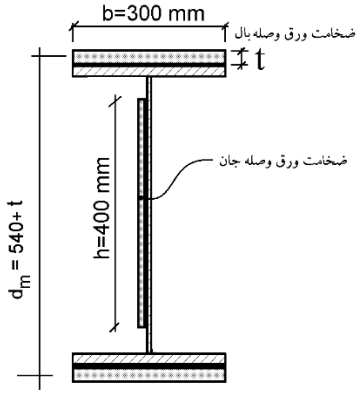
لنگر در محل وصله در هر حال نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$R_yM_p = R_yZ_bF_y = 1.15 \times \left(\frac{300 \times 540^2}{4} - \frac{292 \times 500^2}{4}\right) \times 240 = \mathbf{999\ kN.m}$$

بنابراین لنگر مورد نیاز جهت طراحی وصله برابر است با:

$$M_u = Max(703, 999) = 999\ kN.m$$

در این مثال به صورت تقریبی فرض می شود که کل لنگر وارد بر تیر توسط بالها تحمل می شود و کل برش نیز توسط جان تحمل می شود. در این حالت نیازی به تعیین سهم بال و جان از خمش نیست:



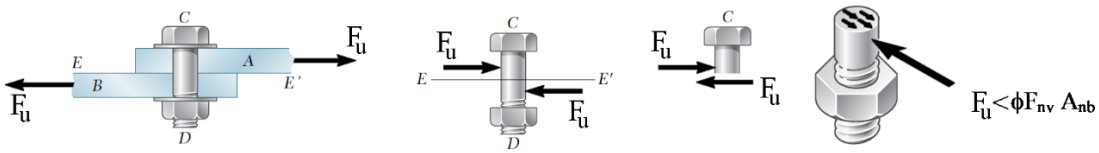
با فرض اینکه ضخامت ورق وصله بال (t=25 mm) بدست آید، مقدار dm در شکل فوق برابر خواهد بود با:

$$d_m = 540 + 25 = 565\ mm$$

نیروی محوری وارد بر ورق فوقانی و تحتانی با توجه به اینکه بازوی خمش برابر d_m (شکل بالا را ببینید) می باشد، به صورت زیر محاسبه می شود:

$$P_u = \frac{M_u}{d_m} = \frac{999\ kN.m}{0.565\ m} = 1768\ kN$$

طراحی بولت های اتصال وصله بال



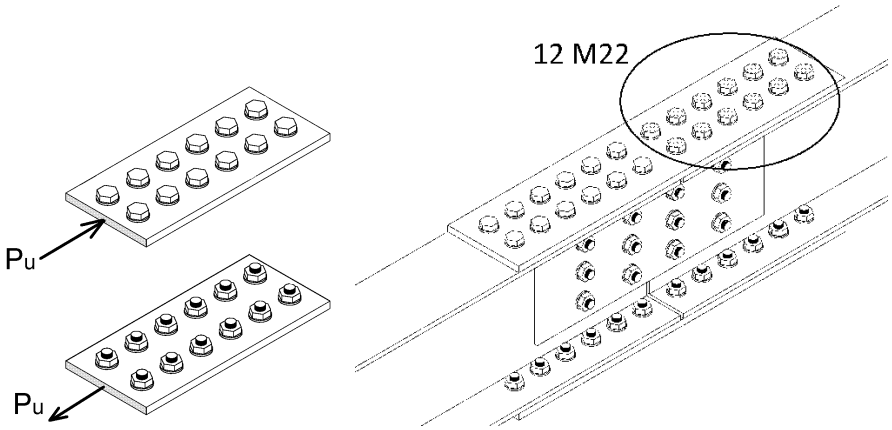
با فرض استفاده از بولت *M20* از نوع *A490* ($F_u = 1000\ MPa$) و با فرض اینکه سطح برش از قسمت دندانه عبور نمی کند، مقاومت برشی طراحی (در اتصال اتکایی) برای هر بولت برابر خواهد بود با:

$$\phi F_{nv} A_{nb} = 0.9 \times F_{nv} \times 314 = 0.9 \times (0.55 \times 1000) \times 314 = 155\ kN$$

تعداد بولت لازم در هر سمت ورق وصله بال برابر خواهد بود با:

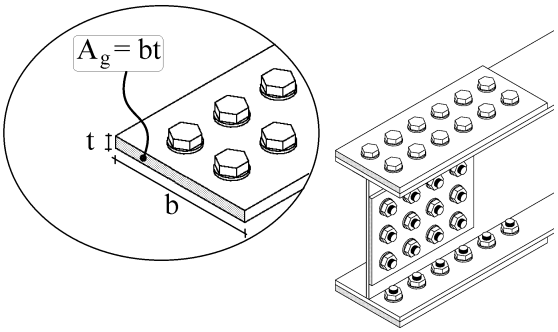
$$n = \frac{P_u}{\phi F_{nv} A_{nb}} = \frac{1768\ kN}{155\ kN} = 11.4 \qquad \rightarrow \qquad USE \qquad n = 12$$

- توجه شود که بر اساس بند ۱۰-۳-۲-۴-۵، با توجه به اینکه نیروی مورد نیاز بر اساس ترکیب بار شامل زلزله محدود به ظرفیت (*Ecl*) محاسبه شده است، ضریب کاهش مقاومت بولت به جای *0.75* برابر*0.9* در نظر گرفته شده است.



۳۸-۱۱-۱ تعیین مساحت لازم برای ورق وصله

با فرض مقدار اولیه برای ضخامت ورق وصله ($t = 30\ mm$) مساحت لازم برای ورق وصله بال (A_g) به صورت زیر بدست میاید:



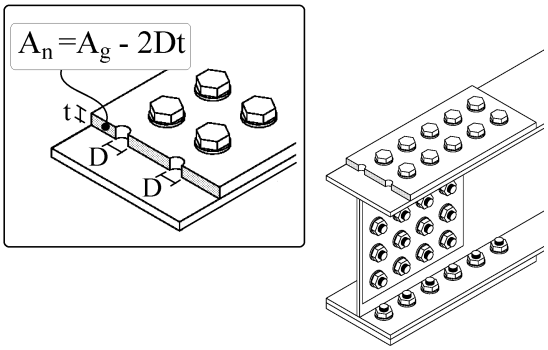
$$\left(\mathrm{P_u} = \frac{M_u}{d_m} = \frac{999 \times 10^6}{540 + t}\right) \le (\varphi A_g F_y)$$
$$\rightarrow (1768 \times 10^3) = (1 \times A_g \times 240)$$
$$\rightarrow \text{مساحت ورق وصله } A_g = 7368\ mm^2$$

- در محاسبات فوق، بر اساس بند ۱۰-۳-۲-۴-۵ و با توجه به اینکه نیروی مورد نیاز بر اساس ترکیب بار شامل زلزله محدود به ظرفیت (*Ecl*) محاسبه شده است، ضریب کاهش مقاومت کششی ورق به جای *0.9* برابر *1* در نظر گرفته شده است.

در شکل فوق عرض ورق وصله برابر با عرض بال تیر (b=300 mm) فرض شده است و بنابراین ضخامت لازم برای ورق وصله برابر خواهد بود با:

$$t = \frac{A_g}{300} = 24.56\ mm \quad \rightarrow \quad USE \quad \text{ضخامت ورق وصله بال } t = 25\ mm$$

کنترل کشش در ورق وصله بال در مقطع خالص:



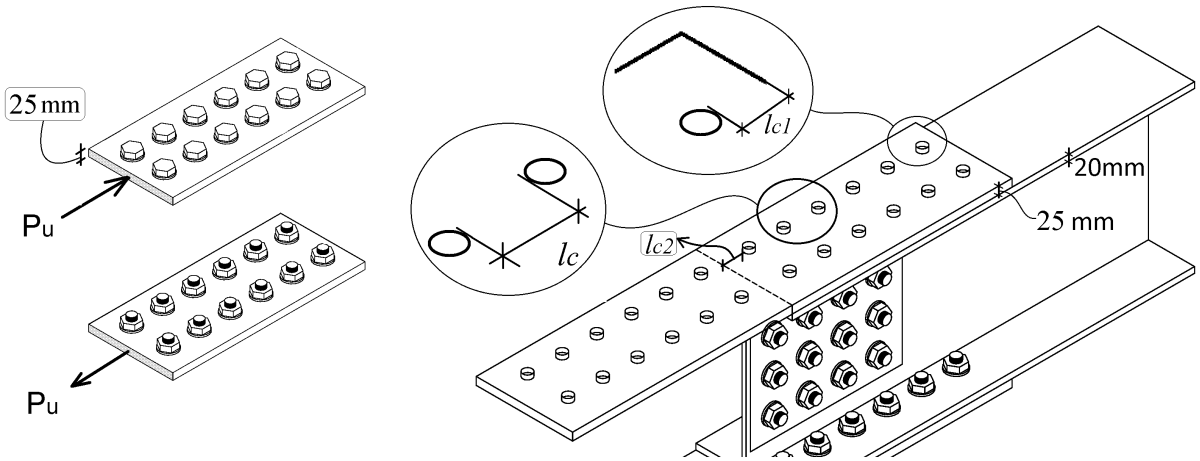
$$\left(\mathrm{P_u} = \frac{M_u}{d_m} = \frac{999 \times 10^6}{540 + 30}\right) \le (\varphi A_n F_u)$$
$$\rightarrow (1768 \times 10^3) \le \left(0.9 \times \left(A_g - 2Dt\right) \times 370\right)$$
$$(1768 \times 10^3) \le (0.9 \times (300 \times 25 - 2 \times 24 \times 25) \times 370)$$
$$\rightarrow (1768 \times 10^3) \le (2097.9 \times 10^3) \quad OK$$

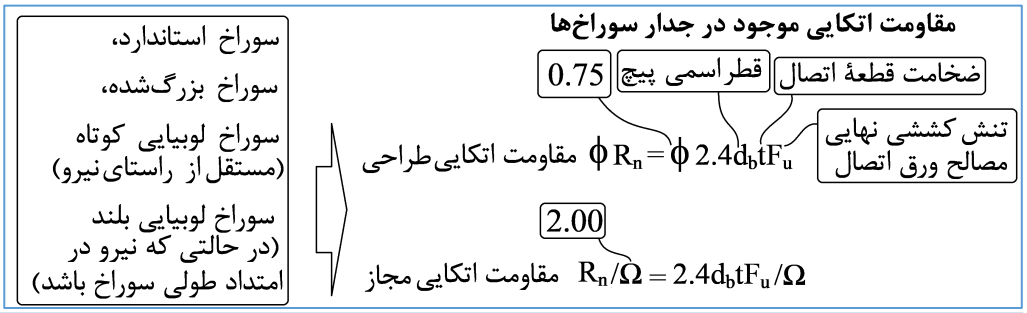
- در محاسبات فوق، بر اساس بند ۱۰-۳-۲-۴-۵ و با توجه به اینکه نیروی مورد نیاز بر اساس ترکیب بار شامل زلزله محدود به ظرفیت (*Ecl*) محاسبه شده است، ضریب کاهش مقاومت کششی ورق به جای *0.75* برابر *0.9* در نظر گرفته شده است.

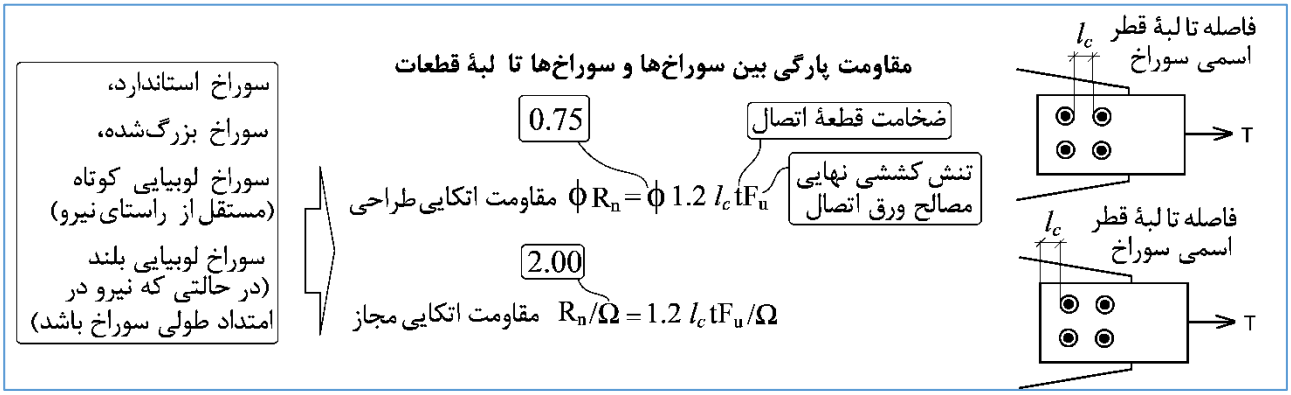
در محاسبات فوق، D قطر محاسبات سوراخ می باشد. برای پیچ M20 قطر اسمی سوراخ برابر 22 mm و قطر محاسباتی سوراخ نیز برابر 24 mm می باشد.

۳۸-۱۱-۲ تعیین طول ورق وصله بال

جهت تعیین طول ورق فواصل پیچها باید تعیین شود. یکی از عوامل تاثیر گذار در فاصله پیچها کنترل مقاومت اتکایی در جدار سوراخ می باشد:







نیروی وارد بر هر بولت $< \varphi 1.2 l_c t F_u$

نیروی وارد بر هر بولت $< \varphi \times 2.4 dt F_u$

با توجه به اینکه در هر طرف بال ۱۲ عدد بولت داریم:

$$\text{نیروی وارد بر هر بولت} = \frac{P_u}{12} = \frac{1768kN}{12} = 147\ kN$$

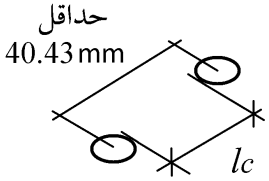
در شکل فوق فواصل lc و lc2 هم برای ورق وصله و هم بال تیر باید کنترل شوند. با توجه به اینکه ضخامت بال تیر کمتر می باشد، برای این فواصل تنها ضخامت 20 mm (ضخامت بال تیر) کنترل شده است. فاصله lc1 مربوط به انتهای ورق وصله است و تنها باید برای ورق وصله کنترل شود.

$$147 \times 10^3\ N < \varphi 1.2 l_c t F_u = 0.9 \times 1.2 l_c \times 20 \times 370 \quad \rightarrow \quad l_c < 18.43\ mm$$
$$147 \times 10^3\ N < \varphi 1.2 l_c t F_u = 0.9 \times 1.2 l_{c1} \times 25 \times 370 \quad \rightarrow \quad l_{c1} < 14.74\ mm$$
$$147 \times 10^3\ N < \varphi 1.2 l_c t F_u = 0.9 \times 1.2 l_{c2} \times 20 \times 370 \rightarrow \quad l_{c2} < 18.43\ mm$$

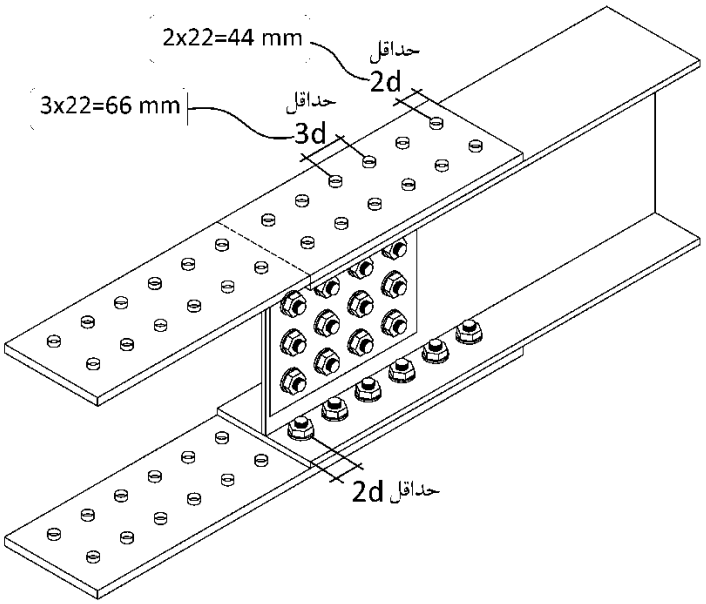
$$147 \times 10^3\ N < \varphi \times 2.4 dt F_u = 0.9 \times 2.4 \times 20 \times 20 \times 370 = 319.7 \times 10^3 \quad OK$$

- با توجه به محاسبات فوق فاصله خالص پیچها نباید کمتر از $l_c = 18.43\ mm$ باشد.

- بنابراین فاصله مرکز تا مرکز پیچها نباید کمتر از $18.43 + d_b = 18.43 + 22 = 40.43\ mmm$ باشد. با توجه به اینکه قطر بولت 20 mm می باشد، قطر اسمی سوراخ برابر 22 mm خواهد بود. به شکل زیر توجه کنید.



- علاوه بر مقادیر محاسباتی فوق، توصیه میشود فواصل پیچها کمتر از 3db انتخاب نشود و همچنین فاصله از لبه حداقل 2db انتخاب شود:

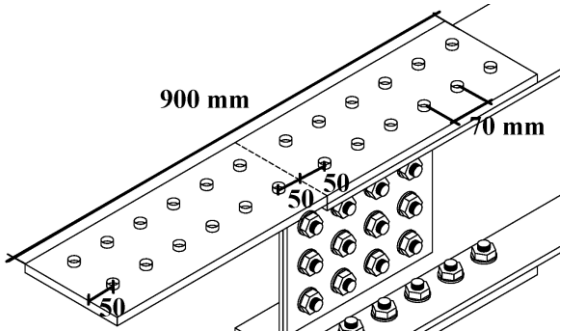


$$3d = 3 \times 22 = 66\ mm \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{USE\ 70\ mm}$$

$$2d = 2 \times 22 = 44\ mm \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{USE\ 50\ mm}$$

- با فرض مقادیر فوق حداقل طول لازم برای ورق وصله بال برابر خواهد بود با:

حداقل طول وصله بال $= 10 \times 70 + 4 \times 50 = 900\ mm$



۳-۱۱-۳۸ تعیین برش وارد بر وصله تیر

مقدار برش طراحی برابر "حداقل" مقدار حاصل از سه مورد از بند زیر خواهد بود:

(OMF) ۸-۱-۳-۳-۱۰ (IMF) ۱۰-۲-۳-۳-۱۰ (SMF) ۱۲-۳-۳-۳-۱۰ وصلهٔ تیرها

ب) مقاومت برشی موردنیاز

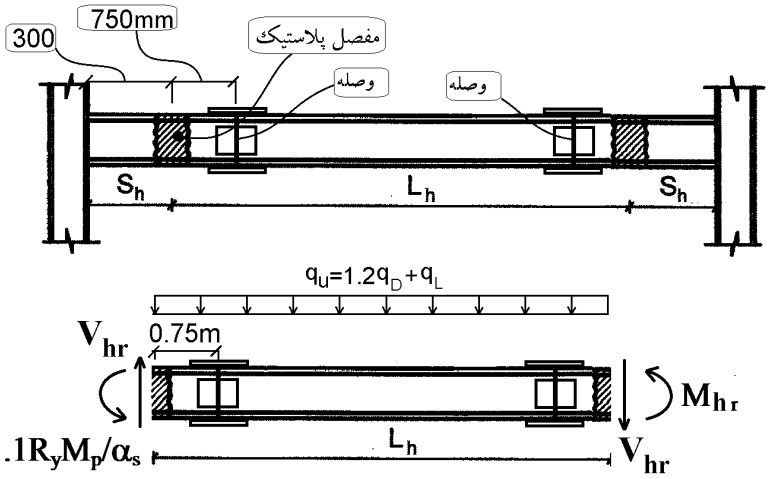
مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس نیروی برشی به‌دست‌آمده از نمودار پیکرهٔ آزاد

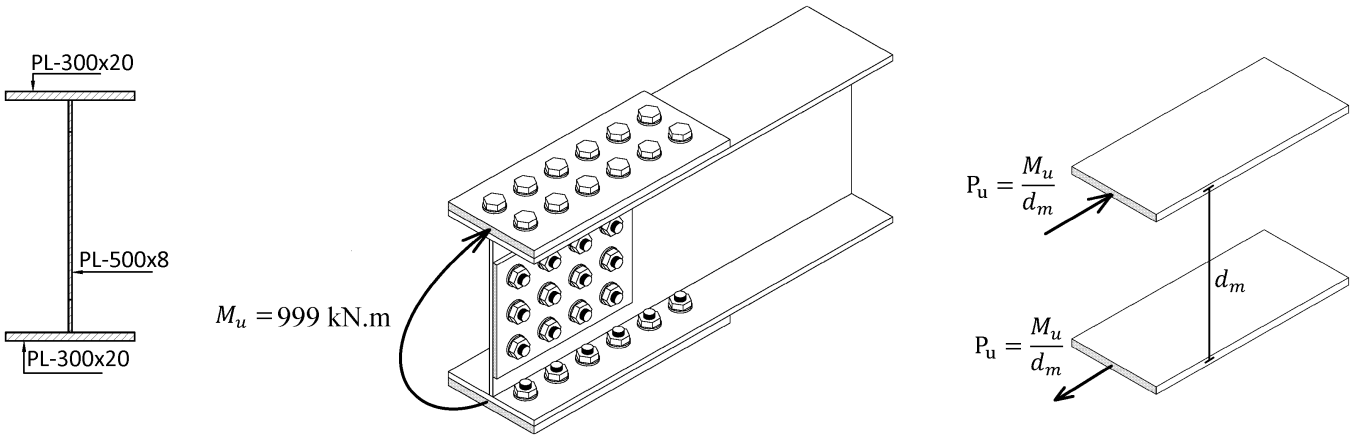
(OMF) شکل ۱-۱-۳-۳-۱۰ (IMF) شکل ۱-۲-۳-۳-۱۰ (SMF) شکل ۱-۳-۳-۳-۱۰

در محل وصله تعیین شود. درهرحال این مقاومت برشی موردنیاز نباید از

(OMF) $0.5 \times 0.6 R_y F_y A_w/\alpha_s$ **(IMF)** $0.5 \times 0.6 \times 1.1 R_y F_y A_w/\alpha_s$ **(SMF)** $0.5 \times 0.6 \times C_{pr} R_y F_y A_w/\alpha_s$

کمتر در نظر گرفته شود.





$$M_{hr} = 1.1 R_y M_p = 1.1 R_y Z_b F_y = 1.1 \times 1.15 \times \left(\frac{300 \times 540^2}{4} - \frac{292 \times 500^2}{4}\right) \times 240 = 1099\ kN.m$$

$$V_{hr} = \frac{2M_{hr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} = \frac{2 \times 1099}{9} + \frac{68 \times 9}{2} = 550\ \text{kN}$$

برش در محل وصله بر اساس پیکره آزاد در شکل فوق برابر است با:

برش محل وصله $V_u = V_{hr} - q_u \times 0.7 = 550 - 68 \times 0.75 = \mathbf{499\ kN}$

برش در محل وصله در هر حال نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$V_u = 0.5 \times 0.6 \times 1.1 \times R_y F_y A_w = 0.5 \times 0.6 \times 1.1 \times 1.15 \times 240 \times 540 \times 8 = \mathbf{393.4\ kN}$$

بنابراین برش مورد نیاز جهت طراحی وصله برابر است با:

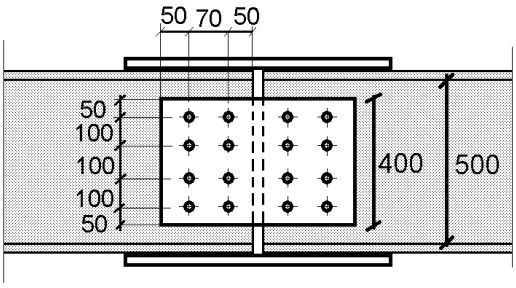
$$V_u = Max(499, 393.4) = 499\ kN.m$$

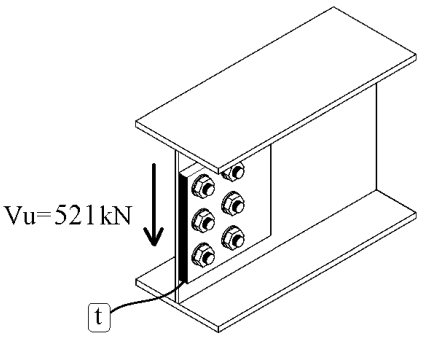
۳۸-۱۱-۴ تعیین ضخامت ورق وصله جان

ارتفاع جان تیرورق برابر 500 mm می باشد. ارتفاع ورق وصله برابر 400 mm فرض می شود.

$$V_u = 499 \times 10^3 < \varphi A_w \times 0.6F_y$$

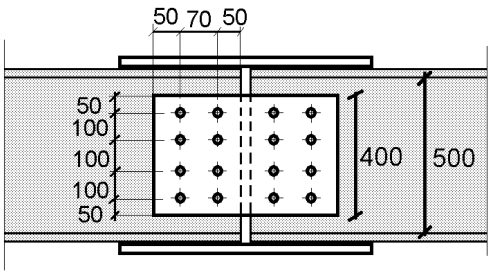
$$499000 < 1 \times 400 \times t \times 0.6 \times 240 \quad \rightarrow \quad 8.66\,mm < t \quad \rightarrow USE \quad t_{\text{ضخامت ورق وصله جان}} = 10\,mm$$

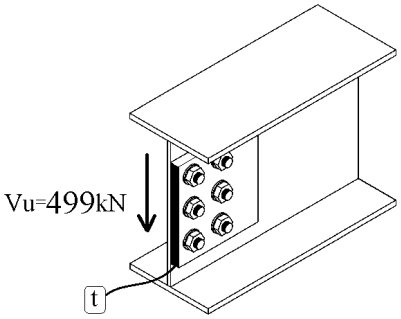


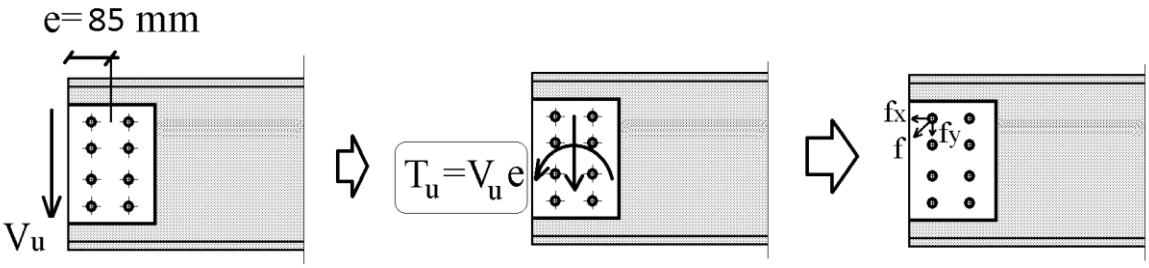


۳۸-۱۱-۵ تعیین قطر پیچ در ورق وصله جان

با فرض 8 پیچ در هر طرف ورق وصله جان کنترل های لازم انجام می شود. در صورتی که این طرح (مطابق شکل) مناسب نباشد، طرح را تغییر داده و مجددا تلاش می کنیم.







$$\left.\begin{matrix} V_u = 499\,kN \\ T_u = 499 \times 0.085 = 42.41\,kN.m \end{matrix}\right\} \quad \rightarrow \quad f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{\left(\frac{T_u \times 150}{J}A_b\right)^2 + \left(\frac{T_u \times 35}{J}A_b + \frac{V_u}{8}\right)^2}$$

$$J = A_b \times 4 \times \left((35^2 + 150^2) + (35^2 + 50^2)\right) = 109800A_b$$

$$\rightarrow \quad f = \sqrt{\left(\frac{37.4 \times 10^6 \times 35}{109800}\right)^2 + \left(\frac{42.41 \times 10^6 \times 150}{109800} + \frac{499000}{8}\right)^2} = 120901\,N = 121\,kN$$

با فرض استفاده از بولت از نوع $A490$ ($F_u = 1000\,MPa$)، مقاومت برشی طراحی (در اتصال اتکایی) برای هر بولت برابر خواهد بود با:

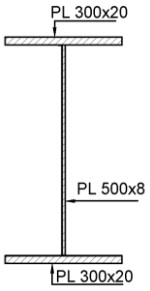
$$\phi F_{nt}A_{nb} = 0.9 \times F_{nt}A_{nb} = 0.9 \times (0.45 \times 1000) \times A_{nb} = 405A_{nb}$$

$$120901\,N < 405A_{nb} \quad \rightarrow \quad 298mm^2 \quad = A_{nb} \quad \rightarrow \quad USE \quad M20$$

۱۲-۳۸ طراحی وصله تیرها با ورق انتهایی

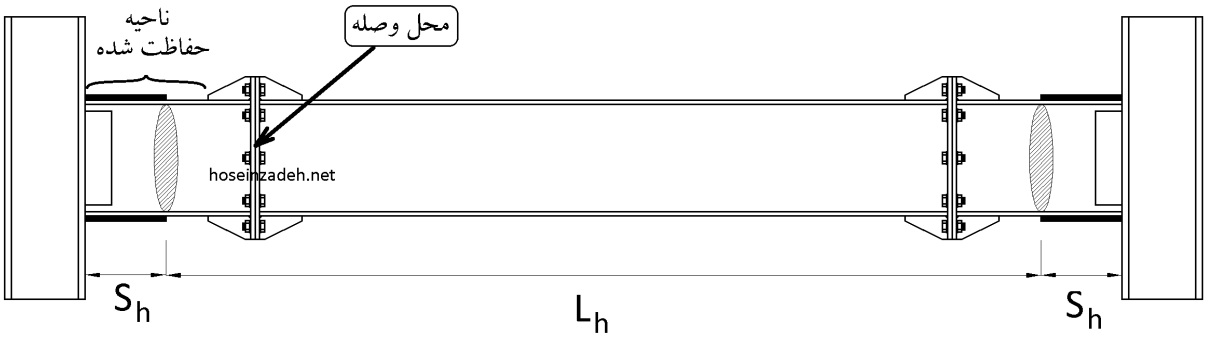


مراحل طراحی وصله همراه با یک مثال تشریح خواهد شد.



فرضیات:

- قاب خمشی با شکل پذیری متوسط می باشد.
- طول آزاد تیر برابر 9.6m می باشد.
- وزن مرده وارد بر واحد طول تیر برابر40 kN/m و بار زنده آن برابر 20 kN/m می باشد.
- ستون های سازه به صورت باکس به ابعاد 400 × 400 می باشند.

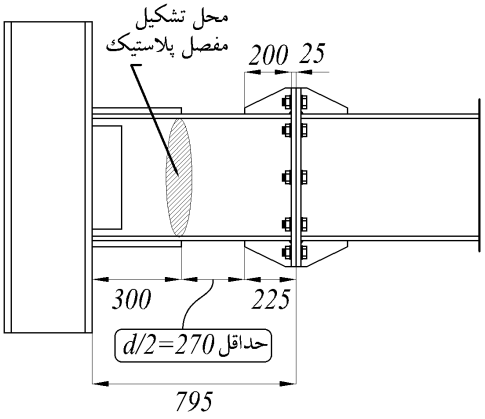


- فرض کنید محل تشکیل مفصل پلاستیک به فاصله $S_h = 300\ mm$ از بر ستون باشد.

با فرض اینکه طول سخت کننده 200mm و ضخامت ورق انتهایی وصله 25mm باشد (شکل زیر را ببینید):

فاصله وصله از بر ستون $\geq S_h + \frac{d}{2} + 225 = 300 + \frac{540}{2} + 225 = 795\ mm \quad \rightarrow \quad SAY\ 800mm$

$$L_h = 9.6 - 2 \times 0.3 = 9m$$



۳۸-۱۲-۱ تعیین لنگر وارد بر وصله تیر

الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به‌دست‌آمده از پیکرهٔ آزاد شکل ۱-۱-۳-۳-۱۰ در محل وصله تعیین شود. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از $\mathbf{(OMF)\ M_p/\alpha_s}$ $\mathbf{(IMF)\ R_yM_p/\alpha_s}$ $\mathbf{(SMF)\ R_yM_p/\alpha_s}$ کمتر در نظر گرفته شود،

$$M_{hr} = 1.1R_yM_p = 1.1R_yZ_bF_y = 1.1 \times 1.15 \times \left(\frac{300 \times 540^2}{4} - \frac{292 \times 500^2}{4}\right) \times 240 = 1099\ kN.m$$

$$V_{hr} = \frac{2M_{hr}}{L_h} + \frac{q_uL_h}{2} = \frac{2 \times 1099}{9} + \frac{68 \times 9}{2} = 550\ \text{kN}$$

لنگر در محل وصله بر اساس پیکره آزاد در شکل فوق برابر است با:

لنگر محل وصله $M_u = M_{hr} - V_{hr} \times 0.5 + \frac{q_u \times 0.5^2}{2} = 1099 - 550 \times 0.5 + \frac{68 \times 0.5^2}{2} = \mathbf{832\ kN.m}$

لنگر در محل وصله در هر حال نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$R_yM_p = R_yZ_bF_y = 1.15 \times \left(\frac{300 \times 540^2}{4} - \frac{292 \times 500^2}{4}\right) \times 240 = \mathbf{999\ kN.m}$$

بنابراین لنگر مورد نیاز جهت طراحی وصله برابر است با:

$$M_u = Max(832, 999) = 999\ kN.m$$

۳۸-۱۲-۲ تعیین قطر بولت بر اساس لنگر وارد بر اتصال

اگر مطابق شکل زیر فرض شود که کل کشش ناشی از خمش وارد بر اتصال توسط چهار پیچ فوقانی تحمل میشود، خواهیم داشت:

$$M_u = (2P_t \times h_0 + 2P_t \times h_1)$$

در رابطه فوق P_t نیروی کششی وارد بر هر کدام از چهار بولت فوقانی می باشد.

$$M_u = 4P_t\left(\frac{h_0 + h_1}{2}\right)$$

اگر در طرح اتصال فواصل p_{fo} و p_{fi} برابر در نظر گرفته شوند، $\left(\frac{h_0+h_1}{2}\right) = h$ خواهد بود و در نتیجه:

$$M_u = 4P_t h \quad \rightarrow \quad \text{نیروی کششی وارد بر هر بولت } P_t = \frac{M_u}{4h}$$

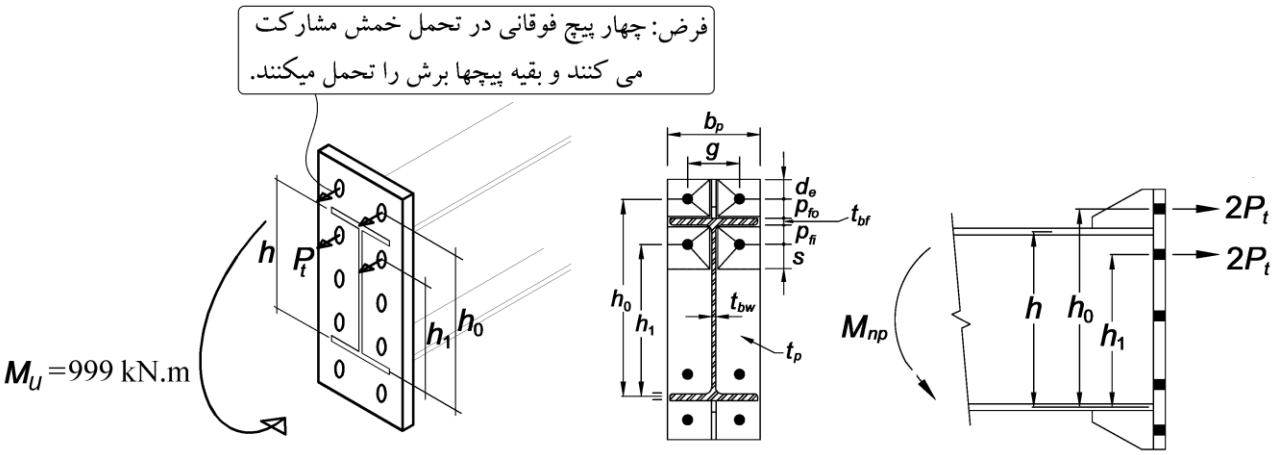
مقاومت کششی بولت برابر $\varphi A_b F_{nt}$ می باشد و بنابراین:

$$\frac{M_u}{4h} \le \varphi A_b F_{nt}$$

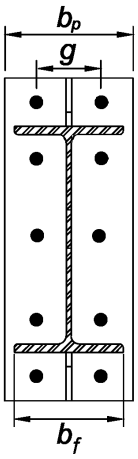
$$\frac{M_u}{4h} \le \varphi \frac{\pi D_b^2}{4} F_{nt}$$

$$\sqrt{\frac{M_u}{\varphi \pi F_{nt} h}} \le D_b$$

$$\sqrt{\frac{999 \times 10^6}{0.75 \times 3.14 \times (0.75 \times 1000) \times 520}} \le D_b \quad \rightarrow \quad 32.98\ mm \le D_b \quad \rightarrow \quad USE\ M33$$



۳۸-۱۲-۳ تعیین عرض ورق انتهایی



3. End-Plate Width

The width of the end-plate shall be greater than or equal to the connected beam flange width. The effective end-plate width shall not be taken greater than the connected beam flange plus 1 in. (25 mm).

با توجه به توصیه فوق عرض ورق انتهای برابر با عرض بال تیر در نظر گرفته می شود:

$$b_p = b_f = 300\ mm$$

۳۸-۱۲-۴ تعیین فواصل پیچها

مطابق توصیه زیر برای پیچ های با قطر کوچکتر یا مساوی 25 mm، مقادیر P_{fi} و P_{fo} حداقل باید برابر با $(\text{قطر بولت} + 13\ mm)$ در نظر گرفته شود و برای پیچ های بزرگتر نیز حداقل برابر با $(\text{قطر بولت} + 19\ mm)$ منظور شود.

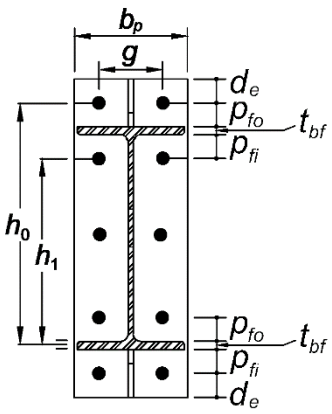
6.7. CONNECTION DETAILING

1. Gage

The gage, g, is as defined in Figures 6.2 through 6.4. The maximum gage dimension is limited to the width of the connected beam flange.

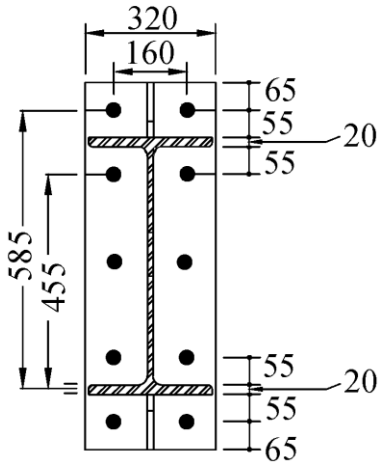
2. Pitch and Row Spacing

The minimum pitch distance is the bolt diameter plus ½ in. (13 mm) for bolts up to 1 in. (25 mm) diameter, and the bolt diameter plus ¾ in. (19 mm) for larger diameter bolts. The pitch distances, p_{fi} and p_{fo}, are the distances from the face of the beam flange to the centerline of the nearer bolt row, as shown in Figures 6.2 through 6.4. The pitch distances, p_{si} and p_{so}, are the distances from the face of the continuity plate to the centerline of the nearer bolt row, as shown in Figures 6.2 through 6.4.



با توجه به اینکه پیچ ها M33 می باشند، داریم:

$$(P_{fo} = P_{fi}) > 33 + 19 = 52\ mm \qquad \rightarrow \quad Use\ P_{fo} = P_{fi} = 55\ mm$$



فاصله d_e بهتر است حداقل برابر با دو برابر قطر بولت در نظر گرفته شود:

$$d_e \geq 2d_b = 2 \times 33 = 66\ mm \qquad \rightarrow \quad USE\ d_e = 65\ mm$$

جدول ۱۰-۲-۹-۸ حداقل فاصلهٔ مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا

لبهٔ بریده شده با قیچی (گیوتین)	لبهٔ نورد شدهٔ ورق- نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده‌شده با شعله اتوماتیک یا اره
۲d	۱/۷۵d

d = قطر اسمی پیچ

فاصله g را می توان برابر نصف عرض ورق انتهایی در نظر گرفت:

$$g = \frac{b_p}{2} = \frac{300}{2} = 150\ mm \qquad \rightarrow \qquad USE \quad g = 150\ mm$$

$\left(\frac{b_p - g}{2} = \frac{300-150}{2} = 75\right)$ در این حالت فاصله مرکز سوراخ از لبه قائم ورق برابر خواهد بود که بیش از $2d_b = 66$ می باشد و مناسب است.

۳۸-۱۲-۵ تعیین ضخامت ورق وصله

ضخامت ورق انتهایی را می توان بر اساس تئوری خطوط تسلیم تعیین کرد. شکل زیر برگرفته از AISC-358-16 می باشد.
در شکل زیر دو رابطه متفاوت برای تعیین پارامتر Y_p ارائه شده است. برای انتخاب رابطه مناسب باید فاصله d_e با مقدار s مقایسه شود:

$$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g} = \frac{1}{2}\sqrt{300 \times 150} = 106.1\ mm \quad \rightarrow \quad d_e = 65 < s = 106.1 \rightarrow Case1\ \ governs$$

با توجه به محاسبات فوق باید از رابطه اول استفاده شود:

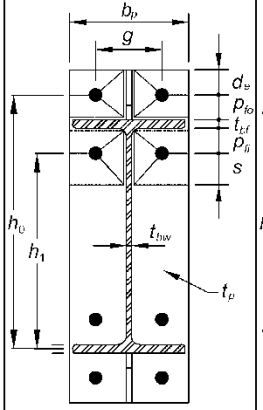
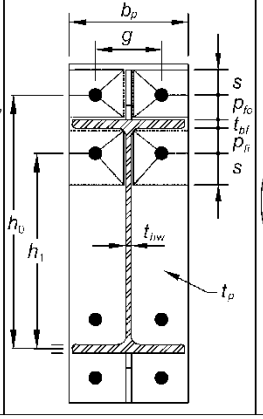
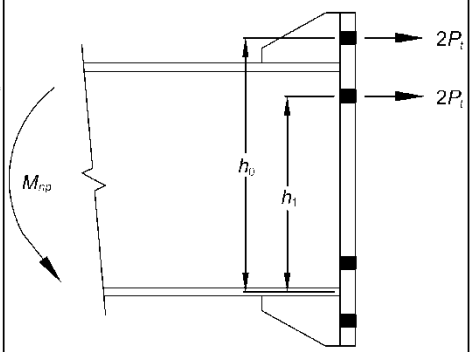
$$\rightarrow Y_p = \frac{300}{2}\left[460\left(\frac{1}{55}+\frac{1}{106.1}\right)+585\left(\frac{1}{55}+\frac{1}{2\times 106.1}\right)\right]+\frac{2}{150}[455(55+106.1)+585(65+55)]$$
$$= 5827\ mm$$

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11M_u}{\varphi F_{yp} Y_p}} = \sqrt{\frac{1.11 \times 999 \times 10^6}{0.9 \times 240 \times 6515.8}} = 28.06\ mm \qquad \rightarrow USE \quad t_p = 30\ mm$$

Step 5. Determine the required end-plate thickness, $t_{p,req'd}$.

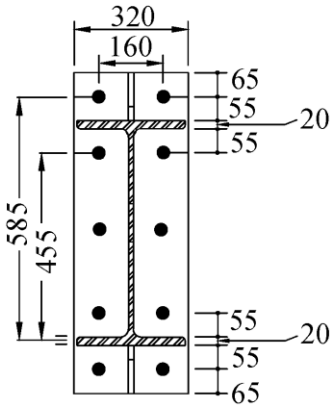
$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11\ M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \qquad (6.8\text{-}5)$$

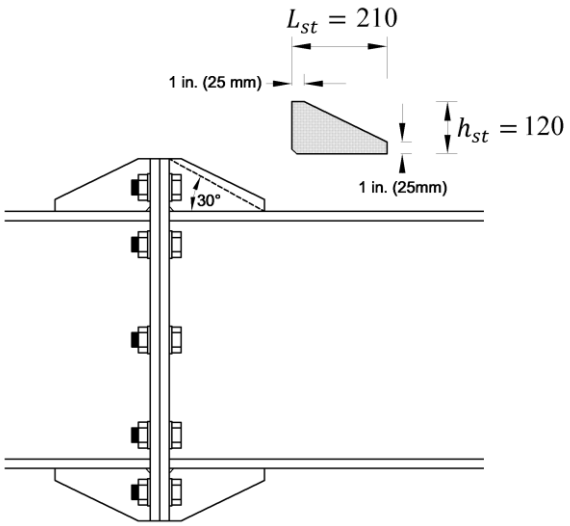
Summary of Four-Bolt Extended Stiffened End-Plate Yield Line Mechanism Parameter

End-Plate Geometry and Yield Line Pattern		Bolt Force Model
Case 1 ($d_e \le s$)	Case 2 ($d_e > s$)	
		

Case 1 ($d_e \le s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{p_{fi}}+\frac{1}{s}\right)+h_0\left(\frac{1}{p_{fo}}+\frac{1}{2s}\right)\right]+\frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi}+s)+h_0(d_e+p_{fo})\right]$
Case 2 ($d_e > s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{p_{fi}}+\frac{1}{s}\right)+h_0\left(\frac{1}{s}+\frac{1}{p_{fo}}\right)\right]+\frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi}+s)+h_0(s+p_{fo})\right]$
$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g}$ Note: If $p_{fi} > s$, use $p_{fi} = s$.	

۳۸-۱۲-۶ تعیین ابعاد سخت کننده





در متن زیر (برگرفته از AISC358-10) و با فرض اینکه تنش تسلیم ورق سخت کننده با تنش تسلیم تیر یکسان باشد، ضخامت سخت کننده را می توان برابر با ضخامت جان تیر در نظر گرفت. ضخامت جان تیر ورق در مثال مورد بررسی برابر $t_{bw} = 8\ mm$ می باشد. بنابراین:

$$\left(\text{ضخامت سخت کننده}\right) t_s \geq t_{bw} \left(\text{ضخامت جان تیر}\right) \qquad \rightarrow \qquad t_s \geq 8\ mm$$

از طرفی سخت کننده باید به حد کافی ضخیم باشد تا کمانش موضعی نکند. بدین منظور رابطه زیر باید کنترل شود:

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq \left(0.56\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0.56\sqrt{\frac{2\times 10^5}{240}} = 16.16\right) \qquad \rightarrow \quad t_s \geq \frac{h_{st}}{16.16}$$

در مثال مورد بررسی ارتفاع ورق در بالای تیر برابر 55+65=120 mm می باشد و در نتیجه ارتفاع سخت کننده برابر $h_{st} = 120$ خواهد بود. بنابراین:

$$\left.\begin{array}{lll} t_s \geq t_{bw} & \rightarrow & t_s \geq 8\ mm \\ t_s \geq \dfrac{h_{st}}{16.16} & \rightarrow & t_s \geq \dfrac{120}{16.16} = 7.4\ mm \end{array}\right\} \rightarrow USE \quad t_s = 8\ mm$$

طول سخت کننده (L_{st}) نیز حداقل باید برابر با $\frac{h_{st}}{\tan 30^0}$ منظور شود. بنابراین:

$$L_{st} \geq \frac{h_{st}}{\tan 30^0} = \frac{120}{\tan 30^0} = 207.8\ mm \qquad \rightarrow \qquad USE\ L_{st} = 210\ mm$$

End-Plate Stiffener

The two extended stiffened end-plate connections, Figures 6.1(b) and (c), require a stiffener welded between the connected beam flange and the end-plate. The minimum stiffener length, L_{st}, shall be:

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ} \qquad (6.9\text{-}1)$$

where h_{st} is the height of the stiffener, equal to the height of the end-plate from the outside face of the beam flange to the end of the end-plate as shown in Figure 6.5.

The stiffener plates shall be terminated at the beam flange and at the end of the end-plate with landings not less than 1 in. (25 mm) long. The stiffener shall be clipped where it meets the beam flange and end-plate to provide clearance between the stiffener and the beam flange weld.

Step 10. If using either the four-bolt extended stiffened end-plate (4ES) or the eight-bolt extended stiffened end-plate (8ES) connection, select the end-plate stiffener thickness and design the stiffener-to-beam flange and stiffener-to-end-plate welds.

$$t_s \geq t_{bw}\left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}}\right) \qquad (6.8\text{-}9)$$

where

F_{yb} = specified minimum yield stress of beam material, ksi (MPa)
F_{ys} = specified minimum yield stress of stiffener material, ksi (MPa)
t_{bw} = thickness of beam web, in. (mm)
t_s = end-plate stiffener thickness, in. (mm)

The stiffener geometry shall conform to the requirements of Section 6.7.4. In addition, to prevent local buckling of the stiffener plate, the following width-to-thickness criterion shall be satisfied:

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \qquad (6.8\text{-}10)$$

where h_{st} is the height of the stiffener, in. (mm), equal to the height of the end-plate from the outside face of the beam flange to the end of the end-plate.

۳۸-۱۲-۷ تعیین برش وارد بر وصله تیر

مقدار برش طراحی برابر "حداقل" مقدار حاصل از سه مورد از بند زیر خواهد بود:

وصلهٔ تیرها (SMF) ۱۲-۳-۳-۳-۱۰ (IMF) ۱۰-۲-۳-۳-۱۰ (OMF) ۸-۱-۳-۳-۱۰

ب) مقاومت برشی موردنیاز

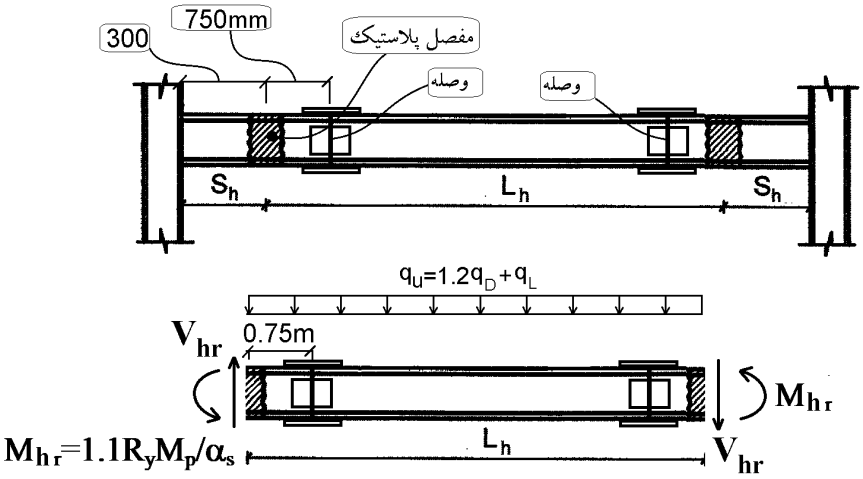
مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس نیروی برشی به‌دست‌آمده از نمودار پیکرهٔ آزاد

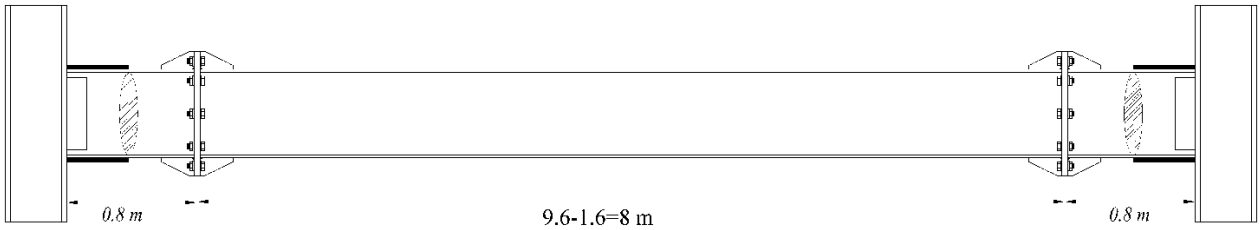
(OMF) شکل ۱۰-۳-۳-۱-۱ (IMF) شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱ (SMF) شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱

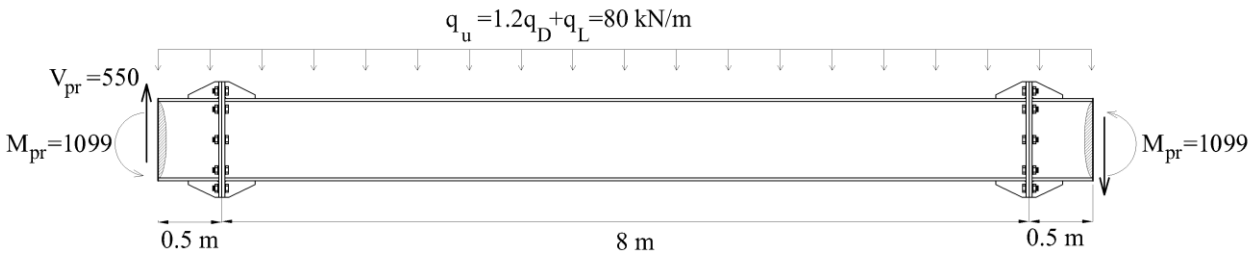
در محل وصله تعیین شود. درهرحال این مقاومت برشی موردنیاز نباید از

(OMF) $0.5 \times 0.6 R_y F_y A_w/\alpha_s$ (IMF) $0.5 \times 0.6 \times 1.1 R_y F_y A_w/\alpha_s$ (SMF) $0.5 \times 0.6 \times C_{pr} R_y F_y A_w/\alpha_s$

کمتر در نظر گرفته شود.







$$M_{hr} = 1.1 R_y M_p = 1.1 R_y Z_b F_y = 1.1 \times 1.15 \times \left(\frac{300 \times 540^2}{4} - \frac{292 \times 500^2}{4} \right) \times 240 = 1099\ kN.m$$

$$V_{hr} = \frac{2M_{hr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} = \frac{2 \times 1099}{9} + \frac{68 \times 9}{2} = 550\ \text{kN}$$

برش در محل وصله بر اساس پیکره آزاد در شکل فوق برابر است با:

برش محل وصله $V_u = V_{hr} - q_u \times 0.5^m = 550 - 80 \times 0.5 = \mathbf{510\ kN}$

برش در محل وصله در هر حال نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$V_u = 0.5 \times 0.6 \times 1.1 \times R_y F_y A_w = 0.5 \times 0.6 \times 1.1 \times 1.15 \times 240 \times 540 \times 8 = \mathbf{393.4\ kN}$$

بنابراین برش مورد نیاز جهت طراحی وصله برابر است با:

$$V_u = Max(510, 393.4) = 510\ kN.m$$

۳۸-۱۲-۸ کنترل قطر بولت بر اساس برش وارد بر اتصال

Step 11. The bolt shear rupture strength of the connection is provided by the bolts at one (compression) flange; thus

$$V_u \le \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b \qquad (6.8\text{-}11)$$

where

A_b = nominal gross area of bolt, in.^{2} (mm^2)
F_{nv} = nominal shear strength of bolt from the AISC *Specification*, ksi (MPa)
V_u = shear force at end of the beam, kips (N), given by Equation 6.8-2
n_b = number of bolts at compression flange
= 4 for 4E and 4ES connections
= 8 for 8ES connections

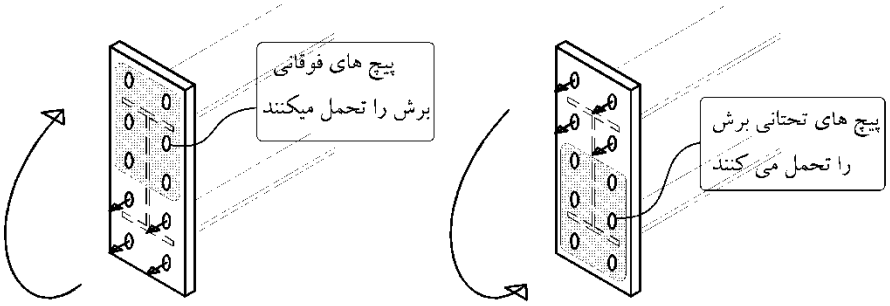
در صورتیکه فرض شود سطح برش از دندانه ها عبور می کند، $F_{nv} = 0.45F_u = 0.45 \times 1000 = 450\ MPa$

$$510\ kN \le 0.9 \times (6) \times 450 \times A_b$$

در صفحات قبل بر اساس کنترل خمش، M33 برای پیچ ها انتخاب گردید و بنابراین $A_b = 855\ mm^2$ می باشد و داریم:

$$560 \le 0.9 \times 6 \times 450 \times 855 = 2077\ kN \qquad OK$$

- در اتصال پیش فرض ارائه شده برای این نوع اتصال، کلا ۸ پیچ در نظر گرفته شده است. در حالیکه در شکل زیر ۱۰ پیچ ترسیم شده است. با توجه به اینکه برش وارد بر اتصال کم می باشد و از طرفی با توجه به اینکه دو پیچ میانی در اتصال پیش فرض ارائه نشده اند می توان از وجود آنها صرف نظر کرد که در این حالت ۴ عدد پیچ در شکل زیر برش را تحمل خواهند کرد.

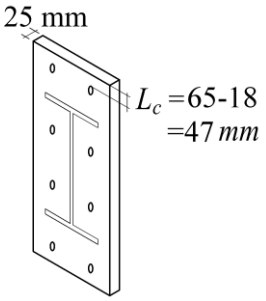


۳۸-۱۲-۹ کنترل لهیدگی ورق انتهایی

$$510\ kN \le 0.9(2)r_{ni} + 0.9(2)r_{no}$$

با توجه به اینکه پیچ ها $M33$ می باشند، قطر سوراخ $36\ mm$ خواهد بود.

$$r_{ni} = 2.4 d_b t F_u = 2.4 \times 33 \times 25 \times 370 = 732.6\ \ kN$$



$$r_{no} = Min(1.2 L_c t F_u, 2.4 d_b t F_u)$$
$$= Min(1.2 \times 47 \times 25 \times 370, 2.4 \times 33 \times 25 \times 370)$$
$$= Min(522\ kN, 732.6\ kN) = 522\ kN$$

$$560\ kN \le 0.9(2)r_{ni} + 0.9(2)r_{no}$$
$$560\ kN \le 0.9(2) \times 732.6 + 0.9(2) \times 522 = 2258\ kN \qquad OK$$

Step 12. Check bolt-bearing/tear-out failure of the end-plate and column flange:

$$V_u \le \phi_n R_n = \phi_n(n_i) r_{ni} + \phi_n(n_o) r_{no} \qquad (6.8\text{-}12)$$

where

F_u = specified minimum tensile strength of end-plate or column flange material, ksi (MPa)
L_c = clear distance, in direction of force, between edge of the hole and edge of the adjacent hole or edge of material, in. (mm)
d_b = diameter of bolt, in. (mm)
n_i = number of inner bolts
= 2 for 4E and 4ES connections
= 4 for 8ES connections
n_o = number of outer bolts
= 2 for 4E and 4ES connections
= 4 for 8ES connections
r_{ni} = 1.2 $L_c t F_u$ < 2.4 $d_b t F_u$ for each inner bolt
r_{no} = 1.2 $L_c t F_u$ < 2.4 $d_b t F_u$ for each outer bolt
t = end-plate or column flange thickness, in. (mm)

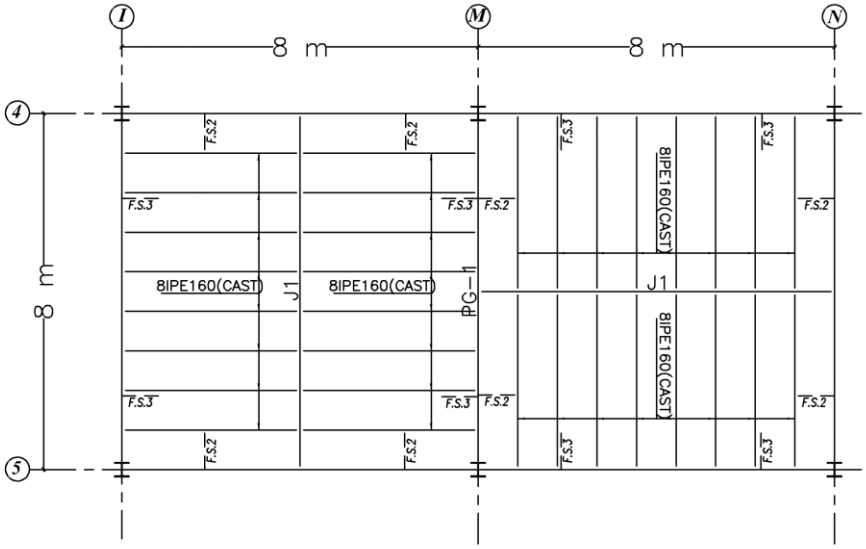
۳۸-۱۳ طراحی اتصال گیردار فلنجی ۸ پیچی با استفاده از ورق لچکی

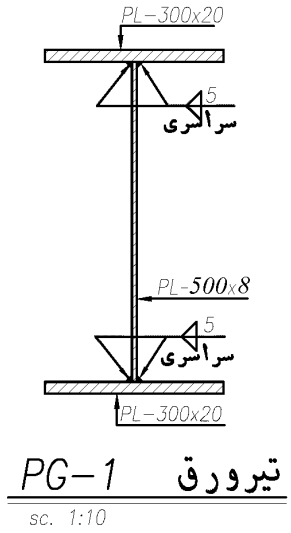


مراحل طراحی اتصال همراه با یک مثال تشریح خواهد شد.

فرضیات:

- قاب خمشی با شکل پذیری ویژه می باشد.
- وزن مرده کف برابر $5.7\ kN/m^2$ و بار زنده آن برابر $6\ kN/m^2$ می باشد.
- ابعاد ستون های سازه $400\ mm \times 400\ mm$ می باشند.
- هدف طراحی اتصال تیرورق PG1 می باشد.





۳۸-۱۳-۱ کنترل هندسه اتصال

مقاطع تیر و ستون باید فشرده لرزه ای ویژه باشند:

کنترل بال تیر: $\frac{b}{t} = \frac{150-4}{20} = 7.3 < 0.3\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 8.07 \quad ok$

کنترل جان تیر: $\frac{h}{t} = \frac{500}{8} = 62.5 < 2.45\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 65.9 \quad ok$

ابعاد تیر باید محدودیتهای زیر را رعایت کند:

۱۰-۳-۷-۳ اتصال گیردار فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی(BUEEP) و اتصال گیردار فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

۱۰-۳-۷-۳-۳ سایر الزامات

(۱) اتصالات فلنجی باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰-۳-۷-۲ را تأمین نمایند.

تبصره: در قاب‌های خمشی ویژه با عملکرد توأم دال بتنی و مقطع فولادی در سرتاسر طول تیر، عمق مقطع تیر نباید از 600 میلی‌متر کمتر باشد.

(۲) پهنای ورق انتهایی نباید از بال تیر متصل‌شونده به آن کوچک‌تر در نظر گرفته شود. همچنین پهنای مؤثر ورق انتهایی که در محاسبات منظور می‌شود، نباید از بال تیر متصل‌شونده به‌علاوه 25 میلی‌متر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

(۳) اتصال بال تیر به ورق انتهایی باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل بوده و در وجه داخلی بال تیر با جوش گوشه به ضخامت حداقل 8 میلی‌متر تقویت گردد.

(۴) شیارزنی ریشهٔ جوش بال تیر به ورق انتهایی در قسمتی که مستقیماً بالا یا پایین جان تیر قرار می‌گیرد، ضروری نیست. در این قسمت جوش شیاری با نفوذ کامل کفایت می‌نماید.

جدول ۱۰-۳-۷-۲: محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

پارامتر	BUEEP		BSEEP			
			چهار پیچی		هشت پیچی	
	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)
t_{bf}	10	25	10	25	15	30
b_{bf}	150	250	150	250	200	350
d_b	340	1400	340	700	440	1000
t_p	12	60	12	50	20	70
b_p	180	300	180	300	240	400
g	100	160	80	160	120	160
p_{fi} , p_{fo}	35	120	50	150	40	50
p_b	-	-	-	-	90	100

b_{bf} = پهنای بال تیر

b_p = پهنای ورق انتهایی

d_b = عمق تیر متصل‌شونده به ورق انتهایی

g = فاصلهٔ افقی بین دو ردیف قائم پیچ

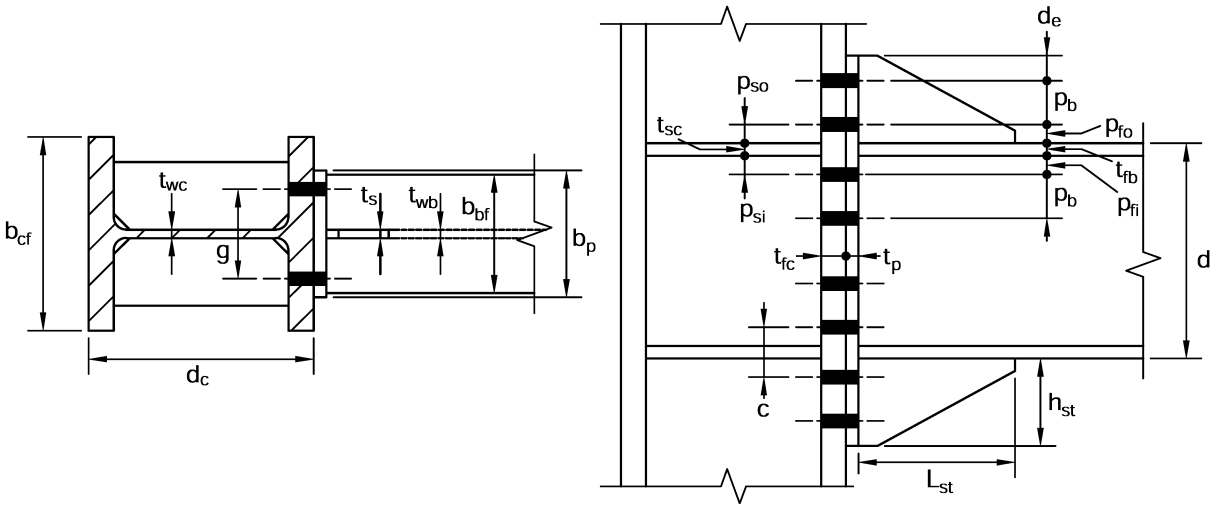
p_b = فاصلهٔ قائم بین دو ردیف پیچ در هر دو طرف بال تیر در اتصال فلنجی هشت پیچی

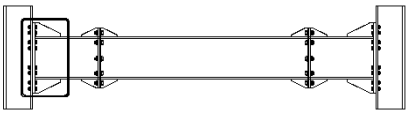
p_{fi} = فاصلهٔ قائم بین نزدیک‌ترین ردیف پیچ داخلی تا بر بال کششی تیر

p_{fo} = فاصلهٔ قائم بین نزدیک‌ترین ردیف پیچ بیرونی تا بر بال کششی تیر

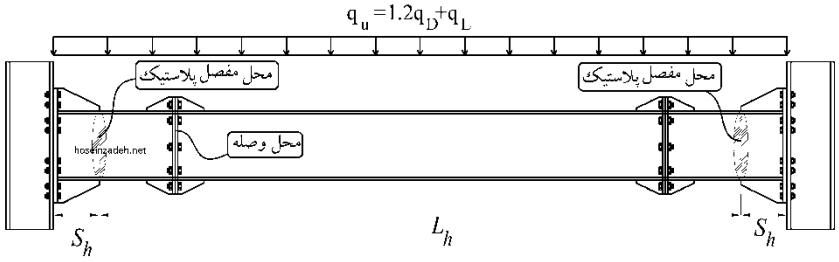
t_{bf} = ضخامت بال مقطع تیر

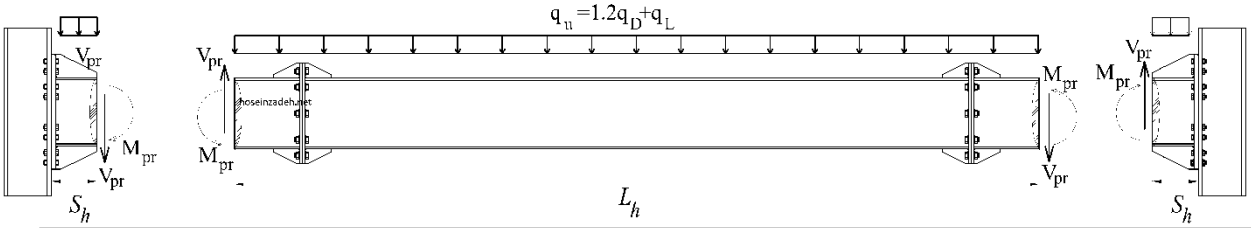
t_p = ضخامت ورق انتهایی





۳۸-۱۳-۲ محاسبه لنگر پلاستیک محتمل تیر(M_{pr})





$$1.1 \le C_{pr}=\frac{(F_Y+F_u)}{2F_y} \le 1.2$$

اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W) ⇦ $C_{pr}=1.4$

اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی با دیافراگم عبوری از ستون (TD-WUFW) ⇦ $C_{pr}=1.4$

$$M_{pr}=\frac{C_{pr}R_yM_p}{\alpha_s}$$

برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

F_yZ لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

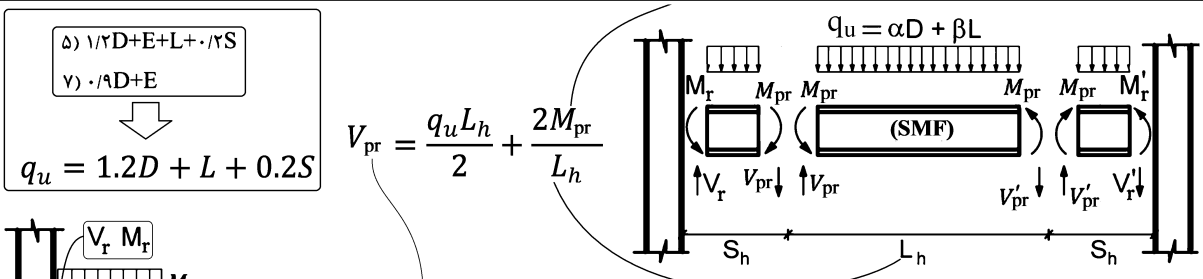
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	1.25
سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی	1.2
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15
میلگردها	1.2

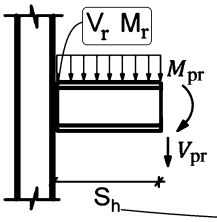
۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S

۷) ۰/۹D+E

$$q_u = 1.2D + L + 0.2S$$

$$V_{pr}=\frac{q_uL_h}{2}+\frac{2M_{pr}}{L_h}$$





$$M_r = M_{pr} + V_{pr} \times S_h + \frac{q_uS_h^2}{2}$$

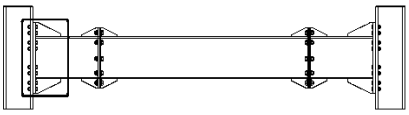
$$V_r = V_{pr} + q_uS_h$$

قاب خمشی ویژه

$$M_{pr}=C_{pr}R_yM_p=C_{pr}R_y(Z_b)(F_y)=1.2\times1.15(Z_b)(F_y)=1.38\times\left(\frac{\left(\frac{300\times540^2}{4}-\frac{292\times500^2}{4}\right)}{10^6}\right)(240)$$

$$=1198.9\ kN.m\ \ kN.\mathrm{m}$$

مقدار C_{pr} برابر $C_{pr}=Min\left(\frac{240+370}{2\times240},1.2\right)=1.2$ می باشد.



۳۸-۱۳-۳ محاسبه برش محتمل در محل مفصل (V_{pr})

برش کل موجود در محل تشکیل مفصل (به فاصله Sh از بر ستون) را محاسبه می کنیم:

$$V_{pr} = \frac{2\times M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} = \frac{2\times M_{pr}}{L_h} + \frac{(\alpha D+\beta L)L_h}{2}$$

در رابطه فوق:

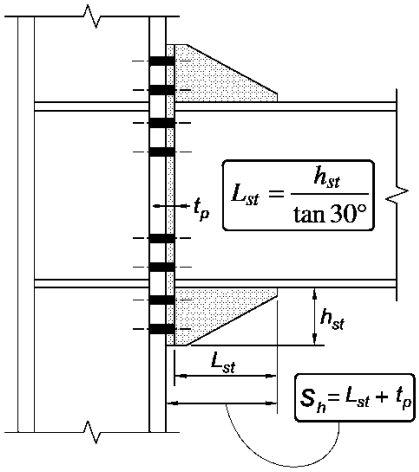
Mpr در بند قبل محاسبه شده است.

Lh: فاصله بین مفاصل پلاستیک می باشد (بر حسب متر).

q_u: بار گسترده ضریب دار وارد بر تیر می باشد که بر اساس ترکیب بار لرزه ای باید انتخاب شود با توجه به اینکه ترکیب بار لرزه ای 1.2D+L+0.2S+E می باشد، مقدار $q_u = \alpha D + \beta L$ باید برابر kN/m (1.2Dead+Live+0.2Snow) اختیار شود.

تحت شرایط خاصی به جای Live می توان از 0.5Live استفاده کرد (جهت مشاهده شرایط استفاده از ضریب 0.5 برای بار زنده به مبحث ششم مراجعه نمایید).

نکته: طبق یادداشت (۴) از بند ۱۰-۳-۷-۳-۱ مقدار Sh برابر طول سخت کننده + ضخامت ورق می باشد:



در شروع طراحی هنوز طول ورق سخت کننده و ضخامت ورق انتهایی مشخص نیست و برای شروع طراحی به عنوان یک تقریب اولیه اگر مقدار $h_{st} = 200\ mm$ فرض شود، مقدار S_h حدودا برابر $S_h = 350\ mm$ خواهد بود. اگر پس از انجام محاسبات مقدار بیشتری برای Sh بدست آمد، باید محاسبات مجددا تکرار شود.

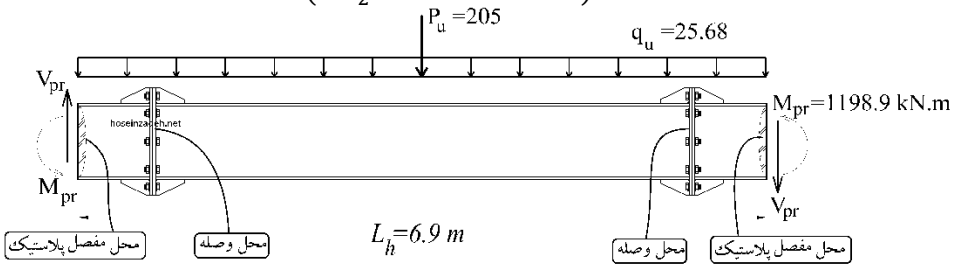
با توجه به اینکه ابعاد ستونها 400×400 است، فاصله بین دو مفصل در تیر برابر است با:

$$L_h = 8\ m - 0.40 - 2 \times 0.35 = 6.9m$$

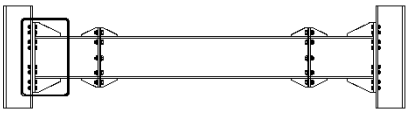
بار گسترده ثقلی ضریب دار سقف برابر است با: $q_u = 1.2q_D + q_L = (1.2 \times 5.7 + 6) = 12.84\frac{kN}{m^2}$

با توجه به اینکه سطح بارگیر تیر برابر $2\ m$ می باشد، بار گسترده وارد بر تیر برابر خواهد بود با: $q_u = 12.84\frac{kN}{m^2} \times 2\ m = 25.68\frac{kN}{m}$

با توجه به وجود تیر فرعی $J1$، یک نیروی متمرکز ناشی از بارهای ثقلی خواهیم داشت که مقدار آن با توجه به اینکه سطح بارگیر تیر فرعی برابر $32m^2$ است، برابر خواهد بود با: $P_u = \left(\frac{32\times 12.84}{2} = 205.44\ kN\right)$

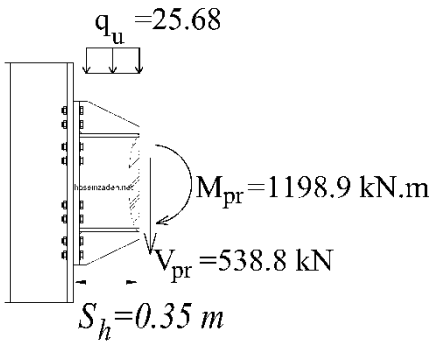


$$V_{pr} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} + \frac{P_u}{2}$$
$$= \frac{2 \times 1198.9}{6.9} + \frac{25.68 \times 6.9}{2} + \frac{205.44}{2}$$
$$= 538.8\ kN$$



۳۸-۱۳-٤ محاسبه برش طراحی در بر ستون (V_r)

مقدار برش طراحی در بر ستون (V_U) بر حسب kN مطابق بند ۱۰-۳-۸-۱-۲-۲ برابر است با:



$$V_r = V_{pr} + q_u S_h$$

مقدار برش طراحی در بر ستون (V_U) بر حسب kN برابر است با:

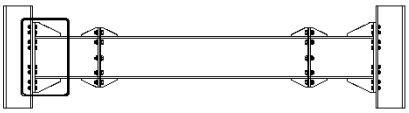
$$V_r = V_{pr} + q_u S_h = 538.8 + 25.68 \times 0.35 = 547.8\ kN$$

۳۸-۱۳-۵ محاسبه لنگر طراحی در بر ستون (M_r)

مطابق بند ۱۰-۳-۸-۱-۳-۲ از مبحث دهم مقدار M_U در بر ستون بر حسب kN.m بدست می آید:

$$M_r = M_{pr} + V_{pr} S_h + \frac{q_u {S_h}^2}{2}$$

$$M_r = M_{pr} + V_{pr} S_h + \frac{q_u {S_h}^2}{2} = 1198.9 + 538.8 \times 0.35 + \frac{25.68 \times 0.35^2}{2} = 1389\ kN.m$$



۶-۱۳-۳۸ تعیین قطر بولت بر اساس لنگر وارد بر اتصال

Step 3. Determine the required bolt diameter, $d_{b\ req'd}$, using one of the following expressions.

For eight-bolt connections (8ES):

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{nt}(h_1+h_2+h_3+h_4)}} \qquad (6.8\text{-}4)$$

where

F_{nt} = nominal tensile strength of bolt from the AISC *Specification*, ksi (MPa)
h_i = distance from centerline of the beam compression flange to the centerline of *i*th tension bolt row
h_o = distance from centerline of compression flange to tension-side outer bolt row, in. (mm)
ϕ_n = 0.90

اگر مطابق شکل زیر فرض شود که کل کشش ناشی از خمش وارد بر اتصال توسط 8 پیچ فوقانی تحمل میشود، خواهیم داشت:

$$M_r = (2P_t \times h_1 + 2P_t \times h_2 + 2P_t \times h_3 + 2P_t \times h_4)$$

در رابطه فوق P_t نیروی کششی وارد بر هر کدام از 8 بولت فوقانی می باشد.

$$M_r = 8P_t\left(\frac{h_1+h_2+h_3+h_4}{4}\right)$$

اگر در طرح اتصال فواصل p_{fo} و p_{fi} برابر در نظر گرفته شوند، $\left(\frac{h_1+h_2+h_3+h_4}{4}\right) = h$ خواهد بود و در نتیجه:

$$M_r = 8P_t h \qquad \rightarrow \qquad \text{نیروی کششی وارد بر هر بولت } P_t = \frac{M_r}{8h}$$

مقدار h در شکل زیر نشان داده شده است.

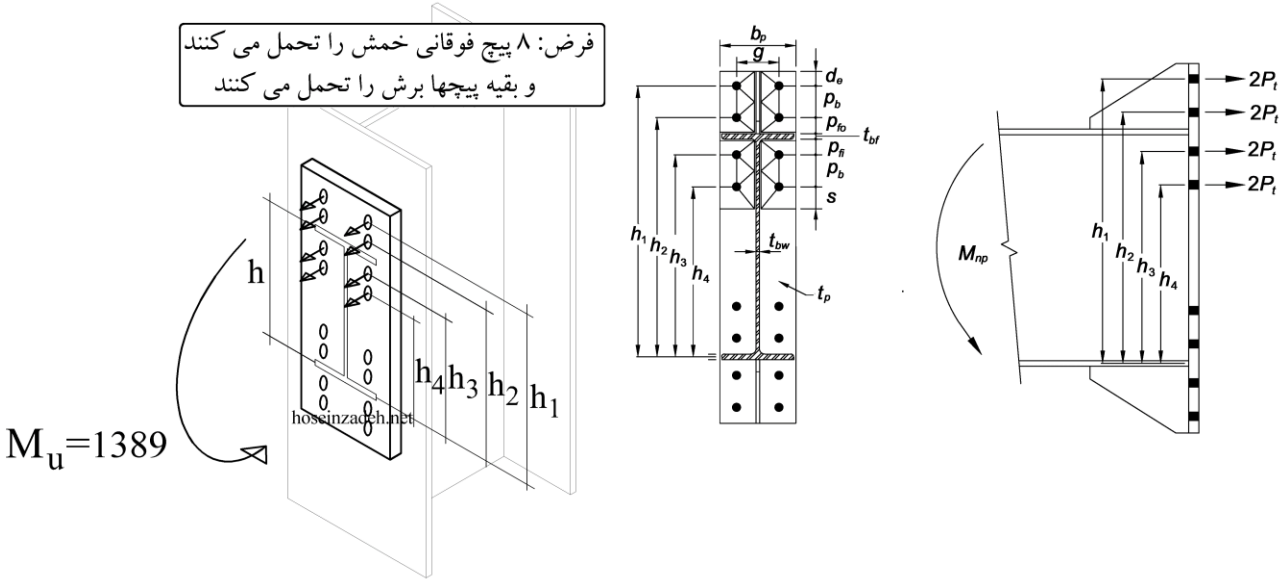
مقاومت کششی بولت برابر $\varphi A_b F_{nt}$ می باشد و بنابراین:

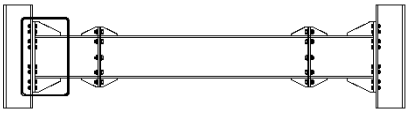
$$\frac{M_r}{8h} \le \varphi A_b F_{nt}$$

$$\frac{M_r}{8h} \le \varphi_n \frac{\pi D_b^2}{4} F_{nt}$$

$$\sqrt{\frac{M_r}{2 \times \pi\varphi_n F_{nt} h}} \le D_b$$

$$\sqrt{\frac{1389 \times 10^6}{2 \times 3.14 \times 0.9 \times (0.75 \times 1200) \times 520}} \le D_b \qquad \rightarrow \qquad 22.9\ mm \le D_b \qquad \rightarrow \qquad USE\ M24$$





۳۸-۱۳-۷ کنترل قطر بولت بر اساس برش وارد بر اتصال

Step 11. The bolt shear rupture strength of the connection is provided by the bolts at one (compression) flange; thus

$$V_u \le \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b \qquad (6.8\text{-}11)$$

where

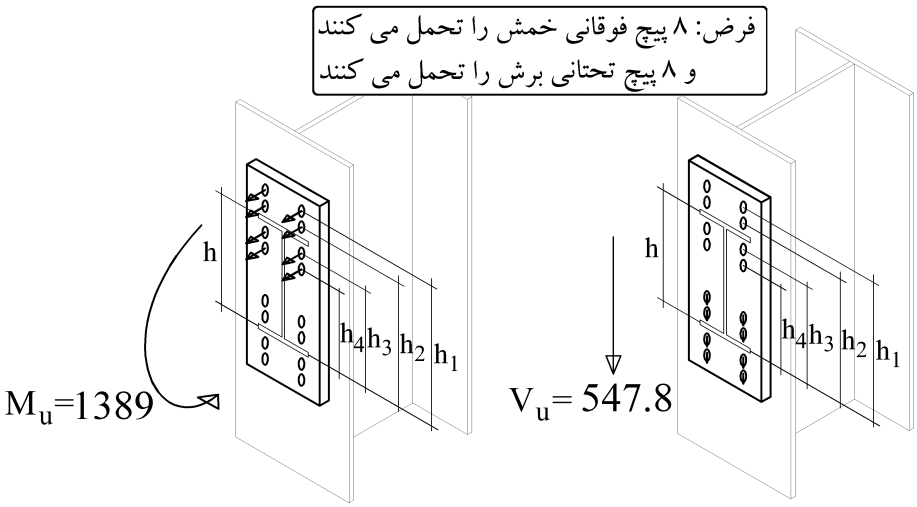
A_b = nominal gross area of bolt, in.^{2} (mm^2)
F_{nv} = nominal shear strength of bolt from the AISC *Specification*, ksi (MPa)
V_u = shear force at end of the beam, kips (N), given by Equation 6.8-2
n_b = number of bolts at compression flange
= 4 for 4E and 4ES connections
= 8 for 8ES connections

در صورتیکه فرض شود سطح برش از دندانه ها عبور می کند، $F_{nv} = 0.45F_u = 0.45 \times 1200 = 540\ MPa$

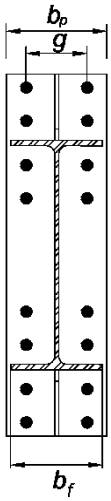
$$547.8\ kN \le 0.9 \times (8) \times 540 \times A_b$$

در صفحه قبل بر اساس کنترل خمش، M24 برای پیچ ها انتخاب گردید و بنابراین $A_b = 452\ mm^2$ می باشد و داریم:

$$547.8 \le 0.9 \times 8 \times 540 \times 452 = 1757\ kN \qquad OK$$



۳۸-۱۳-۸ تعیین عرض ورق انتهایی

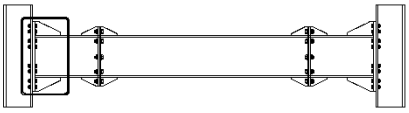


3. End-Plate Width

The width of the end-plate shall be greater than or equal to the connected beam flange width. The effective end-plate width shall not be taken greater than the connected beam flange plus 1 in. (25 mm).

با توجه به توصیه فوق عرض ورق انتهای برابر با (عرض بال تیر $+\ 20\ mm$) در نظر گرفته می شود:

$$b_p = b_f + 20 = 300 + 20 = 320\ mm$$



۳۸-۱۳-۹ تعیین فواصل پیچها

مطابق توصیه زیر برای پیچ های با قطر کوچکتر یا مساوی 25 mm، مقادیر P_{fi} و P_{fo} حداقل باید برابر با $(13\ mm + \text{قطر بولت})$ در نظر گرفته شود و برای پیچ های بزرگتر نیز حداقل برابر با $(19\ mm + \text{قطر بولت})$ منظور شود.

6.7. CONNECTION DETAILING

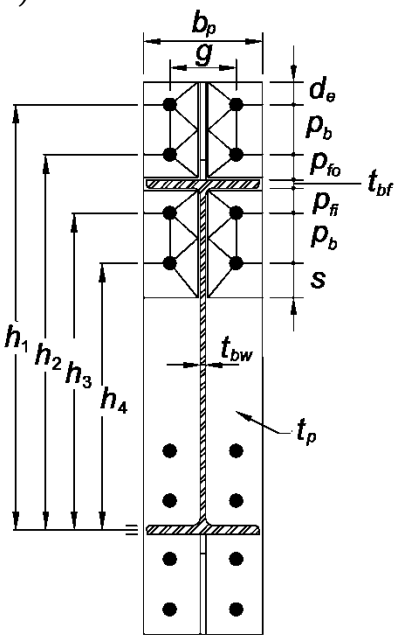
1. Gage

The gage, g, is as defined in Figures 6.2 through 6.4. The maximum gage dimension is limited to the width of the connected beam flange.

2. Pitch and Row Spacing

The minimum pitch distance is the bolt diameter plus ½ in. (13 mm) for bolts up to 1 in. (25 mm) diameter, and the bolt diameter plus ¾ in. (19 mm) for larger diameter bolts. The pitch distances, p_{fi} and p_{fo}, are the distances from the face of the beam flange to the centerline of the nearer bolt row, as shown in Figures 6.2 through 6.4. The pitch distances, p_{si} and p_{so}, are the distances from the face of the continuity plate to the centerline of the nearer bolt row, as shown in Figures 6.2 through 6.4.

The spacing, p_b, is the distance between the inner and outer row of bolts in an 8ES end-plate moment connection and is shown in Figure 6.4. The spacing of the bolt rows shall be at least 2⅔ times the bolt diameter.



با توجه به اینکه پیچ ها M24 می باشند، داریم:

$$(P_{fo} = P_{fi}) > 24 + 13 = 37\ mm \qquad \rightarrow \quad USE\ \ P_{fo} = P_{fi} = 50\ mm$$

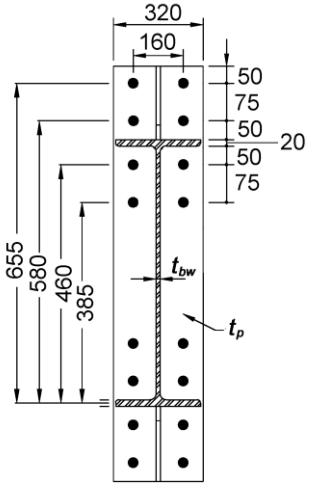
فاصله d_e بهتر است حداقل برابر با دو برابر قطر بولت در نظر گرفته شود:

$$d_e \geq 2d_b = 2 \times 24 = 48\ mm \qquad \rightarrow \quad USE\ d_e = 50\ mm$$

جدول ۱۰-۲-۹-۸ حداقل فاصلهٔ مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا

لبهٔ بریده شده با قیچی (گیوتین)	لبهٔ نورد شدهٔ ورق- نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده‌شده با شعله اتوماتیک یا اره
۲d	۱/۷۵d

d = قطر اسمی پیچ



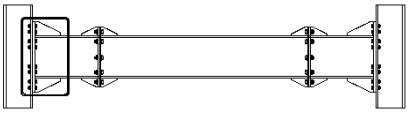
فاصله P_b بهتر است حداقل برابر سه برابر قطر پیچ منظور شود:

$$P_b = 3 \times 24 = 72\ mmmm \qquad \rightarrow \quad USE \quad P_b = 75\ mm$$

فاصله g را می توان برابر نصف عرض ورق انتهایی در نظر گرفت:

$$g = \frac{b_p}{2} = \frac{320}{2} = 160\ mm \qquad \rightarrow \quad USE \quad g = 160\ mm$$

$\left(\frac{b_p - g}{2} = \frac{320-160}{2} = 80\right)$ در این حالت فاصله مرکز سوراخ از لبه قائم ورق برابر خواهد بود که بیش از $2d_b = 48$ می باشد و مناسب است.



۳۸-۱۳-۱۰ تعیین ضخامت ورق انتهایی

ضخامت ورق انتهایی را می توان بر اساس تئوری خطوط تسلیم تعیین کرد. شکل زیر برگرفته از AISC-358-16 می باشد.

در شکل زیر دو رابطه متفاوت برای تعیین پارامتر Y_p ارائه شده است. برای انتخاب رابطه مناسب باید فاصله d_e با مقدار s مقایسه شود:

$$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g} = \frac{1}{2}\sqrt{320 \times 160} = 113\ mm \quad \rightarrow \quad d_e = 50 < s = 113 \quad \rightarrow Case1\ \ governs$$

با توجه به محاسبات فوق باید از رابطه اول استفاده شود:

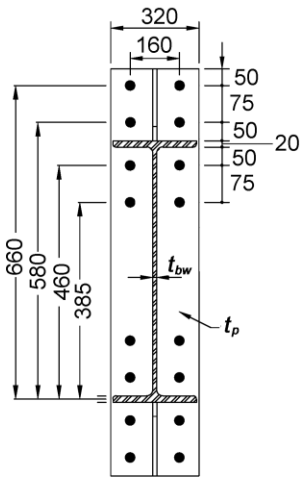
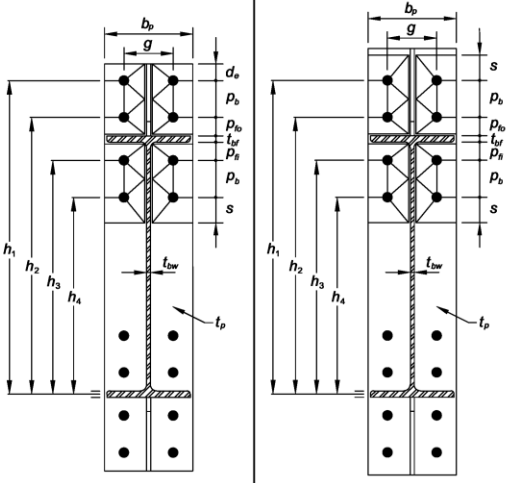
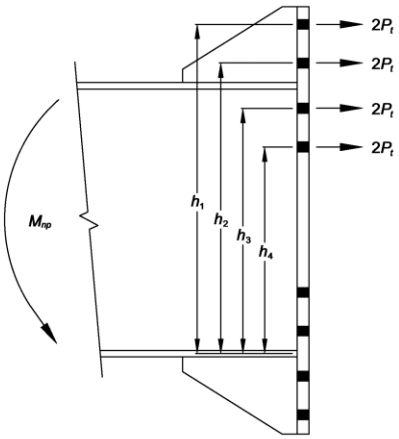
$$\rightarrow Y_p = \frac{320}{2}\left[655\left(\frac{1}{2\times 50}\right) + 580\left(\frac{1}{50}\right) + 460\left(\frac{1}{50}\right) + 385\left(\frac{1}{113}\right)\right]$$
$$+\frac{2}{160}\left[655\left(50 + \frac{3\times 75}{4}\right) + 580\left(50 + \frac{75}{4}\right) + 460\left(50 + \frac{3\times 75}{4}\right) + 385\left(113 + \frac{75}{4}\right)\right] + 160 = 7694\ mm$$

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11M_u}{\varphi F_{yp} Y_p}} = \sqrt{\frac{1.11 \times 1389 \times 10^6}{1 \times 240 \times 7683}} = 28.9mm \qquad \rightarrow USE \quad t_p = 30\ mm$$

Step 5. Determine the required end-plate thickness, $t_{p,req'd}$.

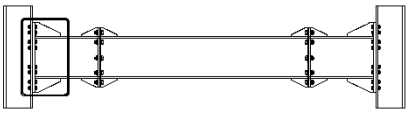
$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11\ M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \qquad (6.8\text{-}5)$$

TABLE 6.4
Summary of Eight-Bolt Extended Stiffened End-Plate Yield Line Mechanism Parameter

End-Plate Geometry and Yield Line Pattern		Bolt Force Model
Case 1 ($d_e \le s$)	Case 2 ($d_e > s$)	
		

Case 1 ($d_e \le s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{2d_e}\right) + h_2\left(\frac{1}{p_{fo}}\right) + h_3\left(\frac{1}{p_{fi}}\right) + h_4\left(\frac{1}{s}\right)\right] + \frac{2}{g}\left[h_1\left(d_e + \frac{3p_b}{4}\right) + h_2\left(p_{fo} + \frac{p_b}{4}\right) + h_3\left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4}\right) + h4\left(s + \frac{p_b}{4}\right)\right] + g$
Case 2 ($d_e > s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{s}\right) + h_2\left(\frac{1}{p_{fo}}\right) + h_3\left(\frac{1}{p_{fi}}\right) + h_4\left(\frac{1}{s}\right)\right] + \frac{2}{g}\left[h_1\left(s + \frac{p_b}{4}\right) + h_2\left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4}\right) + h_3\left(p_{fi} + \frac{p_b}{4}\right) + h4\left(s + \frac{3p_b}{4}\right)\right] + g$

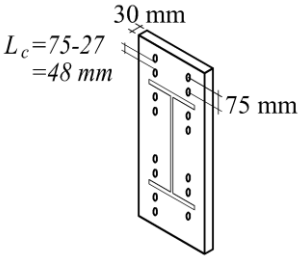
$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g}$ Note: If $p_{fi} > s$, use $p_{fi} = s$.



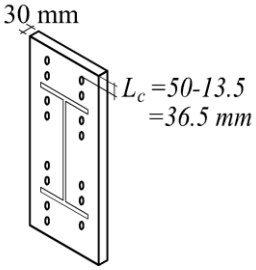
۳۸-۱۳-۱۱ کنترل لهیدگی ورق انتهایی

$$547.8\ kN \le 0.9(4)r_{ni} + 0.9(4)r_{no}$$

با توجه به اینکه پیچ ها $M24$ می باشند، قطر سوراخ $27\ mm$ خواهد بود.



$$r_{ni} = Min(1.2L_c tF_u, 2.4d_b tF_u)$$
$$= Min(1.2 \times 48 \times 30 \times 370, 2.4 \times 24 \times 30 \times 370)$$
$$= Min(639\ kN, 639\ kN\ ) = 639\ kN$$



$$r_{no} = Min(1.2L_c tF_u, 2.4d_b tF_u)$$
$$= Min(1.2 \times 36.5 \times 30 \times 370, 2.4 \times 24 \times 30 \times 370)$$
$$= Min(486\ kN, 639\ kN\ ) = 486\ kN$$

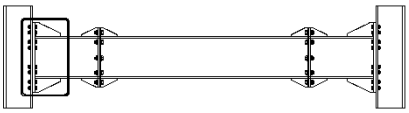
$$547.8\ kN \le 0.9(4)r_{ni} + 0.9(4)r_{no}$$
$$547.8\ kN \le 0.9(4) \times 639\ + 0.9(4) \times 486 \qquad OK$$

Step 12. Check bolt-bearing/tear-out failure of the end-plate and column flange:

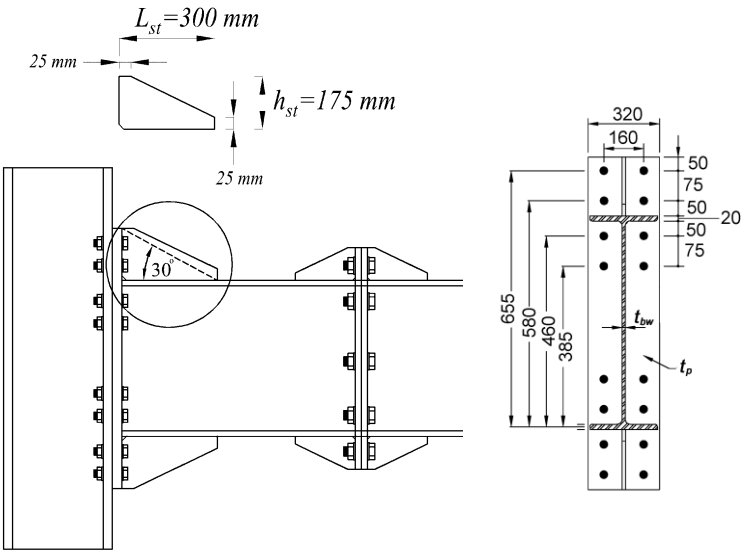
$$V_u \le \phi_n R_n = \phi_n(n_i)r_{ni} + \phi_n(n_o)r_{no} \qquad (6.8\text{-}12)$$

where

F_u = specified minimum tensile strength of end-plate or column flange material, ksi (MPa)
L_c = clear distance, in direction of force, between edge of the hole and edge of the adjacent hole or edge of material, in. (mm)
d_b = diameter of bolt, in. (mm)
n_i = number of inner bolts
= 2 for 4E and 4ES connections
= 4 for 8ES connections
n_o = number of outer bolts
= 2 for 4E and 4ES connections
= 4 for 8ES connections
r_{ni} = 1.2 $L_c tF_u$ < 2.4$d_b tF_u$ for each inner bolt
r_{no} = 1.2 $L_c tF_u$ < 2.4$d_b tF_u$ for each outer bolt
t = end-plate or column flange thickness, in. (mm)



۱۲-۱۳-۳۸ تعیین ابعاد سخت کننده



در متن زیر (برگرفته از AISC358-10) و با فرض اینکه تنش تسلیم ورق سخت کننده با تنش تسلیم تیر یکسان باشد، ضخامت سخت کننده را می توان برابر با ضخامت جان تیر در نظر گرفت. ضخامت جان تیر ورق در مثال مورد بررسی برابر $t_{bw} = 8\ mm$ می باشد. بنابراین:

$$\left(\text{ضخامت سخت کننده}\right) t_s \geq t_{bw} \left(\text{ضخامت جان تیر}\right) \qquad \rightarrow \qquad t_s \geq 8\ mm$$

از طرفی سخت کننده باید به حد کافی ضخیم باشد تا کمانش موضعی نکند. بدین منظور رابطه زیر باید کنترل شود:

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq \left(0.56\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0.56\sqrt{\frac{2\times 10^5}{240}} = 16.16\right) \qquad \rightarrow \quad t_s \geq \frac{h_{st}}{16.16}$$

در مثال مورد بررسی ارتفاع ورق در بالای تیر برابر 50+75+50=175 mm می باشد و در نتیجه ارتفاع سخت کننده برابر $h_{st} = 175$ خواهد بود. بنابراین:

$$\left.\begin{array}{ccc} t_s \geq t_{bw} & \rightarrow & t_s \geq 8\ mm \\ t_s \geq \dfrac{h_{st}}{16.16} & \rightarrow & t_s \geq \dfrac{175}{16.16} = 10.82\ mm \end{array}\right\} \rightarrow USE \quad t_s = 12\ mm$$

طول سخت کننده (L_{st}) نیز حداقل باید برابر با $\frac{h_{st}}{\tan 30^0}$ منظور شود. بنابراین:

$$L_{st} \geq \frac{h_{st}}{\tan 30^0} = \frac{175}{\tan 30^0} = 303\ mm \qquad \rightarrow \qquad USE\ L_{st} = 300\ mm$$

End-Plate Stiffener

The two extended stiffened end-plate connections, Figures 6.1(b) and (c), require a stiffener welded between the connected beam flange and the end-plate. The minimum stiffener length, L_{st}, shall be:

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30°} \qquad (6.9\text{-}1)$$

where h_{st} is the height of the stiffener, equal to the height of the end-plate from the outside face of the beam flange to the end of the end-plate as shown in Figure 6.5.

The stiffener plates shall be terminated at the beam flange and at the end of the end-plate with landings not less than 1 in. (25 mm) long. The stiffener shall be clipped where it meets the beam flange and end-plate to provide clearance between the stiffener and the beam flange weld.

Step 10. If using either the four-bolt extended stiffened end-plate (4ES) or the eight-bolt extended stiffened end-plate (8ES) connection, select the end-plate stiffener thickness and design the stiffener-to-beam flange and stiffener-to-end-plate welds.

$$t_s \geq t_{bw}\left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}}\right) \qquad (6.8\text{-}9)$$

where

F_{yb} = specified minimum yield stress of beam material, ksi (MPa)
F_{ys} = specified minimum yield stress of stiffener material, ksi (MPa)
t_{bw} = thickness of beam web, in. (mm)
t_s = end-plate stiffener thickness, in. (mm)

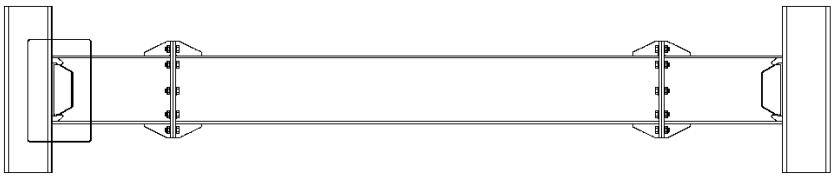
The stiffener geometry shall conform to the requirements of Section 6.7.4. In addition, to prevent local buckling of the stiffener plate, the following width-to-thickness criterion shall be satisfied:

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \qquad (6.8\text{-}10)$$

where h_{st} is the height of the stiffener, in. (mm), equal to the height of the end-plate from the outside face of the beam flange to the end of the end-plate.

۱۴-۳۸ طراحی اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

WELDED UNREINFORCED FLANGE-WELDED WEB(WUF-W) MOMENT CONNECTION



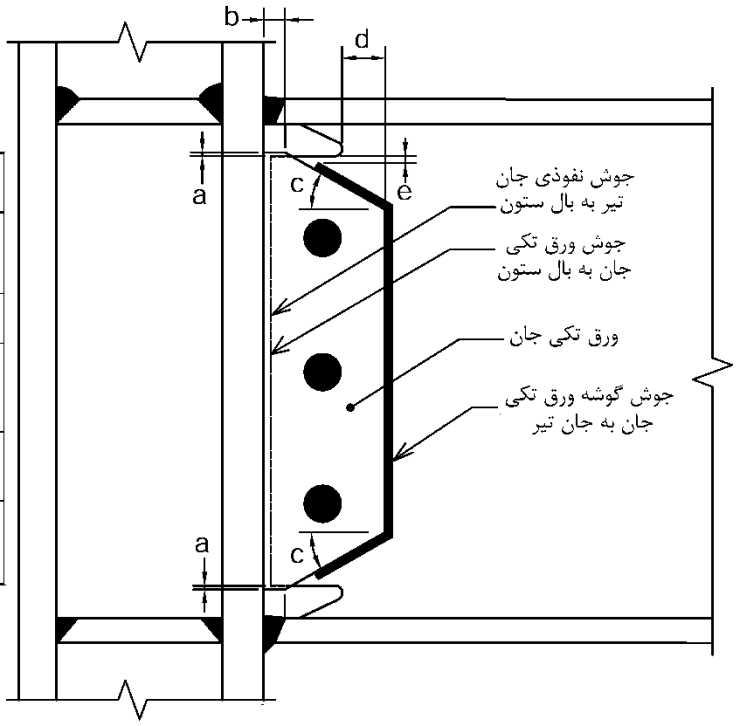
۱۰-۳-۷-۶ اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

در این نوع اتصال گیردار، چرخش غیرالاستیک از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ای نزدیک به بر ستون تأمین می‌شود. نحوهٔ تسلیم در این نوع اتصال از طریق اعمال ضوابط خاص این بخش کنترل می‌شود. در این اتصال مقدار ضریب C_{pr} که در طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۳-۶ مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید برابر 1.4 در نظر گرفته شود. این ضریب در محاسبهٔ مقاومت برشی موردنیاز جان تیر (بدون توجه به وجود ورق تکی جان)، مقاومت‌های موردنیاز در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال تیر به ستون و کنترل ضابطهٔ تیر ضعیف-ستون قوی، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

جدول ۱۰-۳-۷-۳: محدودیت ابعادی ورق تکی جان در اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

شرح	محدودیت *
هم‌پوشانی ورق جان با سوراخ‌های دسترسی	$6\ mm \le a \le 12\ mm$
شیب پهنای ورق جان	$20^\circ \le c \le 40^\circ$
فاصلهٔ قائم انتهای جوش ورق جان به جان تیر تا سوراخ دسترسی	$12mm \le e \le 25mm$
برگشت عمودی انتهای ورق جان	$b \ge 25\ mm$
انتهای پهنای ورق جان به انتهای سوراخ‌های دسترسی	$d \ge 50\ mm$

* پارامترهای a، b، c، d و e در شکل ۱۰-۳-۷-۷ نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۰-۳-۷-۷: اتصال گیردار تقویت نشدهٔ جوشی (WUF-W)

۱۰-۳-۷-۶-۳ سایر الزامات

(۱) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل صورت گیرد.

(۲) جان تیر باید به بال ستون با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل اتصال داده شود. علاوه بر آن تعبیهٔ یک ورق تکی جان به ضخامت حداقل برابر ضخامت جان مقطع تیر نیز الزامی است. اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی موجود اتصال جوشی ورق تکی جان به بال ستون باید حداقل برابر $h_p t_p (0.6 R_y F_{yp})/\alpha_s$ باشد

(۳) اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از طریق جوش گوشه به ضخامت برابر ضخامت ورق تکی جان منهای 2 میلی‌متر انجام پذیرد.

(۴) ورق تکی جان باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰-۳-۷-۳ را تأمین نماید.

h_p = ارتفاع ورق تکی جان

t_p = ضخامت ورق تکی جان

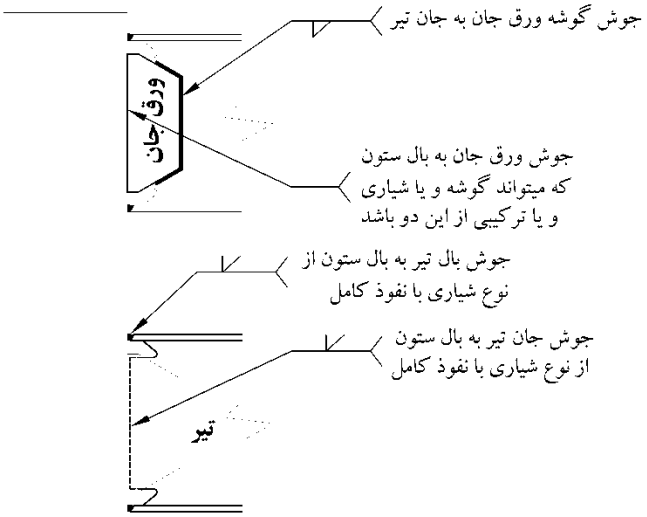
F_{yp} = تنش تسلیم مشخصهٔ ورق تکی جان

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق تکی جان

α_s = برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD

نکات مهم اتصال WUF-W:

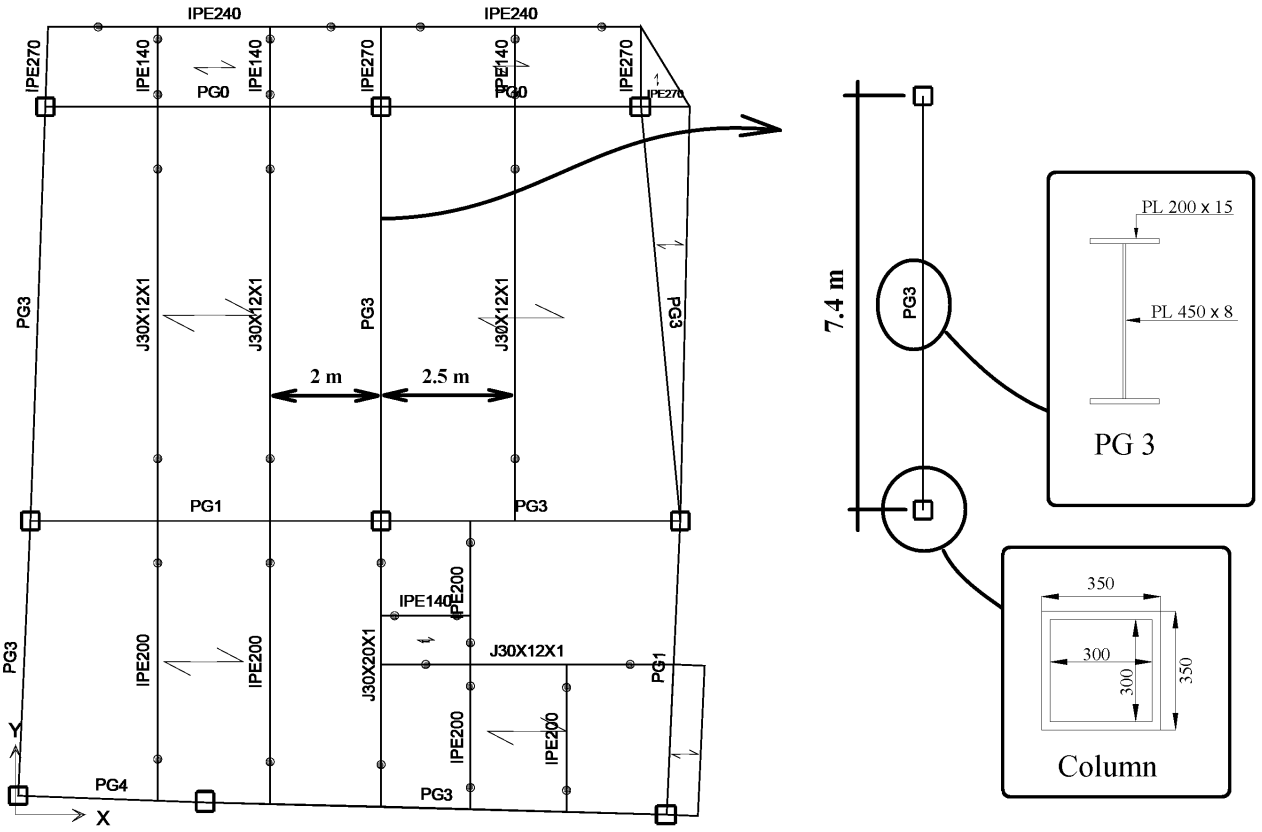
- در این اتصال هم بال و هم جان مستقیما به ستون جوش می شوند.
- اتصال بال تیر به بال ستون باید از نوع شیاری با نفوذ کامل (CJP) باشد.
- برخلاف بقیه اتصالات از پیش تایید شده، در اتصال WUF-W محل مفصل پلاستیک در بر ستون فرض شده است. در عوض در این اتصال جزئیات اتصال در بر ستون به گونه تنظیم شده است که شکل پذیری لازم برای قاب خمشی ویژه تامین شود.
- ورق اتصال عملا نقش ورق پشت بند را برای جوش شیاری اتصال جان تیر به بال ستون دارد.
- به علت اتصال مستقیم تیر به ستون، طراحی اتصال عملا محدود به تامین الزامات هندسی آیین نامه می باشد و شاید تنها محاسبه ای که طراح باید انجام دهد مربوط به طراحی جوش اتصال ورق اتصال به ستون و همچنین طراحی و کنترل چشمه اتصال و ورق پیوستگی باشد.



مراحل طراحی اتصال همراه با یک مثال تشریح خواهد شد.

فرضیات:

- قاب خمشی با شکل پذیری ویژه می باشد.
- وزن مرده کف برابر $5\ kN/m^2$ و بار زنده آن برابر $6\ kN/m^2$ می باشد.
- ابعاد ستون های سازه $400\ mm \times 400\ mm$ می باشند.
- ارتفاع طبقات $3.4\ m$ می باشد.
- هدف طراحی اتصال تیر ورق PG3 می باشد.



۳۸-۱۴-۱ کنترل هندسه اتصال

مقاطع تیر و ستون باید فشرده لرزه ای ویژه باشند:

کنترل بال تیر: $\frac{b}{t}=\frac{100-4}{15}=6.4<0.3\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=8.07 \quad ok$

کنترل جان تیر: $\frac{h}{t}=\frac{450}{8}=56.25<2.45\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=65.95 \quad ok$

ابعاد تیر باید محدودیتهای زیر را رعایت کند:

۱۰-۳-۷-۶ اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

۱۰-۳-۷-۶-۱ تیرها

(۱) در دو انتهای تیر، برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به بال ستون، در صورت نیاز به سوراخ‌های دسترسی، هندسه آن‌ها باید مطابق الزامات فصل ۱۰-۲ باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا یک برابر عمق مقطع تیر در نظر گرفته شود.

(۳) در این نوع اتصال $S_h=0$ در نظر گرفته می‌شود.

(۴) عمق مقطع تیر نباید از 1000 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۵) جرم تیر نباید از 300 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۶) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از 30 میلی‌متر بیشتر باشد.

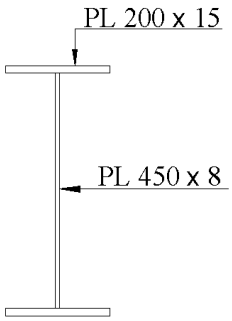
(۷) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق آن نباید از 7 برای قاب‌های خمشی ویژه و از 5 برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۷-۶-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده H شکل، مقاطع ساخته شده دارای مقطع H شکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری و مقطع صلیبی ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده به‌عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و عمق و پهنای ستون‌های با مقطع صلیبی‌شکل نباید از 1000 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) عمق و پهنای ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از مقطع H یا ورق نباید از 750 میلی‌متر بیشتر باشد.



PG 3

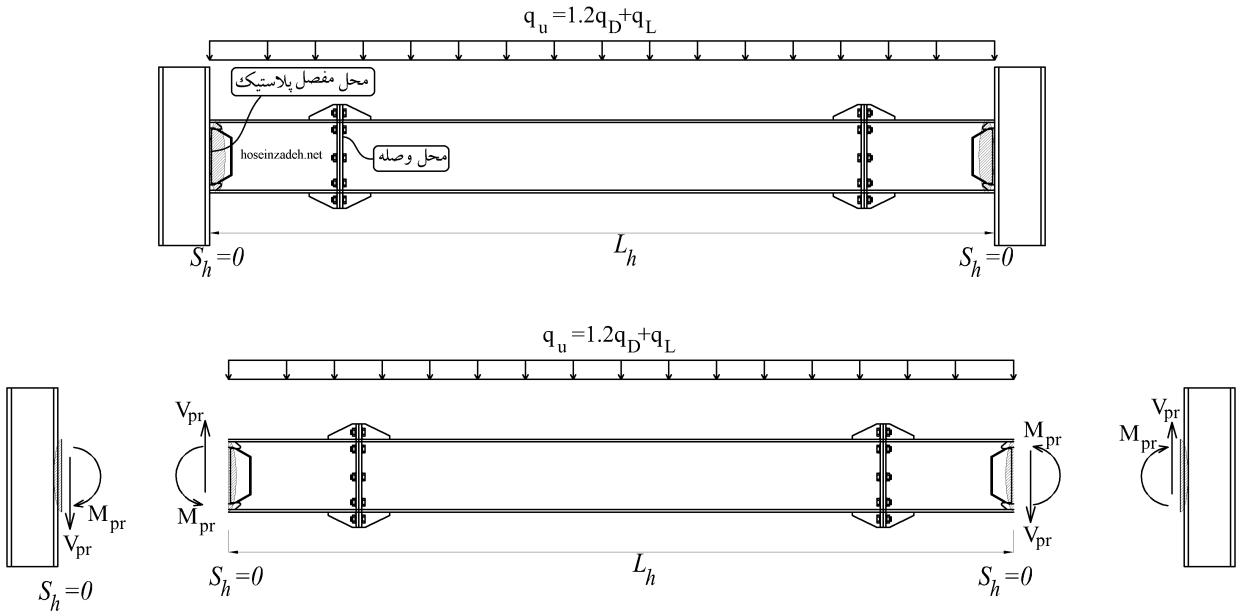
عمق مقطع تیر 480 mm می باشد که کمتر از 1000 mm است.

ضخامت بال تیر 15 mm می باشد که کمتر از 30 mm می باشد.

نسبت دهانه آزاد تیر به عمق آن $\frac{7400-360}{480}=14.66$ می باشد که بیش از ۷ می باشد.

عمق ستون 350 mm می باشد که کمتر از 750 mm می باشد.

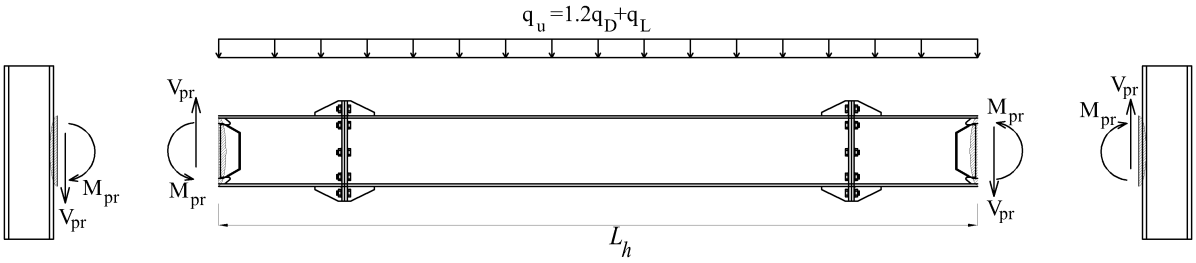
۳۸-۱۴-۲ محاسبه لنگر پلاستیک محتمل تیر(M_{pr})



$$M_r = M_{pr} = C_{pr}R_yM_p = C_{pr}R_y(Z_bF_y) = 1.4 \times 1.15(Z_bF_y) = 1.61 \times \left(\frac{\left(\frac{200\times480^2}{4} - \frac{192\times450^2}{4}\right)}{10^6}240\right) = 695.5\ kN.\text{m}$$

۳۸-۱۴-۳ محاسبه برش محتمل در محل مفصل(V_{pr})

برش کل موجود در محل تشکیل مفصل (به فاصله Sh از بر ستون) را محاسبه می کنیم:



$$V_r = V_{pr} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_h} + \frac{q_uL_h}{2} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_h} + \frac{(\alpha D + \beta L)L_h}{2}$$

در رابطه فوق:

Mpr در بند قبل محاسبه شده است.

Lh: فاصله بین مفاصل پلاستیک می باشد (بر حسب متر).

q_u: بار گسترده ضریب دار وارد بر تیر می باشد که بر اساس ترکیب بار لرزه ای باید انتخاب شود با توجه به اینکه ترکیب بار لرزه ای 1.2D+L+0.2S+E می باشد، مقدار $q_u = \alpha D + \beta L$ باید برابر kN/m (1.2Dead+Live+0.2Snow) اختیار شود.

تحت شرایط خاصی به جای Live می توان از 0.5Live استفاده کرد (جهت مشاهده شرایط استفاده از ضریب 0.5 برای بار زنده به مبحث ششم مراجعه نمایید).

بار گسترده ثقلی ضریب دار سقف برابر است با: $q_u = 1.2q_D + q_L = (1.2 \times 5 + 6) = 12\frac{kN}{m^2}$

با توجه به اینکه سطح بارگیر تیر برابر $0.5 \times 2 + 0.5 \times 2.5 = 2.25\ m$ می باشد، بار گسترده وارد بر تیر برابر خواهد بود با:

$$q_u = 12\frac{kN}{m^2} \times 2.25\ m = 27\frac{kN}{m}$$

با صرف نظر کردن از وزن تیر:

$$V_u = V_{pr} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_h} + \frac{q_uL_h}{2} = \frac{2 \times 695.5}{7.4 - 0.36} + \frac{27 \times (7.4 - 0.36)}{2} = 292.62\ kN$$

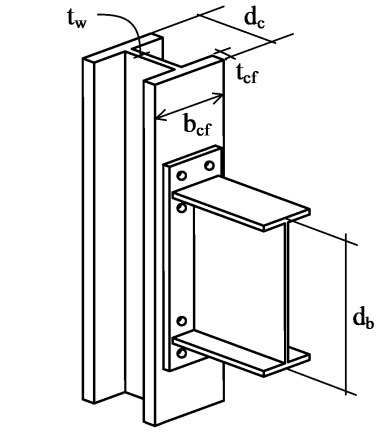
۴-۱۴-۳۸ کنترل برش چشمه اتصال

۱۰-۳-۳-۲-۷ برش در چشمهٔ اتصال (IMF) ۱۰-۳-۳-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط

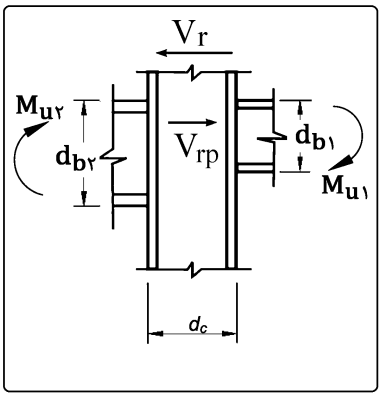
در قاب‌های خمشی متوسط، چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین گره اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف به دست می‌آید، تعیین شود. در این نوع قاب‌های خمشی، سایر الزامات لرزه‌ای چشمهٔ اتصال، مشابه الزامات چشمهٔ اتصال در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۹ است.

۱۰-۳-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه (SMF)

۱۰-۳-۳-۳-۹ برش در چشمهٔ اتصال



الف) چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز این چشمه باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف به دست می‌آید، تعیین شود. درصورتی‌که مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال بیش از مقاومت برشی موجود آن باشد، در چشمهٔ اتصال تعبیهٔ ورق یا ورق‌های مضاعف الزامی بوده و ضخامت آن یا آن‌ها براساس اختلاف مقاومت برشی موردنیاز و مقاومت برشی موجود به دست می‌آید.



تبصره ۱: در ستون‌های قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق، استفاده از ورق‌های مضاعف مجاز نبوده و جان‌های مقطع ستون باید بتوانند مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال را تأمین نمایند.

تبصره ۲: در ستون‌های قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق، درصورتی‌که در گره موردنظر ستون در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، در محاسبات مقاومت برشی موجود چشمه اتصال مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ باید آثار لنگر خمشی وارد بر ستون از امتداد دیگر نیز در نظر گرفته شود. برای این منظور می‌توان برای محاسبهٔ مقاومت چشمهٔ اتصال برای تیر امتداد x وارد به ستون به‌جای روابط ۱۰-۲-۹-۴۰ الی ۱۰-۲-۹-۴۳ از روابط زیر استفاده نمود:

۱) در حالتی که آثار تغییرشکل غیر الاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\le 0.4$ باشد: (۱۰-۳-۳-۳-۷)

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w$$

برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)> 0.4$ باشد: (۱۰-۳-۳-۳-۸)

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w\left[1.4-\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\right]$$

۲) در حالتی که آثار تغییرشکل غیر الاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\le 0.75$ باشد: (۱۰-۳-۳-۳-۹)

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w\left(1+\frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)$$

برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)> 0.75$ باشد: (۱۰-۳-۳-۳-۱۰)

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w\left(1+\frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left[1.9-1.2\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\right]$$

P_{yc} = مقاومت محوری تسلیم ستون ($P_{yc}= A_g F_y$)

P_{rc} = مقاومت محوری موردنیاز ستون در ترکیب بار راستای x

M_{rby} = لنگر خمشی موردنیاز تیر امتداد y وارد به ستون در ترکیب بار راستای x

M_{pcx} = لنگر خمشی پلاستیک ستون حول محور x که در آن $M_{pcx}=F_{yc}Z_{cx}$ است.

سایر پارامترهای این روابط در بخش‌های ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ معرفی شده‌اند.

در این نوع ستون‌ها برای محاسبات امتداد دیگر نیز مقاومت چشمهٔ اتصال برای تیر امتداد y وارد به ستون باید به‌صورت مشابه برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی تیر امتداد x وارد به ستون، اصلاح شود.

به توضیحات تکمیلی از AISC-341-16 توجه کنید.

E3. SPECIAL MOMENT FRAMES (SMF)

6. Connections

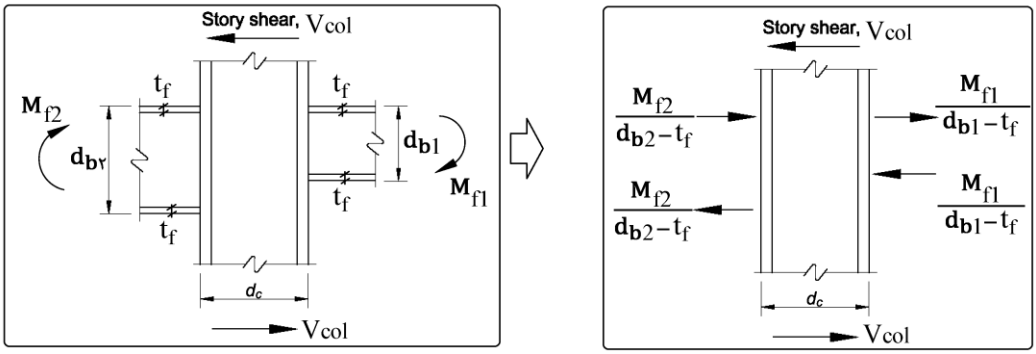
6e. Panel Zone

1. Required Shear Strength

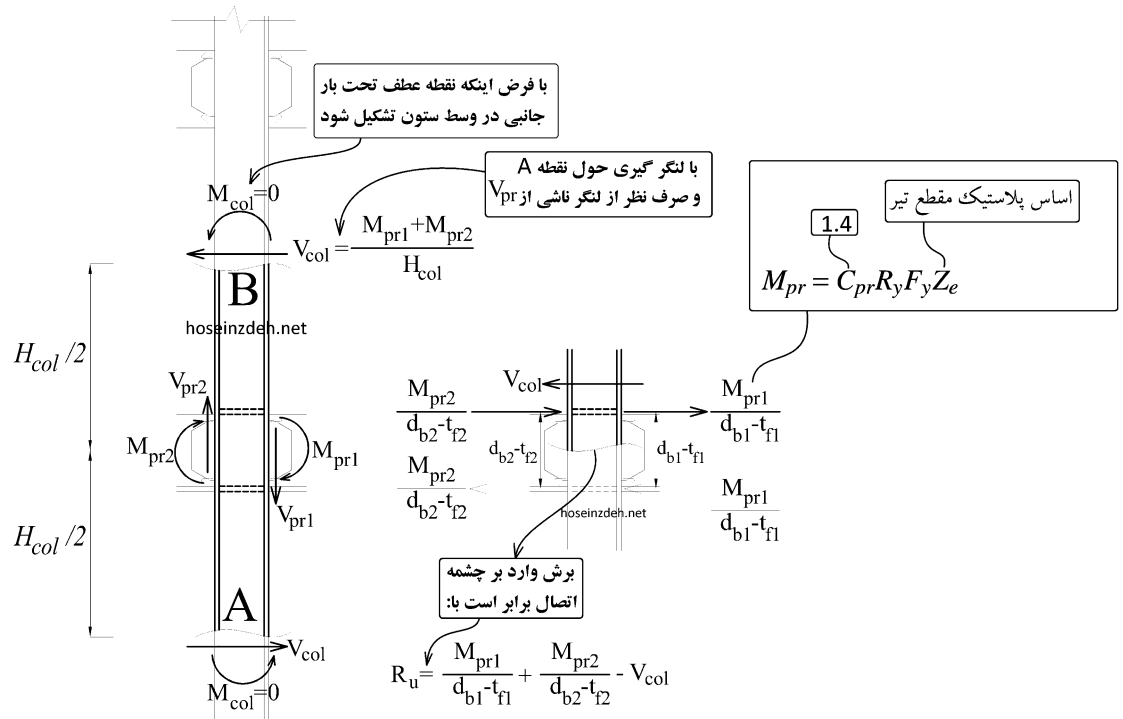
For connections where the beam flanges are welded directly to column flanges, such as the prequalified RBS and WUF-W connec-tions in ANSI/ AISC 358, the LRFD required shear strength of the panel zone, R_u, can be estimated as follows:

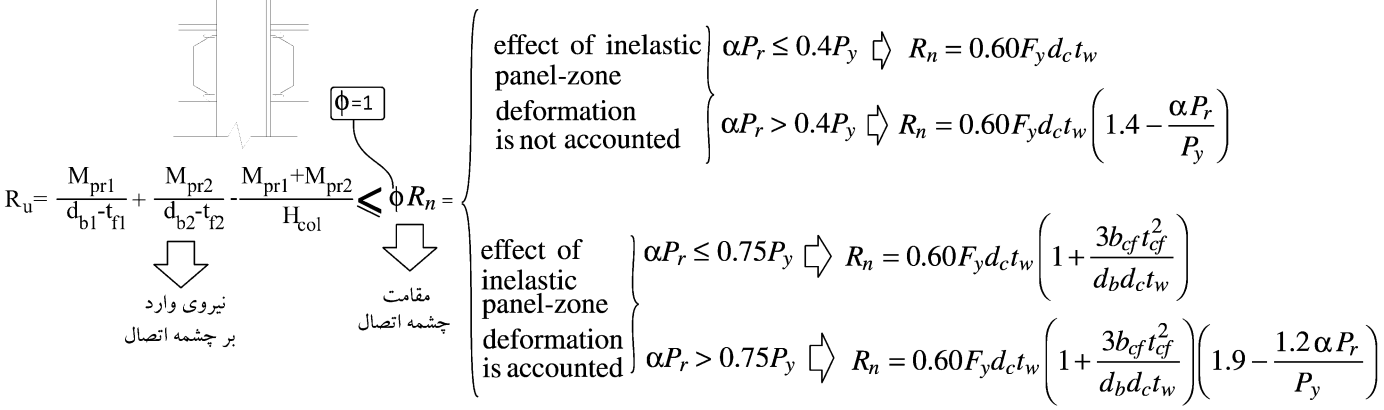
$$R_u = \frac{\sum M_f}{d - t_f} - V_{col} \qquad \text{(C-E3-9)}$$

In this equation, $\sum M_f$ is the sum of the beam moments at the face of the column when the beams have achieved their probable maximum moment at the plastic hinge, M_{pr}, as defined in ANSI/AISC 358. V_{col} is the shear force in the por-tion of the column outside of the panel zone that occurs when the beams have achieved their probable maximum moment.



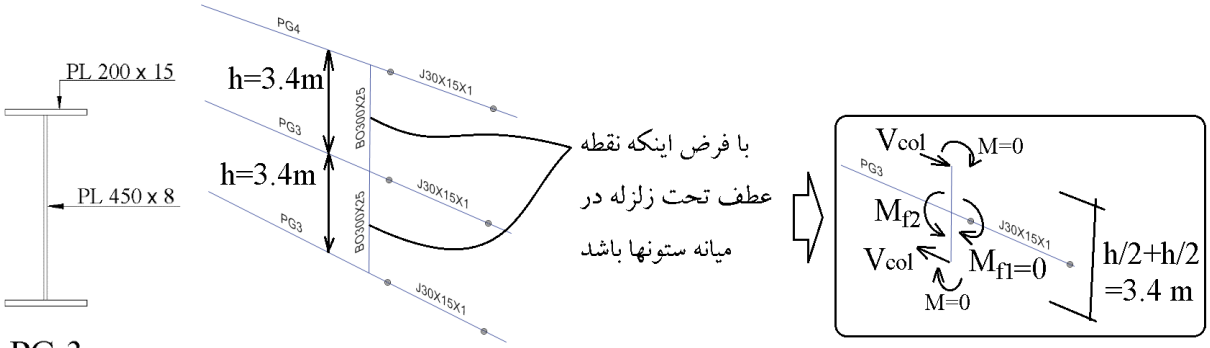
$$R_u = \frac{\sum M_f}{d - t_f} - V_{col} = \frac{M_{f2}}{d_{b2} - t_f} + \frac{M_{f1}}{d_{b1} - t_f} - V_{col}$$





- برای قابهای خمشی "ویژه" چشمه اتصال باید برای لنگر محتمل تیر در بر ستون طراحی شود.
- در مثال مورد بررسی در راستای مورد نظر یکی از تیرهای متصل به ستون مفصلی می باشد و بنابراین مطابق شکل زیر داریم:

$$\left.\begin{aligned} R_u &= \frac{M_{f2}}{d_{b2}-t_f}+\frac{M_{f1}}{d_{b1}-t_f}-V_{col} \\ V_{col} &= \left(\frac{M_{f1}+M_{f2}}{3.4}\right)\end{aligned}\right\} R_u = \frac{695.5}{0.48-0.015}+0-\left(\frac{695.5+0}{3.4}\right) = 1495.7-204.55 = 1291\ kN$$



PG 3

با فرض اینکه تغییرشکل چشمه اتصال در مدلسازی منظور نشده باشد، و با فرض اینکه نیروی محوری ستون کمتر از $0.4P_y$ باشد، داریم:

$$R_u = 1291 \le \varphi 0.6F_y d_c t_w = 1\times 0.6\times 240\times 360\times 50 = 2592\ kN \qquad OK$$

۵-۱۴-۳۸ ضخامت جان تیر

۱-۳-۳-۱۰ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی (OMF)

۲-۳-۳-۱۰ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط (IMF)

۳-۳-۳-۱۰ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه (SMF)

۳-۱-۳-۳-۱۰ مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر

الف) مقاومت برشی موردنیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در دو انتهای تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود.

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون

(OMF) $V_{Ecl}=2[1.1R_yM_p]/(\alpha_sL_{cf})$ (۱-۱-۳-۳-۱۰)

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

(IMF) $V_{Ecl}=2[1.1R_yM_p]/(\alpha_sL_h)$ (۱-۲-۳-۳-۱۰)

(SMF) $V_{Ecl}=2M_{pr}/(\alpha_sL_h)$ (۶-۳-۳-۳-۱۰)

$M_{pr}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}$

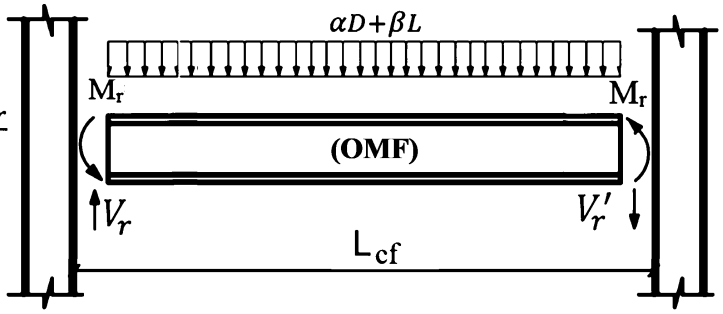
M_{pb} = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

تبصره: در کنترل کفایت مقطع تیرهای نوردشده برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز، مقاومت برشی موجود آن را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۶ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

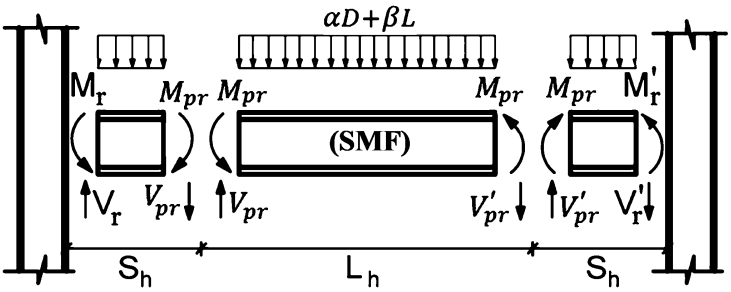
$$V_r=\frac{(\alpha D+\beta L)\times L_{cf}}{2}+\frac{2M_r}{L_{cf}}$$

$$M_r=1.1R_yM_p/\alpha_s$$



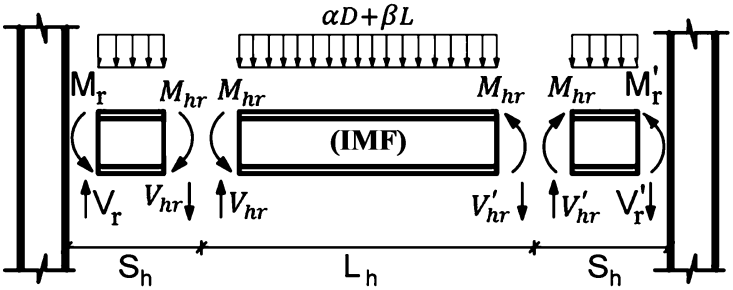
$$V_{pr}=\frac{(\alpha D+\beta L)\times L_h}{2}+\frac{2M_{pr}}{L_h}$$

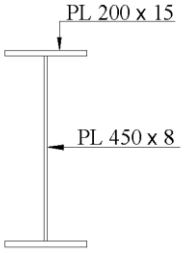
$$M_{pr}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}/\alpha_s$$



$$V_{hr}=\frac{(\alpha D+\beta L)\times L_h}{2}+\frac{2M_{hr}}{L_h}$$

$$M_{hr}=1.1R_yM_p/\alpha_s$$





$$V_u=V_{Ecl}=\frac{2\times1.1\times R_yM_{pr}}{L_h}=\frac{2\times1.1\times1.15\times695.5}{7.4-0.36}=250\ kN$$

$$\text{مقاومت برشی تیر}=\varphi A_w0.6F_y=1\times(480\times8)\times0.6\times240=553\ kN$$

$$250\le553\quad OK$$

اگر مقاومت برشی تیر کافی نباشد باید با افزایش ضخامت جان تیر، مقاومت لازم را تامین نمود.

PG 3

۳۸-۱۴-۶ جوش اتصال جان تیر به بال ستون

برخلاف دیگر اتصالات از پیش تایید شده، در اتصال WUF-W جان تیر باید با جوش شیاری با نفوذ کامل به بال ستون متصل شود.

۳۸-۱۴-۷ جوش بال تیر به با ل ستون و هندسه سوراخ دسترسی

- مطابق بند های زیر، اتصال بال تیر به بال ستون باید با جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود.
- قرار دادن سوراخ دسترسی الزامی می باشد. هندسه سوراخ دسترسی باید بر اساس محدودیتهای شکل زیر طراحی شود.

ANSI/AISC 358-16

CHAPTER 8

WELDED UNREINFORCED FLANGE-WELDED WEB
(WUF-W) MOMENT CONNECTION

8.5. BEAM FLANGE-TO-COLUMN FLANGE WELDS

Beam flange-to-column flange connections shall satisfy the following limitations:

(1) Beam flanges shall be connected to column flanges using complete-joint-penetration (CJP) groove welds. Beam flange welds shall conform to the requirements for demand critical welds in the AISC *Seismic Provisions*.

(2) Weld access hole geometry shall conform to the requirements of AWS D1.8/D1.8M Section 6.11.1.2. Weld access hole quality requirements shall conform to the requirements of AWS D1.8.

AWS D1.8/D1.8M:2016

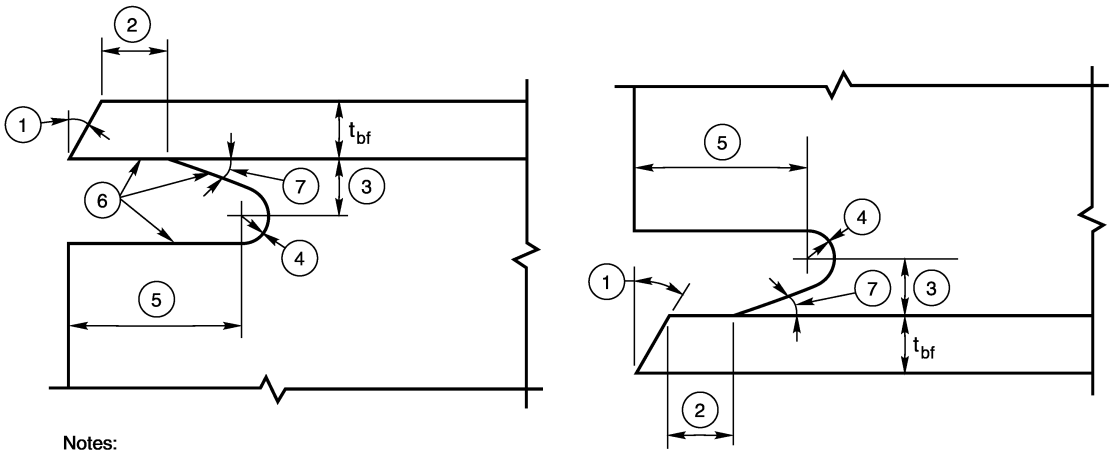
6.11 Weld Access Holes

Weld access holes for all Demand Critical welds shall conform to the following:

6.11.1 Shape

6.11.1.1 Standard AWS D1.1/D1.1M Geometry. Unless otherwise specified in Contract Documents, all weld access holes shall meet the dimensions and tolerances of AWS D1.1/D1.1M or AISC 360. At the option of the Contractor, the geometry of 6.11.1.2 may be substituted for the 6.11.1.1 geometry.

6.11.1.2 Alternate Geometry. When required by Contract Documents, the weld access hole dimensions and tolerances, and geometry shall comply with Figure 6.2.



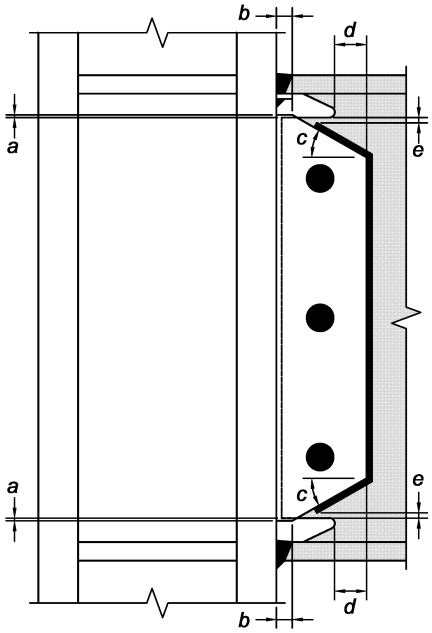
Notes:
1. Bevel as required for the WPS.
2. t_{bf} or [12 mm], whichever is larger (plus 1/2 t_{bf}, or minus 1/4 t_{bf}).
3. The minimum dimension shall be 3/4 t_{bf}, or [20 mm], whichever is greater. The maximum dimension shall be t_{bf} (+[6 mm]).
4. [10 mm] minimum radius (–0, +unlimited).
5. 3 t_{bf} (±[12 mm]).
6. See 6.10.2.1 for surface roughness requirements.
7. Tolerances shall not accumulate to the extent that the angle of the access hole cut to the flange surface exceeds 25°.

Figure 6.2—Alternate Geometry– Beam Flange Weld Access Hole Detail (see 6.10.1.2)

مبحث دهم:

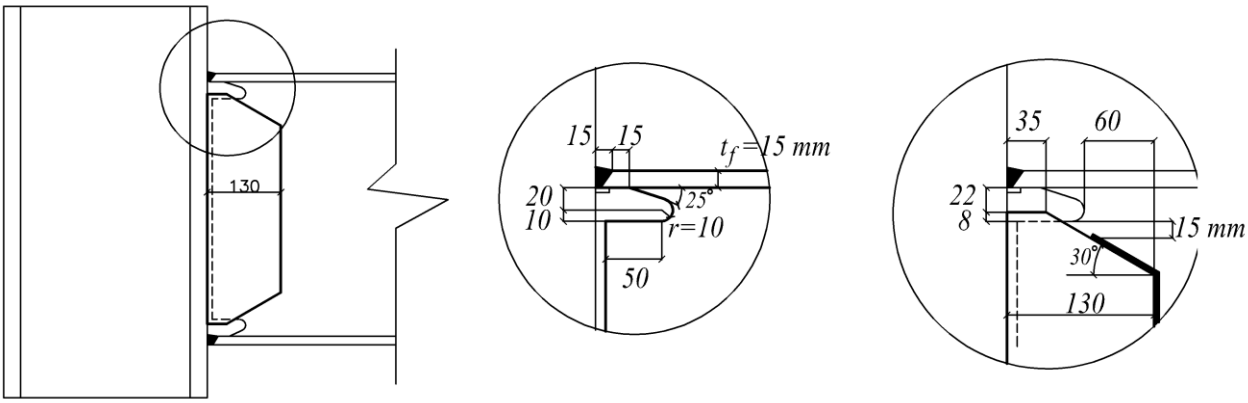
جدول۱۰-۳-۱۳-۳ محدودیت‌های ابعادی ورق تکی جان در اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

ردیف	شرح	محدودیت
۱	هم‌پوشانی ورق جان با سوراخ‌های دسترسی	۶mm ≤ a ≤ ۱۲mm
۲	شیب پهنای ورق جان	۲۰° ≤ c ≤ ۴۰°
۳	فاصله قائم انتهای جوش ورق جان به جان تیر تا سوراخ دسترسی	۱۲mm ≤ e ≤ ۲۵mm
۴	برگشت عمودی انتهای ورق جان	b ≥ ۲۵mm
۵	انتهای پهنای ورق جان به انتهای سوراخ‌های دسترسی	d ≥ ۵۰mm



a = (6 mm) minimum, (12 mm) maximum
b = (25 mm) minimum
c = 30° (±10°)
d = (50 mm) minimum
e = (12 mm) minimum distance, (25 mm) maximum distance from end of fillet weld to edge of access hole

با توجه به محدودیت های ارائه شده در شکل فوق و صفحه قبل، هندسه زیر برای سوراخ دسترسی انتخاب میشود.



۳۸-۱۴-۸ ضخامت ورق اتصال جان

ضابطه خاصی جهت طراحی ورق اتصال جان وجود ندارد. تنها باید ضخامت ورق اتصال حداقل برابر ضخامت جان تیر باشد.
ضخامت ورق جان برابر tw=8 mm می باشد و بنابراین ضخامت ورق اتصال نیز حداقل باید برابر tp=8mm باشد.

$$t_p \geq t_w = 8\,mm \qquad \rightarrow \qquad t_p = 8\,mm$$

۱۰-۳-۷-۶-۳ سایر الزامات

(۲) جان تیر باید به بال ستون با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل اتصال داده شود. علاوه بر آن تعبیهٔ یک ورق تکی جان به ضخامت حداقل برابر ضخامت جان مقطع تیر نیز الزامی است. اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی موجود اتصال جوشی ورق تکی جان به بال ستون باید حداقل برابر $h_p t_p (0.6 R_y F_{yp})/\alpha_s$ باشد که در آن:

h_p = ارتفاع ورق تکی جان

t_p = ضخامت ورق تکی جان

F_{yp} = تنش تسلیم مشخصهٔ ورق تکی جان

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق تکی جان

α_s = برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD

۳۸-۱۴-۹ جوش اتصال ورق جان به بال ستون

۱۰-۳-۷-۶-۳ سایر الزامات

(۲) جان تیر باید به بال ستون با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل اتصال داده شود. علاوه بر آن تعبیهٔ یک ورق تکی جان به ضخامت حداقل برابر ضخامت جان مقطع تیر نیز الزامی است. اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی موجود اتصال جوشی ورق تکی جان به بال ستون باید حداقل برابر $h_p t_p (0.6 R_y F_{yp})/\alpha_s$ باشد که در آن:

h_p = ارتفاع ورق تکی جان

t_p = ضخامت ورق تکی جان

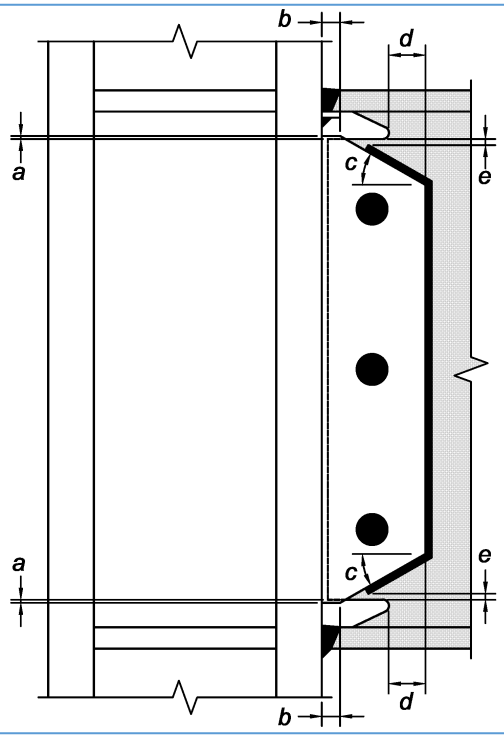
F_{yp} = تنش تسلیم مشخصهٔ ورق تکی جان

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق تکی جان

α_s = برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD

(۳) اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از طریق جوش گوشه به ضخامت برابر ضخامت ورق تکی جان منهای 2 میلی‌متر انجام پذیرد.

۳۸-۱۴-۱۰ طراحی ابعاد و هندسه اتصال در بر ستون

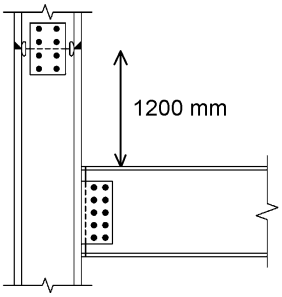


a = (6 mm) minimum, (12 mm) maximum
b = (25 mm) minimum
c = 30° (±10°)
d = (50 mm) minimum
e = (12 mm) minimum distance, (25 mm) maximum distance from end of fillet weld to edge of access hole

۱۵-۳۸ وصله ستونها در قابهای خمشی متوسط و ویژه

۱۰-۳-۲-۱۲ وصلهٔ ستون‌ها

۱۰-۳-۲-۱۲-۱ موقعیت وصله‌های کارگاهی



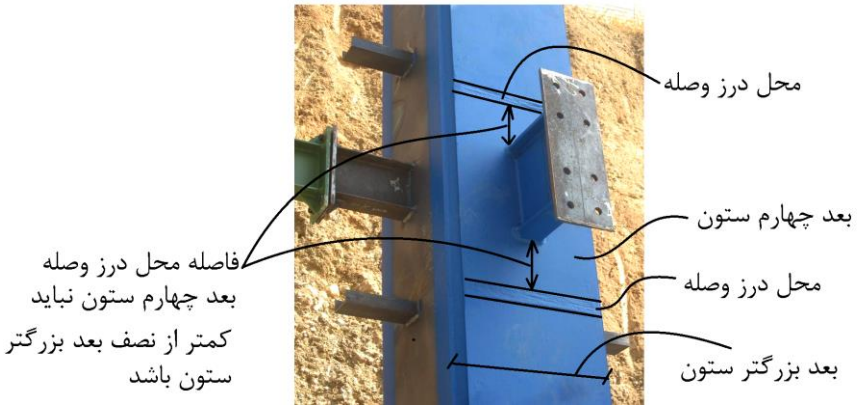
برای کلیهٔ ستون‌های ساختمان‌ها، شامل ستون‌های باربر و غیر باربر جانبی، فاصلهٔ محل درز وصله نباید از 1200 میلی‌متر به نزدیک‌ترین بال تیر متصل به ستون کوچک‌تر باشد.

استثناء:

(۱) در جایی که ارتفاع آزاد ستون کمتر از 2.4 متر باشد، محل وصله باید در وسط ارتفاع آزاد ستون در نظر گرفته شود.

(۲) ستون‌هایی که بال‌ها و جان‌های آن‌ها در کارخانه توسط جوش‌های شیاری با نفوذ کامل، وصله می‌شوند، می‌تواند در موقعیتی نزدیک‌تر به اتصال بال تیر به ستون قرار گیرند، مشروط بر آنکه این فاصله از اندازهٔ بعد بزرگ‌تر ستون کوچک‌تر نباشند.

(۳) در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق، اگر اجرای ورق‌های پیوستگی از طریق بعد چهارم ستون و در کارخانه صورت گیرد، محل درز وصلهٔ ورق بعد چهارم ستون می‌تواند کوچک‌تر از اندازهٔ بعد بزرگ‌تر ستون کوچک‌تر وصله‌شونده باشد، اما درهرحال نباید از نصف بعد بزرگ‌تر ستون کوچک‌تر وصله‌شونده، کمتر باشد.



۱۰-۳-۲-۱۲ وصلهٔ ستون‌ها

۱۰-۳-۲-۱۲-۲ مقاومت موردنیاز وصلهٔ ستون

وصلهٔ ستون‌های به‌کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت موجود کافی، حداقل برابر مقاومت‌های موردنیاز زیر باشند که باید به‌طور هم‌زمان در نظر گرفته شوند:

الف) مقاومت محوری و خمشی موردنیاز

بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های زیر در نظر گرفته شود:

۱- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات متعارف بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح

۲- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز به‌دست‌آمده در محل وصله ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته.

۳- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز ستون مطابق الزامات تحلیل مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶.

۴- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون مطابق الزامات مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصلهٔ ستون‌ها

۱۰-۳-۳-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط (IMF)

۱۰-۳-۳-۲-۹ وصلهٔ ستون‌ها

در قاب‌های خمشی متوسط، الزامات تکمیلی وصلهٔ ستون‌ها باید مشابه این الزامات در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۱۱ در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه (SMF)

۱۰-۳-۳-۳-۱۱ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $R_y M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum R_y M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ کلیهٔ ستون‌های باربر و غیر باربر لرزه‌ای در هر یک از امتدادهای اصلی مقطع ستون باید براساس بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های زیر در نظر گرفته شود:

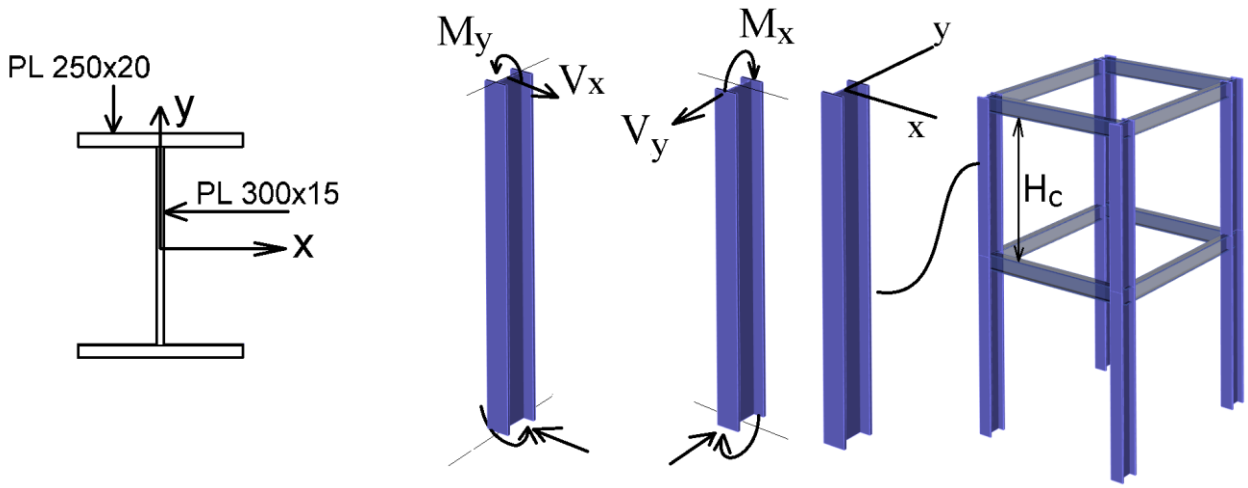
۱- مقاومت برشی موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات متعارف بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح؛

۲- مقاومت برشی موردنیاز به‌دست‌آمده در محل وصله ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته؛

۳- مقاومت برشی موردنیاز ستون مطابق الزامات تحلیل مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶؛

۴- مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ ستون مطابق الزامات مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصلهٔ ستون‌ها.

مثال: نیروی محوری و خمشی وارد بر یک ستون فولادی (مربوط به قاب خمشی متوسط) به شرح زیر می باشد. ارتفاع خالص ستون برابر 3m می باشد.



فرض کنید در محل وصله و نیز در طول ستون مقدار برش و نیروی محوری ثابت و برابر است با:

$$P=\begin{cases}P_{Dead}=900\ kN\\ P_{Live}=500\ kN\\ P_{EX}=150\ kN\\ P_{EY}=50\ kN\\ P_{EZ}=10\ kN\end{cases}\quad V_X=\begin{cases}V_{X-Dead}=10\ kN.m\\ V_{X-Live}=50\ kN.m\\ V_{X-EX}=150\ kN.m\\ V_{X-EY}=50\ kN.m\\ V_{X-EZ}=10\ kN.m\end{cases}\quad V_Y=\begin{cases}V_{Y-Dead}=8\ kN.m\\ V_{Y-Live}=30\ kN.m\\ V_{Y-EX}=100\ kN.m\\ V_{Y-EY}=30\ kN.m\\ V_{Y-EZ}=5\ kN.m\end{cases}$$

فرض کنید حداکثر لنگر در طول ستون برابر است با:

$$M_X=\begin{cases}M_{X-Dead}=100\ kN.m\\ M_{X-Live}=50\ kN.m\\ M_{X-EX}=120\ kN.m\\ M_{X-EY}=50\ kN.m\\ M_{X-EZ}=10\ kN.m\end{cases}\quad M_Y=\begin{cases}M_{Y-Dead}=80\ kN.m\\ M_{Y-Live}=25\ kN.m\\ M_{Y-EX}=100\ kN.m\\ M_{Y-EY}=30\ kN.m\\ M_{Y-EZ}=5\ kN.m\end{cases}$$

فرض کنید مقادیر لنگر در محل وصله ستون برابر است با:

$$M_X=\begin{cases}M_{X-Dead}=60\ kN.m\\ M_{X-Live}=20\ kN.m\\ M_{X-EX}=90\ kN.m\\ M_{X-EY}=5\ kN.m\\ M_{X-EZ}=5\ kN.m\end{cases}\quad M_Y=\begin{cases}M_{Y-Dead}=40\ kN.m\\ M_{Y-Live}=15\ kN.m\\ M_{Y-EX}=40\ kN.m\\ M_{Y-EY}=10\ kN.m\\ M_{Y-EZ}=2\ kN.m\end{cases}$$

- فرض کنید اثرات خروج از مرکزیت تصادفی در محاسبه مقادیر نیروی زلزله منظور شده است.
- فرض کنید ترکیب بار حاکم در طراحی وصله ترکیب بار **1.2D+L+E** می باشد.

پاسخ:

الف) مقاومت محوری و خمشی موردنیاز

بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های زیر در نظر گرفته شود:

۱- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات متعارف بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح

کنترل تحت ترکیب بار متعارف: مقطع وصله باید تحت اثر همزمان نیروهای زیر کنترل شود:

$$P_u=1.2\times900+500+(150+0.3\times50)+10=1755\ kN$$
$$M_{uX}=1.2\times100+50+(120+0.3\times50)+10=315\ kN.m$$
$$M_{uY}=1.2\times80+25+(100+0.3\times30)+5=235\ kN.m$$
$$V_{uX}=1.2\times10+50+(150+0.3\times50)+10=237\ kN$$
$$V_{uY}=1.2\times8+30+(100+0.3\times30)+5=153.6\ kN$$

الف) مقاومت محوری و خمشی موردنیاز

بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های زیر در نظر گرفته شود:

۲- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز به‌دست‌آمده در محل وصله ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته.

کنترل تحت ترکیب بار شامل زلزله تشدید یافته. مقطع وصله باید تحت اثر همزمان نیروهای زیر نیز کنترل شود:

$$P_u = 1.2 \times 900 + 500 + 3(150 + 0.3 \times 50) + 10 = 2085\ kN$$
$$M_{uX} = 1.2 \times 60 + 20 + 3(90 + 0.3 \times 5) + 5 = 371.5\ kN.m$$
$$M_{uY} = 1.2 \times 40 + 15 + 3(40 + 0.3 \times 10) + 2 = 194\ kN.m$$
$$V_{uX} = 1.2 \times 10 + 50 + 3(150 + 0.3 \times 50) + 10 = 567\ kN$$
$$V_{uY} = 1.2 \times 8 + 30 + 3(100 + 0.3 \times 30) + 5 = 371.6\ kN$$

الف) مقاومت محوری و خمشی موردنیاز

۴- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون مطابق الزامات مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصلهٔ ستون‌ها

۱۰-۳-۳-۳-۱۱ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $R_y M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum R_y M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

مطابق بند فوق مقطع وصله باید قادر به تحمل لنگر پلاستیک مورد انتظار مقطع ستون حول محور x باشد:

$$M_{uX} = R_y M_{pX} = 1.15 \times \left(250 \times 20 \times 320 + \frac{15 \times 300^2}{4}\right) \times 240 = 534\ kN.m$$

همچنین مقطع وصله باید قادر به تحمل لنگر پلاستیک مورد انتظار مقطع ستون حول محور y باشد:

$$M_{uY} = R_y M_{pY} = 1.15 \times \left(2 \times \frac{20 \times 250^2}{4} + \frac{300 \times 15^2}{4}\right) \times 240 = 177.16\ kN.m$$

همچنین مقطع وصله باید قادر به تحمل برش زیر در راستای محور x باشد:

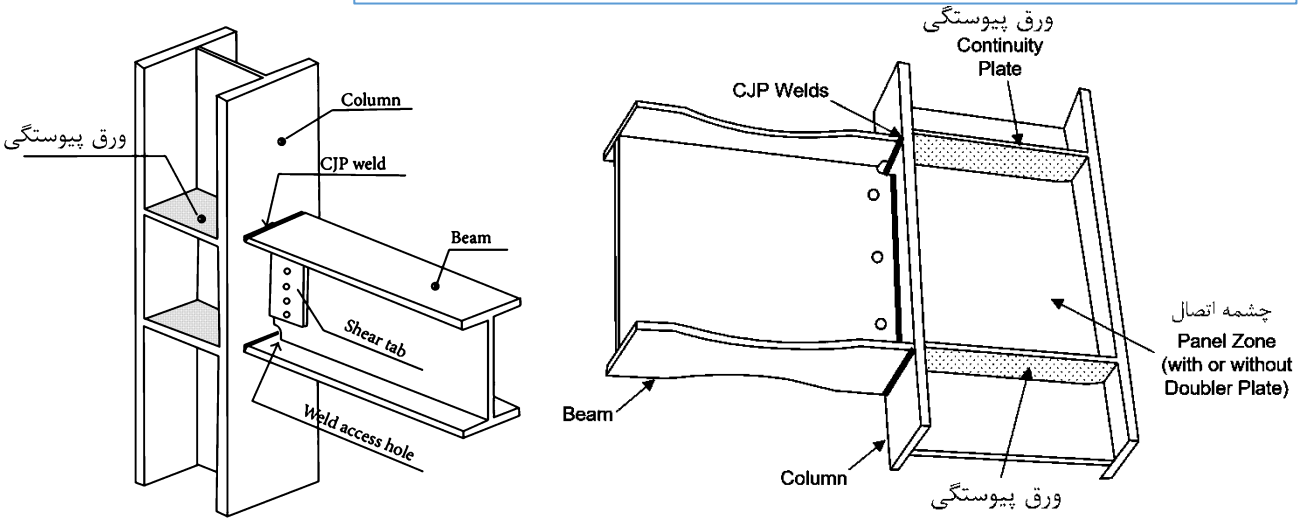
$$V_{uX} = \frac{\sum R_y M_{pY}}{H_c} = \frac{2(177.16)}{3} = 118\ kN$$

همچنین مقطع وصله باید قادر به تحمل برش زیر در راستای محور y باشد:

$$V_{uY} = \frac{\sum R_y M_{pX}}{H_c} = \frac{2(534)}{3} = 356\ kN$$

۱۶-۳۸ ورق پیوستگی- قاب خمشی متوسط و ویژه

ورق پیوستگی: به ورق‌های تقویتی که در راستای بال‌ها یا ورق‌های اتصال بال تیر به وجه ستون در چشمهٔ اتصال تعبیه شده و به بال‌ها و جان (یا جان‌های) ستون متصل می‌شوند، اطلاق می‌شود.



- ورق های پیوستگی در تمامی اتصالات گیردار تیر به ستون (لرزه ای یا غیرلرزه ای) باید ضوابط مربوط به بارهای متمرکز را تامین کنند.

۱۰-۳-۳-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط (IMF)

۱۰-۳-۳-۲-۸ ورق‌های پیوستگی

الزامات لرزه‌ای ورق‌های پیوستگی در قاب‌های خمشی متوسط مشابه الزامات مذکور در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۱۰ است؛ با این تفاوت که لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال باید براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه (SMF)

۱۰-۳-۳-۳-۱۰ ورق‌های پیوستگی

در حالت‌های زیر لازم است ورق‌های پیوستگی در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون تعبیه شود:

الف) در اتصالاتی که تیر به وجه یک ستون قوطی‌شکل متصل شده باشد. در این‌گونه مقاطع ابعاد ورق‌های پیوستگی باید براساس کل مقاومت موردنیاز در وجه ستون (مطابق بند ت) و بدون توجه به مقاومت‌های موجود ستون در برابر آن و با رعایت بند (ث) تعیین شود.

ب) در اتصالاتی که تیر به بال یک ستون H شکل متصل شده و ضخامت بال ستون کمتر از یک‌ششم عرض بال یا ورق اتصال باشد. در این‌گونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

پ) در اتصالاتی که تیر به بال یک ستون جعبه‌ای ساخته شده از مقطع I یا IPB متصل شده باشد، و ضخامت بال ستون کمتر از یک دوازدهم عرض بال یا ورق اتصال باشد. در این‌گونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

ت) درصورتی‌که در محل اتصال بال تیر یا ورق‌های روسری یا زیرسری به بال ستون، مقدار مقاومت موردنیاز از مقادیر مقاومت موجود که براساس ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱۰ محاسبه می‌شود، تجاوز نماید. برای محاسبهٔ این مقاومت موردنیاز لازم است مقدار مقاومت خمشی موردنیاز در محل اتصال تیر به ستون که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف محاسبه می‌شود، ملاک عمل قرار گیرد. در این‌گونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

یادداشت: در اتصالاتی که تیر از طریق جوش بال یا ورق‌های اتصال به ستون متصل می‌شود، در محل اتصال بال تیر یا ورق‌های روسری یا زیرسری به ستون، مقدار مقاومت موردنیاز (P_f) می‌تواند از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$P_f = \frac{M_f}{\alpha_s d^*} \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۱۲)$$

در رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۳-۱۲، M_f مقدار مقاومت خمشی موردنیاز در محل اتصال تیر به ستون است که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف محاسبه می‌شود. d^* فاصلهٔ بین مراکز سطح بال‌های تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری بوده و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

ث) در حالت‌هایی که با توجه به ضوابط فوق تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون الزامی باشد، این ورق‌ها علاوه بر تأمین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰، باید دارای شرایط زیر نیز باشند:

۱- طول ورق‌های پیوستگی باید برابر با فاصلهٔ خالص دو بال ستون باشد.

۲- پهنای ورق‌های پیوستگی در ستون‌های با مقطع قوطی شکل باید برابر فاصلهٔ خالص دو جان مقطع ستون بوده و در ستون‌های با مقطع Hشکل مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق پوششی اتصال کمتر باشد.

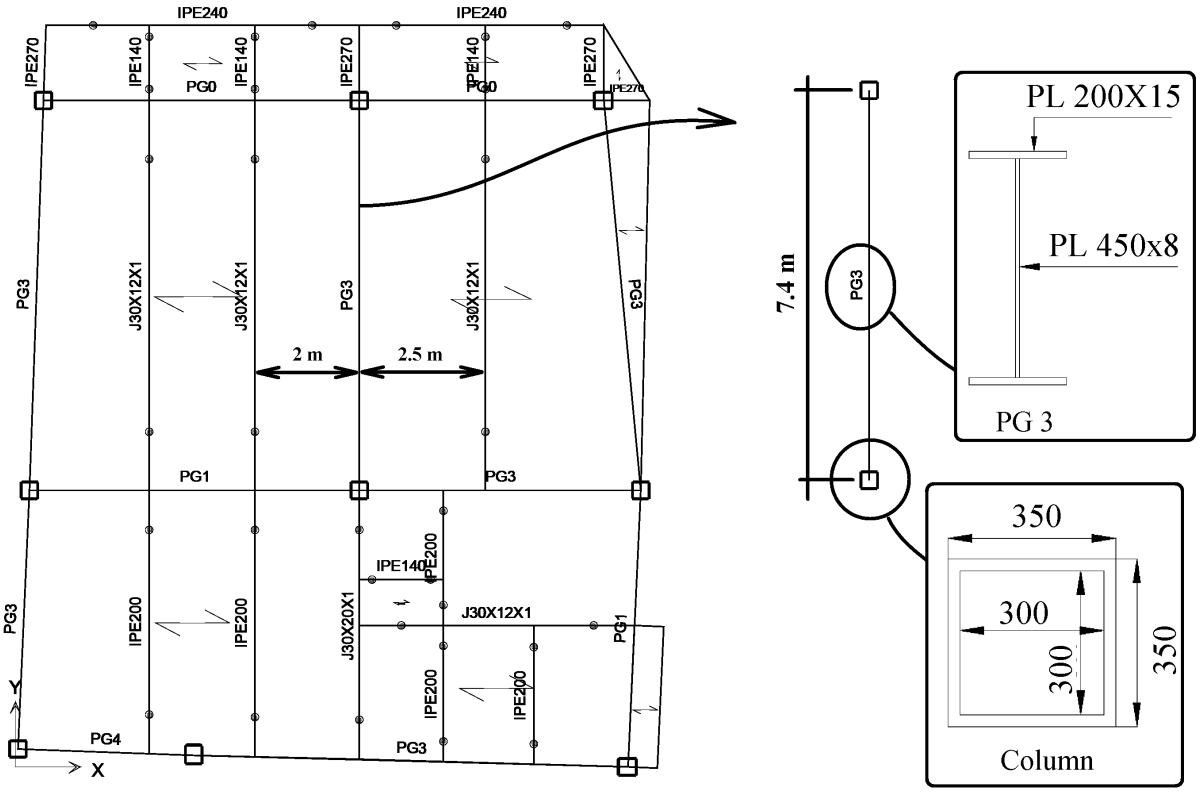
۳- ضخامت ورق‌های پیوستگی نباید از 50% ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر فقط به یک وجه ستون متصل هستند و از 75% ضخامت بال ضخیم‌تر تیرها یا ضخامت ورق ضخیم‌تر پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر به هر دو وجه ستون متصل هستند، کمتر در نظر گرفته شود.

۴- جوش ورق‌های پیوستگی به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. درصورتی‌که ضخامت ورق پیوستگی کوچک‌تر یا مساوی 20 میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه نیز مجاز است. در صورت استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه، در هر طرف بعد آن نباید از 0.75 ضخامت ورق پیوستگی کوچک‌تر در نظر گرفته شود.

۵- جوش ورق‌های پیوستگی به جان ستون یا ورق‌های تقویتی جان (ورق مضاعف) باید از نوع جوش شیاری یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. در صورت استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه، مقاومت موردنیاز این جوش‌ها می‌تواند برابر مقاومت برشی موجود ورق پیوستگی در تماس با جان ستون یا ورق مضاعف در نظر گرفته شود.

۶- نسبت پهنا به ضخامت در ورق‌های پیوستگی با یک لبهٔ مقید، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از $0.56\sqrt{E/(R_yF_y)}$ و در ورق‌های پیوستگی با دو لبهٔ مقید، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $1.49\sqrt{E/(R_yF_y)}$ بزرگ‌تر باشد.

مثال: وزن مرده کف برابر $5\ kN/m^2$ و بار زنده آن برابر $5\ kN/m^2$ می باشد. اتصال از نوع WUF-W می باشد. ضخامت ورق پیوستگی را بدست آورید.



اساس پلاستیک مقطع تیر برابر است با :

$$Z = 200 \times 15 \times 465 + \frac{8 \times 450^2}{4} = 1800 \times 10^3 mm^3$$

قاب خمشی متوسط: لنگر مورد انتظار در بر ستون برابر است با:

$$M_r = M_{hr} + V_{hr} \times S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} = 1.1 R_y Z F_y + 0 + 0 = 1.1 \times 1.15 \times (1800 \times 10^3) \times 240 = 546\ kN.m$$

در ستونهای قوطی شکل کل نیروی محوری ناشی از خمش فوق (که توسط بالهای تیر وارد میشود) را باید ورق پیوستگی بتواند به تنهایی تحمل کند (بند صفحه قبل را ببینید).

$$f = \frac{M_r}{d} = \frac{546}{0.465} = 1175\ kN < \varphi A_g F_y = 1 \times (300 \times t) \times 240 \quad \rightarrow \quad t \geq 16.3\ mm$$

قاب خمشی ویژه: لنگر مورد انتظار در بر ستون برابر است با:

$$M_r = M_{pr} + V_{pr} \times S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} = C_{pr} R_y Z F_y + 0 + 0 = 1.4 \times 1.15 \times (1800 \times 10^3) \times 240 = 695.52\ kN.m$$

$$f = \frac{M_r}{d} = \frac{695.5}{0.465} = 1496\ kN < \varphi A_g F_y = 0.9 \times (300 \times t) \times 240 \quad \rightarrow \quad t \geq 20.7\ mm$$

کنترل کمانش موضعی ورق پیوستگی:

$$\frac{b}{t} = \frac{300}{t} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 39.29 \quad \rightarrow \quad t \geq 7.6\ mm$$

۱۷-۳۸ تیر ضعیف-ستون قوی

۱۰-۳-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه (SMF)

۱۰-۳-۳-۳-۶ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در قاب‌های خمشی ویژه، در کلیهٔ گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون یک قاب خمشی صفحه‌ای، رعایت رابطهٔ زیر الزامی است:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1.0 \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۱)$$

که در آن:

$\sum M^*_{pc}$ = مجموع مقادیر اسمی مقاومت‌های خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال (شامل ماهیچه‌ها در صورت وجود) در امتداد موردنظر، که در محور تیر با در نظر گرفتن اثر نیروی محوری ستون محاسبه می‌شود. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطهٔ زیر در نظر گرفت:

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g) \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۲)$$

- Z_c: اساس مقطع پلاستیک ستون
- F_{yc}: برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD
- P_r: مقاومت محوری موردنیاز ستون حاصل از ترکیبات بارگذاری راستای موردنظر شامل زلزلهٔ تشدیدیافته
- A_g: سطح مقطع ستون

$\sum M^*_{pb}$ = مجموع مقادیر لنگرهای خمشی مورد انتظار تیرها در گره اتصال نسبت به راستای موردنظر، که در محور ستون محاسبه می‌شود. این لنگرهای خمشی مطابق شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطهٔ زیر در نظر گرفت:

$$\sum M^*_{pb} = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۳)$$

- M_{pr}: لنگر خمشی اضافی تیر نسبت به محور ستون که ناشی از برش تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) روی تیر است.
- α_s: برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

$M_{pr} = C_{pr} R_{yb} M_{pb}$

- M_{pb}: لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک
- R_{yb}: نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ مصالح تیر

$$1.1 \le C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{2F_y} \le 1.2$$

- اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W): $C_{pr} = 1.4$
- اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی با دیافراگم عبوری از ستون (TD-WUFW): $C_{pr} = 1.4$

تبصره ۱: درصورتی‌که در گرهٔ موردنظر ستون در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۳-۱ باید به‌طور جداگانه حول هر یک از محورهای اصلی ستون کنترل شود. در این محاسبات مقاومت خمشی اسمی ستون حول محور x (در برابر مقاومت خمشی مورد انتظار تیرهای راستای y) باید به شرح زیر برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی حول محور y ستون، اصلاح شود:

$$M^*_{pcx} = Z_{cx}\left[F_{yc} - \alpha_s\left(\frac{P_r}{A_g} + \frac{M_{ry}}{Z_{cy}}\right)\right] \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۵)$$

- M_{ry}: لنگر خمشی موردنیاز y ستون در ترکیب بارگذاری متعارف در امتداد موردنظر
- Z_{cx}: اساس مقطع پلاستیک ستون حول محور x
- Z_{cy}: اساس مقطع پلاستیک ستون حول محور y

تبصره ۲: درصورتی‌که یکی از حالت‌های زیر برقرار باشد، رعایت رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۳-۱ الزامی نیست:

الف) ستون‌هایی که در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری متعارف دارای $P_{rc} < 0.3P_c$ بوده و دارای شرایط زیر باشند:

$P_c = F_{yc} A_g / \alpha_s$: مقاومت فشاری موردنیاز ستون

۱- ستون‌های ساختمان‌های یک‌طبقه و ستون‌های طبقهٔ آخر ساختمان‌های چندطبقه

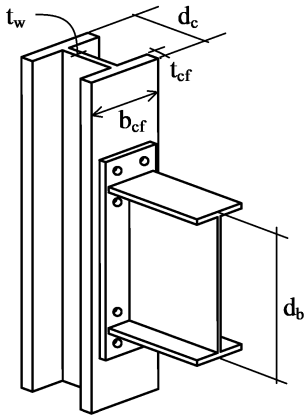
۲- تعدادی از ستون‌های هر طبقه که مجموع مقاومت برشی موجود آن‌ها کمتر از 20 درصد کل مقاومت برشی موجود ستون‌های آن طبقه و مجموع مقاومت برشی موجود آن‌هایی که بر روی یک محور قرار دارند کمتر از 33 درصد کل مقاومت برشی موجود آن محور باشد. در این بند محور ستون به محور یا محورهای موازی اطلاق می‌شود که در فاصلهٔ کمتر از 10 درصد بعد پلان طبقه، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

ب) ستون‌های طبقه‌ای که در آن نسبت مجموع مقاومت برشی موجود ستون‌ها به مجموع مقاومت برشی موردنیاز ستون‌ها در آن طبقه، 50 درصد بیشتر از این نسبت در طبقهٔ فوقانی آن باشد.

۱۸-۳۸ برش چشمه اتصال

الزامات عمومی برای تمامی قابهای خمشی:

۱۰-۲-۹-۱۰-۶ برش در چشمهٔ اتصال



مقاومت برشی موجود چشمهٔ اتصال در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت برشی اسمی چشمهٔ اتصال) براساس حالت حدی تسلیم برشی به شرح زیر تعیین می‌شوند:

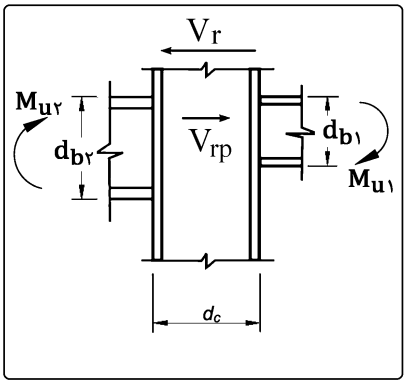
$\phi = 0.90$ (LRFD) و $\Omega = 1.67$ (ASD)

الف) در حالتی که آثار تغییرشکل غیرالاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

۱- برای حالتی که $\alpha P_r \le 0.4 P_y$ باشد: $R_n = 0.6 F_y d_c t_w$ (۴۰-۹-۲-۱۰)

۲- برای حالتی که $\alpha P_r > 0.4 P_y$ باشد: $R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y}\right)$ (۴۱-۹-۲-۱۰)

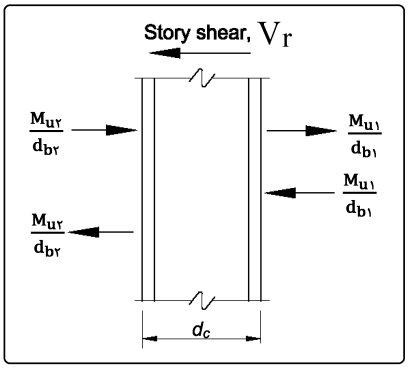
ب) در حالتی که آثار تغییرشکل غیر الاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور شود:



۱- برای حالتی که $\alpha P_r \le 0.75 P_y$ باشد: $R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)$ (۴۲-۹-۲-۱۰)

۲- برای حالتی که $\alpha P_r > 0.75 P_y$ باشد:

$R_n = 0.6\, F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \left(1.9 - \frac{1.2 \alpha P_r}{P_y}\right)$ (۴۳-۹-۲-۱۰)



P_r = مقاومت محوری موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با P_u و در روش ASD با P_a نشان داده می‌شود.

P_y = مقاومت تسلیم محوری ستون ($P_y = A_g F_y$)

A_g = سطح مقطع کلی ستون

α = ضریبی که مقدار آن در روش LRFD برابر 1.0 و در روش ASD برابر 1.6 است.

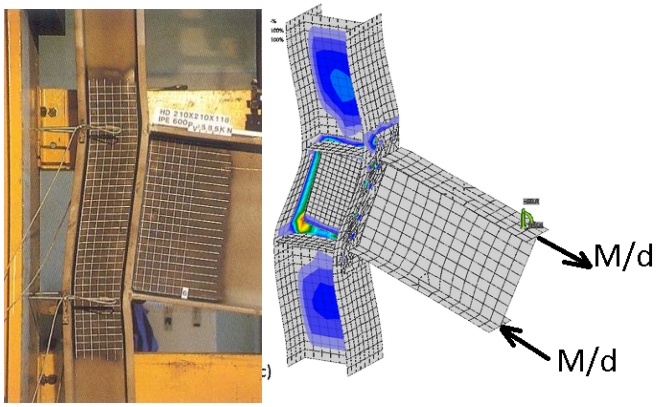
مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۸، در چشمهٔ اتصال مقاومت برشی موردنیاز (V_{rp}) از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{rp} = \frac{M_{r1}}{d_{b1}} + \frac{M_{r2}}{d_{b2}} - V_r$$

M_{r1} و M_{r2} = به ترتیب لنگرهای خمشی انتهایی تیرهای سمت چپ و راست چشمهٔ اتصال با رعایت جهت لنگرهای وارده ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با M_{u1} و M_{u2} و در روش ASD با M_{a1} و M_{a2} نشان داده می‌شوند.

V_r = نیروی برشی ستون در بالای چشمهٔ اتصال ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با V_u و در روش ASD با V_a نشان داده می‌شود.

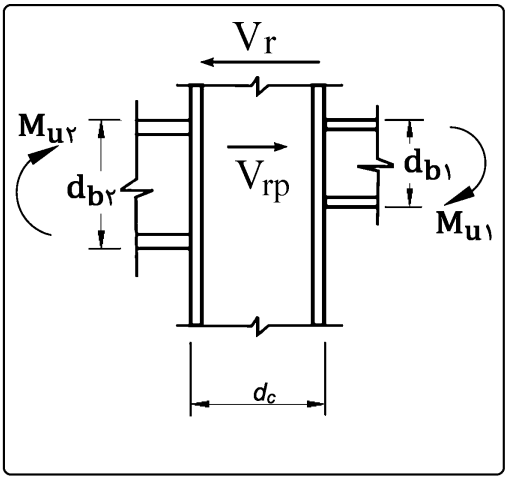
در شکل زیر بال فوقانی تیر تحت کشش و بال تحتانی تحت فشار است. نیروی کششی بال فوقانی تیر تبدیل به برش در چشمه اتصال شده است (به تغییرشکل برشی چشمه اتصال توجه کنید). نیروی کششی بال تیر را می توان بر اساس رابطه M/d بدست آورد که M مقدار لنگر در تیر می باشد. مقاومت برشی در چشمه اتصال باید در حدی باشد که بتواند این برش را تحمل کند.



الزامات چشمه اتصال برای قاب خمشی معمولی- متوسط- ویژه

در کنترل چشمه اتصال یک عامل تعیین کننده نحوه محاسبه لنگر تیر در بر ستون و محاسبه برش وارد چشمه اتصال می باشد. در شکل زیر لنگرهای Mu1 و Mu2 چقدر باید در نظر گرفته شوند؟

در صورتی که اتصال لرزه ای نباشد، این لنگرها بر اساس ترکیب بار متعارف بدست می آیند.



مطابق بند زیر در قابهای خمشی معمولی لنگرهایی که بر اساس آنها برش وارد بر چشمه اتصال محاسبه می شود، بر اساس ترکیب بارهای متعارف محاسبه می شود:

۱۰-۳-۳-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی (OMF) ۱۰-۳-۳-۱-۵ برش در چشمهٔ اتصال

چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز این چشمه می‌تواند براساس لنگر خمشی انتهای تیر تحت اثر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

ولی در قابهای خمشی متوسط لنگر انتهای تیر باید بر اساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف محاسبه شوند که مراحل محاسبه آن در صفحات قبل در قسمت طراحی اتصال گیردار تشریح شده است. به طور خلاصه لنگرهای انتهای تیرهای طرفین در قاب خمشی متوسط از رابطه زیر بدست می آید:

$$M_r = M_{hr} + V_{hr} \times S_h + \frac{q_u S_h^2}{2}$$

۱۰-۳-۳-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط (IMF) ۱۰-۳-۳-۲-۷ برش در چشمهٔ اتصال

در قاب‌های خمشی متوسط، چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین گره اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف به دست می‌آید، تعیین شود.

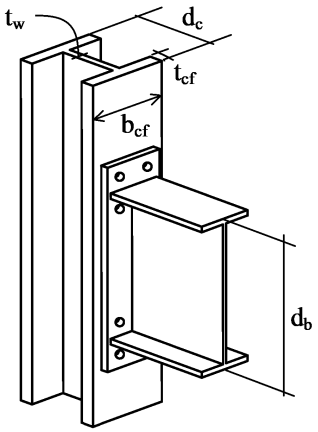
در این نوع قاب‌های خمشی، سایر الزامات لرزه‌ای چشمهٔ اتصال، مشابه الزامات چشمهٔ اتصال در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۹ است.

در قابهای خمشی ویژه لنگر انتهای تیر باید بر اساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف محاسبه شوند که مراحل محاسبه آن در صفحات قبل در قسمت طراحی اتصال گیردار تشریح شده است. به طور خلاصه لنگرهای انتهای تیرهای طرفین در قاب خمشی متوسط از رابطه زیر بدست می آید:

$$M_r = M_{pr} + V_{pr} \times S_h + \frac{q_u S_h^2}{2}$$

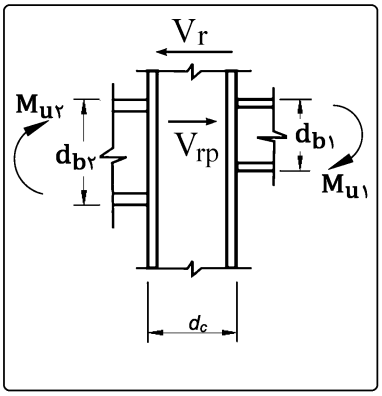
۱۰-۳-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه (SMF)

۱۰-۳-۳-۳-۹ برش در چشمهٔ اتصال



الف) چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز این چشمه باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف به دست می‌آید، تعیین شود. درصورتی‌که مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال بیش از مقاومت برشی موجود آن باشد، در چشمهٔ اتصال تعبیهٔ ورق یا ورق‌های مضاعف الزامی بوده و ضخامت آن یا آن‌ها براساس اختلاف مقاومت برشی موردنیاز و مقاومت برشی موجود به دست می‌آید.

تبصره ۱: در ستون‌های قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق، استفاده از ورق‌های مضاعف مجاز نبوده و جان‌های مقطع ستون باید بتوانند مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال را تأمین نمایند.



تبصره ۲: در ستون‌های قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق، درصورتی‌که در گره موردنظر ستون در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، در محاسبات مقاومت برشی موجود چشمه اتصال مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ باید آثار لنگر خمشی وارد بر ستون از امتداد دیگر نیز در نظر گرفته شود. برای این منظور می‌توان برای محاسبهٔ مقاومت چشمهٔ اتصال برای تیر امتداد x وارد به ستون به‌جای روابط ۱۰-۲-۹-۴۰ الی ۱۰-۲-۹-۴۳ از روابط زیر استفاده نمود:

۱) در حالتی که آثار تغییرشکل غیر الاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right) \le 0.4$ باشد: (۱۰-۳-۳-۳-۷)

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w$$

برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right) > 0.4$ باشد: (۱۰-۳-۳-۳-۸)

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left[1.4 - \alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\right]$$

۲) در حالتی که آثار تغییرشکل غیر الاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right) \le 0.75$ باشد: (۱۰-۳-۳-۳-۹)

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1+\frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)$$

برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right) > 0.75$ باشد: (۱۰-۳-۳-۳-۱۰)

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1+\frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left[1.9 - 1.2\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\right]$$

P_{yc} = مقاومت محوری تسلیم ستون ($P_{yc}= A_g F_y$)

P_{rc} = مقاومت محوری موردنیاز ستون در ترکیب بار راستای x

M_{rby} = لنگر خمشی موردنیاز تیر امتداد y وارد به ستون در ترکیب بار راستای x

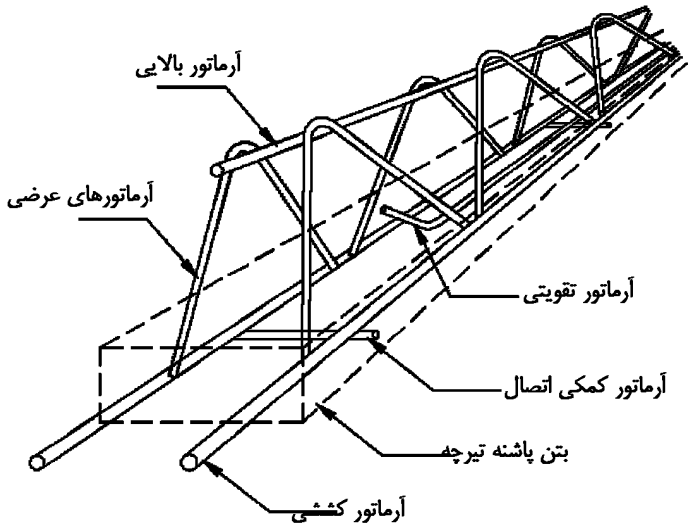
M_{pcx} = لنگر خمشی پلاستیک ستون حول محور x که در آن $M_{pcx}=F_{yc}Z_{cx}$ است.

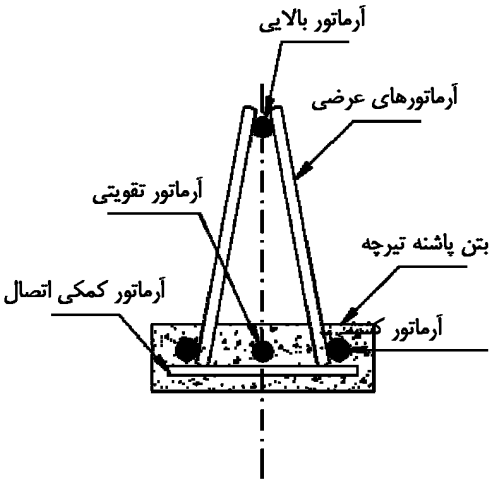
سایر پارامترهای این روابط در بخش‌های ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ معرفی شده‌اند.

در این نوع ستون‌ها برای محاسبات امتداد دیگر نیز مقاومت چشمهٔ اتصال برای تیر امتداد y وارد به ستون باید به‌صورت مشابه برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی تیر امتداد x وارد به ستون، اصلاح شود.

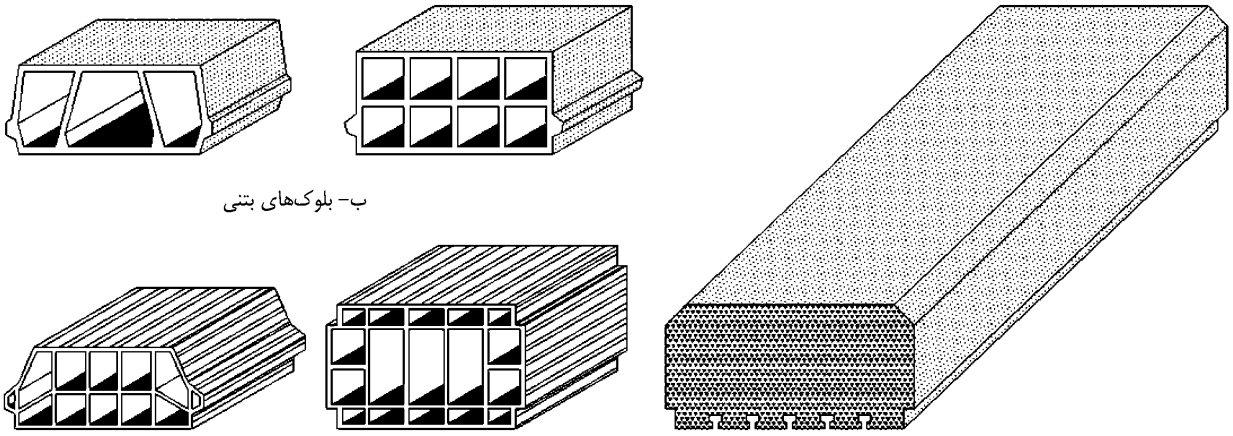
انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است www.t.me/hoseinzadehasl Instagram www.hoseinzadeh.net

۳۹ طراحی تیرچه بلوک





اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی



ب- بلوک‌های بتنی

الف- بلوک پلی‌استایرن

ج- بلوک‌های سفالی

۱-۳۹ طول موثر تیرچه

یکی از عوامل مهم در طراحی تیرچه ها طول آنها میباشد.

در متن مبحث نهم طول دهانه موثر به صورت زیر تعریف شده است:

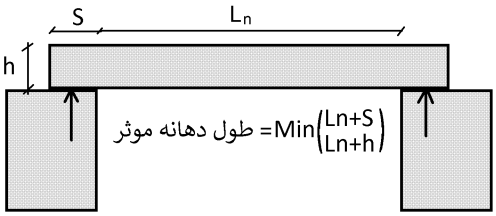
۹-۶-۳ مدلسازی

۹-۶-۳-۲ دهانه‌ها

۹-۶-۳-۲-۱ طول دهانه‌ی موثر در اعضای مختلف سازه بر اساس ضوابط زیر تعیین میشود:

الف- طول دهانه‌ی موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود پیوسته نباشد، باید معادل فاصله‌ی محور تا محور تکیه گاه‌ها، یا طول آزاد دهانه به اضافه‌ی ارتفاع عضو، هر کدام که کوچک‌تر است، در نظر گرفته شود.

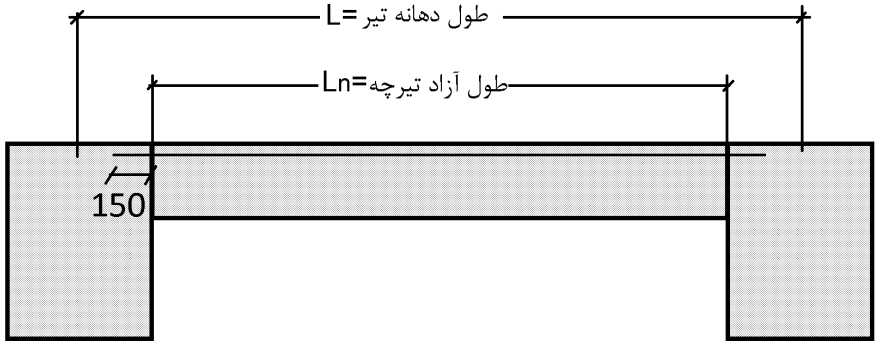
ب- طول موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود پیوسته است، با توجه به مقاومت و سختی نسبی اعضاء در محل اتصال و با قضاوت مهندسی تعیین گردیده و درصدی از طول انتهایی عضو که در ناحیه اتصال واقع شده است صلب منظور می شود.



مورد الف از بند فوق (که برگرفته از آیین نامه کانادا بوده و در ACI مطرح نشده است) به نظر میرسد مربوط به شکل مقابل آن بند باشد و با توجه به اینکه در سقف تیرچه بلوک اتصال تیرچه ها به تیر اصلی از وجه جانبی تیر صورت می پذیرد، شامل تیرچه های سقف تیرچه بلوک نمیشود.

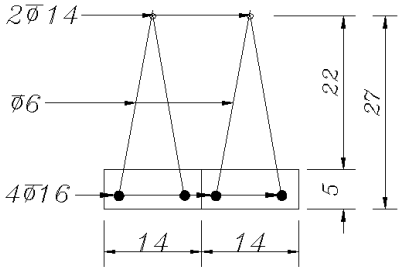
همچنین در جداول مربوط به کنترل خیز تقریبی

- در مورد اینکه طول تیرچه های تیرچه بلوک چقدر در نظر گرفته شود صراحت آیین نامه ای نداریم و مهندسین عمدتا یکی از طولهای زیر را در نظر می گیرند.
  ۱- طول تیرچه برابر L در شکل زیر در نظر گرفته شود
  ۲- طول تیرچه برابر Ln در شکل زیر در نظر گرفته شود.
  ۳- طول تیرچه برابر طول خالص به علاوه طول قطع میلگرد فوقانی یعنی برابر با Ln+300mm در نظر گرفته شود.
  ۴- طول تیرچه برابر طول خالص تیرچه به علاوه ارتفاع آن یعنی Ln+h در نظر گرفته شود.



- در طراحی تیرچه بلوک فرض میشود تیرچه دوسر مفصل است. در حالی که اندکی لنگر منفی بسته به سختی پیچشی تکیه گاه در انتهای تیرچه خواهیم داشت. با دوسر مفصل فرض کردن تیرچه طراحی آن محافظه کارانه خواهد بود و عملا از کمک لنگر منفی دو انتهای تیرچه در کاهش خیز، کاهش لرزش و نیز کاهش لنگر وسط دهانه صرف نظر میشود. بنابراین **نظر شخصی این است که میتوان برای طراحی تیرچه طول آن را برابر طول آزاد تیرچه (مورد دوم از بالا) در نظر گرفت.** تاکید میشود که این توصیه بر این اساس هست که در تمام مراحل طراحی، تیرچه دوسر مفصل فرض شود.

ضوابط طراحی تیرچه های مربوط به تیرچه بلوک را طی حل یک مثال مطرح کرده ام.



دهانه تیرچه: 7.5m

نوع سقف: تیرچه فوم

ارتفاع کل تیرچه: 300 mm

فاصله خالص بین تیرچه ها: 500 mm

فاصله مرکز تا مرکز تیرچه ها: 700 mm

میلگردهای طولی: Fy=300MPa

- رده میلگردهای طولی بسته به سایز میلگرد ممکن است S400 باشد (به ویژه برای سایز $\varphi 14$ و $\varphi 16$).

بتن: $f_c' = 20MPa$

شهر: تبریز (A=0.35)

۲-۳۹ محاسبه بار گسترده وارد بر تیرچه

بار مرده طبقه:

۱) سرامیک	$0.01 \times 21 = 0.21kPa$
۲) ملات ماسه سیمان	$0.03 \times 21 = 0.63kPa$
۳) فوم بتن	$0.1 \times 6 = 0.6kPa$
۴) یونولیت	$0.06kPa$
۵) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ و خاک	$0.5kPa$
۶) وزن تیغه بندی	$1\ kP$
جمع کفسازی + تیغه بندی	$3\ kPa$
وزن بتن تیرچه ها	$\left(0.25 \times 0.2 \times \frac{1}{0.7} + 0.05 \times 1\right)25 = 3.0357\ kP$

بار مرده تیرچه+کفسازی+تیغه بندی $D + SD + P = 3 + 3.0357 = 6.03571 \frac{kN}{m^2}$

بار زنده مسکونی: $L = 2 \frac{kN}{m^2}$

بار زلزله قائم: $EV = 0.6AIW_P = 0.6AI(D + SD + P + L) = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times (8.03571) = 1.687 \frac{kN}{m^2}$

- از عوامل مهم تاثیر گذار بر وزن مرده سقف، نوع کف سازی (فوم بتن باشد یا بتن سبک باشد یا...) و نیز نوع پر کننده (یونولیت باشد یا سفال باشد یا ...) می باشد. بنابراین مسلما **اگر سقف از نوع تیرچه+سفال باشد، بار مرده آن افزایش خواهد یافت.**
همچنین **اگر کفسازی با بتن سبک باشد، بار مرده کفسازی افزایش خواهد یافت.**
- در محاسبات فوق وزن مرده کف سازی برابر $2.0 \frac{kN}{m^2}$ بدست آمده است. راهنمای نظام مهندسی تهران الزام کرده است که وزن مرده کف سازی کمتر از $2 \frac{kN}{m^2}$ در نظر گرفته نشود. انتخاب جزئیات ساخت سقف و محاسبات آن بر اساس تجربه طراح و سبک رایج در منطقه تعیین می شود.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

محاسبه بار ضریب دار:

جدول ترکیب بارهای ارائه شده در ACI-318-19 در شکل زیر ارائه شده است.

Table 5.3.1—Load combinations

Load combination	Equation	Primary load
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$	(5.3.1c)	L_r or S or R
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

$$q_u = Max\begin{Bmatrix} 1.4D = 1.4 \times (6.0357) = 8.45\ kN \\ 1.2D + 1.6L = (1.2 \times 6.0357) + (1.6 \times 2) = 10.44\ kPa \\ 1.2D + L + EV = (1.2 \times 6.0357) + (1 \times 2) + (1.687) = 10.93\frac{kN}{m^2} \end{Bmatrix} = 10.93\frac{kN}{m^2}$$

- توجه شود که بار گسترده فوق بر واحد سطح محاسبه شده است. با توجه به اینکه فواصل آکس تا آکس تیرچه از هم 0.7m فرض شده است، سهم بارگیر هر تیرچه برابر 0.7m خواهد بود و بنابراین بار گسترده خطی وارد بر هر تیرچه برابر خواهد بود با:

$$q_u = 10.93\frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow \quad \text{بار گسترده خطی وارد بر تیرچه} = 10.93\frac{kN}{m^2} \times 0.7m = 7.65\frac{kN}{m}$$

۳-۳۹ کنترل ابعاد هندسی تیرچه ها

9.8—Nonprestressed one-way joist systems

9.8.1 *General*

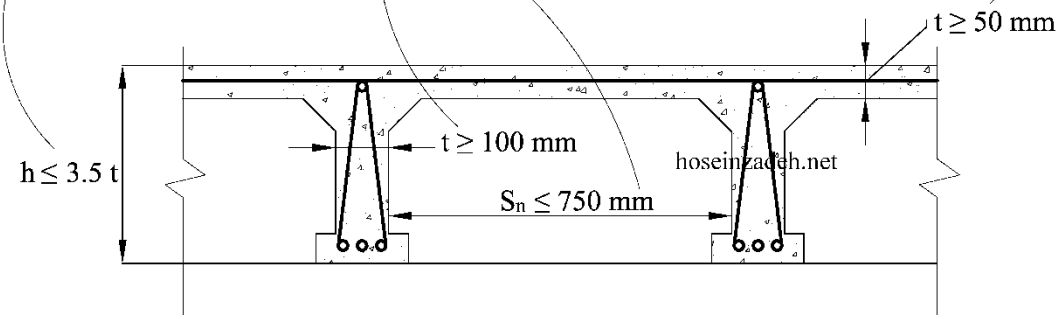
9.8.1.1 Nonprestressed one-way joist construction consists of a monolithic combination of regularly spaced ribs and a top slab designed to span in one direction.

9.8.1.2 Width of ribs shall be at least 100 mm at any location along the depth.

9.8.1.3 Overall depth of ribs shall not exceed 3.5 times the minimum width.

9.8.1.4 Clear spacing between ribs shall not exceed 750 mm.

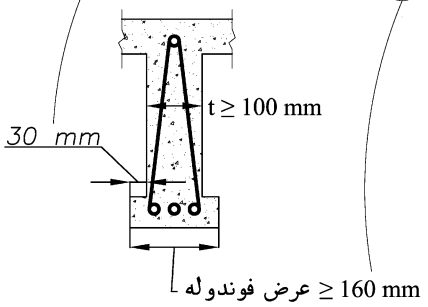
9.8.3.1 If fillers not complying with 9.8.2.1 or removable forms are used, slab thickness shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 50 mm.



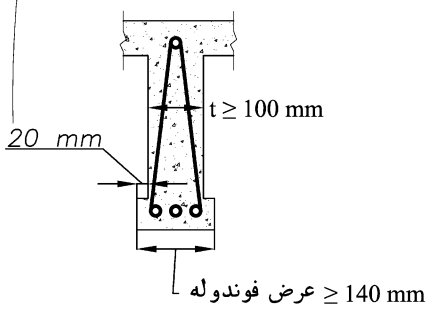
- رایج ترین ارتفاع h (ضخامت کل بتن سقف) برای دهانه های متعارف (تا حدود 7.5m) برابر h=300 mm می باشد.

- یکی از موارد مهم اجرایی عدم تامین حداقل ضخامت t در شکل فوق می باشد.
  - متاسفانه عرض پاشنه یونولیت ها بیشتر موارد حدود 30 mm میباشد. در این حالت برای تامین ضخامت حداقل عرض فوندوله باید مطابق شکل سمت راست برابر 160 mm باشد.

عرض تکیه گاه یونولیت ها حدود (۳۰) میلیمتر میباشد.
در این حالت برای تامین حداقل ضخامت عرض فوندوله باید (۱۶۰) میلیمتر انتخاب شود.



عرض تکیه گاه سفال و یا بلوک سیمانی‌حدود (۲۰) میلیمتر میباشد.
در این حالت برای تامین حداقل ضخامت عرض فوندوله باید ۱۴۰ میلیمتر انتخاب شود.



در عمل چنین عرضی اجرا نمی شود و بنابراین در اکثر موارد ضخامت جان کمتر از ۱۰۰ میلیمتر اجرا میشود.

- در رابطه با مطلب صفحه قبل به بند های زیر از استاندارد 2909-1 (۱۳۹۵) توجه کنید:

۵-۲-۳ ویژگی پاشنه تیرچه

۵-۲-۳-۲ عرض قسمت بالایی پاشنه تیرچه برای تیرچه‌هایی که با بلوک‌های سقفی سفالی یا بتنی به‌کار برده می‌شوند، نباید از ۱۲ سانتی‌متر و برای تیرچه‌هایی که با سایر بلوک‌های سقفی استفاده می‌شوند نباید از ۱۴ سانتی‌متر کم‌تر باشد.

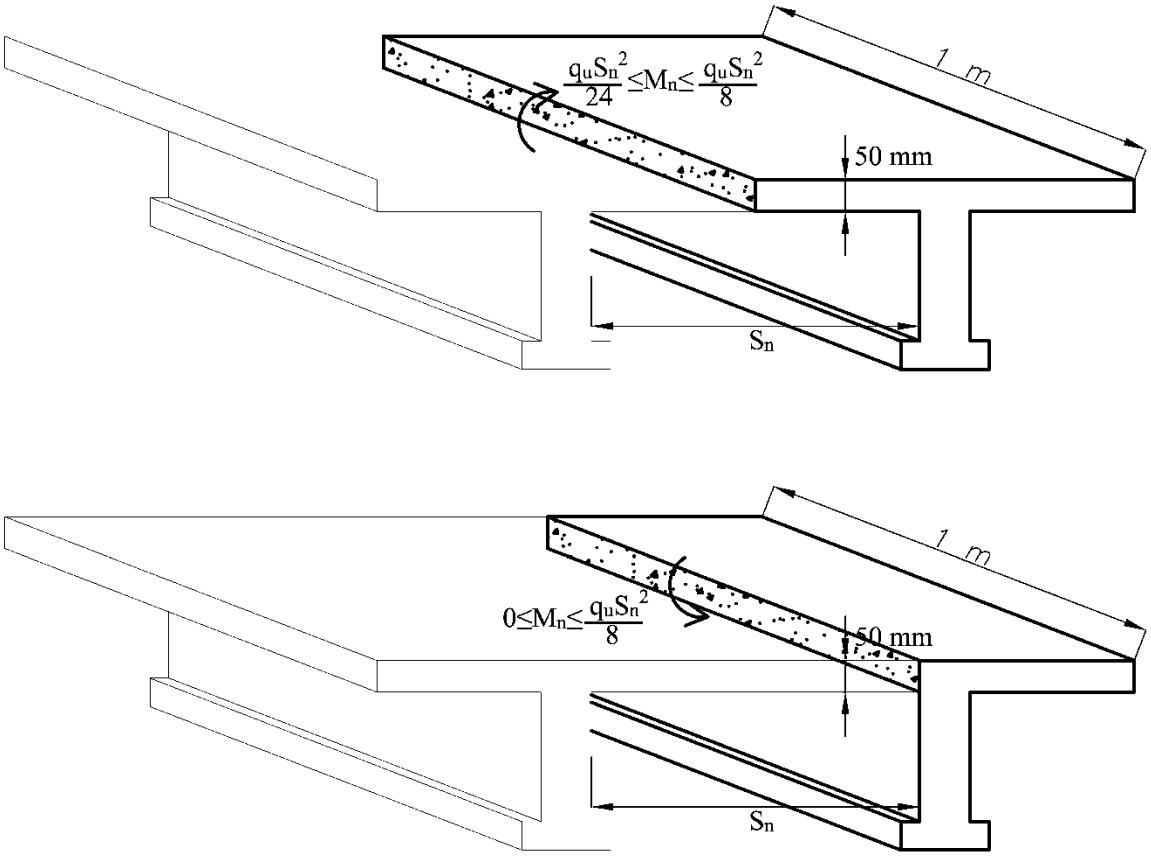
۵-۲-۳-۳ عرض نشیمنگاه بلوک‌ها برای تیرچه‌هایی که با بلوک‌های سقفی سفالی یا بتنی به‌کار برده می‌شوند، نباید از ۱۵ میلی‌متر و برای تیرچه‌هایی که با سایر بلوک‌های سقفی استفاده می‌شوند نباید از ۳۰ میلی‌متر کم‌تر باشد.

۵-۲-۳-۶ ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها نباید کم‌تر از مقادیر زیر باشد:

- قطر اسمی میلگردها؛
- بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه تا ۳۲ میلی‌متر یا ۵ میلی‌متر بیشتر از بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه-های بزرگتر از ۳۲ میلی‌متر؛

۵-۲-۳-۷ حداقل ضخامت پاشنه بتنی باید ۴ سانتی‌متر و حداکثر آن ۵٫۵ سانتی‌متر باشد و نباید از قطر اسمی بزرگترین میلگرد کششی به اضافه ۳۰ میلی‌متر کم‌تر باشد.

۴-۳۹ کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری برای خمش



بسته به شرایط تکیه گاهی لنگر در وسط و انتهای دال ۵ سانتی ممکن است بین صفر تا $\frac{q_u S_n^2}{8}$ متغیر است. در مقطع فوق میلگرد خمشی نداریم (تنها میلگرد افت و حرارت داریم که در ادامه محاسبه خواهد شد). بنابراین باید مقطع بدون احتساب میلگرد بتواند پاسخگوی لنگر وارد بر آن باشد.

دال بتنی ۵ سانتی مابین تیرچه ها غیر مسلح می باشد و باید بتن غیر مسلح توانایی تحمل بار را داشته باشد. برای کنترل این قسمت از دال می توان از فصل مربوط به بتن غیر مسلح در ACI استفاده کرد.

CHAPTER 14—PLAIN CONCRETE

14.5.2 *Flexure*

14.5.2.1 M_n shall be the lesser of Eq. (14.5.2.1a) calculated at the tension face and Eq. (14.5.2.1b) calculated at the compression face:

$$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f'_c}S_m \qquad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0.85f'_cS_m \qquad (14.5.2.1b)$$

where S_m is the corresponding elastic section modulus.

برای مثال با فرض اینکه $t = 50\ mm; S_n = 500\ mm; f'_c = 20\ MPa$:

$$\left.\begin{aligned} M_u &= \frac{10.93 \times 0.5^2}{8} = 0.34\ kN.m \\ \varphi M_n &= 0.6 \times 0.42\sqrt{20} \times \frac{1000 \times 50^2}{6} = 469574\ N.mm = 0.47\ kN.m \end{aligned}\right\} 0.34 < 0.47 \quad OK.$$

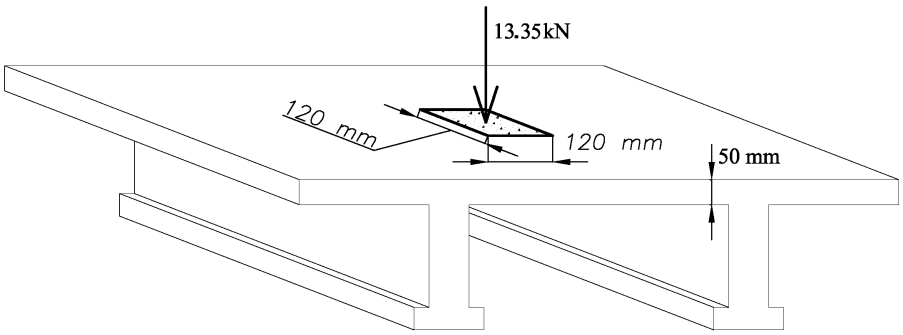
- در مثال صفحه قبل طول آزاد دال برابر Sn=500 mm بود. در مواردی که فاصله تیرچه ها زیاد باشد (در سقف هایی غیر از تیرچه بلوک)، ضخامت لازم دال نیز افزایش میابد. با افزایش ضخامت دال امکان استفاده از میلگرد خمشی مهیا میشود. در این موارد طراح میتواند مقاومت خمشی دال را به جای فصل چهار (در صفحه قبل) از روابط متعارف برای بتن مسلح محاسبه کند. بند زیر از ACI-318-19 به این مورد اشاره دارد:

9.8.1.7 Reinforcement perpendicular to the ribs shall be provided in the slab as required for flexure, considering load concentrations, and shall be at least that required for shrinkage and temperature in accordance with 24.4.

- در سیستم تیرچه بلوک رایج در ایران با توجه به ضخامت کم (50 mm) دال بتنی عملا نمی توان از بتن مسلح استفاده کرد. چون تنظیم موقعیت میلگرد در اجرا میسر نیست. بنابراین بهتر است با صرف نظر کردن از میلگرد قرار داده شده، مقاومت مقطع را بر اساس روابط مقطع غیر مسلح (صفحه قبل محاسبه نمود).

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۵-۳۹ کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری برای برش پانچ



- در کاربری مسکونی بار متمرکز قابل توجهی نداریم و مسلما از نظر برش پانچ در دال ۵ سانتی مشکلی نخواهیم داشت.
- یکی از موارد رایج که ممکن است دال ۵ سانتی سقف تیرچه بلوک در معرض برش پانچ قرار گیرد، مربوط به کاربری پارکینگ می باشد. متن زیر مربوط به **ASCE7-16** میباشد که در آن عنوان شده برای پارکینگ های سبک کف باید برای بار متمرکز 13.35kN با ابعاد 114mm کنترل شود:

4.10 GARAGE LOADS

4.10.1 Passenger Vehicle Garages. Floors in garages or portions of a building used for the storage of motor vehicles shall be designed for the uniformly distributed live loads of Table 4.3-1 or the following concentrated load: (1) for garages restricted to passenger vehicles accommodating not more than nine passengers, 3,000 lb (13.35 kN) acting on an area of 4.5 in. by 4.5 in. (114 mm by 114 mm); and (2) for mechanical parking structures without slab or deck that are used for storing passenger vehicles only, 2,250 lb (10 kN) per wheel.

بند زیر مربوط به **ACI-318-19** در رابطه با کنترل برش پانچ بتن غیر مسلح میباشد:

CHAPTER 14—PLAIN CONCRETE

14.5—Design strength

14.5.5 *Shear*

14.5.5.1 V_n shall be calculated in accordance with Table 14.5.5.1.

Table 14.5.5.1—Nominal shear strength

Shear action	Nominal shear strength V_n		
One-way	$0.11\lambda\sqrt{f'_c}b_w h$		(a)
Two-way	Lesser of:	$0.11\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$ [1]	(b)
		$0.22\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$	(c)

[1] β is the ratio of long side to short side of concentrated load or reaction area.

14.4.3.4 *Factored two-way shear*

14.4.3.4.1 For two-way shear, critical sections shall be located so that the perimeter b_o is a minimum but need not be closer than $h/2$ to (a) through (c):

(a) Location defined in Table 14.4.3.2.1
(b) Face of concentrated loads or reaction areas
(c) Changes in footing thickness

Table 21.2.1—Strength reduction factors ϕ

Action or structural element		ϕ	Exceptions
(i)	Plain concrete elements	0.60	—

$$P_u = 1.6Live \le \varphi V_n = \varphi \times 0.22 \times \lambda\sqrt{f'_c}b_0 h$$

$$13.35 \times 1.6 \le 0.6 \times 0.22 \times 1 \times \sqrt{20}\big(4 \times (114+50)\big) \times 50$$

$$21.36\ kN \le 19.36\ kN \quad Not\ Good$$

متاسفانه دال بتنی 5 سانتی با فرض $f'_c = 20MPa$ پاسخگوی کنترل برش پانچ برای بار متمرکز در پارکینگ سبک نمی باشد.
تکرار محاسبات با فرض ضخامت h=60 mm:

$$21.36 \le 0.6 \times 0.22 \times 1 \times \sqrt{20}\big(4 \times (114+60)\big) \times 60 = 24.65\ kN \quad OK$$

- در نشریه ۵۴۳ توصیه شده است حداقل ضخامت h=80 mm برای کاربری پارکینگ استفاده شود.

۶-۳۹ کنترل تیرچه برای بار متمرکز

در مواردی مانند کاربری **پارکینگ** که بار متمرکز قابل توجهی داریم، تیرچه ها باید برای بار متمرکز کنترل شوند. برای مثال در پارکینگ های سازه های مسکونی که وزن خودروها حداکثر ۴۰ کیلونیوتن میباشد، بار متمرکز برابر با 15 kN باید به عنوان بار زنده در نظر گرفته شود.

تذکر: با توجه به اینکه 15 kN برای تیرچه عدد قابل توجهی هست، طراحی تیرچه را تحت تاثیر قرار خواهد داد. با در نظر گرفتن این بار در طراحی تیرچه، میلگرد خمشی تیرچه تغییر قابل توجهی خواهد داشت و در دهانه های با طول متوسط نیز ممکن است نیاز به دوبل تیرچه باشد.

تذکر فوق را از مهندس مقدم (از کنترل کنندگان نظام مهندسی تبریز) دریافت کردم. با سپاس از ایشان.

جدول زیر برگرفته از مبحث ششم ویرایش ۹۸ میباشد:

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_o و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱۰	**بیمارستان‌ها و مراکز درمانی**		
۱-۱۰	اتاق بیمار	۲	۴/۵
۲-۱۰	اتاق عمل، آزمایشگاه‌ها	۳	۴/۵
۳-۱۰	راهرو طبقه همکف	۵	۴/۵
۴-۱۰	راهرو سایر طبقات	۴	۴/۵
۱۱	**محل‌های عبور و پارک خودروها**		
۱-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا ۴۰ کیلونیوتن	۳ (۲) (۳) (۷)	۱۵ (۷)
۲-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن ۴۰ تا ۹۰ کیلونیوتن	۶ (۲) (۳) (۷) (۸)	۳۰ (۷)
۳-۱۱	معابر و بخش‌هایی از محوطه با امکان عبور کامیون	_(۸)	_(۸)

۷) کف پارکینگ‌ها و یا بخش‌هایی ازیک ساختمان که برای پارک وسیله نقلیه مورد استفاده قرار می‌گیرد، براساس بار زنده گسترده یکنواخت ارائه شده در ردیف‌های ۱۱-۱ و ۱۱-۲ و بارهای متمرکز نظیر همان ردیف‌ها طراحی می‌شوند، اما لازم نیست این دو بار به طور همزمان اعمال شوند. سطح تأثیر بار متمرکز ۱۲۰×۱۲۰ میلیمتر فرض می‌شود.

۳۹-۷ آرماتور افت و حرارت

- مطابق بند زیر حداقل میلگرد افت و حرارت باید در دال بتنی قرار داده شود:

24.4—Shrinkage and temperature reinforcement

24.4.1 Reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall be provided in one-way slabs in the direction perpendicular to the flexural reinforcement in accordance with 24.4.3 or 24.4.4.

24.4.3 *Nonprestressed reinforcement*

24.4.3.1 Deformed reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall conform to Table 20.2.2.4(a) and shall be in accordance with 24.4.3.2 through 24.4.3.5.

24.4.3.2 The ratio of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area shall be greater than or equal to 0.0018.

24.4.3.3 The spacing of deformed shrinkage and temperature reinforcement shall not exceed the lesser of **5*h*** and 450 mm.

Table 20.2.2.4(a)—Nonprestressed deformed reinforcement

Usage	Application		Maximum value of f_y or f_{yt} permitted for design calculations, MPa	Applicable ASTM specification			
				Deformed bars	Deformed wires	Welded wire reinforcement	Welded deformed bar mats
Flexure; axial force; and shrinkage and temperature	Special seismic systems	Special moment frames	550	A706[2]	Not permitted	Not permitted	Not permitted
		Special structural walls[1]	690				
	Other		690[3][4]	A615, A706, A955, A996, A1035	A1064, A1022	A1064, A1022	A184[5]

- مطابق بند و جدول فوق، برای آرماتور افت حرارت میتوان از موارد زیر استفاده کرد:

  میلگرد آجدار، سیم آجدار، شبکه جوشی ساخته شده از سیم ساده، شبکه آجدار جوشی

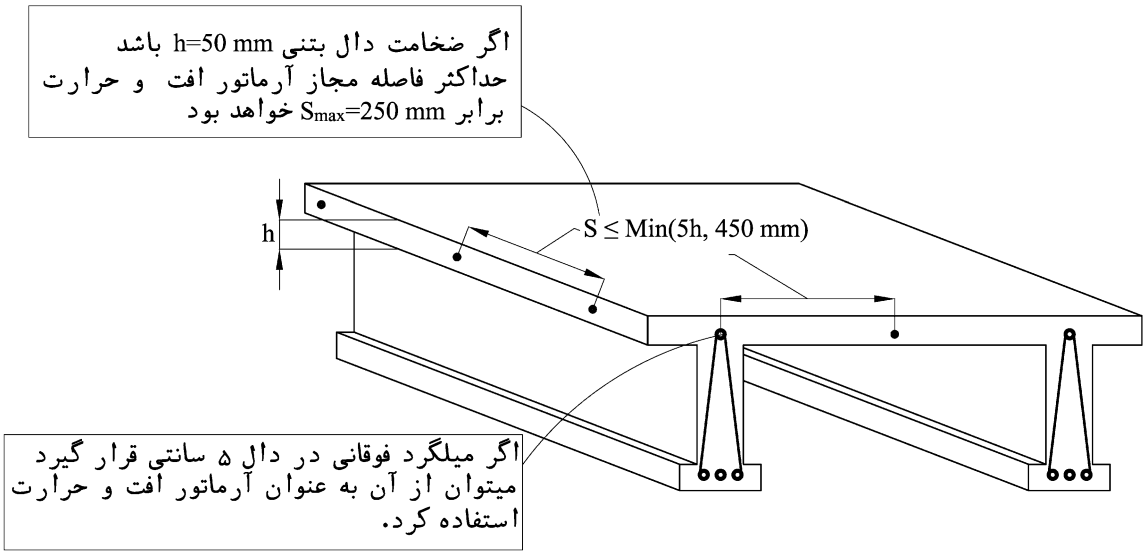
- توجه شود که مطابق جدول فوق استفاده از آرماتور ساده (بدون آج) به عنوان میلگرد افت و حرارت مجاز نیست.

$$1\varphi 6@\ 250mm \ \rightarrow \rho = \frac{28.26}{50 \times 250} = 0.00226 > 0.0018\ OK$$

گرچه از نظر آیین نامه $1\varphi 6@\ 250mm$ به عنوان آرماتور افت و حرارت کافی می باشد، منتها باید توجه داشت که **میلگردهای افت و حرارت باید آجدار باشند** و **میلگردφ6 آجدار موجود نمی باشد.**

بنابراین به لحاظ اجرایی بهتر است از $\mathbf{1\varphi 8@\ 250mm}$ استفاده شود.

- حداکثر فاصله بین میلگردهای افت و حرارت 5h می باشد که h ضخامت دال می باشد. بنابراین حداکثر فاصله میلگردهای افت و حرارت $5h = 5 \times 50 = 250\ mm$ می باشد.



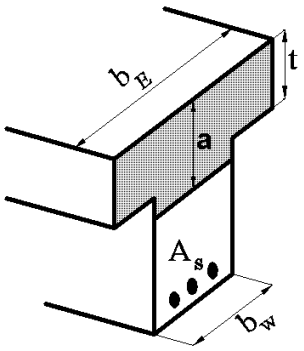
- توجه شود که اگر در شکل فوق اگر فاصله آکس تا آکس تیرچه ها 600 mm باشد، فاصله بین میلگردهای افت حرارت (با فرض استفاده از تک میلگرد بین تیرچه ها) برابر 300 mm خواهد شد. در حالیکه حداکثر فاصله مجاز برای دال 50 mm برابر 250 mm میباشد.

۸-۳۹ مساحت آرماتورهای کششی

با توجه به اینکه فاصله مرکز تا مرکز تیرچه 0.7m می باشد، لنگر وارد بر هر تیرچه برابر خواهد بود با:

$$M_u = \frac{(0.7 \times q_u) \times 7.5^2}{8} = \frac{(0.7 \times 10.93) \times 7.5^2}{8} = 53.79\ kN.m$$

با فرض استفاده از دو عدد میلگرد $2 \times \varphi 16$ در هر تیرچه و با فرض مقطع T شکل:



$$d = 300 - 20 - 8 = 272\ mm$$

$$a = \frac{A_s(F_y)}{(b_E)(0.85f_c')} = \frac{804 \times 400}{700 \times 0.85 \times 20} = 27.02\ mm < 50\ mm$$

$$M_n = A_s F_y \left(272 - \frac{a}{2}\right) = 804 \times 300 \times \left(272 - \frac{27.02}{2}\right) = 62.34\ kN.m$$

$$M_u = 53.79 < 0.9 \times M_n = 56.11\ kN.m \quad OK.$$

- میلگردهای طولی بسته به سایز میلگرد ممکن است S400 باشد (به ویژه برای سایز $\varphi 14$ و $\varphi 16$). با توجه به اینکه در تیرچه های بلند خیز تعیین کننده مساحت میلگردهای کششی خواهد بود، برای طرح اولیه بر اساس خمش بهتر است تنش تسلیم میلگردها Fy=300 MPa فرض شود (حتی اگر در اجرا S400 استفاده شود).

- در محاسبه میلگرد کششی به حداقل و حداکثر درصد میلگرد نیز باید توجه شود:

کنترل حداقل میلگرد:

$$\frac{A_s}{b_w d} = \frac{2(2 \times 201)}{200 \times 272} 0.01478 \geq \rho_{min} = \left(Max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y}\right) = Max\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{20}}{400}\right)\right) = 0.0035 \quad OK$$

کنترل حداکثر میلگرد (با توجه به اینکه بتن فشاری در داخل بال قرار گرفته، مقطع مستطیلی عمل می کند):

$$\left(\frac{A_s}{bd} = \frac{2(2 \times 201)}{700 \times 272} = 0.0042\right) \leq \left(\rho_{max} = 0.85 \frac{f_c'}{f_y} \beta_1 \frac{3}{8} = 0.85 \frac{20}{300} \times 0.85 \times \frac{3}{8}\right) = 0.018 \quad OK$$

- همچنین در رابطه با میلگردهای طولی تیرچه به بند زیر از استاندارد ۲۹۰۹-۱ (چاپ ۱۳۹۵) توجه کنید:

> **۵-۱-۱-۲ ویژگی میلگردهای زیرین (میلگرد کششی اصلی و تقویتی)**
> حداقل تعداد میلگردهای زیرین دو عدد بوده و باید از نوع آج‌دار باشد که باید از نوع گرم نوردیده (آج ۳۴۰ ، آج ۴۰۰ و آج ۵۰۰) یا سردنورد دیده باشد، دو میلگرد زیرین باید در سرتاسر طول تیرچه ادامه یابند.
> قطر اسمی میلگردهای زیرین نباید از ۸ میلی‌متر کم‌تر و از ۱۶ میلی‌متر بیش‌تر باشد. در مورد تیرچه‌هایی که ضخامت بتن پاشنه تیرچه ۵٫۵ سانتی‌متر یا بیش‌تر باشد می‌توان حداکثر قطر اسمی میلگرد را تا ۲۰ میلی‌متر افزایش داد.

۹-۳۹ آرماتور فوقانی (بالایی)

طبق جدول زیر از استاندارد ۲۹۰۹-۱ (چاپ ۱۳۹۵) برای میلگرد فوقانی $\varphi 14$ مناسب می باشد. میلگرد فوقانی نقش میلگرد فشاری را دارد و در کاهش خیز موثر است.

۵-۱-۱-۳ ویژگی میلگرد بالایی

میلگرد بالایی می‌تواند از نوع گرم نوردیده با آج ۳۴۰ و بالاتر یا سرد نوردیده باشد.

حداقل قطر اسمی میلگردهای بالایی بر حسب طول تیرچه باید مطابق جدول ۱ باشد.

جدول ۱ – قطر اسمی میل‌گردهای بالایی

طول تیرچه (متر)	قطر اسمی میل‌گرد بالایی (میلی‌متر)	قطر اسمی میلگرد بالایی در صورت استفاده از جوش قوس الکتریکی با گاز محافظ CO_2 (میلی‌متر)
تا ۴	۶	۸
۴ تا ۵٫۵	۸	۱۰
۵٫۵ تا ۷	۱۰	۱۲
۷ تا ۸	۱۲	۱۴

۱۰-۳۹ آرماتور منفی

طبق نشریه ۵۴۳، مساحت لازم برای میلگرد منفی حداقل برابر 0.15 مساحت میلگردهای مثبت می باشد. مساحت میلگرد مثبت برای هر تیرچه $2\varphi 16$ معادل $400\ mm^2$ میباشد، بنابراین باید مساحت مقطع میلگرد منفی حداقل برابر $0.15 \times 400 = 60\ mm^2$ باشد. می توان از میلگرد $\varphi 10$ در هر تیرچه استفاده کرد.

۶) باوجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه‌گاه ساده، لازم است تا آرماتور منفی معادل ۱۵درصد سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه، در روی تکیه‌گاه اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله‌ی $\frac{۱}{۵}$ دهانه آزاد از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه می‌یابند.

۱۱-۳۹ کلاف میانی

سطح مقطع آرماتورهای کلاف میانی باید حداقل برابر با نصف آرماتورهای کششی تیرچه باشد. با توجه به اینکه میلگردهای کششی $4\varphi 16$ می باشند، می توان از دو عدد میلگرد $\varphi 16$ استفاده کرد.

۳۹-۱۱-۱ آرماتور عرضی

هدف از میلگرد عرضی (زیگزاگ):

۳- میلگردهای عرضی به عنوان اعضای مورب خرپا برای حمل و نقل و حفظ پایداری خرپا لازم است.

٤- تامین مقاومت برشی تیرچه

کنترل برش تیرچه ها همانند کنترل تیرهای بتنی عادی میباشد با این تفاوت که با توجه به امکان بازپخش بارها در تیرچه های مجاور آیین نامه اجازه می دهد مقاومت برشی بتن را در تیرچه ها 10 درصد افزایش دهیم (به بند زیر از ACI-318-19 توجه کنید).

9.8—Nonprestressed one-way joist systems

9.8.1.5 V_c shall be permitted to be taken as 1.1 times the value calculated in 22.5.

$$V_u = \frac{q_u \times 0.7 \times (L - 2 \times d)}{2} = \frac{10.93 \times 0.7 \times (7.5 - 2 \times 0.272)}{2} = 26.61\ kN$$

$$1.1 \times \varphi V_c = 1.1 \times \varphi \times 0.17 \times \sqrt{f'_c} b_w d = 1.1 \times 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{20} \times (200 \times 272) = 34.12\ kN$$

$$V_u < 1.1\varphi V_c + \varphi V_s$$

$26.61 \leq 34.12 + \varphi V_s$ → به لحاظ محاسباتی آرماتور برشی لازم نیست

آرماتور برشی حداقل نیاز است. با فرض اینکه آرماتورهای عرضی دوبل $\varphi 4.5$ و با فواصل 15cm باشد:

$$\varphi V_s = 0.75 \times A_v \frac{d(Sin\alpha + Cos\alpha)}{s} f_{yt} = 0.75 \times (2 \times 31.70) \times \frac{273(0.95 + 0.28)}{150} 300 = 31.9kN$$

$$A_{v-min} = \frac{0.35 b_w s}{F_y} = 35\ mm^2 < 2 \times 31.70\ OK$$

- توجه شود که هدف از میلگردهای عرضی (زیگزاگ) تنها تامین مقاومت برشی نیست.

ضوابط زیر مربوط به نشریه ۵۴۳ میباشد:

۲) حداقل سطح مقطع آرماتورهای عرضی برابر $0.35\frac{b_w.s}{f_y}$ می‌باشد که b_w عرض جان تیرچه، s فاصله دو میلگرد عرضی متوالی و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتورهای عرضی برحسب $MPa\ (N/mm^2)$ می‌باشد.

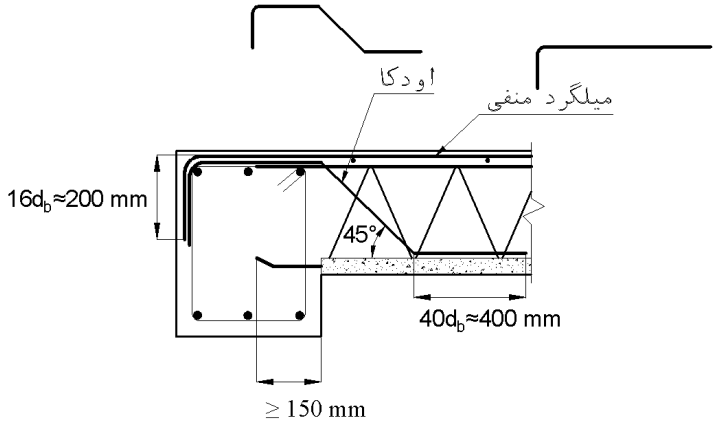
۳) قطر میلگردهای عرضی از ۵ میلی‌متر تا ۱۰ میلی‌متر تغییر می‌کند. حداقل قطر برای خرپای با میلگردهای عرضی منفرد، ۶ میلی‌متر و برای خرپای با میلگردهای عرضی مضاعف، ۵ میلی‌متر است. در مورد خرپاهای کارخانه‌ای، میلگردهای عرضی از نوع نیم‌سخت و به صورت مضاعف می‌باشند. چنانچه کارخانه‌ی تولیدی از تکنیک نقطه‌ی جوش اتوماتیک استفاده نماید، می‌توان از دو میلگرد هر یک به قطر حداقل ۴ میلی‌متر استفاده نمود.

۴) حداقل زاویه میلگرد عرضی نسبت به خط افق، ۳۰ درجه است و این زاویه معمولاً از ۴۵ درجه کمتر نیست.

۵) فاصله میلگردهای عرضی متوالی در تیرچه‌ها، حداکثر ۲۰ سانتی‌متر است.

۶) استفاده از آرماتور با نورد سرد برای آرماتور عرضی بلامانع است.

- تذکر مهم (از طرف *مهندس عدالتی*، با سپاس از ایشان): در اجرای سقف تیرچه بلوک برای سهولت قرارگیری تیرچه در داخل تیر، ممکن است حدود ۲۰ الی ۴۰ سانتیمتر از آرماتور زیگزاگ (آرماتور عرضی تیرچه) برش داده شود. در این حالت باید به دو مورد زیر توجه شود.
  - با توجه به اینکه حداکثر برش در تکیه گاه تیرچه رخ میدهد، توصیه میشود از میلگرد اودکا استفاده شود.



  - در صورت عدم شمع بندی درست و نبود استحکام کافی در بر تکیه گاه پس از بتن ریزی ممکن است در بر تکیه گاه تیرچه دارای خیز باشد و بنابراین توصیه میشود یک چهارتراش و شمع در بر تکیه گاه تیرچه قرار داده شود.

- به ضوابط زیر از استاندارد ۲۹۰۹-۱ (چاپ ۱۳۹۵) نیز توجه شود:

۵-۱-۱-۳ ویژگی میلگردهای عرضی (زیگزاگ)

میلگردهای عرضی می‌تواند به‌صورت منفرد یا به‌صورت مضاعف به‌کار برده شوند. میلگرد عرضی می‌تواند هم از نوع آجدار و هم از نوع ساده باشد (شکل ۴). میلگرد عرضی می‌تواند از نوع گرم نوردیده (آج ۳۴۰ و س ۲۴۰) و یا سردنوردیده باشد. قطر اسمی میلگردهای عرضی گرم نوردیده نباید از ۶ میلی‌متر و میلگردهای سرد نوردیده نباید از ۴ میلی‌متر کم‌تر باشد.

در صورت استفاده از میلگردهای سرد نوردیده با قطر اسمی کمتر از ۶ میلی‌متر به‌عنوان میلگرد عرضی، تعدادآن‌ها در تیرچه باید حداقل دو ردیف باشد.

یادآوری- در صورت استفاده از جوش قوس الکتریکی با گاز محافظ CO_2 قطر اسمی میلگردهای عرضی گرم نوردیده نباید از ۸ میلی‌متر و میلگردهای عرضی سردنوردیده نباید از ۶ میلی‌متر کم‌تر باشد.

۴۰ کنترل خیز تیرچه

۴۰-۱ روش تقریبی

مبحث نهم ویرایش ۹۹

۹-۱۱ تیرها

۹-۱۱-۱-۱ ضوابط این فصل به طراحی تیرهای ساده، تیرهای مرکب بتنی، تیرچه‌های یک طرفه و تیرهای عمیق غیر پیش تنیده در حالت حدی نهایی مقاومت، اختصاص دارند.

۹-۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

۹-۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱ بیش‌تر است، محاسبه‌ی خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند، و خیز زیاد در آن‌ها خسارتی ایجاد نکند.

جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تبصره: l در جدول طول دهانه‌ی تیر است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال می‌باشند. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۹-۱۱-۲-۶-۲ و ۹-۱۱-۲-۶-۳ تغییر یابد.

۹-۱۱-۲-۶-۲ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در ضریب $(0.4 + f_y / 700)$ ضرب شوند.

با توجه به جدول فوق و با فرض اینکه ارتفاع کلی تیرچه h=300 mm باشد:

اگر در طراحی خمشی تیرچه مقاومت تسلیم میلگردهای طولی تیرچه $F_y = 400\ MPa$ فرض شده باشد، حداکثر طول تیرچه های دوسرمفصل برابر خواهد بود با:

$$\frac{L}{16}\left(0.4 + \frac{400}{700}\right) \le (h = 300) \quad \rightarrow \quad L < 4663\ mm = 4.66\ m$$

با فرض $F_y = 300\ MPa$:

$$\frac{L}{16}\left(0.4 + \frac{300}{700}\right) \le (h = 300) \quad \rightarrow \quad L < 5793\ mm = 5.79\ m$$

- در مبحث نهم محدودیت جدول سخت گیرانه شده است و بنابراین در صورتی که طول تیرچه بیش از مقدار محاسبه شده طبق جدول فوق باشد، دو راه کار خواهیم داشت:
  ۱- راه کار اول: محاسبه دقیق خیر تیرچه و کنترل آن با مقادیر مجاز
  ۲- راه کار دوم: افزایش عمق تیرچه های بتنی

پرسش و پاسخ در تلگرام:

سلام. وقت به خیر. چرا با توجه به رابطه موجود در تبصره جدول ۹-۱۷-۲ در مورد حداقل ضخامت دال یک طرفه یا تیر، هر چه فولاد تنش تسلیم بیشتری داشته باشد باید ضخامت بیشتر باشد؟ در واقع چرا افزایش تنش تسلیم افزایش خیر را به دنبال دارد؟

با سلام، مقدار خیز در تیر بستگی به EI تیر دارد. و مقدار EI در تیرهای بتنی نیز بستگی به مساحت فولادها دارد. یعنی با تغییر As فولادها، ممان اینرسی معادل مقطع بتنی نیز تغییر کرده و خیز تغییر می کند. با افزایش Fy طراح مسلما تعداد میلگردهای کمتری را برای جواب گرفتن از خمش استفاده خواهد کرد. یعنی سازه هایی که با میلگردهای با Fy طراحی می شوند، نسبت به سازه هایی که با میلگرد با Fy کمتر طراحی می شوند، مساحت میلگرد کمتری دارند (با فرض ابعاد تیر یا دال یکسان و بارگذاری یکسان) بنابراین:

افزایش تنش تسلیم = کاهش مساحت میلگرد کششی در مقطع = افزایش خیز تیر تحت بارهای سرویس

انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است www.t.me/hoseinzadehasl Instagram www.hoseinzadeh.net

۲-۴۰ محاسبه دقیق خیز تیرچه توسط نرم افزار SAFE

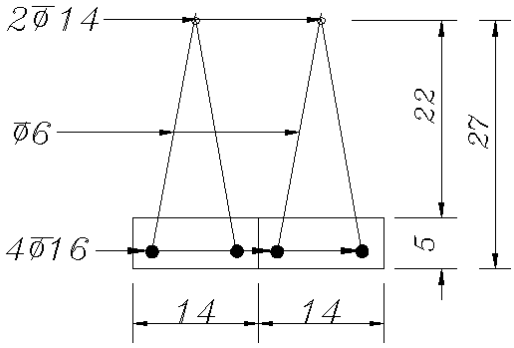
جهت محاسبه دقیق خیز تیرچه از روش ارائه شده در ACI-209 (2008) و نیز نرم افزار SAFE استفاده شده است.

طول آزاد تیرچه: 7.5m

میلگرد تحتانی هر یک از تیرچه ها: $2 \times \varphi 16$،

میلگرد فوقانی هر کدام از تیرچه ها: $1 \times \varphi 14$،

رده بتن:C20، رده فولاد طولی: S400



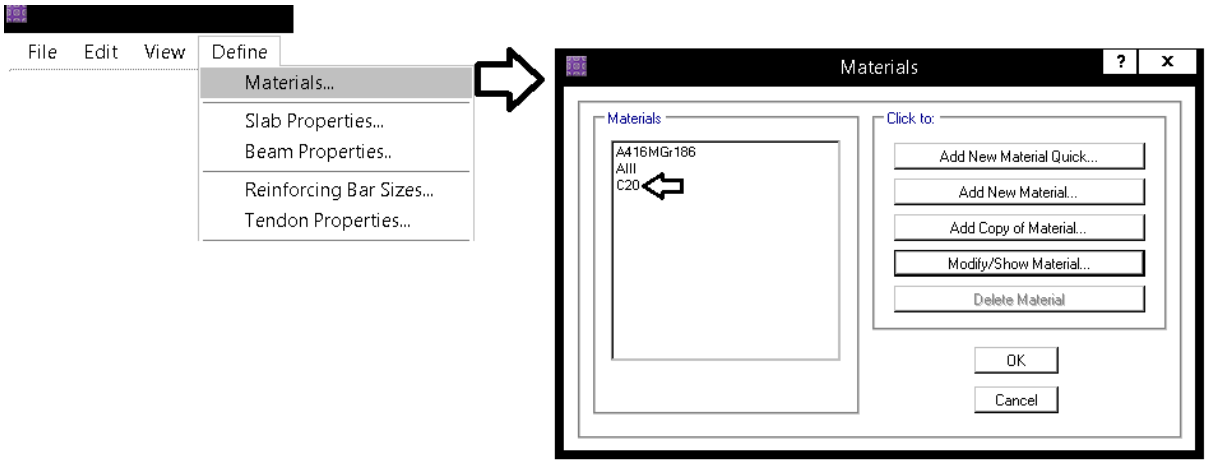
وزن مترمربع بتن تیرچه ها: $D = 3.0357 \frac{kN}{m^2}$

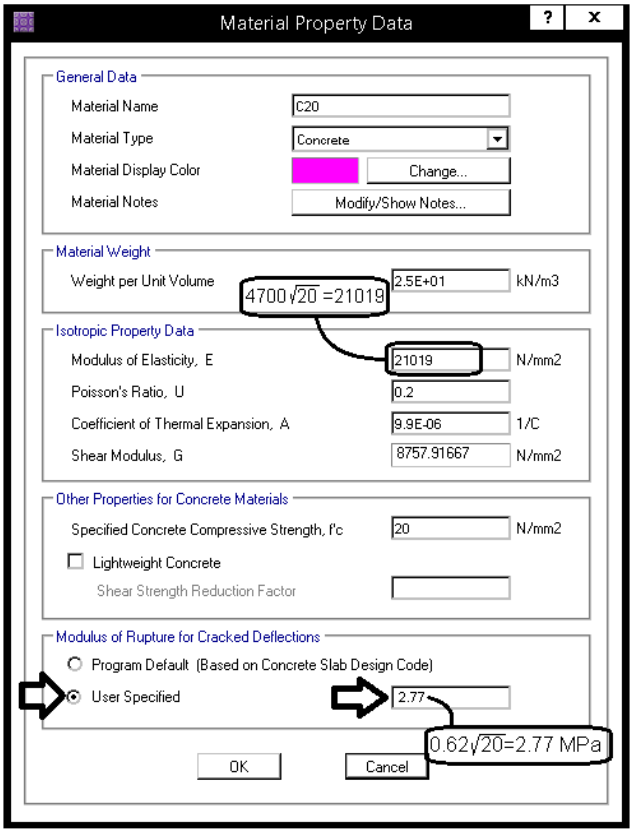
وزن کفسازی +تیغه بندی: $SD + P = 3 \frac{kN}{m^2}$

بار زنده: $L = 2 \frac{kN}{m^2}$

مراحل گام به گام مدلسازی و کنترل خیز تیرچه به صورت تصویری نشان داده شده است.

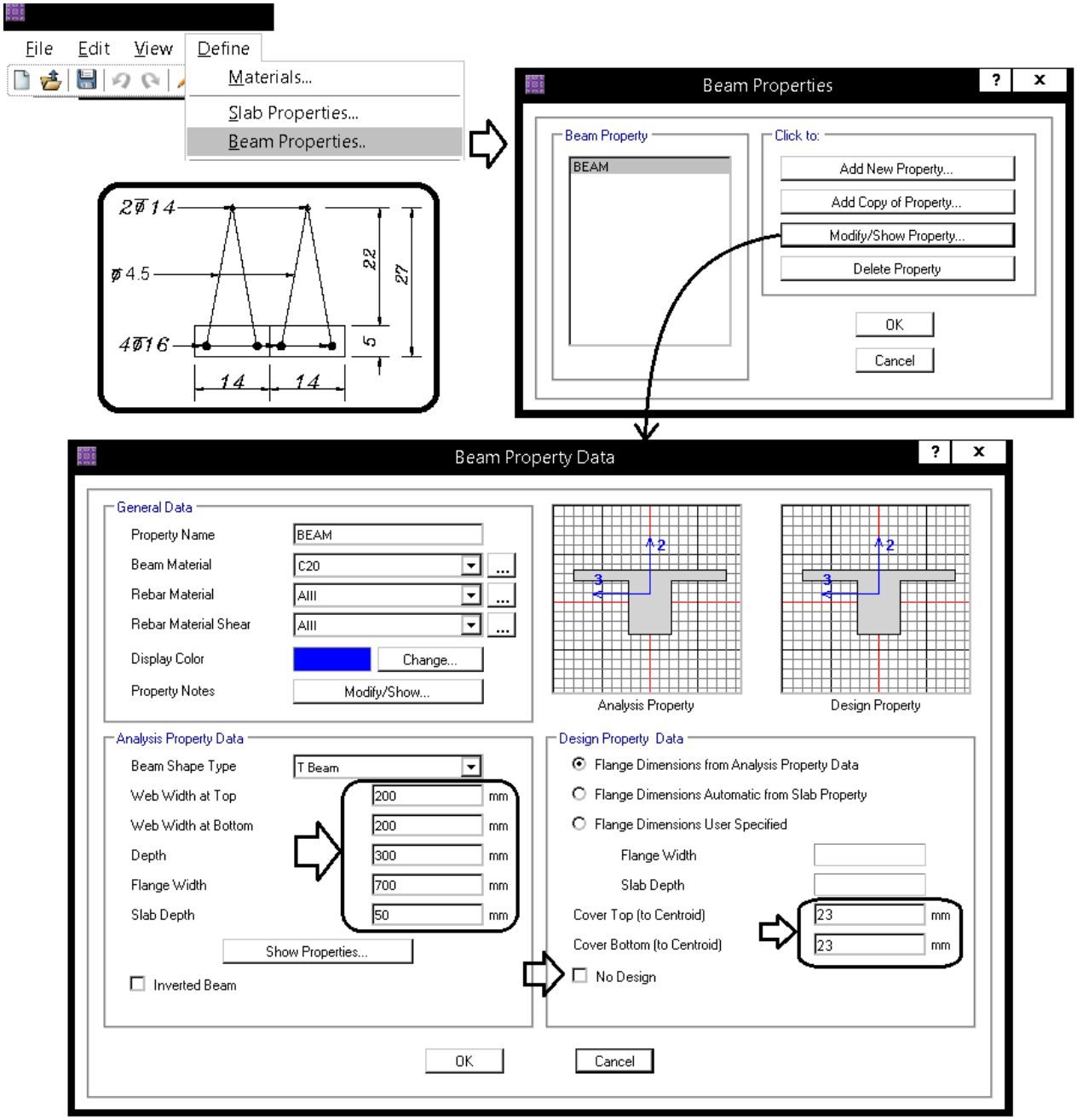
۱- یکی از موارد موثر در خیز، مدول الاستیسیته بتن میباشد که باید مطابق شکل زیر بررسی و اصلاح شود.



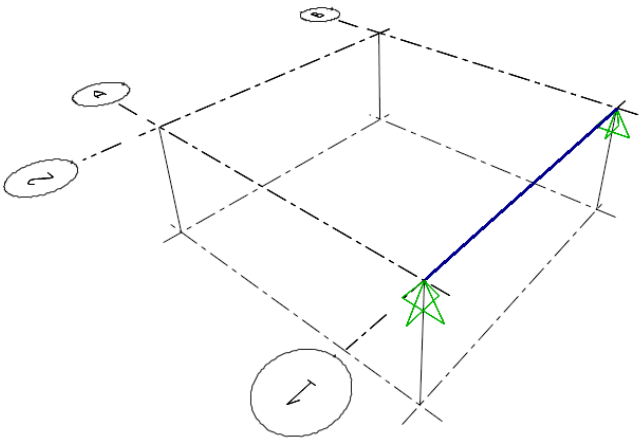


توجه شود که اصلاح مدول گسیختگی (Modulus of Rupture) مطابق شکل فوق تنها برای کنترل خیز تیرها و تیرچه ها مجاز است

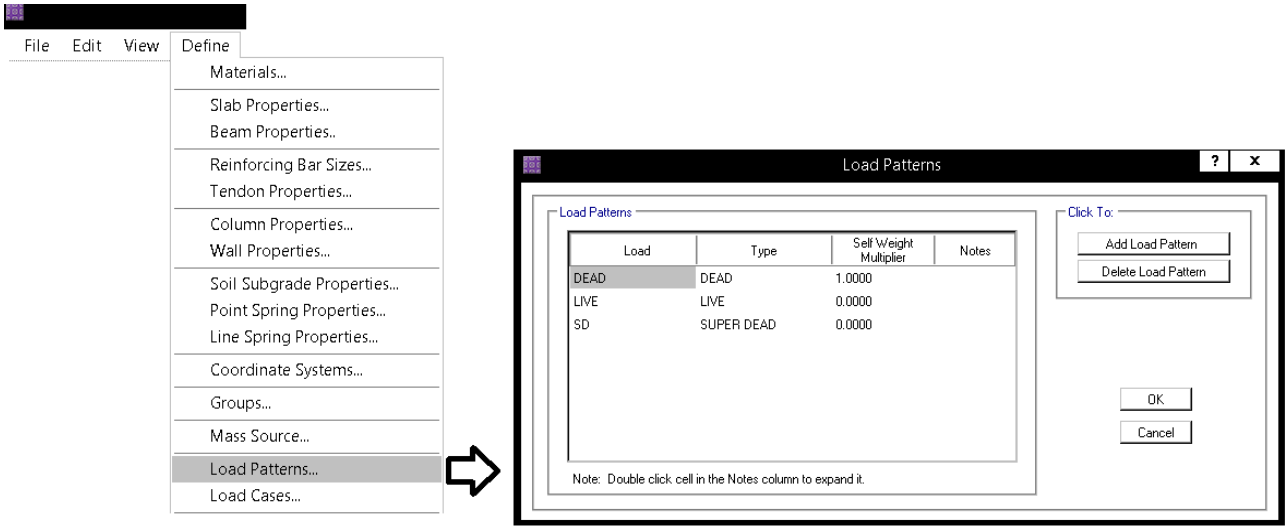
۲- مطابق شکل زیر یک تیر T شکل با ابعاد تیرچه مورد نظر تعریف کنید.



۳- مطابق شکل زیر یک تیر با مقطع فوق ترسیم کرده و در دو انتهای آنها تکیه گاه مفصلی ثابت اعمال کنید.



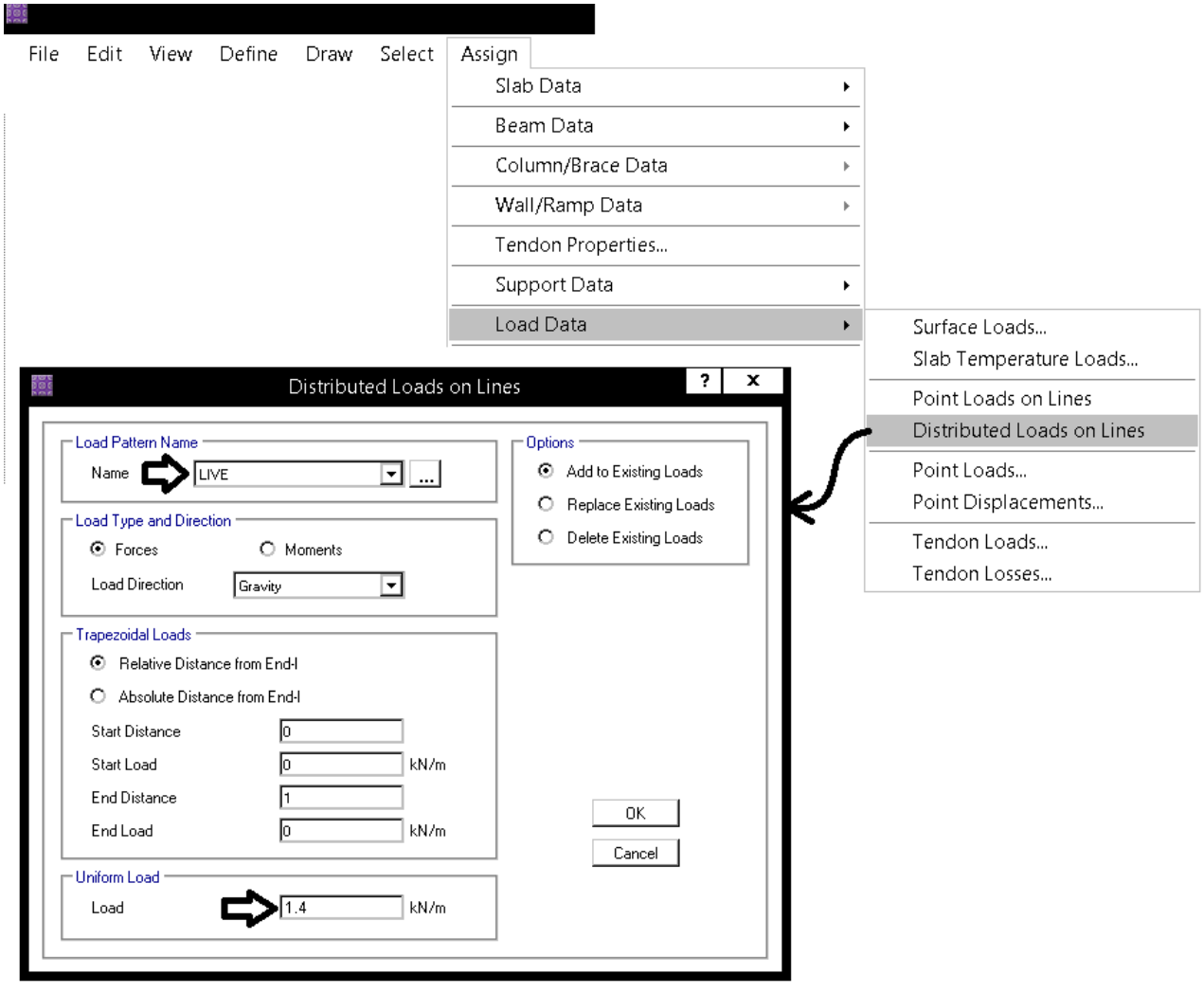
۴- در قسمت تعریف بارها، بارهای زنده (LIVE) و مرده اضافی (SD) را تعریف نمایید



۵- تیر رسم شده را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر بار زنده و مرده مد نظر را وارد کنید.

در این مثال بار زنده برابر LIVE=2 kN/m^2 و بار مرده کف سازی + تیغه بندی برابر SD =2+1=3 kN/m^2 در نظر گرفته شده است.

مقادیر فوق بر واحد سطح (مترمربع) می باشند. با توجه به اینکه عرض تیر برابر 0.7m می باشد. بار وارد بر تیر برابر LIVE= $2 \times 0.7 = 1.4\ kN/m$ و SD = $3 \times 0.7 = 2.1\ kN/m$ خواهد بود.



۶- نرم افزار SAFE جهت محاسبه تغییر شکل بلند مدت (ناشی از خزش و جمع شدگی) از روش پیشنهاد شده در ACI-209 استفاده میکند. این روش با روش ارائه شده در ACI-318 تفاوت دارد. خلاصه روش ACI-209 در فلوچارت زیر نمایش داده شده است. جهت اطلاعات بیشتر میتوانید به کتاب محاسب حرفه ای نوشته آقای مهندس آقازاده مراجعه نمایید.

$$\text{creep coefficient} = \varphi(t,t_0) = \frac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}}\varphi_u$$

زمان بارگذاری (روز)

$\varphi_u = 2.35\gamma_c$

$\gamma_c = \gamma_{la}\cdot\gamma_\lambda\cdot\gamma_{vs}\cdot\gamma_s\cdot\gamma_\Psi\cdot\gamma_a$

$$\text{Shrinkage strain} = (\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t}(\varepsilon_{sh})_u$$

زمان بارگذاری (روز)

$(\varepsilon_{sh})_u = 780\times10^{-6}\gamma_{sh}$

$\gamma_{sh} = \gamma_{cp}\cdot\gamma_\lambda\cdot\gamma_{vs}\cdot\gamma_s\cdot\gamma_\Psi\cdot\gamma_c\cdot\gamma_a$

در جهت اطمینان میتوان γ_{la} را برابر یک در نظر گرفت

Loading age = 7 days $\Rightarrow \gamma_{la}=1$

Loading age > 7 days $\Rightarrow \gamma_{la}=1.25(t_{la})^{-0.118}$

Moist cured during a period of 7 days $\Rightarrow \gamma_{cp}=1$

Table 2.5.3 Shrinkage Correction Factors for Initial Moist Curing

Moist curing duration, days	Shrinkage γ_{cp}
1	1.2
3	1.1
7	1.0
14	0.93
28	0.86
90	0.75

Relative humidity in percent

$\lambda = 40$ percent $\Rightarrow \gamma_\lambda = 1$

$\lambda > 40$ percent $\Rightarrow \gamma_\lambda = 1.27-0.0067\lambda$

در اکثر موارد رطوبت نسبی حداقل ۴۰ درصد میباشد و در جهت اطمینان میتوان γ_λ را برابر یک گرفت

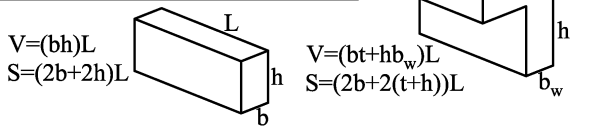
Relative humidity in percent

$40\le\lambda\le80 \Rightarrow \gamma_\lambda = 1.4-0.0102\lambda$

$80\le\lambda\le100 \Rightarrow \gamma_\lambda = 3-0.030\lambda$

Size effect :

$\gamma_{vs} = \frac{2}{3}(1+1.13\exp(-0.0213\,V/S))$



$V=(bh)L$

$S=(2b+2h)L$

$V=(bt+hb_w)L$

$S=(2b+2(t+h))L$

Size effect : $\gamma_{vs}=1.2\,(\exp(-0.00472\,V/S))$

Slump: $\gamma_s = 0.89+0.041s$ (Observed slump in mm)

Slump: $\gamma_s = 0.82+0.00264s$ (Observed slump in mm)

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

$\Psi\le50$ percent $\Rightarrow \gamma_\Psi = 0.3+0.014\Psi$

$\Psi>50$ percent $\Rightarrow \gamma_\Psi = 0.9+0.002\Psi$

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

Fine aggregate percentage: $\gamma_\Psi = 0.88+0.0024\Psi$

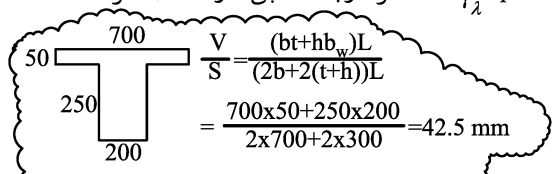
Cement content: $\gamma_c = 0.75+0.00061c$ (Cement content in kg/m³)

Air content: $\gamma_\alpha = 0.95+0.008\alpha \ge 1$ (air content in percent)

Air content: $\gamma_\alpha = 0.46+0.09\alpha \ge 1$ (air content in percent)

زمان شروع بارگذاری = ۷ روز $\Rightarrow \gamma_{la}=1$

رطوبت نسبی هوا = ۴۰ درصد $\Rightarrow \gamma_\lambda=1$



$\frac{V}{S} = \frac{(bt+hb_w)L}{(2b+2(t+h))L}$

$= \frac{700\times50+250\times200}{2\times700+2\times300} = 42.5$ mm

creep:

$\gamma_{vs} = \frac{2}{3}(1+1.13\exp(-0.0213\,V/S)) \cong 1$

Shrinkage:

$\gamma_{vs} = 1.2\,(\exp(-0.00472\,V/S)) \cong 1$

فرض $\Rightarrow \gamma_s=1$ فرض $\Rightarrow \gamma_c=1$

فرض $\Rightarrow \gamma_\Psi=1$ فرض $\Rightarrow \gamma_a=1$

$$\text{creep coefficient} = \varphi(t,t_0) = \frac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}}\varphi_u$$

$$\text{ضریب خزش بلند مدت } (t=\infty) = \frac{(\infty)^{0.6}}{10+(\infty)^{0.6}}2.35 = 2.35$$

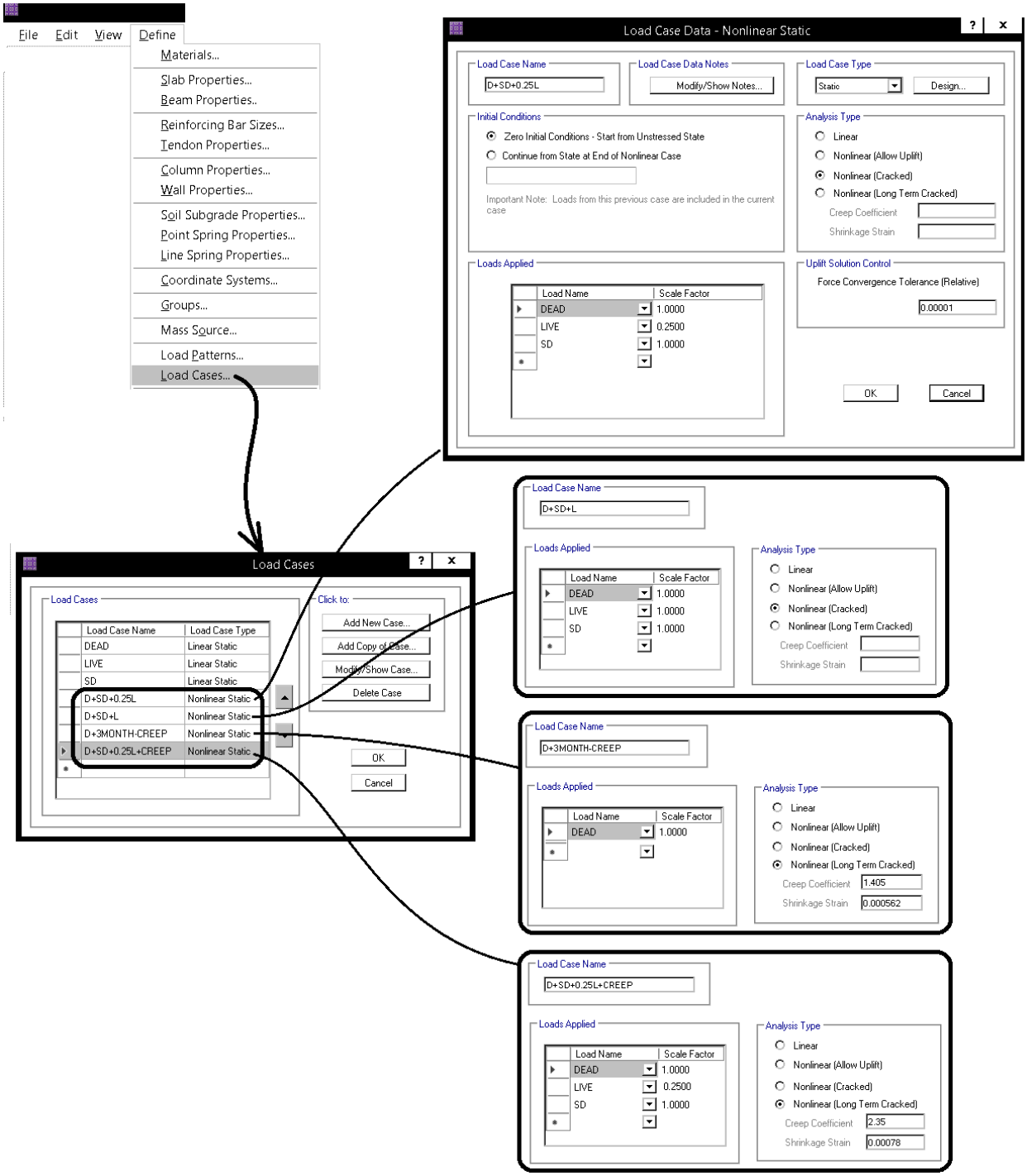
$$\text{ضریب خزش ۳ ماهه } (t=90) = \frac{(90)^{0.6}}{10+(90)^{0.6}}2.35 = 1.4$$

$$\text{Shrinkage strain} = (\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t}(\varepsilon_{sh})_u$$

$$\text{ضریب جمع شدگی بلند مدت } (t=\infty) = \frac{(\infty)}{35+(\infty)}780\times10^{-6} = 780\times10^{-6}$$

$$\text{ضریب جمع شدگی ۳ ماهه } (t=90) = \frac{(90)}{35+(90)}780\times10^{-6} = 562\times10^{-6}$$

۷- ترکیب بارهای غیر خطی را مطابق شکل زیر تعریف نمایید



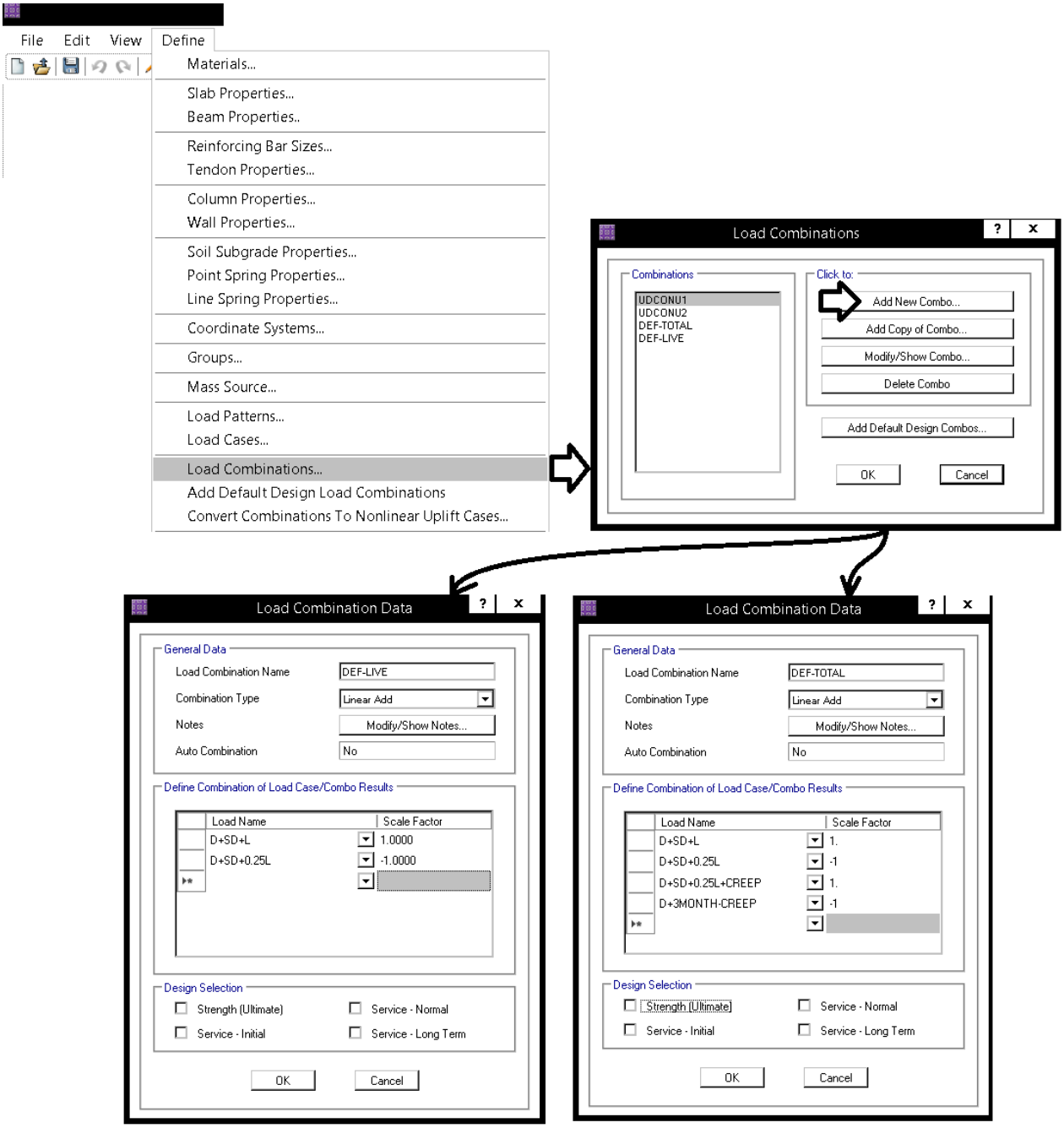
خیز کل سقف (پس از اتصال اجزای غیر سازه ای) برابر خواهد بود با:

$$\Delta = (D + SD + L) - (D + SD + 0.25L) + (D + SD + 0.25L + CREEP) - (D + 3MONTH - CREEP) < \frac{L}{240}$$

در رابطه فوق فرض شده است، وزن خود تیرچه ها و خزش سه ماهه آن (D+3MONTH-CREEP)، قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای اعمال میشود.

بررسی های انجام شده بنده نشان میدهد **محاسبات SAFE در رابطه با ممان اینرسی ترک خورده مقطع تیر (BEAM ELEMENT) در مواردی که تار خنثی در بال مقطع قرار نگیرد، دارای خطا میباشد.** این خطای محاسباتی در خلاف جهت اطمینان میباشد (قابل اغماض). **برای جبران این خطا توصیه میشود تنها خیز مربوط به بار مرده تیرچه (و خزش ۳ ماهه) آن از تغییرشکل کل کاسته شود.** گرچه بخشی از خیز مربوط به بارهای SD قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای اتفاق می افتد، با توجه به خطای فوق بهتر است در جهت اطمینان از منظور کردن این بخش از خیز در محاسبات صرف نظر شود.

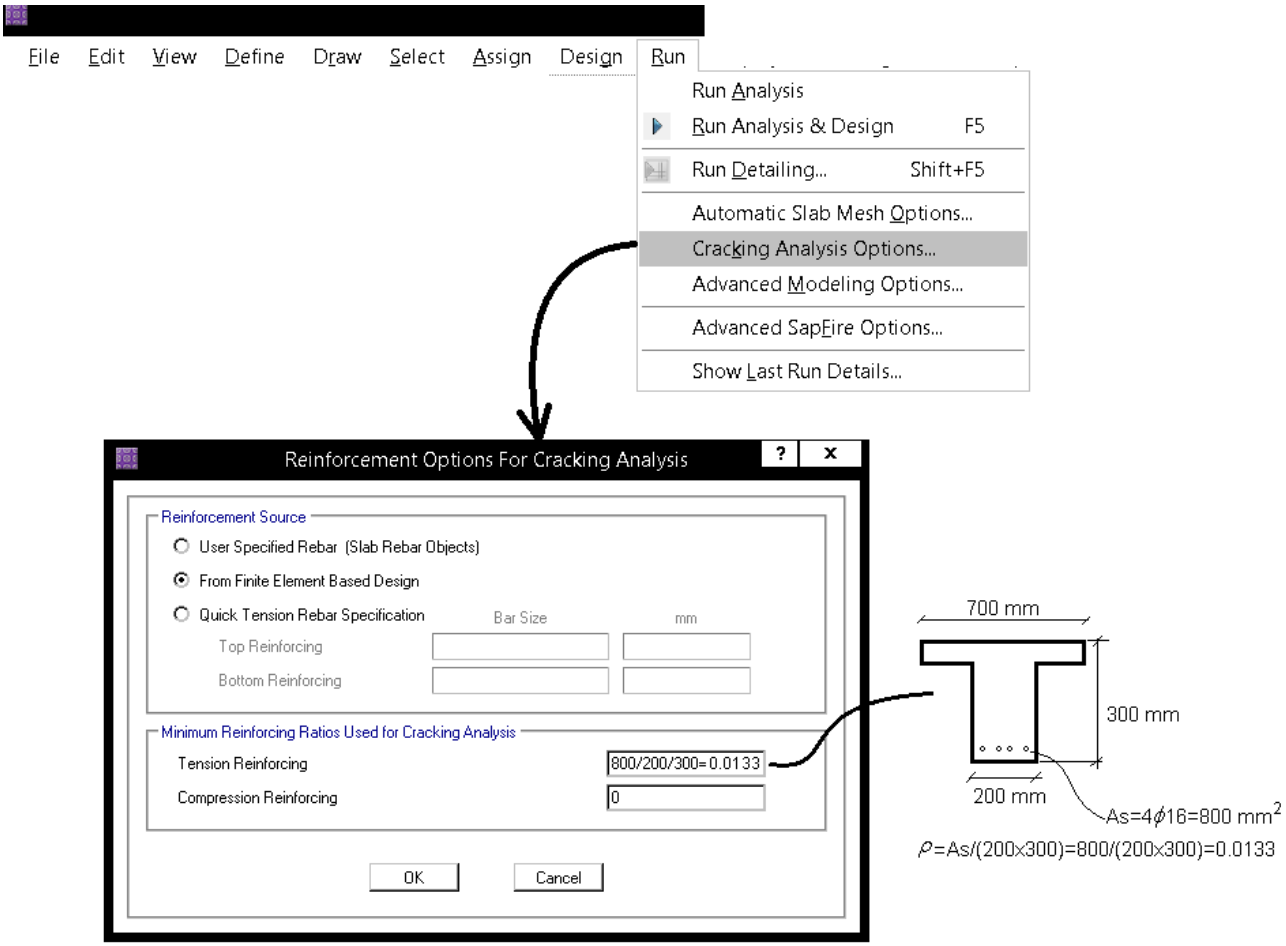
۸- ترکیب بار مربوط به خیز کل را مطابق شکل زیر تعریف کنید



۹- تعریف میلگرد های تیرچه

مساحت میلگرد تیرچه، به ویژه میلگرد کششی آن تاثیر قابل توجهی در کنترل خیز آن دارد. ممان اینرسی مقطع ترک خورده تیرچه به شدت وابسته به مساحت میلگردهای کششی آن می باشد.

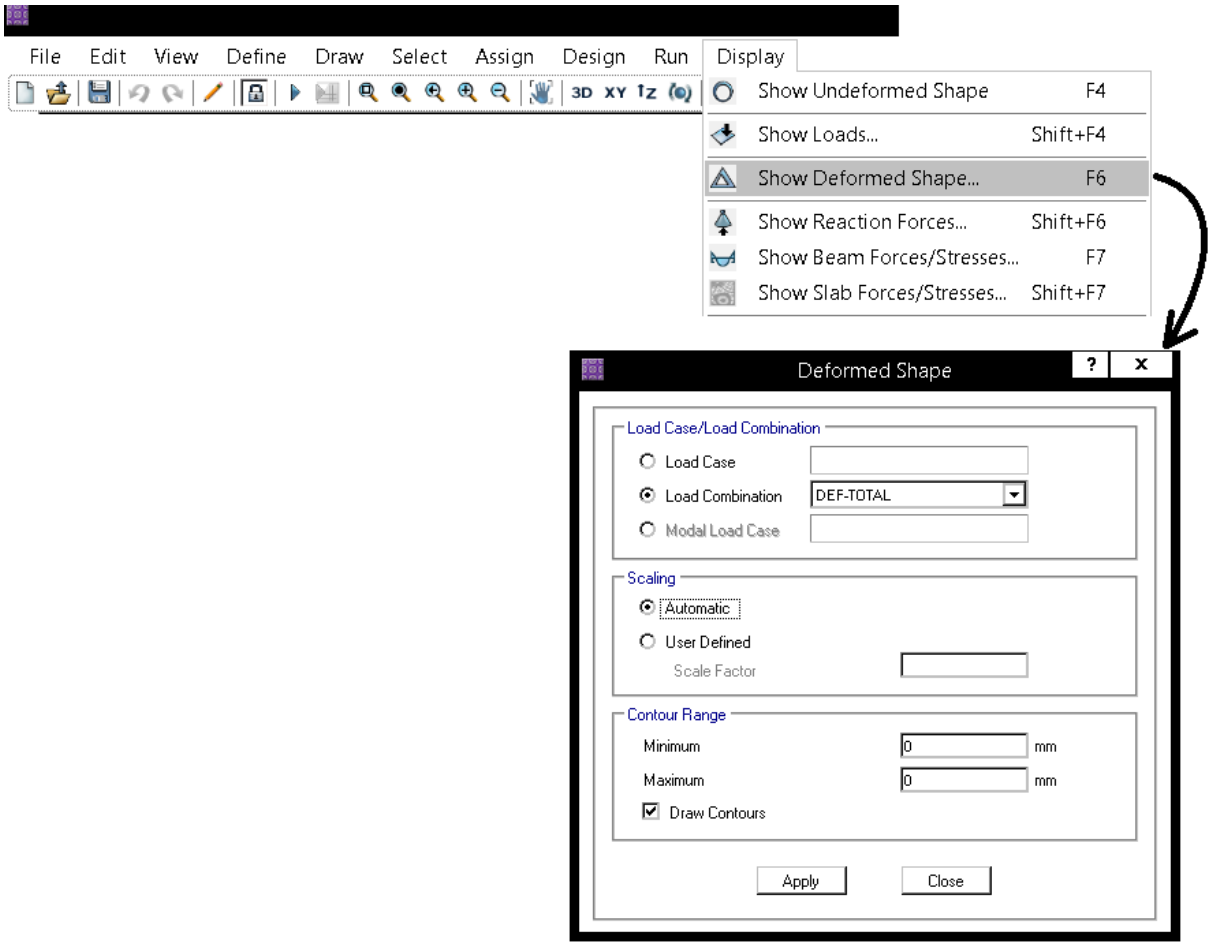
در تعریف مقطع تیرچه امکان تعریف جزئیات میلگرد آن وجود ندارد. برای معرفی مساحت میلگردها مطابق شکل زیر عمل کنید:

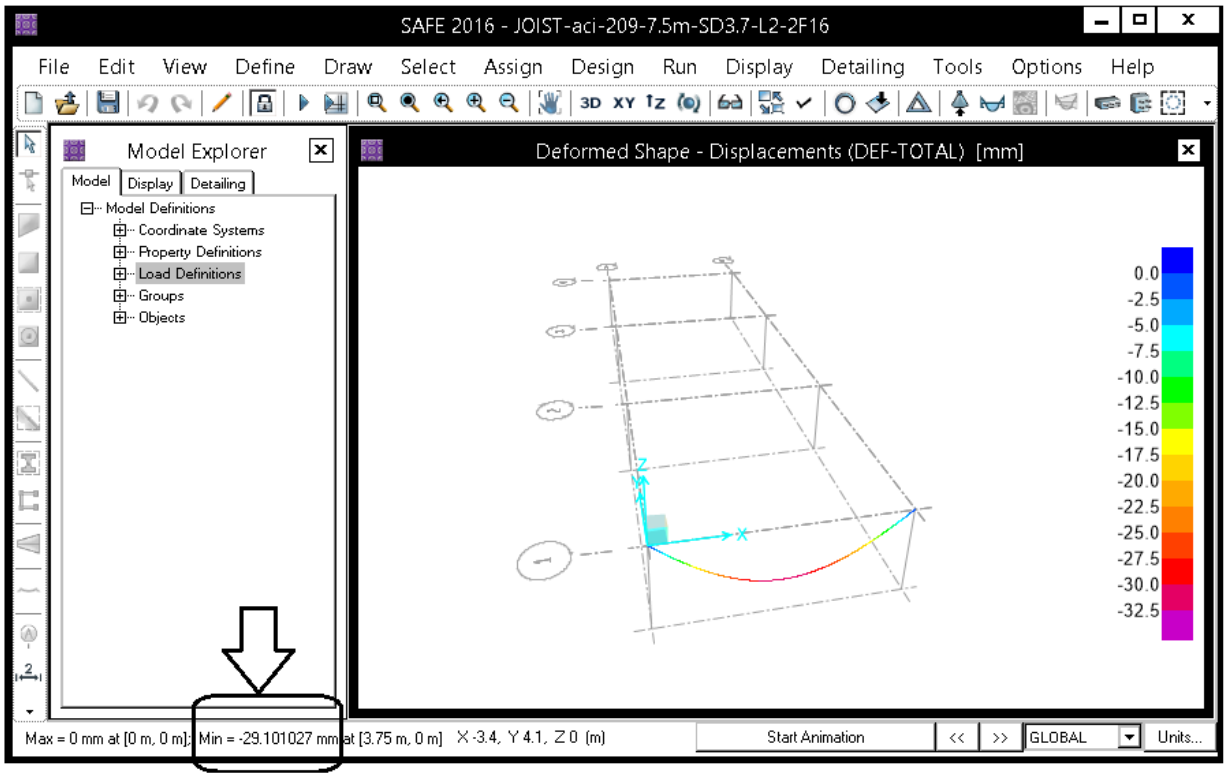


همانطور که در بند قبلی نیز اشاره کردم، محاسبات SAFE در رابطه با ممان اینرسی ترک خورده مقطع تیر (BEAM ELEMENT) در مواردی که تار خنثی در بال مقطع قرار نگیرد، دارای خطا میباشد (قابل اغماض). بر همین اساس و بر اساس تجربیات مدلسازی اینجانب، توصیه میشود از تعریف و مشخص کردن میلگرد فشاری در شکل فوق صرف نظر شود.

توجه شود که هنگام تحلیل و طراحی خود نرم افزار میلگرد خمشی کششی را محاسبه میکند (بر اساس ترکیب بارهایی که اتوماتیک در قسمت load combination تحت عنوان DCON و یا UDCON می سازد). میلگرد خمشی محاسبه شده توسط نرم افزار را میتوانید از طریق منوی Display/Show beam design… میتوانید مشاهده کنید. اگر میلگرد خمشی محاسبه شده توسط نرم افزار بیش از مقدار وارد شده در شکل فوق باشد، در محاسبه میزان خیز از مقدار محاسباتی استفاده میکند. در تیرچه های بلند معمولا میلگرد خمشی محاسبه شده کمتر از مقدار لازم برای کنترل خیز میباشد و به عبارت دیگر در هنگام کنترل عموما همین مقداری که در شکل فوق وارد کرده ایم، در محاسبات منظور میشود.

۱۰-مشاهده خیز





خیز تیرچه تحت بار زنده و کل تغییرشکل بلند که پس از اتصال اجزای غیرسازه ای ایجاد میشود، برابر 29.1 mm بدست آمد.
به همین ترتیب تغییرشکل ناشی از بار زنده نیز برابر 3.67 mm بدست میاید.

۱۱-کنترل تغییر شکل

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تجاوز کنند.

جدول ۹-۱۹-۳ حداکثر تغییر مکان مجاز

انواع عضو	تغییر مکان مورد نظر	حد تغییر مکان	ملاحظات
۱- بامهای تخت که به اعضای غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آن ها را نگه‌داری نمی‌کنند؛ و بنا بر این تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کفها		$\frac{l}{360}$	
۳- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگه‌داری میکنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر - مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن ها را نگه‌داری میکنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمیکند.		$\frac{l}{240}$	تبصره ۲

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیر سازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد روا داری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازه‌ای ایجاد شده است، نمی‌شود؛ و در حقیقت تفاضل تغییر مکان، قبل و بعد از اتصال این اعضا می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی میشود.

کنترل خیز بلند مدت:

$$\text{تغییر مکان کل} < \begin{cases} \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد نمیکند} & \frac{L}{240} \\ \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد میکند} & \frac{L}{480} \end{cases}$$

$$\text{تغییر مکان بار زنده} < \frac{L}{360}$$

با فرض اینکه تغییر شکل زیاد در قطعات غیر سازه ای آسیب ایجاد نمی کند:

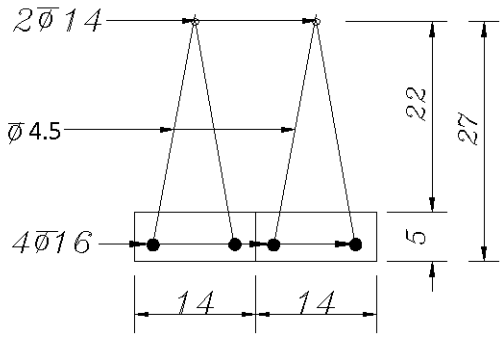
$$\Delta_{\text{بار زنده+ تغییرمکان درازمدت}} = 31.427 \leq \left(\frac{L}{240} = \frac{7500}{240} = 31.25\ mm\right)\ OK$$

$$\Delta_L = 3.69 < \left(\frac{L}{360} = \frac{7500}{360} = 20.83\ mm\right)\ OK$$

- طبق بند ۹-۱۹-۲-۴-۲ از مبحث نهم (ویرایش ۹۹) که در شکل فوق نیز نمایش داده شده، برای ساختمانهای متعارف مسکونی و اداری و تجاری رعایت محدودیت L/240 کفایت میکند. توجه شود که مشابه این بند در ACI-318-19 مطرح نشده است.

۳-۴۰ محاسبه خیز دقیق بر اساس روش ACI209

- بررسی های انجام شده بنده نشان میدهد **محاسبات SAFE در رابطه با ممان اینرسی ترک خورده مقطع تیر (BEAM ELEMENT) در مواردی که تار خنثی در بال مقطع قرار نگیرد، دارای خطا میباشد.** به همین جهت در این قسمت محاسبات دستی کنترل خیز ارائه شده است.
- مرجع نرم افزار SAFE جهت محاسبه تغییر شکل ناشی از ترک خوردگی و نیز اثرات بلند مدت ACI-209 و نیز کتاب "Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition" نوشته Ghali و همکاران میباشد.



طول آزاد تیرچه: 7.5m
میلگرد تحتانی هر یک از تیرچه ها: $2 \times \varphi 16$،
میلگرد فوقانی هر کدام از تیرچه ها: $1 \times \varphi 14$،
رده بتن:C20، رده فولاد طولی: S300

وزن مترمربع بتن تیرچه ها: $D = 3.0357 \frac{kN}{m^2}$
وزن کفسازی +تیغه بندی: $SD + P = 3 \frac{kN}{m^2}$
بار زنده: $L = 2 \frac{kN}{m^2}$

۵- محاسبه لنگر ترک خوردگی (Mcr)

۹-۱۹-۲-۲ محاسبه‌ی تغییر مکانهای آنی و دراز مدت در تیرها و دالهای یک‌طرفه

جدول ۹-۱۹-۱ ممان اینرسی مؤثر، I_e

ممان اینرسی مؤثر، I_e	لنگر سرویس
I_g	$M_a \leq \frac{2}{3} M_{cr}$
$\frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2 (1 - \frac{I_{cr}}{I_g})}$	$M_a > \frac{2}{3} M_{cr}$

در روابط جدول ۹-۱۹-۱، M_{cr} لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۱۹-۱) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \qquad (۹-۱۹-۱)$$

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f_c'} \qquad (۹-۳-۱)$$

۹-۳-۶ مدول الاستیسیته‌ی بتن، E_c

۹-۳-۶-۱ مدول الاستیسیته بتن را می‌توان از یکی از دو رابطه‌ی (۹-۳-۲-الف) و یا (۹-۳-۲-ب) محاسبه نمود:

- ضریب الاستیسیته بتنهای با چگالی بتن w_c بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلو گرم بر متر مکعب:

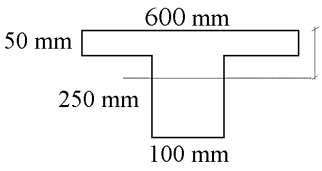
$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c'} \qquad (۹-۳-۲-الف)$$

- رابطه فوق برای بتن های معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به صورت زیر نوشته می شود:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} \qquad (۹-۳-۲-ب)$$

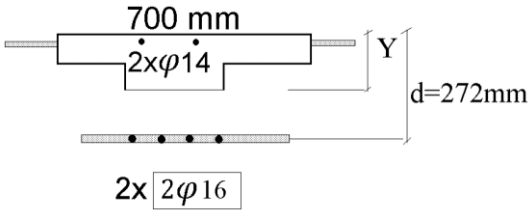
$$Y_1 = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175}{700 \times 50 + 250 \times 200} = 113.23\ mm$$

$$I_g = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50(113.23 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 113.23)^2 = 730943630\ mm\text{^}4$$



$$Y_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.62\sqrt{20} \times 730.9436 \times 10^6}{300 - 113.23} = 10.85165\ kN.m$$

۶- محاسبه ممان اینرسی ترک خورده مقطع (Icr)



$$n = \frac{2 \times 10^5}{4700\sqrt{20}} = 9.515$$

$$nA_s = 9.515 \times 2 \times (2 \times \varphi 16) = 7652.5\ mm^2$$

$$(n-1)A'_s = 8.515 \times (2\varphi 14 + \varphi 8) = 3050\ mm^2$$

$$(500 \times 50) \times (Y_2 - 25) + (200 \times Y_2) \times \frac{Y_2}{2} + 3050 \times (Y - 23) = 7652.5 \times (272 - Y_2)$$

$$Y_2 = 66.469\ mm$$

$$I_{cr} = \frac{500 \times 50^3}{12} + (50 \times 500) \times (Y_2 - 25)^2 + \frac{200 \times Y_2^3}{3} + nA_s(d - Y_2)^2 + (n-1)A'_s(Y_2 - d')^2$$
$$= 412.7275 \times 10^6\ mm^4$$

۷- محاسبه مقدار بار وارد بر تیرچه در طول زمان

در این مثال فرض می شود:

کل بار مرده کف سازی و تیغه بندی بعد از اتصال قطعات غیر سازه ای اعمال میشود ($\alpha = 0$)

با توجه به اینکه کاربری سازه مسکونی می باشد، فرض می شود ۲۵ درصد بار زنده دائمی می باشد ($\beta = 0.25$)

در آیین نامه ها و نشریه ها پیشنهادی برای این فرض ارائه نشده است. بسته به نظر طراح و کاربری سازه ممکن است عددی بین صفر درصد تا ۱۰۰ درصد برای این موارد در نظر گرفته شود.

اگر بخواهیم در جهت اطمینان عمل کنیم، می توانیم فرض کنیم ۱۰۰ درصد بار مرده کف سازی پس از اتصال قطعات غیرسازه ای اعمال می شود.

Δ= (CASE1-CASE2)+(CASE3-CASE4)

$q_{Dead} = 3.0357 \frac{kN}{m^2}$

$q_{SDead} + q_{Part} = 3 \frac{kN}{m^2}$

$q_{Live} = 2 \frac{kN}{m^2}$

فاصله تیرچه ها 0.7m می باشد

CASE2

$6.536 kN/m^2 \times 0.7m = 4.575 \ kN/m$

بارهای دائمی (بدون خزش)

D+SD+P+βL (without creep)

3.0357 3 0.25 2

CASE1

$8.036 kN/m^2 \times 0.7m = 5.625 \ kN/m$

کل بارها (بدون خزش)

D+SD+P+L (without creep)

3.0357 3 2

CASE4

$3.0357 kN/m^2 \times 0.7m = 2.125 kN/m$

قبل از اتصال قطعات غیرسازه ای (۳ ماه اول)

صفر

D+α(SD+P) (with 3month creep)

3.0357 3

CASE3

$6.536 kN/m^2 \times 0.7m = 4.575 \ kN/m$

بارهای دائمی (خزش ۵ ساله)

D+SD+P+βL (with 5year creep)

3.0357 3 0.2 2

۸- محاسبه پارامترهای مربوط به خزش و جمع شدگی

محاسبات زیر بر اساس ACI-209 به صورت خلاصه تهیه شده اند:

$$\text{creep coefficient} = \varphi(t,t_0) = \frac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}}\varphi_u$$

زمان بارگذاری (روز)

$\varphi_u = 2.35\gamma_c$

$\gamma_c = \gamma_{la}\cdot\gamma_\lambda\cdot\gamma_{vs}\cdot\gamma_s\cdot\gamma_\Psi\cdot\gamma_a$

$$\text{Shrinkage strain} = (\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t}(\varepsilon_{sh})_u$$

زمان بارگذاری (روز)

$(\varepsilon_{sh})_u = 780\times10^{-6}\gamma_{sh}$

$\gamma_{sh} = \gamma_{cp}\cdot\gamma_\lambda\cdot\gamma_{vs}\cdot\gamma_s\cdot\gamma_\Psi\cdot\gamma_c\cdot\gamma_a$

در جهت اطمینان میتوان γ_{la} را برابر یک در نظر گرفت

Loading age = 7 days ==> $\gamma_{la}=1$

Loading age > 7 days ==> $\gamma_{la}=1.25(t_{la})^{-0.118}$

Moist cured during a period of 7 days ==> $\gamma_{cp}=1$

Table 2.5.3 Shrinkage Correction Factors for Initial Moist Curing

Moist curing duration, days	Shrinkage γ_{cp}
1	1.2
3	1.1
7	1.0
14	0.93
28	0.86
90	0.75

Relative humidity in percent

$\lambda = 40$ percent ==> $\gamma_\lambda=1$

$\lambda > 40$ percent ==> $\gamma_\lambda=1.27-0.0067\lambda$

در اکثر موارد رطوبت نسبی حداقل ۴۰ درصد میباشد و در جهت اطمینان میتوان γ_λ را برابر یک گرفت

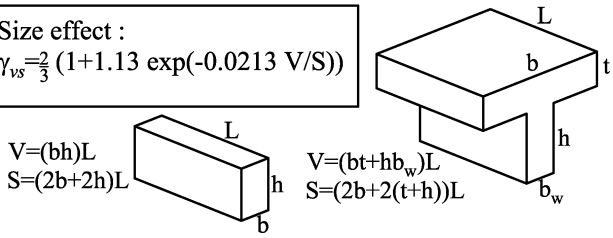
Relative humidity in percent

$40\le\lambda\le80$ ==> $\gamma_\lambda=1.4-0.0102\lambda$

$80\le\lambda\le100$ ==> $\gamma_\lambda=3-0.030\lambda$

Size effect :

$\gamma_{vs}=\frac{2}{3}(1+1.13\exp(-0.0213\,V/S))$



V=(bh)L

S=(2b+2h)L

V=(bt+hb_w)L

S=(2b+2(t+h))L

Size effect : $\gamma_{vs}=1.2\,(\exp(-0.00472\,V/S))$

Slump: $\gamma_s=0.82+0.00264s$

Observed slump in mm

Slump: $\gamma_s=0.89+0.041s$

Observed slump in mm

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

Fine aggregate percentage: $\gamma_\Psi=0.88+0.0024\Psi$

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

$\Psi\le50$ percent ==> $\gamma_\Psi=0.3+0.014\Psi$

$\Psi>50$ percent ==> $\gamma_\Psi=0.9+0.002\Psi$

Cement content in kg/m³

Cement content: $\gamma_c=0.75+0.00061c$

air content in percent

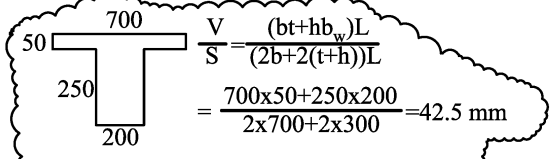
Air content: $\gamma_\alpha=0.46+0.09\alpha\ge1$

air content in percent

Air content: $\gamma_\alpha=0.95+0.008\alpha\ge1$

زمان شروع بارگذاری = ۷ روز ==> $\gamma_{la}=1$

رطوبت نسبی هوا= ۴۰ درصد ==> $\gamma_\lambda=1$



$\frac{V}{S}=\frac{(bt+hb_w)L}{(2b+2(t+h))L}$

$=\frac{700\times50+250\times200}{2\times700+2\times300}=42.5$ mm

creep:

$\gamma_{vs}=\frac{2}{3}(1+1.13\exp(-0.0213\,V/S))\cong1$

Shrinkage:

$\gamma_{vs}=1.2\,(\exp(-0.00472\,V/S))\cong1$

فرض ==> $\gamma_s=1$ فرض ==> $\gamma_c=1$

فرض ==> $\gamma_\Psi=1$ فرض ==> $\gamma_a=1$

$$\text{creep coefficient} = \varphi(t,t_0) = \frac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}}\varphi_u$$

$(t=\infty)$ ضریب خزش بلند مدت $= \frac{(\infty)^{0.6}}{10+(\infty)^{0.6}}2.35=2.35$

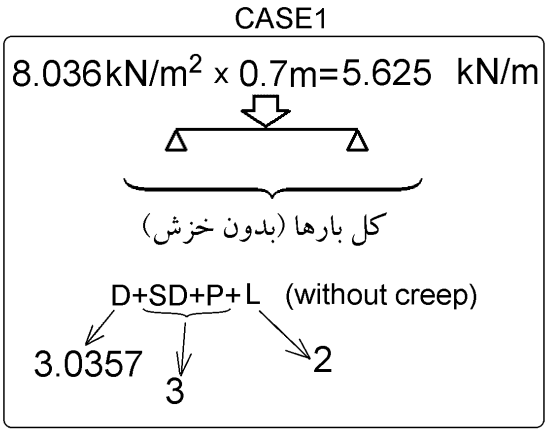
$(t=90)$ ضریب خزش ۳ ماهه $= \frac{(90)^{0.6}}{10+(90)^{0.6}}2.35=1.4$

$$\text{Shrinkage strain} = (\varepsilon_{sh})_t = \frac{t}{35+t}(\varepsilon_{sh})_u$$

$(t=\infty)$ ضریب جمع شدگی بلند مدت $= \frac{(\infty)}{35+(\infty)}780\times10^{-6}=780\times10^{-6}$

$(t=90)$ ضریب جمع شدگی ۳ ماهه $= \frac{(90)}{35+(90)}780\times10^{-6}=562\times10^{-6}$

۹- محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE1



محاسبات این بخش مشابه مثال 8.4 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition، صفحه ۲۸۵ نوشته است. علاقه مندان میتوانند برای اطلاعات بیشتر به مرجع اصلی مراجعه کنند.

$$\left.\begin{array}{c} M_a = \dfrac{qL^2}{8} = \dfrac{5.625 \times 7.5^2}{8} = 39.5508\ kN.m \\ M_{cr} = 10.85165\ kN.m \\ \beta = 1 \end{array}\right\} \xi = 1 - \beta\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 = 1 - \left(\frac{10.85165}{39.5508}\right)^2 = 0.9247$$

حالت ۱

محاسبه انحنای مقطع تحت بار CASE1 با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$
$$E_c I = 21019 \times 730943630 = 1.53637 \times 10^{13}\ \ N.mm^2$$
$$STAT1: \quad \psi_1(t_0) = \frac{M_a}{EI} = \frac{39.5508 \times 10^6}{1.53637 \times 10^{13}} = 2.5743 \times 10^{-6}\ \ \frac{1}{mm}$$

حالت ۲

محاسبه انحنای مقطع تحت بار CASE1 با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$
$$E_c I_{cr} = 21019 \times 412.7275 \times 10^6 = 0.867512 \times 10^{13}\ \ N.mm^2$$
$$STAT2: \quad \psi_1(t_0) = \frac{M_a}{EI} = \frac{39.5508 \times 10^6}{0.867512 \times 10^{13}} = 4.559 \times 10^{-6}\ \ \frac{1}{mm}$$

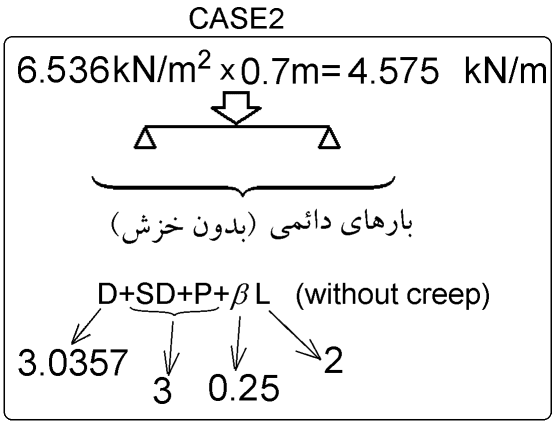
درون یابی بین حالت ۱ و ۲:

$$\psi = \xi \times \psi_2(t_0) + (1-\xi)\psi_1(t_0) = 0.9247 \times 4.559 \times 10^{-6} + 0.0753 \times 2.5743 \times 10^{-6} = 4.40955 \times 10^{-6}\ \ \frac{1}{mm}$$

مقدار فوق انحنا در وسط تیر را تحت Ma نشان میدهد. مسلما در نقاط دیگر لنگر وارد شده کمتر بوده و انحنا نیز کمتر است. با فرض اینکه تغییرات انحنا در طول تیر به صورت سهمی شکل باشد (همانند دیاگرام لنگر تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده)، میتوان مقدار خیز را بدست آورد:

$$\Delta_{CASE1} = \Delta_{D+SD+P+L} = \frac{5}{48}\psi L^2 = \frac{5}{48} \times 4.40955 \times 10^{-6} \times 7500^2 = 25.83720703\ mm$$

۱۰-محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE2



محاسبات این بخش مشابه مثال 8.4 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition، صفحه ۲۸۵ نوشته است. علاقه مندان میتوانند برای اطلاعات بیشتر به مرجع اصلی مراجعه کنند.

$$\left.\begin{array}{c} M_a = \dfrac{qL^2}{8} = \dfrac{4.575 \times 7.5^2}{8} = 32.168\ kN.m \\ M_{cr} = 10.85165\ kN.m \\ \beta = 1 \end{array}\right\} \xi = 1 - \beta\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 = 1 - \left(\frac{10.85165}{32.168}\right)^2 = 0.8862$$

حالت ۱

محاسبه انحنای مقطع تحت بار CASE1 با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$
$$E_c I = 21019 \times 730943630 = 1.53637 \times 10^{13}\ \ N.mm^2$$
$$STAT1: \quad \psi_1(t_0) = \frac{M_a}{EI} = \frac{32.168 \times 10^6}{1.53637 \times 10^{13}} = 2.09377 \times 10^{-6}\ \ \frac{1}{mm}$$

حالت ۲

محاسبه انحنای مقطع تحت بار CASE1 با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$
$$E_c I_{cr} = 21019 \times 412.7275 \times 10^6 = 0.867512 \times 10^{13}\ \ N.mm^2$$
$$STAT2: \quad \psi_1(t_0) = \frac{M_a}{EI} = \frac{32.168 \times 10^6}{0.867512 \times 10^{13}} = 3.708 \times 10^{-6}\ \ \frac{1}{mm}$$

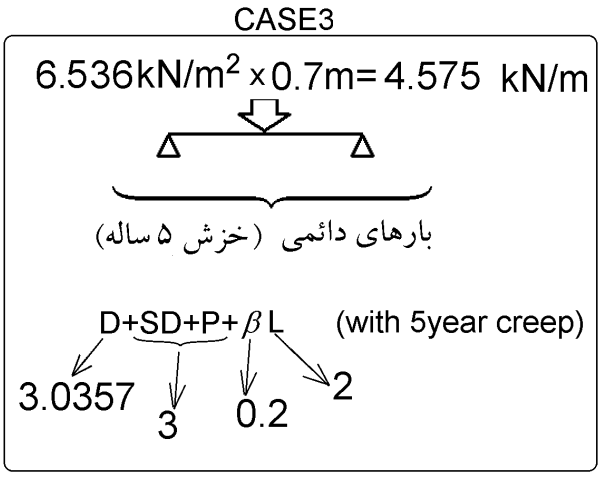
درون یابی بین حالت ۱ و ۲:

$$\psi = \xi \times \psi_2(t_0) + (1-\xi)\psi_1(t_0) = 0.8862 \times 3.708 \times 10^{-6} + 0.1138 \times 2.09377 \times 10^{-6} = 3.524 \times 10^{-6}\ \ \frac{1}{mm}$$

مقدار فوق انحنا در وسط تیر را تحت Ma نشان میدهد. مسلما در نقاط دیگر لنگر وارد شده کمتر بوده و انحنا نیز کمتر است. با فرض اینکه تغییرات انحنا در طول تیر به صورت سهمی شکل باشد (همانند دیاگرام لنگر تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده)، میتوان مقدار خیز را بدست آورد:

$$\Delta_{CASE2} = \Delta_{\mathrm{D+SD+0.25L}}(No\ creep, No\ Shrinkage) = \frac{5}{48}\psi L^2 = \frac{5}{48} \times 3.5243 \times 10^{-6} \times 7500^2 = 20.65\ mm$$

۱۱-محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE3



محاسبات این بخش مشابه مثال 8.4 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition، صفحه ۲۸۵ نوشته است. علاقه مندان میتوانند برای اطلاعات بیشتر به مرجع اصلی مراجعه کنند.

حالت ۱ (فرض مقطع نخورده)

محاسبه انحنای مقطع با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

در محاسبه مشخصات مقطع ترک نخورده (در زمان ۰) در جهت اطمینان از اثر میلگردها صرف نظر شده است. میتوان این محاسبات را با احتساب میلگردها انجام داد.

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$

$$E_c I_1 = 21019 \times 730943630 = 1.53637 \times 10^{13} \quad N.mm^2$$

$$Y_{1(t=0)} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175}{700 \times 50 + 250 \times 200} = 113.23\ mm$$

$$I_{1(t=0)} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50(113.23 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 113.23)^2 = 730943630\ mm\text{^}4$$

$$STATE1: \quad \psi_{1(t=0)} = \frac{M_a}{EI} = \frac{32.168 \times 10^6}{1.53637 \times 10^{13}} = 2.09377 \times 10^{-6} \quad \frac{1}{mm}$$

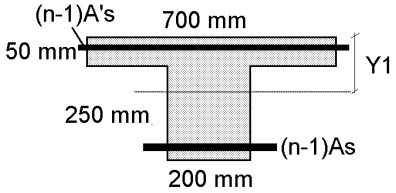
محاسبه مدول الاستیسیته بتن پس از گذر زمان:

Age adjusted modulus of elasticity of concrete:

$$\left.\begin{array}{c} creep\ coefficient = \phi(t, t_0) = 2.35 \\ \chi = 0.8 \\ E_c = 4700\sqrt{20} = 21019 \end{array}\right\} \quad \overline{E_c}(t, t_0) = \frac{E_c}{1 + \chi \times creep\ coefficient} = 7298.277\ MPa$$

$$\bar{n} = \frac{E_s}{\overline{E_c}(t, t_0)} = \frac{200000}{7298.277} = 27.4$$

محاسبه مشخصات مقطع تبدیل یافته پس از گذر زمان در حالت ۱ (با فرض عدم ترک خوردن مقطع):



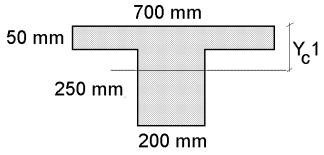
$$\bar{n} = \frac{E_s}{\overline{E_c}(t,t_0)} = \frac{200000}{7298.277} = 27.4$$
$$(n-1)A_s = 26.4 \times 2 \times (2 \times \varphi 16) = 21235.14\ mm^2$$
$$(n-1)A'_s = 26.4 \times (2\varphi 14 + \varphi 8) = 9456.27\ mm^2$$

$$Y_{1(t=\infty)} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175 + 21235.14 \times 277 + 9456.27 \times 23}{700 \times 50 + 250 \times 200 + 21235.14 + 9456.27} = 135.92\ mm$$

$$I_{1(t=\infty)} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50 \times (135.92 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 135.92)^2$$
$$+ 21235.14 \times (277 - 135.92)^2 + 9456.27 \times (135.92 - 23)^2 = 1317915499\ mm\text{^}4$$

محاسبه مرکز سطح بتن در حالت ۱ (بدون میلگرد):

$$Y_{c1} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175 - A_s \times 277 - A'_s \times 23}{700 \times 50 + 250 \times 200 - A_s - A'_s} = 112.0498\ mm$$



اختلاف مرکز سطح بتن ترک نخورده و مرکز سطح مقطع ترک نخورده تبدیل یافته برابر است با:

$$Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)} = 112.0498 - 135.92 = -23.87\ mm$$

$$I_{c1} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50 \times (135.92 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 135.92)^2$$
$$- A_s \times (277 - 135.92)^2 - A'_s \times (135.92 - 23)^2 = 754105084\ mm^4$$

$$A_{c1} = 700 \times 50 + 200 \times 250 - A_s - A'_s = 83837.611\ mm^2$$
$$r_{c1}^2 = \frac{I_{c1}}{A_{c1}} = \frac{754105084}{83837.611} = 8994.830341\ \ mm^2$$

محاسبه ضریب کاهش انحنا (رابطه 3.18 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition):

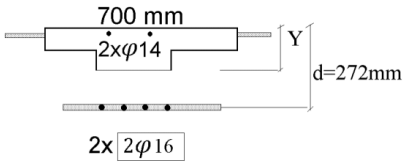
$$\left.\begin{array}{c} \kappa = \frac{I_{c1}}{I_{c1(t=\infty)}} = \frac{754105084}{1317915499} = 0.572195323 \\ Creep\ Coefficient = \phi(t,t_0) = 2.35 \\ \psi_1(t_0) = 2.09377 \times 10^{-6} \\ \varepsilon_0(t_0) = \psi_{1(t=0)} \times \left(Y_{1(t=\infty)} - Y_{1(t=0)}\right) = 2.09377 \times 10^{-6} \times (135.92 - 113.23) = 4.751 \times 10^{-5} \\ Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)} = -23.87 \\ r_{c1}^2 = \frac{I_{c1}}{A_{c1}} = 8994.830341 \\ \varepsilon_{cs}(t,t_0) = -0.00078 \end{array}\right\}$$

$$\Delta\psi_1 = \kappa\left[\phi(t,t_0)\left(\psi_1(t_0) + \varepsilon_0(t_0)\frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right) + \varepsilon_{cs}(t,t_0)\frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right]$$

$$= 0.572195323\left[2.35 \times \left(2.09377 \times 10^{-6} + 4.751 \times 10^{-5}\frac{-23.87}{8994.830341}\right) - 0.00078\frac{-23.87}{8994.830341}\right]$$
$$= 3.83027 \times 10^{-6}$$

$$\psi_{1(t=\infty)} = \psi_{1(t=0)} + \Delta\psi_1 = 2.09377 \times 10^{-6} + 3.83027 \times 10^{-6} = 5.92403 \times 10^{-6}$$

حالت 2



انحنای مقطع در زمان (t=0) و با فرض ترک خوردن مقطع:

$$n=\frac{2\times10^5}{4700\sqrt{20}}=9.515$$

$$nA_s=9.515\times2\times(2\times\varphi16)=7652.5\ mm^2$$

$$(n-1)A'_s=8.515\times(2\varphi14+\varphi8)=3050\ mm^2$$

$$(500\times50)\times(Y_2-25)+(200\times Y_2)\times\frac{Y_2}{2}+3050\times(Y-23)=7652.5\times(277-Y_2)$$

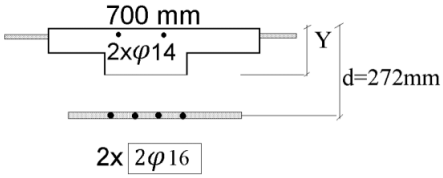
$$Y_{2(t=0)}=66.469\ mm$$

$$I_{2(t=0)}=\frac{500\times50^3}{12}+(50\times500)\times(Y_2-25)^2+\frac{200\times Y_2^3}{3}+nA_s(d-Y_2)^2+(n-1)A'_s(Y_2-d')^2$$
$$=412.7275\times10^6\ mm^4$$

$$E_cI_{2(t=0)}=21019\times412.7275\times10^6=0.867512\times10^{13}\quad N.mm^2$$

$$STATE2:\quad \psi_{2(t=0)}=\frac{M_a}{EI}=\frac{32.168\times10^6}{0.867512\times10^{13}}=3.708\times10^{-6}\quad\frac{1}{mm}$$

با فرض ترک خوردن مقطع:



$$\bar{n}=\frac{E_s}{\overline{E_c}(t,t_0)}=\frac{200000}{7298.277}=27.4$$

$$(n)A_s=27.4\times2\times(2\times\varphi16)=22039.3847\ mm^2$$

$$(n-1)A'_s=26.4\times(2\varphi14+\varphi8)=9456.27\ mm^2$$

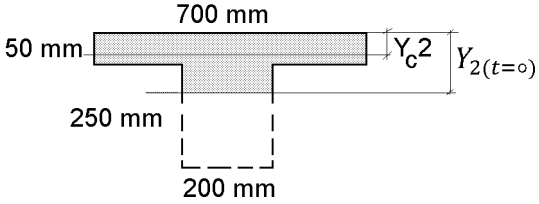
$$(500\times50)\times(Y_2-25)+(200\times Y_2)\times\frac{Y_2}{2}+9456.27\times(Y_2-23)=22039.3847\times(277-Y_2)$$

$$Y_{2(t=\infty)}=103.8739119\ mm$$

$$I_{2(t=\infty)}=\frac{500\times50^3}{12}+(50\times500)\times(Y_2-25)^2+\frac{200\times Y_2^3}{3}+nA_s(d-Y_2)^2+(n-1)A'_s(Y_2-d')^2$$
$$=957.8824\times10^6\ mm^4$$

محاسبه مرکز سطح بتن (بدون میلگرد):

$$Y_{c2}=\frac{500\times50\times25+66.469\times200\times\frac{66.469}{2}-A'_s\times23}{500\times50+66.469\times200-A'_s}=27.904\ mm$$



اختلاف مرکز سطح بتن ترک نخورده و مرکز سطح مقطع ترک نخورده تبدیل یافته برابر است با:

$$Y_{c2}-Y_{2(t=\infty)}=27.904-103.8739=-75.969\ mm$$

$$I_{c2}=\frac{500\times50^3}{12}+500\times50\times(103.8739-25)^2+\frac{200\times66.469^3}{12}+200\times66.469\times\left(103.8739-\frac{66.469}{2}\right)^2$$
$$-A'_s\times(103.8739-23)^2=229.622\times10^6\ mm^4$$

$$A_{c2}=500\times50+200\times66.469-A'_s=37935.656\ mm^2$$

$$r_{c2}^2=\frac{I_{c2}}{A_{c2}}=\frac{229622783}{37935.656}=6052.95\ mm^2$$

محاسبه ضریب کاهش انحنا (رابطه 3.18 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition):

$$\left.\begin{gathered}\kappa_2=\frac{I_{c2}}{I_{2(t=\infty)}}=\frac{229.622\times10^6}{957.8824\times10^6}=0.2397\\ Creep\ Coefficient=\phi(t,t_0)=2.35\\ \psi_2(t_0)=3.708\times10^{-6}\\ \varepsilon_0(t_0)=\psi_{2(t=0)}\times\left(Y_{2(t=\infty)}-Y_{2(t=0)}\right)=3.708\times10^{-6}\times(103.87-66.469)=0.00013868\\ Y_{c2}-Y_{2(t=\infty)}=-75.969\\ r_{c2}^2=\frac{I_{c2}}{A_{c2}}=\frac{229.622\times10^6}{37935.656}=6052.95\\ \varepsilon_{cs}(t,t_0)=-0.00078\end{gathered}\right\}$$

$$\Delta\psi_2=\kappa_2\left[\phi(t,t_0)\left(\psi_2(t_0)+\varepsilon_0(t_0)\frac{Y_{c1}-Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right)+\varepsilon_{cs}(t,t_0)\frac{Y_{c1}-Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right]$$

$$=0.2397\left[2.35\times\left(3.708\times10^{-6}+0.00013868\frac{-75.969}{6052.95}\right)-0.00078\frac{-75.969}{6052.95}\right]=3.455\times10^{-6}$$

$$\psi_{2(t=\infty)}=\psi_{2(t=0)}+\Delta\psi_2=3.708\times10^{-6}+3.455\times10^{-6}=7.16307E-06$$

درون یابی بین حالت ۱ و ۲:

$$\left.\begin{gathered}M_a=\frac{qL^2}{8}=\frac{4.575\times7.5^2}{8}=32.168\ kN.m\\ M_{cr}=10.85165\ kN.m\\ \beta=0.5\end{gathered}\right\}\xi=1-\beta\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2=1-0.5\left(\frac{10.85165}{32.168}\right)^2=0.9431$$

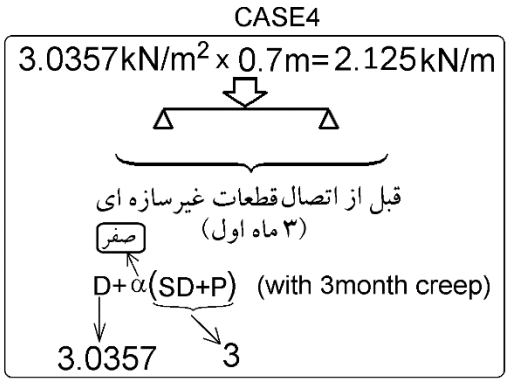
$$\left.\begin{gathered}\xi=0.9431\\ \psi_{2(t=\infty)}=7.16307\times10^6\\ \psi_{2(t=0)}=5.92403\times10^{-6}\end{gathered}\right\}$$

$$\psi=\xi\times\psi_{2(t=\infty)}+(1-\xi)\psi_{2(t=0)}=0.9431\times7.16307\times10^6+0.0569\times5.92403\times10^{-6}$$
$$=7.09257\times10^{-6}\ \ \frac{1}{mm}$$

مقدار فوق انحنا در وسط تیر را تحت Ma نشان میدهد. مسلما در نقاط دیگر لنگر وارد شده کمتر بوده و انحنا نیز کمتر است. با فرض اینکه تغییرات انحنا در طول تیر به صورت سهمی شکل باشد (همانند دیاگرام لنگر تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده)، میتوان مقدار خیز را بدست آورد:

$$\Delta_{CASE3}=\Delta_{\mathrm{D+SD+0.25L}}(including\ Long\ term\ creep\ \&\ shrinkage)=\frac{5}{48}\psi L^2=\frac{5}{48}\times7.09257\times10^{-6}\times7500^2$$
$$=41.558\ mm$$

۱۲-محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE3



محاسبات این بخش مشابه مثال 8.4 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition، صفحه ۲۸۵ نوشته است. علاقه مندان میتوانند برای اطلاعات بیشتر به مرجع اصلی مراجعه کنند.

حالت ۱ (فرض مقطع نخورده)

محاسبه انحنای مقطع با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

در محاسبه مشخصات مقطع ترک نخورده (در زمان ۰) در جهت اطمینان از اثر میلگردها صرف نظر شده است. میتوان این محاسبات را با احتساب میلگردها انجام داد.

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$
$$E_c I_1 = 21019 \times 730943630 = 1.53637 \times 10^{13} \quad N.mm^2$$
$$Y_{1(t=0)} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175}{700 \times 50 + 250 \times 200} = 113.23\ mm$$

$$I_{1(t=0)} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50(113.23 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 113.23)^2$$
$$= 730943630\ mm\text{^}4$$

$$STATE1: \quad \psi_{1(t=0)} = \frac{M_a}{EI} = \frac{14.941 \times 10^6}{1.53637 \times 10^{13}} = 9.725 \times 10^{-7} \quad \frac{1}{mm}$$

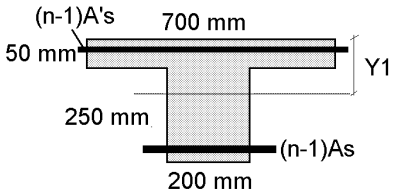
محاسبه مدول الاستیسیته بتن پس از گذر زمان:

Age adjusted modulus of elasticity of concrete:

$$\left.\begin{array}{c} creep\ coefficient = \phi(t, t_0) = 1.4 \\ \chi = 0.8 \\ E_c = 4700\sqrt{20} = 21019 \end{array}\right\} \quad \overline{\mathrm{E_c}}(t, t_0) = \frac{E_c}{1 + \chi \times creep\ coefficient} = 9914.6\ MPa$$

$$\bar{n} = \frac{E_s}{\overline{\mathrm{E_c}}(t, t_0)} = \frac{200000}{9914.6} = 20.17$$

محاسبه مشخصات مقطع تبدیل یافته پس از گذر زمان در حالت ۱ (با فرض عدم ترک خوردن مقطع):



$$\bar{n} = \frac{E_s}{\overline{E_c}(t,t_0)} = \frac{200000}{9914.6} = 20.17$$

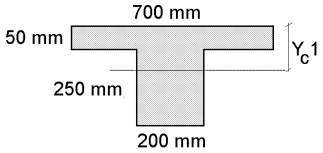
$$(n-1)A_s = 19.17 \times 2 \times (2 \times \varphi 16) = 15419.19\ mm^2$$
$$(n-1)A'_s = 19.17 \times (2\varphi 14 + \varphi 8) = 6866.36\ mm^2$$

$$Y_{1(t=\infty)} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175 + 15419.19 \times 277 + 6866.36 \times 23}{700 \times 50 + 250 \times 200 + 15419.19 + 6866.36} = 131\ mm$$

$$I_{1(t=\infty)} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50 \times (131 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 131)^2 + 15419.19 \times (277 - 131)^2 + 6866.36 \times (131 - 23)^2 = 1166532940\ mm\text{^}4$$

محاسبه مرکز سطح بتن در حالت ۱ (بدون میلگرد):

$$Y_{c1} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175 - A_s \times 277 - A'_s \times 23}{700 \times 50 + 250 \times 200 - A_s - A'_s} = 112.0498\ mm$$



اختلاف مرکز سطح بتن ترک نخورده و مرکز سطح مقطع ترک نخورده تبدیل یافته برابر است با:

$$Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)} = 112.0498 - 131 = -18.946\ mm$$

$$I_{c1} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50 \times (131 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 131)^2 - A_s \times (277 - 131)^2 - A'_s \times (131 - 23)^2 = 736436813\ mm^4$$

$$A_{c1} = 700 \times 50 + 200 \times 250 - A_s - A'_s = 83837.611\ mm^2$$
$$r_{c1}^2 = \frac{I_{c1}}{A_{c1}} = \frac{736436813}{83837.611} = 8784.08\ mm^2$$

محاسبه ضریب کاهش انحنا (رابطه 3.18 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition):

$$\left.\begin{array}{c} \kappa = \frac{I_{c1}}{I_{1(t=\infty)}} = \frac{736436813}{1166532940} = 0.6313 \\ Creep\ Coefficient = \phi(t,t_0) = 1.4 \\ \psi_1(t_0) = 9.725 \times 10^{-7} \\ \varepsilon_0(t_0) = \psi_{1(t=0)} \times \left(Y_{1(t=\infty)} - Y_{1(t=0)}\right) = 9.725 \times 10^{-7} \times (131 - 113.23) = 1.7281 \times 10^{-5} \\ Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)} = -18.946 \\ r_{c1}^2 = \frac{I_{c1}}{A_{c1}} = 8784.09 \\ \varepsilon_{cs}(t,t_0) = -0.000562 \end{array}\right\}$$

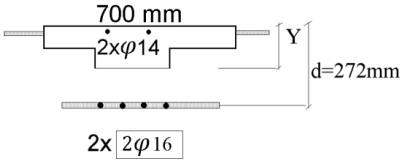
$$\Delta\psi_1 = \kappa\left[\phi(t,t_0)\left(\psi_1(t_0) + \varepsilon_0(t_0)\frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right) + \varepsilon_{cs}(t,t_0)\frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right]$$

$$= 0.6313\left[1.4 \times \left(9.725 \times 10^{-7} + 1.7281 \times 10^{-5}\frac{-18.946}{8784.09}\right) - 0.000562\frac{-18.946}{8784.09}\right] = 1.5918 \times 10^{-6}$$

$$\psi_{1(t=\infty)} = \psi_{1(t=0)} + \Delta\psi_1 = 9.725 \times 10^{-7} + 1.5918 \times 10^{-6} = 2.564 \times 10^{-6}$$

حالت 2

انحنای مقطع در زمان (t=0) و با فرض ترک خوردن مقطع:



$$n=\frac{2\times10^5}{4700\sqrt{20}}=9.515$$

$$nA_s=9.515\times2\times(2\times\varphi16)=7652.5\ mm^2$$

$$(n-1)A'_s=8.515\times(2\varphi14+\varphi8)=3050\ mm^2$$

$$(500\times50)\times(Y_2-25)+(200\times Y_2)\times\frac{Y_2}{2}+3050\times(Y-23)=7652.5\times(277-Y_2)$$

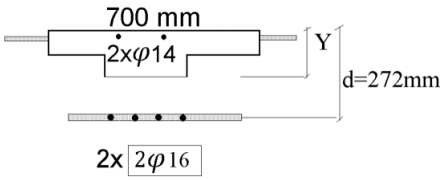
$$Y_{2(t=0)}=66.469\ mm$$

$$I_{2(t=0)}=\frac{500\times50^3}{12}+(50\times500)\times(Y_2-25)^2+\frac{200\times Y_2^3}{3}+nA_s(d-Y_2)^2+(n-1)A'_s(Y_2-d')^2$$
$$=412.7275\times10^6\ mm^4$$

$$E_cI_{2(t=0)}=21019\times412.7275\times10^6=0.867512\times10^{13}\quad N.mm^2$$

$$STATE2:\quad \psi_{2(t=0)}=\frac{M_a}{EI}=\frac{14.941\times10^6}{0.867512\times10^{13}}=1.722\times10^{-6}\quad\frac{1}{mm}$$

با فرض ترک خوردن مقطع:



$$\bar{n}=\frac{E_s}{\overline{E_c}(t,t_0)}=\frac{200000}{9914.6}=20.17$$

$$(n)A_s=20.17\times2\times(2\times\varphi16)=16223\ mm^2$$

$$(n-1)A'_s=19.17\times(2\varphi14+\varphi8)=6866\ mm^2$$

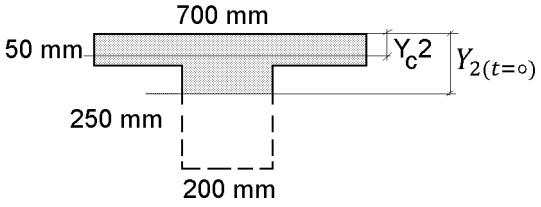
$$(500\times50)\times(Y_2-25)+(200\times Y_2)\times\frac{Y_2}{2}+6866\times(Y_2-23)=16223\times(277-Y_2)$$

$$Y_{2(t=\infty)}=92.09\ mm$$

$$I_{2(t=\infty)}=\frac{500\times50^3}{12}+(50\times500)\times(Y_2-25)^2+\frac{200\times Y_2^3}{3}+nA_s(d-Y_2)^2+(n-1)A'_s(Y_2-d')^2$$
$$=757.28\times10^6\ mm^4$$

محاسبه مرکز سطح بتن (بدون میلگرد):

$$Y_{c2}=\frac{500\times50\times25+66.469\times200\times\frac{66.469}{2}-A'_s\times23}{500\times50+66.469\times200-A'_s}=27.904\ mm$$



اختلاف مرکز سطح بتن ترک نخورده و مرکز سطح مقطع ترک نخورده تبدیل یافته برابر است با:

$$Y_{c2}-Y_{2(t=\infty)}=27.904-92.09=-64.188\ mm$$

$$I_{c2}=\frac{500\times50^3}{12}+500\times50\times(92.09-25)^2+\frac{200\times66.469^3}{12}+200\times66.469\times\left(92.09-\frac{66.469}{2}\right)^2$$
$$-A'_s\times(92.09-23)^2=166.98\times10^6\ mm^4$$

$$A_{c2}=500\times50+200\times66.469-A'_s=37935.656\ mm^2$$

$$r_{c2}^2=\frac{I_{c2}}{A_{c2}}=\frac{166.98\times10^6}{37935.656}=4401.713\ \ mm^2$$

محاسبه ضریب کاهش انحنا (رابطه 3.18 در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition):

$$\left.\begin{array}{c} \kappa_2 = \dfrac{I_{c2}}{I_{2(t=\infty)}} = \dfrac{166.98\times10^6}{757.28\times10^6} = 0.2205 \\ Creep\ Coefficient = \phi(t,t_0) = 1.4 \\ \psi_2(t_0) = 1.722\times10^{-6} \\ \varepsilon_0(t_0) = \psi_{2(t=0)} \times \left(Y_{2(t=\infty)} - Y_{2(t=0)}\right) = 1.722\times10^{-6}\times(92.09-66.469) = 4.412\times10^{-5} \\ Y_{c2} - Y_{2(t=\infty)} = -64.188 \\ r_{c2}^2 = \dfrac{I_{c2}}{A_{c2}} = \dfrac{166.98\times10^6}{37935.656} = 4401 \\ \varepsilon_{cs}(t,t_0) = -0.000562 \end{array}\right\}$$

$$\Delta\psi_2 = \kappa_2\left[\phi(t,t_0)\left(\psi_2(t_0) + \varepsilon_0(t_0)\frac{Y_{c1}-Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right) + \varepsilon_{cs}(t,t_0)\frac{Y_{c1}-Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right]$$

$$= 0.2205\left[1.4\times\left(1.722\times10^{-6} + 4.412\times10^{-5}\frac{-64.188}{4401}\right) - 0.000562\frac{-64.188}{4401}\right] = 2.1401\times10^{-6}$$

$$\psi_{2(t=\infty)} = \psi_{2(t=0)} + \Delta\psi_2 = 1.722\times10^{-6} + 2.1401\times10^{-6} = 3.862\times10^{-6}$$

درون یابی بین حالت ۱ و ۲:

$$\left.\begin{array}{c} M_a = \dfrac{qL^2}{8} = \dfrac{2.125\times7.5^2}{8} = 14.941\ kN.m \\ M_{cr} = 10.85165\ kN.m \\ \beta = 0.5 \end{array}\right\} \xi = 1-\beta\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 = 1-0.5\left(\frac{10.85165}{14.941}\right)^2 = 0.736$$

$$\left.\begin{array}{c} \xi = 0.736 \\ \psi_{2(t=\infty)} = 3.862\times10^{-6} \\ \psi_{2(t=0)} = 2.564\times10^{-6} \end{array}\right\}$$

$$\psi = \xi\times\psi_{2(t=\infty)} + (1-\xi)\psi_{2(t=0)} = 0.736\times3.862\times10^{-6} + 0.264\times2.564\times10^{-6} = 3.52\times10^{-6}\ \frac{1}{mm}$$

مقدار فوق انحنا در وسط تیر را تحت Ma نشان میدهد. مسلما در نقاط دیگر لنگر وارد شده کمتر بوده و انحنا نیز کمتر است. با فرض اینکه تغییرات انحنا در طول تیر به صورت سهمی شکل باشد (همانند دیاگرام لنگر تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده)، میتوان مقدار خیز را بدست آورد:

$$\Delta_{CASE4} = \Delta_D(including\ 3\ month\ creep\ \&\ shrinkage) = \frac{5}{48}\psi L^2 = \frac{5}{48}\times3.52\times10^{-6}\times7500^2 = 20.625\ mm$$

۱۳- کنترل تغییر شکل

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تجاوز کنند.

جدول ۹-۱۹-۳ حداکثر تغییر مکان مجاز

انواع عضو	تغییر مکان مورد نظر	حد تغییر مکان	ملاحظات
۱- بامهای تخت که به اعضای غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آن ها را نگه‌داری نمی‌کنند؛ و بنا بر این تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کفها		$\frac{l}{360}$	
۳- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگه‌داری میکنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر - مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن ها را نگه‌داری میکنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمیکند.		$\frac{l}{240}$	تبصره ۲

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیر سازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد روا داری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازه‌ای ایجاد شده است، نمی‌شود؛ و در حقیقت تفاضل تغییر مکان، قبل و بعد از اتصال این اعضا می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی میشود.

کنترل خیز بلند مدت:

$$\text{تغییر مکان کل} < \begin{cases} \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد نمیکند} & \frac{L}{240} \\ \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد میکند} & \frac{L}{480} \end{cases}$$

$$\text{تغییر مکان بار زنده} < \frac{L}{360}$$

با فرض اینکه تغییر شکل زیاد در قطعات غیر سازه ای آسیب ایجاد نمی کند:

$$\Delta_{CASE1} = \Delta_{D+SD+P+L}(No\ creep, No\ Shrinkage) = 25.83720703\ mm$$
$$\Delta_{CASE2} = \Delta_{D+SD+0.25L}(No\ creep, No\ Shrinkage) = 20.65\ mm$$
$$\Delta_{CASE3} = \Delta_{D+SD+0.25L}(including\ Long\ term\ creep\ \&\ shrinkage) = 41.558\ mm$$
$$\Delta_{CASE4} = \Delta_{D}(including\ 3\ month\ creep\ \&\ shrinkage) = 20.625\ mm$$

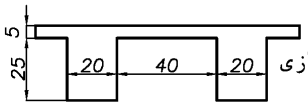
$$\Delta_{\text{بار زنده+ تغییرمکان درازمدت}} = (CASE1 - CASE2) + (ASE3 - CASE4) = 26.12$$
$$\leq \left(\frac{L}{240} = \frac{7500}{240} = 31.25\ mm\right)\ OK$$

- مقدار $26.12\ mm$ با بررسی لنگر وسط تیر و با فرض اینکه دیاگرام انحنا در طول تیر سهمی درجه دو باشد بدست آمده است (تقریب دارد). در شیت اکسل که برای این منظور نوشته شده است و در طول تیر دقیق انتگرالگیری میکند مقدار دقیق برابر $28.053\ mm$ بدست می آید.

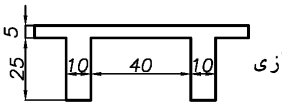
$$\Delta_L = 5.263 < \left(\frac{L}{360} = \frac{7500}{360} = 20.83\ mm\right)\ OK$$

- طبق بند ۹-۱۹-۲-۴-۲ از مبحث نهم (ویرایش ۹۹) که در شکل فوق نیز نمایش داده شده، برای ساختمانهای متعارف مسکونی و اداری و تجاری رعایت محدودیت L/240 کفایت میکند. توجه شود که مشابه این بند در ACI-318-19 مطرح نشده است.

در جداول زیر چند نمونه از نتایج تیرچه های کنترل شده با روش پیشنهاد نشان داده شده است.
رده بتن C20، رده میلگردهای طولی S300، و مدول الاستیسیته بتن $Ec = 4700\sqrt{20} = 21019\ MPa$ فرض شده است.

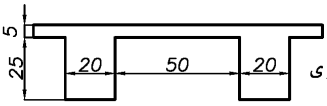


375 kg/m² بتن تیرچه
300 kg/m² کفسازی + زیرسازی
100 kg/m² تیغه بندی
200 kg/m² زنده

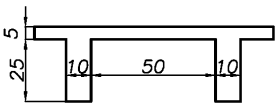


250 kg/m² بتن تیرچه
300 kg/m² کفسازی + زیرسازی
100 kg/m² تیغه بندی
200 kg/m² زنده

تیرچه	طول تیرچه	آرماتور پائینی	آرماتور بالایی	آرماتور زیگزاگ
دوبل	8	2(2Ø16+1Ø16)	2Ø14	Ø4.5
دوبل	7.5	2(2Ø16+1Ø8)	2Ø14	Ø4.5
تک	7.5	2Ø16+2Ø14	1Ø14	Ø4.5
تک	7	2Ø16+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	6.5	2Ø14+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	6	2Ø12+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	5	2Ø8+1Ø14	1Ø8	Ø4.5
تک	4.5	2Ø10+1Ø8	1Ø8	Ø4.5
تک	4	2Ø10	1Ø8	Ø4.5
تک	3	2Ø8	1Ø8	Ø4.5

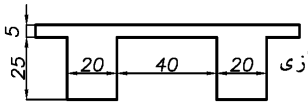


304 kg/m² بتن تیرچه
200 kg/m² کفسازی + زیرسازی
100 kg/m² تیغه بندی
200 kg/m² زنده

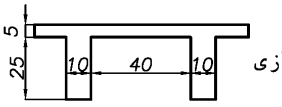


229 kg/m² بتن تیرچه
200 kg/m² کفسازی + زیرسازی
100 kg/m² تیغه بندی
200 kg/m² زنده

تیرچه	طول تیرچه	آرماتور پائینی	آرماتور بالایی	آرماتور زیگزاگ
دوبل	8	2(2Ø16+1Ø12)	2Ø14	Ø4.5
دوبل	7.5	2(2Ø16)	2Ø14	Ø4.5
تک	7.5	2Ø16+2Ø14	1Ø14	Ø4.5
تک	7	2Ø16+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	6.5	2Ø14+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	6	2Ø12+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	5	2Ø8+1Ø14	1Ø8	Ø4.5
تک	4.5	2Ø10+1Ø8	1Ø8	Ø4.5
تک	4	2Ø10	1Ø8	Ø4.5
تک	3	2Ø8	1Ø8	Ø4.5

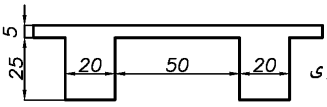


375 kg/m² بتن تیرچه
300 kg/m² کفسازی + زیرسازی
150 kg/m² تیغه بندی
250 kg/m² زنده

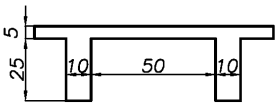


250 kg/m² بتن تیرچه
300 kg/m² کفسازی + زیرسازی
150 kg/m² تیغه بندی
250 kg/m² زنده

تیرچه	طول تیرچه	آرماتور پائینی	آرماتور بالایی	آرماتور زیگزاگ
دوبل	7.5	2(2Ø16+1Ø16)	1Ø14	Ø4.5
تک	7	2Ø16+2Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	6.5	2Ø16+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	6	2Ø12+1Ø16	1Ø10	Ø4.5
تک	5	2Ø10+1Ø12	1Ø8	Ø4.5
تک	4.5	2Ø10+1Ø10	1Ø8	Ø4.5
تک	4.2	2Ø10+1Ø8	1Ø8	Ø4.5
تک	3.5	2Ø10	1Ø8	Ø4.5



304 kg/m² بتن تیرچه
300 kg/m² کفسازی + زیرسازی
150 kg/m² تیغه بندی
250 kg/m² زنده



229 kg/m² بتن تیرچه
300 kg/m² کفسازی + زیرسازی
150 kg/m² تیغه بندی
250 kg/m² زنده

تیرچه	طول تیرچه	آرماتور پائینی	آرماتور بالایی	آرماتور زیگزاگ
دوبل	7	2(2Ø16+1Ø12)	1Ø10	Ø4.5
تک	6.5	2Ø16+1Ø16	1Ø10	Ø4.5
تک	6	2Ø16+1Ø10	1Ø10	Ø4.5
تک	5	2Ø10+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	4.5	2Ø8+1Ø14	1Ø8	Ø4.5
تک	4	2Ø10+1Ø8	1Ø8	Ø4.5
تک	3.5	2Ø10	1Ø8	Ø4.5

۴۱ قاب خمشی بتنی با شکل پذیری ویژه

۴۱-۱ مقدمه

در این بخش تمامی ضوابط قابهای خمشی ویژه بررسی نشده اند بلکه تنها به ضوابط مهم (بیشتر ضوابطی که نرم افزار آنها را کنترل نمی کند) اشاره شده است.

- توجه: ضریب رفتار قاب خمشی با شکل پذیری ویژه بیشتر از قاب خمشی متوسط می باشد و بنابراین نیروی زلزله طرح در این قاب کمتر خواهد بود. شاید به نظر برسد این کاهش در نیروی زلزله می تواند منجر به اقتصادی تر شدن طرح شود. همیشه اینطور نیست! ضوابط شکل پذیری ویژه به گونه ای است که ممکن است (به ویژه در سازه های کوتاه مرتبه) موجب غیر اقتصادی شدن طرح شود.
- طراحان تنها در موارد خاص از شکل پذیری ویژه استفاده می کنند. از جمله می توان به محدودیت ارتفاعی سازه ها اشاره کرد. استفاده از قاب خمشی متوسط بتنی حداکثر تا ارتفاع ۳۵ متر مجاز است. برای سازه های بلندتر یا باید از سیستم دوگانه استفاده کرد و یا از قاب خمشی ویژه استفاده نمود. همچنین در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد در سازه های با اهمیت خیلی زیاد باید از سازه با شکل پذیری ویژه استفاده نمود.

استاندارد ۲۸۰۰:

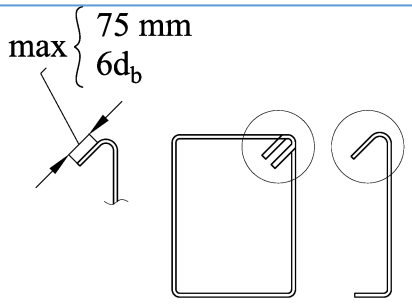
> **۳-۳-۵-۳ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند، استفاده شود.**

قبل از بررسی ضوابط قابهای خمشی ویژه، برخی تعاریف مهم را یادآور می شوم:

۱- قلاب لرزه ای (**seismic hook**):

قلاب لرزه‌ای	seismic hook	قلاب با خم ۱۳۵ درجه و یا بیش‌تر بر روی خاموت‌ها، دورگیرها و یا سنجاقی‌ها، با طول مستقیم بعد از خم حداقل ۶ برابر قطر و یا ۷۵ میلی متر. قلاب‌های متعلق به دورگیرهای دایره‌ای می‌توانند خم ۹۰ درجه یا بیش‌تر داشته باشند. قلاب‌های لرزه‌ای باید آرماتورهای طولی را در بر گیرند و طول مستقیم آن‌ها رو به داخل باشد.

seismic hook—hook on a stirrup, hoop, or crosstie having a bend not less than 135 degrees, except that circular hoops shall have a bend not less than 90 degrees; hooks shall have an extension of at least $6d_b$, but not less than 75 mm. The hooks shall engage the longitudinal reinforcement and the extension shall project into the interior of the stirrup or hoop.

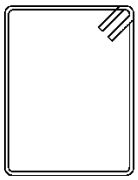


۲- دورگیر (**hoop**):

- دقت شود که در تعریف hoop قلاب انتهایی کادر بسته باید از نوع 135 درجه (seismic hook) باشد.

آرماتور دورگیر	hoop reinforcement	تنگ بسته یا تنگ دورپیچ شده به طور پیوسته، که از یک یا چند میلگرد ساخته شده و هر کدام در دو انتها قلاب‌های لرزه‌ای دارند. آرماتور دورگیر نباید از میلگردهای آجدار سَر دار ساخته شود.

hoop—closed tie or continuously wound tie, made up of one or several reinforcement elements, each having seismic hooks at both ends. A closed tie shall not be made up of interlocking headed deformed bars. See 25.7.4.



۳- تنگ (**tie**):

تنگ	tie	حلقه ای از میلگرد یا سیم به شکل دایره، مستطیل و یا چندوجهی بدون کنج های متمایل به سمت داخل، که آرماتورهای طولی را در بر می‌گیرد. این تعریف شامل یک میلگرد یا سیم که به طور پیوسته به شکل دایره، مستطیل یا چند ضلعی به دور آرماتورهای طولی می‌پیچد، نیز می‌شود. عبارت تنگ معمولا برای اعضای فشاری به کار می‌رود. به تعاریف خاموت و دورگیر نیز مراجعه شود.

tie—(a) reinforcing bar or wire enclosing longitudinal reinforcement; a continuously wound transverse bar or wire in the form of a circle, rectangle, or other polygonal shape without reentrant corners enclosing longitudinal reinforcement; see also **stirrup**, **hoop**; (b) tension element in a strut-and-tie model.

۴- سنجاق (**crosstie**):

- در صورت استفاده از سنجاق (crosstie) یک سر آن خم ۹۰ درجه و سر دیگر خم ۱۳۵ درجه خواهد داشت.
- محل خم ۹۰ درجه در طول عضو باید به صورت یک در میان عوض شود (شکل سمت راست را ببینید).

سنجاقی ،میلگرد دوخت	cross-tie	میلگرد عرضی یک‌سره با قلاب لرزه ای در یک انتها و قلاب ۹۰ درجه با طول مستقیم حداقل $6d_b$ در انتهای دیگر، که آرماتورهای طولی پیرامونی عضو را در بر گرفته باشد. قلاب های در بر گیرندهی یک زوج آرماتور طولی، باید به طور یک در میان سر و ته اجرا شوند.

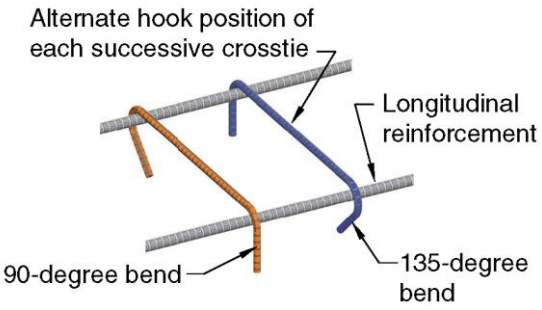
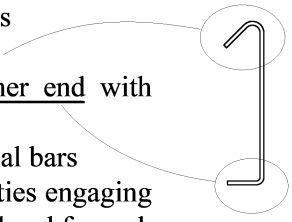


Fig. R25.3.5—Crosstie.

25.3.5 Crossties shall be in accordance with (a) through (e):

(a) Crosstie shall be continuous between ends
(b) There shall be a seismic hook at one end
(c) There shall be a standard hook at other end with minimum bend of 90 degrees
(d) Hooks shall engage peripheral longitudinal bars
(e) 90-degree hooks of two successive crossties engaging the same longitudinal bars shall be alternated end for end, unless crossties satisfy 18.6.4.3 or 25.7.1.6.1



۵- خاموت (**Stirrup**):

خاموت	stirrup	آرماتورهای عرضی که برای مقاومت در برابر نیروهای برشی و پیچشی در عضو به کار می‌روند. خاموت‌ها معمولا از میلگردهای آجدار، سیم‌های آجدار و یا جوش شده با شکل مستطیل یا رکابی به صورت U یا L ساخته می‌شوند. جای گذاری آن‌ها ممکن است در جهت عمود یا با زاویه نسبت به آرماتور طولی باشد. اصطلاح خاموت معمولا برای آرماتور عرضی در تیرها و دال‌ها به کار

stirrup—reinforcement used to resist shear and torsion forces in a member; typically deformed bars, deformed wires, or welded wire reinforcement either single leg or bent into L, U, or rectangular shapes and located perpendicular to, or at an angle to, longitudinal reinforcement. See also **tie**.

stirrup—The term "stirrup" is usually applied to transverse reinforcement in beams or slabs and the term "ties" or "hoops" to transverse reinforcement in compression members.

۲-۴۱ تیرهای ویژه

- نکته ۱: در مواردی که به دلایل معماری ستونهای نزدیک به هم داریم، بین آنها تیر کوتاه خواهیم داشت. در این موارد باید توجه شود در هنگام طراحی عمق موثر تیر (d) باید کمتر از $\frac{L_n}{4}$ باشد
- نکته ۲: گرچه در متن آیین نامه حداقل عرض مقطع برابر 250 mm عنوان شده، توصیه میشود عرض تیرها در قاب خمشی ویژه کمتر از 300 mm منظور نشود.

۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۶-۲-۱-۱ در این تیرها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیش‌تر از یک چهارم طول دهانه‌ی آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کم‌تر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی متر باشد.

پ- عرض مقطع نباید بیش‌تر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه‌ی عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه‌ی کوچک‌ترین c_2 و $0.75c_1$ در هر طرف عضو تکیه‌گاهی باشد.

18.6—Beams of special moment frames

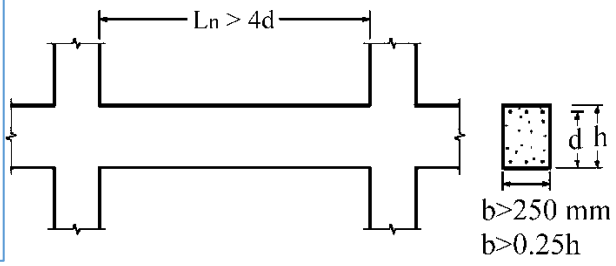
18.6.2 *Dimensional limits*

18.6.2.1 Beams shall satisfy (a) through (c):

(a) Clear span ℓ_n shall be at least $4d$

(b) Width b_w shall be at least the lesser of $0.3h$ and 250 mm

(c) Projection of the beam width beyond the width of the supporting column on each side shall not exceed the lesser of c_2 and $0.75c_1$.



۱-۲-۴۱ ضوابط آرماتورهای عرضی در دو انتهای تیرها و نواحی بحرانی

- به بندهای زیر از ACI-318-19 توجه کنید. در تیرهای ویژه **در دو انتهای تیر در ناحیه بحرانی تیر (2h اول و آخر تیر) میلگردهای طولی تیر باید همانند ستونها به صورت یک در میان مهار شوند.**
- اگر فاصله خالص بین میلگردهای طولی بیش از 150 mm باشد، باید تمامی میلگردهای طولی مهار شوند.

18.6—Beams of special moment frames

18.6.4 *Transverse reinforcement*

18.6.4.1 Hoops shall be provided in the following regions of a beam:

(a) Over a length equal to twice the beam depth measured from the face of the supporting column toward midspan, at both ends of the beam

(b) Over lengths equal to twice the beam depth on both sides of a section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior.

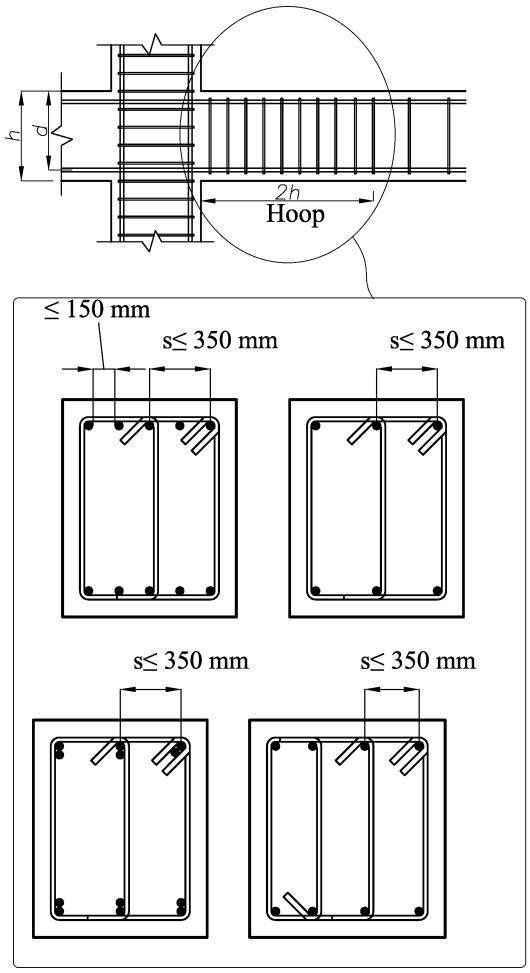
18.6.4.2 Where hoops are required, primary longitudinal reinforcing bars closest to the tension and compression faces shall have lateral support in accordance with 25.7.2.3 and 25.7.2.4. The spacing of transversely supported flexural reinforcing bars shall not exceed 350 mm. Skin reinforcement required by 9.7.2.3 need not be laterally supported.

25.7.2.3 Rectilinear ties shall be arranged to satisfy (a) and (b):

(a) Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees

(b) No unsupported bar shall be farther than 150 mm clear on each side along the tie from a laterally supported bar

25.7.2.4 Circular ties shall be permitted where longitudinal bars are located around the perimeter of a circle.



۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۳ آرماتورهای عرضی

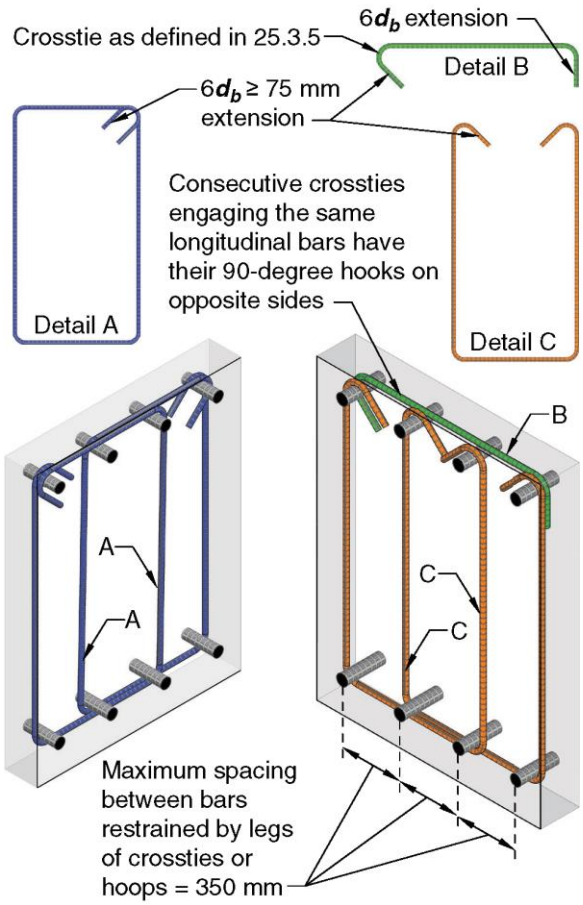
۹-۲۰-۶-۲-۳-۱ در تیرها در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص شده‌اند، آرماتور عرضی باید از نوع دورگیر بوده و شرایط بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۲ را تامین نمایند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر هر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه؛

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک وجود داشته باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۳-۲ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، میلگردهای طولی اصلی در مجاورت رویه‌های کششی و فشاری عضو باید دارای تکیه‌گاه عرضی مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲-۴ باشند. فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردهای خمشی که دارای تکیه گاه جانبی هستند، نباید بیش از ۳۵۰ میلی متر باشد. برای آرماتورهای جلدی که بر اساس ضوابط بند ۹-۱۱-۶-۱-۳ ضروری هستند، نیازی به تکیه گاه عرضی نیست.

18.6.4.3 Hoops in beams shall be permitted to be made up of two pieces of reinforcement: a stirrup having seismic hooks at both ends and closed by a crosstie. Consecutive crossties engaging the same longitudinal bar shall have their 90-degree hooks at opposite sides of the flexural member. If the longitudinal reinforcing bars secured by the crossties are confined by a slab on only one side of the beam, the 90-degree hooks of the crossties shall be placed on that side.



18.6—Beams of special moment frames

18.6.4 *Transverse reinforcement*

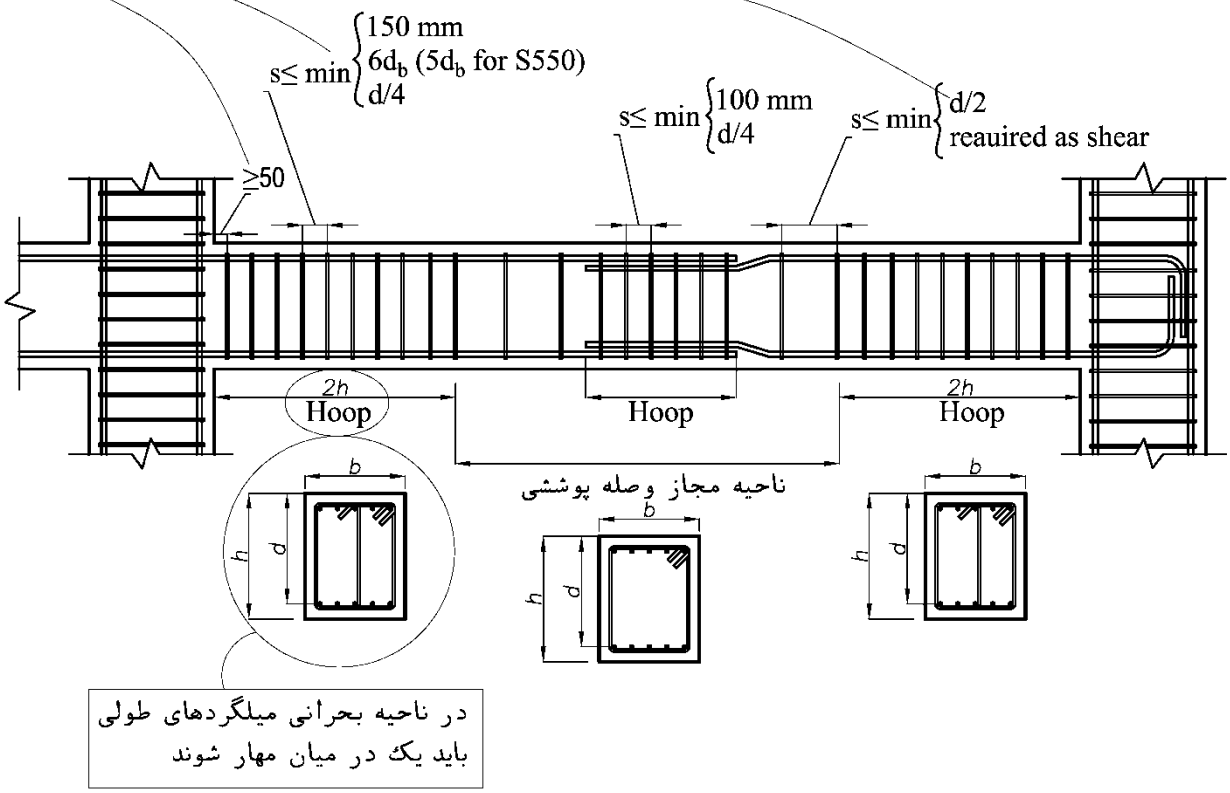
18.6.4.4 The first hoop shall be located not more than 50 mm from the face of a supporting column. Spacing of the hoops shall not exceed the least of (a) through (d):

(a) ***d*/4**
(b) 150 mm
(c) For Grade 420, $6d_b$ of the smallest primary flexural reinforcing bar excluding longitudinal skin reinforcement required by 9.7.2.3
(d) For Grade 550, $5d_b$ of the smallest primary flexural reinforcing bar excluding longitudinal skin reinforcement required by 9.7.2.3

18.6.4.5 Where hoops are required, they shall be designed to resist shear according to 18.6.5.

18.6.4.6 Where hoops are not required, stirrups with seismic hooks at both ends shall be spaced at a distance not more than ***d*/2** throughout the length of the beam.

علاوه بر این آرماتورهای عرضی باید برای برش لرزه ای پاسخگو باشند. این مورد در صفحات بعدی بحث شده است.



در ناحیه بحرانی میلگردهای طولی باید یک در میان مهار شوند

- در تیرهای ویژه برخلاف تیرهای متوسط در دو انتهای تیر (نواحی بحرانی) میلگردهای طولی تیر باید یک در میان توسط آرماتور عرضی مهار شوند (مانند میلگرد طولی ستونها). برای مثال اگر چهار و یا ۵ میلگرد طولی سراسری داشته باشیم، علاوه بر یک خاموت بسته پیرامونی، یک سنجاق اضافی نیز لازم خواهد بود.

۲-۲-۴۱ وصله تیرهای ویژه

- در نقاطی از تیر که احتمال می رود **مفاصل پلاستیک خمشی** تشکیل شود، استفاده از وصله پوششی ممنوع شده است. در دو انتهای تیر به طول 2h احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد و مطابق شکل زیر وصله پوششی ممنوع میباشد.
- در محل وصله فاصله دورگیر (hoop) مطابق شکل باید رعایت شود. در تیرهای با شکل پذیری متوسط چنین محدودیتی نداریم.

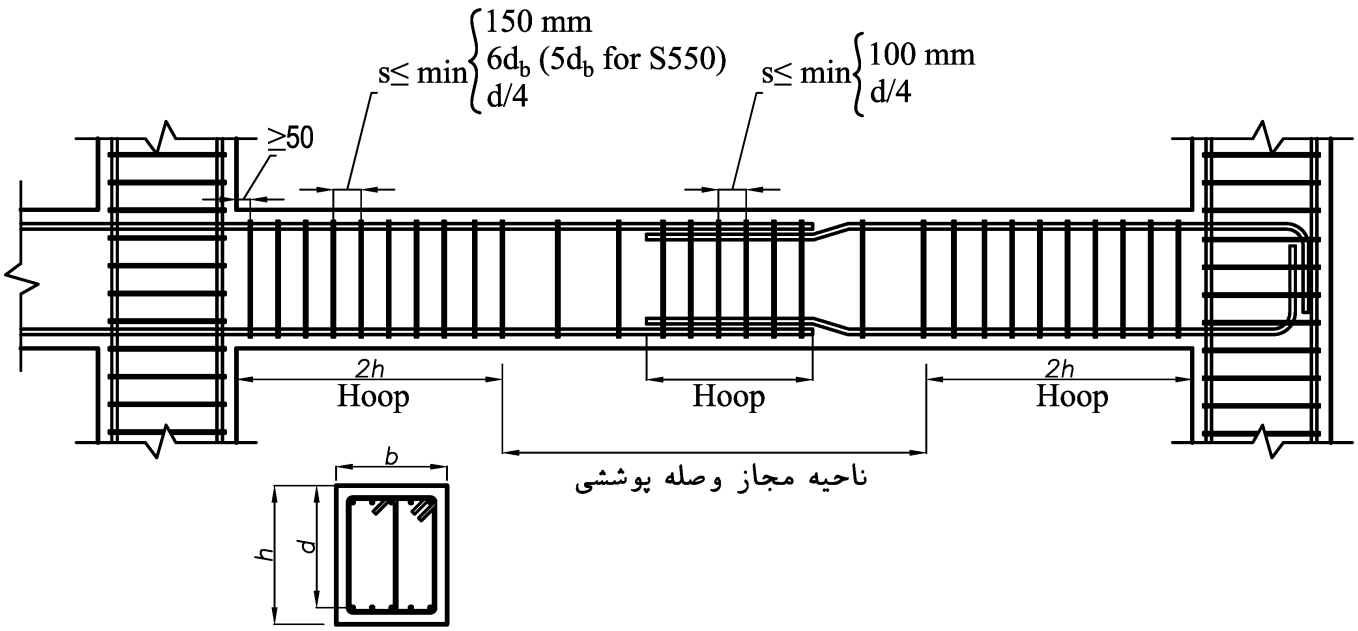
ACI-318-19:

18.6—Beams of special moment frames

18.6.3 *Longitudinal reinforcement*

18.6.3.3 Lap splices of deformed longitudinal reinforcement shall be permitted if hoop or spiral reinforcement is provided over the lap length. Spacing of the transverse reinforcement enclosing the lap-spliced bars shall not exceed the lesser of ***d*/4** and 100 mm. Lap splices shall not be used in locations (a) through (c):

(a) Within the joints
(b) Within a distance of twice the beam depth from the face of the joint
(c) Within a distance of twice the beam depth from critical sections where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior

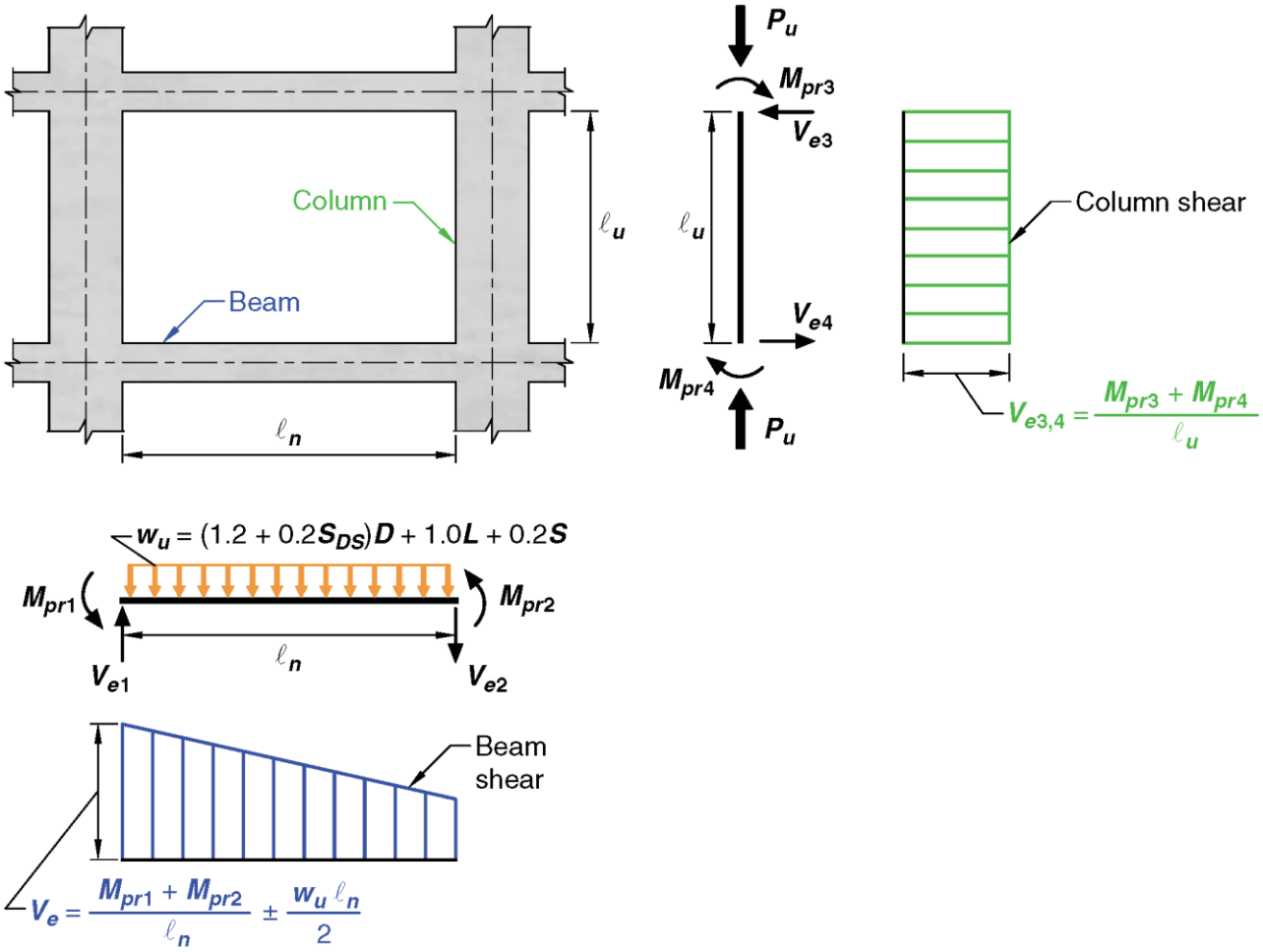


۳-۲-۴۱ لنگر محتمل (Mpr)

در قابهای خمشی ویژه در برخی محاسبات (از جمله محاسبه آرماتور عرضی تیرها، ستونها و نیز کنترل برش گره اتصال) از لنگر محتمل استفاده می شود که بهتر است با تعریف آن در آیین نامه آشنا شویم:

M_{pr} = probable flexural strength of members, with or without axial load, determined using the properties of the member at the joint faces assuming a tensile stress in the longitudinal bars of at least **$1.25f_y$** and a strength reduction factor, ϕ, of 1.0, N·mm, Chapter 21

- در شکل زیر خلاصه تصویری محاسبه برش طراحی اعضای قاب خمشی ویژه نشان داده شده است.



- در تیرها خاموت ها باید برای نیروی برشی $V_e = \frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2}$ طراحی شوند.
- یعنی میزان خاموت لازم در تیرهای ویژه بستگی به میزان آرماتور طولی قرار داده شده در تیر قرار دارد. به طوریکه تیرهای با درصد میلگرد طولی بالا، خاموت بیشتری می طلبند:

$$A_s \left(\text{میلگرد طولی تیر}\right) \uparrow \quad ==> \quad M_{pr} \uparrow \quad ==> \quad V_e \uparrow \quad ==> \quad \text{خاموت لازم} \uparrow$$

- همچنین تیرهای کوتاه خاموت بیشتری لازم خواهند داشت:

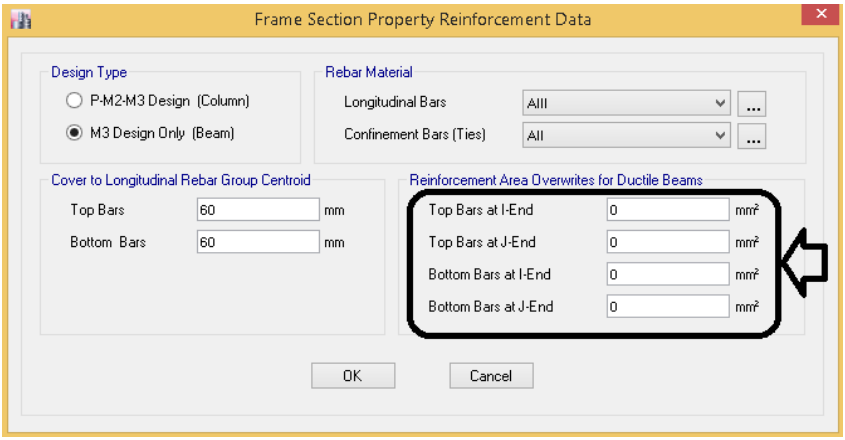
$$l_n \left(\text{طول آزاد تیر}\right) \downarrow \quad ==> \quad V_e \uparrow \quad ==> \quad \text{خاموت لازم} \uparrow$$

- نکته مهم

- **ETABS کنترل های فوق (صفحه قبل) را در تیرهای ویژه انجام میدهد و خاموت دو انتهای تیر را بر اساس ضوابط فوق محاسبه میکند و نیازی به محاسبه دستی نیست.**

- **منتهی:**

متاسفانه محاسبات ETABS بر مبنای آرماتور طولی محاسباتی خود می باشد. در حالیکه در عمل آرماتور طولی قرار داده شده بیش از مقدار محاسباتی است. بنابراین خاموت لازم نیز باید بیش از مقدار محاسبه شده توسط ETABS باشد. می توان از طریق زیر مقدار آرماتور طولی که در عمل اجرا خواهد شد را در تیرها وارد کرد تا محاسبات صحیح انجام شود:



- طبق بند زیر در تیرهایی که برش لرزه ای ($\frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{l_n}$) بیش از برش ثقلی باشد، باید در محاسبه برش از مقاومت بتن صرف نظر کرد:

۹-۲۰-۶-۲-۴-۲ در مواردی که هر دو شرط (الف) و (ب) زیر برقرار باشند، طراحی آرماتورهای عرضی در مناطق بحرانی بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۱، باید با فرض V_c برابر با صفر انجام شود:

الف- بخش لرزه‌ای برش محاسبه شده بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۱، بزرگ‌تر یا مساوی نصف مقاومت برشی حداکثر در مناطق بحرانی باشد.

ب- بار محوری فشاری ضریب‌دار، P_u، که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f'_c$ کم‌تر باشد.

۳-۴۱ ستونهای ویژه

- حداقل بعد ستون در قابهای خمشی ویژه 300 mm می باشد، منتها به لحاظ اجرایی توصیه می شود حداقل 400 mm منظور شود.
- ستونها نباید خیلی مستطیلی باشند. برای مثال ابعاد ستون ویژه نمی تواند $1000 \times 350\ mm$ باشد:

18.7—Columns of special moment frames

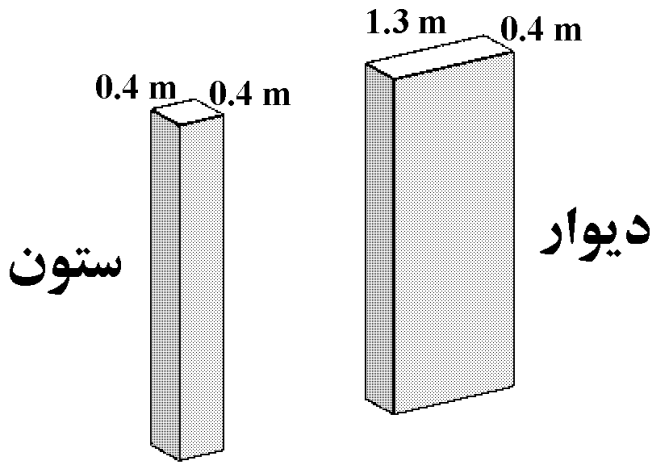
18.7.2 *Dimensional limits*

18.7.2.1 Columns shall satisfy (a) and (b):

(a) The shortest cross-sectional dimension, measured on a straight line passing through the geometric centroid, shall be at least 300 mm

(b) The ratio of the shortest cross-sectional dimension to the perpendicular dimension shall be at least 0.4.

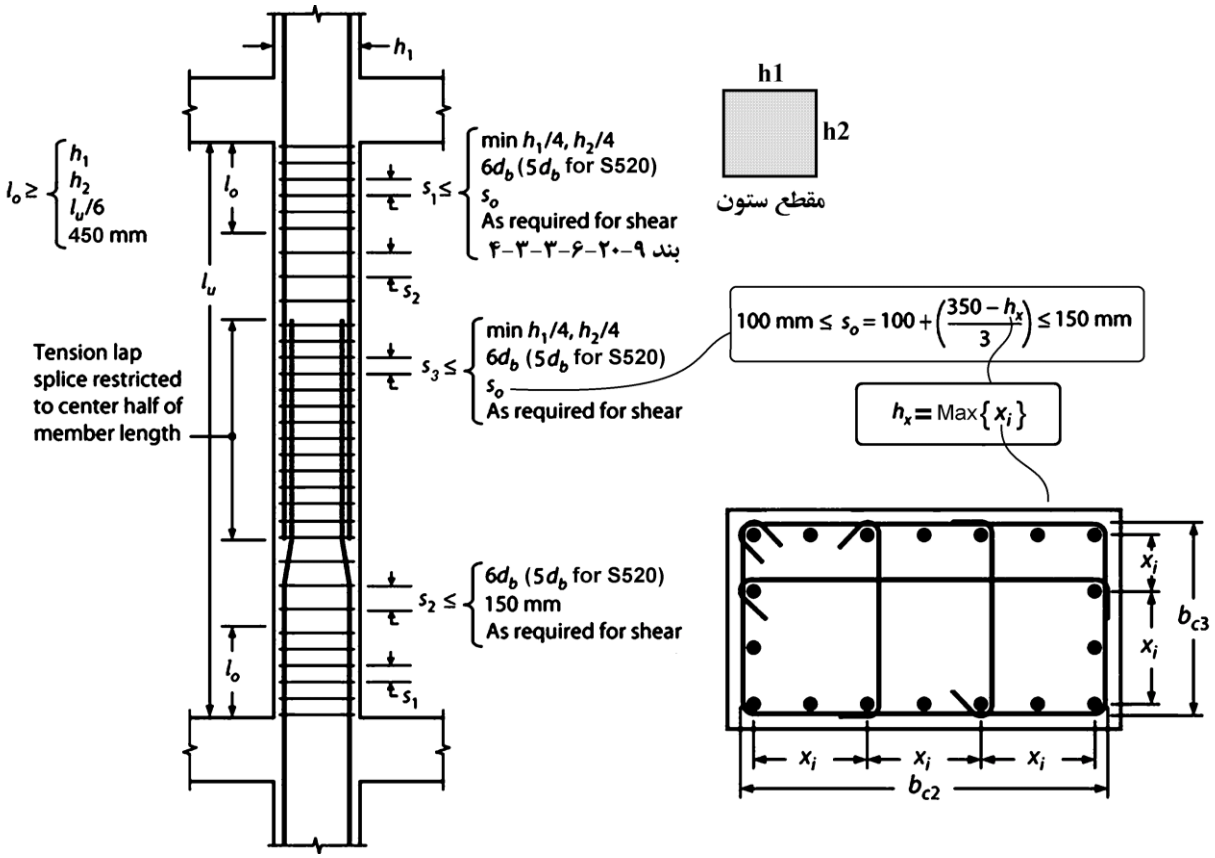
- بنابراین مطابق شکل زیر در صورتی که شرط ابعاد رعایت نشود، عضو مورد نظر دیوار محسوب خواهد شد:



به مطالب زیر از پروفسور Moehle توجه نمایید:

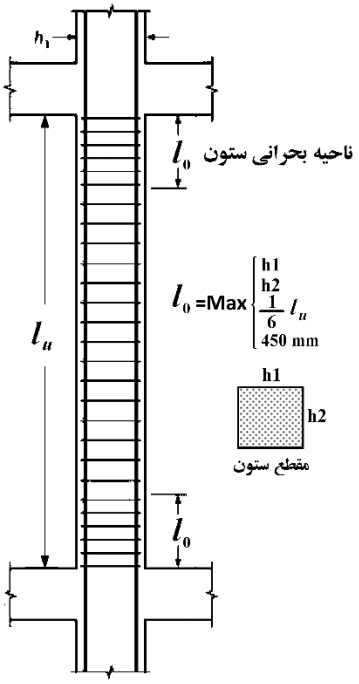
In the United States, the ratio of the cross-sectional dimensions for columns is limited to $0.4 \le c1/c2 \le 2.5$. This limits columns to members with compact cross sections; columns having dimensions outside this range have to be detailed as walls or wall piers. The U.S. code minimum column dimension is 12 in (300 mm), which is often not practical to construct. A 16-in (400-mm) minimum dimension is suggested except for unusual cases or for low-rise buildings.

۴-۴۱ تنگها در ستونهای ویژه



۱-۴-۴۱ ضوابط تنگ ستونها در ناحیه بحرانی (ناحیه l_0):

طول ناحیه بحرانی در ستون بر اساس بند زیر تعیین می شود:



18.7—Columns of special moment frames

18.7.5 *Transverse reinforcement*

18.7.5.1 Transverse reinforcement required in 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided over a length ℓ_o from each joint face and on both sides of any section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior. Length ℓ_o shall be at least the greatest of (a) through (c):

(a) The depth of the column at the joint face or at the section where flexural yielding is likely to occur
(b) One-sixth of the clear span of the column
(c) 450 mm

۹-۲۰-۶-۳-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ آرماتور های عرضی

۹-۲۰-۶-۳-۳-۱- در دو انتهای ستون ها و در دو طرف هرمقطعی از آن ها که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد ناحیه ای به طول l_0 ناحیه بحرانی تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ پیش بینی شود، مگر آنکه طراحی برای برش وپیچش نیاز به آرماتور بیشتری داشته باشد.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ آرماتورهای عرضی ویژه باید مطابق ضوابط(الف) الی (ج) در نظر گرفته شوند:

ث- آرماتورها در محیط ستون باید به گونه ای آرایش داده شوند که فاصله آرماتورهای طولی، h_x، که به قلاب های دوخت ویا گوشه دورگیرها متکی هستند از یکدیگر بیشتراز ۳۵۰ میلیمتر نباشد.

ج- در مواردی که در ستونها از دورگیرهای با خطوط مستقیم استفاده شده و یا $P_u > 0.3A_g f'_c$ و یا $f'_c \geq 70\ MPa$ است، کلیه آرماتورهای تکی و یا گروه آرماتورهای طولی در پیرامون هسته ستون باید به گوشه های دورگیرها ویا یک قلاب لرزه ای متکی بوده و مقدار h_x از ۲۰۰ میلیمتر تجاوز ننماید. مقدار P_u بزرگترین نیروی محوری فشاری در ترکیب های بارگذاری است که شامل زلزله هستند.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ قطر آرماتورهای عرضی ویژه در ناحیه بحرانی باید مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲ باشد. فاصله سفره میلگردهای عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کوچکتر و پنج برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال

پ- مقدار s_0 که از رابطه زیر محاسبه می شود باید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر باشد ولی نیازی نیست که کمتر از ۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود:

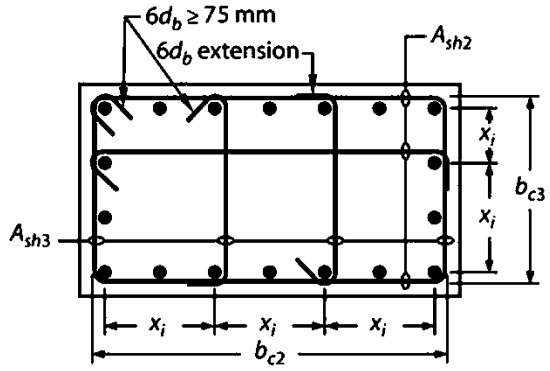
$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad (۹-۲۰-۱)$$

به شکل زیر توجه نمایید (بر گرفته از Moehle). شکلها مربوط به ناحیه بحرانی ستون ویژه می باشد.

در شکل سمت راست بار محوری ضریب دار ستون بیش از $0.3A_g f'_c$ می باشد و به همین جهت تمامی میلگردهای طولی توسط قلاب لرزه ای مهار شده اند. همچنین "هر دو" انتهای سنجاق ها دارای خم ۱۳۵ درجه هستند (seismic hook).

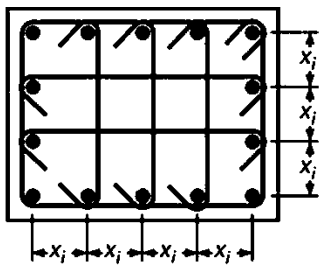
در شکل سمت چپ بار محوری ضریب دار ستون کمتر از $0.3A_g f'_c$ می باشد و به همین جهت میلگردهای طولی یک در میان مهار شده اند. در این حالت یک انتهای سنجاق مهار کننده می تواند دارای خم ۹۰ درجه باشد و انتهای دیگر آن ۱۳۵ درجه باشد. در این حالت محل خم ۱۳۵ درجه باید به صورت یک در میان در طول ستون عوض شود.

- Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support, and no bar shall be farther than 6 in (150 mm) clear from a laterally supported bar.
- Consecutive crossties around the perimeter and along the length have their 90° hooks on opposite sides of column.
- The dimension x_i from centerline to centerline of supported bars shall not exceed 350 mm.



(a) $P_u < 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa

- Every longitudinal bar around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook.
- The dimension x_i from centerline to centerline of supported bars shall not exceed 200 mm



(b) $P_u \geq 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa

۲-۴-۴۱ کنترل حجم تنگها در ستون (ناحیه l_0):

۹-۲۰-۶-۳-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۳-۳ آرماتور های عرضی

۹-۲۰-۶-۳-۳-۱- در دو انتهای ستون ها و در دو طرف هرمقطعی از آن ها که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد ناحیه ای به طول l_0 ناحیه بحرانی تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ پیش بینی شود، مگر آنکه طراحی برای برش وپیچش نیاز به آرماتور بیشتری داشته باشد.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای تنگ های چند ضلعی باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه گردد:

الف- در صورتی که $P_u \le 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \le 70$ MPa باشد، مقدار A_{sh}/sb_c باید برابر با بیشترین مقدار دو رابطه (۹-۲۰-۲) و (۹-۲۰-۳) باشد.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۲)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۳)$$

ب- در صورتی که $P_u > 0.3A_g f'_c$ و $f'_c > 70\ MPa$ باشد، مقدار A_{sh}/sb_c باید علاوه بر مقدار حد اکثر بدست آمده از روابط (۹-۲۰-۲) و (۹-۲۰-۳)، از مقدار محاسبه شده از رابطه (۹-۲۰-۴) نیز بیشتر باشد.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \qquad (۹-۲۰-۴)$$

ضرایب مقاومت بتن، k_f، و تاثیر محصور شدگی، k_n، از روابط (۹-۲۰-۵) و (۹-۲۰-۶) محاسبه میشوند:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \ge 1 \qquad (۹-۲۰-۵)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \qquad (۹-۲۰-۶)$$

در رابطه فوق، n_l تعداد آرماتورها، یا گروه آرماتورهای واقع در محیط هسته ستون با دورگیرهای با خطوط مستقیم که از نظر عرضی به قلاب های لرزه ای و یا گوشه دورگیرها متکی هستند، میباشد.

۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای دورپیچ ها ویا دورگیرهای دایروی باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه شوند:

الف- در صورتی که $P_u \le 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \le 70$ MPa باشد، مقدار ρ_s باید برابر با بیشترین مقدار از دو رابطه (۹-۲۰-۷) و (۹-۲۰-۸) باشد.

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۷)$$

$$\rho_s = 0.12\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۸)$$

ب- در صورتی که $P_u > 0.3A_g f'_c$ و یا $f'_c > 70\ MPa$ باشد، مقدار ρ_s باید علاوه بر مقدار حد اکثر بدست آمده از روابط (۹-۲۰-۷) و (۹-۲۰-۸)، از مقدار محاسبه شده از رابطه (۹-۲۰-۹) نیز بیشتر باشد.

$$\rho_s = 0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \qquad (۹-۲۰-۹)$$

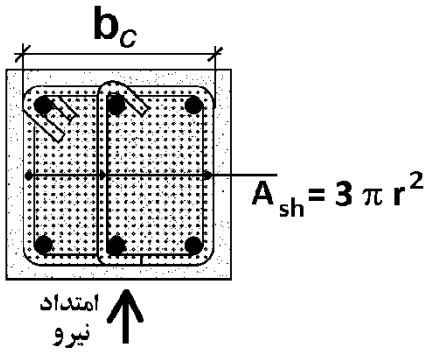
در ناحیه‌ی بحرانی **ستون در قاب با شکل پذیری زیاد**

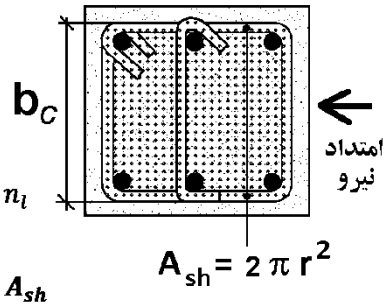
$$\begin{cases} P_u \le 0.3A_g f'_c \\ \text{و} \\ f'_c \le 70\ \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \frac{A_{sh}}{sb_c} \geqslant \text{Max} \begin{cases} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_u > 0.3A_g f'_c \\ \text{یا} \\ f'_c > 70\ MPa \end{cases} \Rightarrow \frac{A_{sh}}{sb_c} \geqslant \text{Max} \begin{cases} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ \frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \end{cases}$$

$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \ge 1.0$ ضریب مقاومت بتن

$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$ ضریب تاثیر محصور شدگی





n_l تعداد آرماتورها یا گروه آرماتورهای واقع در محیط هسته‌ستون با دورگیرهای با خطوط مستقیم، که از نظر عرضی به قلاب لرزه‌ای یا گوشه دورگیرها متکی هستند.

A_{sh} سطح مقطع کل آرماتور عرضی، شامل سنجاقی‌ها، در فاصله‌ی s از یک دیگر و عمود بر ضلع b_c

A_{ch} سطح مقطع هسته‌عضو که تا بر بیرونی آرماتور عرضی

b_c بعد هسته‌ی مرکزی مقطع تا بر خارجی آرماتور عرضی اندازه‌گیری

مثال:

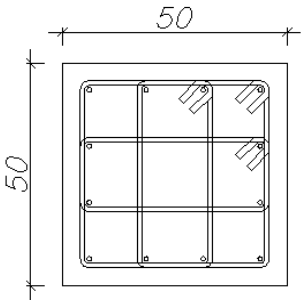
حداکثر بار محوری ضریب دار در یک ستون ویژه برابر $P_u = 2000\ kN$ می باشد. ابعاد مقطع ستون 500mm × 500mm می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\varphi 25 = 5890\text{mm}^2$ می باشد. قطر خاموت ها را $\varphi 10$ فرض نمایید.

$$f_c' = 25\ MPa\ ,\ F_y = 400MPa,\quad F_{yt} = 300MPa$$

فواصل تنگها را در ناحیه بحرانی محاسبه نمایید.

$$\left.\begin{matrix} P_u = 2000\ kN \\ 0.3A_g f_c' = 1875\ kN \end{matrix}\right\} P_u > 0.3A_g f_c'$$

با توجه به کنترل فوق تمامی میلگردهای طولی نیاز به مهار جانبی توسط قلاب لرزه ای و یا گوشه تنگ بسته دارند:



$$h_x = \frac{500 - 80 - 25 - 20}{3} = 125\ mm < (8\ in = 200\ mm)\ OK.$$

$$\left.\begin{matrix} \frac{C_1}{4} = 125\ mm \\ 6d_b = 150mm \\ S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 125}{3}\right) = 175 \rightarrow s_0 = 150\ mm \end{matrix}\right\} S_{max} = 125\ mm$$

$$K_f = \frac{25}{175} + 0.6 = 0.74 \rightarrow K_f = 1$$

$$K_n = \frac{12}{12 - 2} = 1.2$$

$$\left.\begin{matrix} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{F_{yt}} = 0.3\left(\frac{500^2}{(500 - 80)^2} - 1\right)\frac{25}{300} = 0.0104 \\ 0.09\ \frac{25}{F_{yt}} = 0.0075 \\ 0.2K_f K_n \frac{P_u}{F_{yt}A_{ch}} = 0.00907 \end{matrix}\right\} 0.0104$$

$$\frac{A_{sh} = 4 \times \pi \times 5^2 = 314.159\ mm^2}{sb_c = s(500 - 80)} = \frac{0.747}{s} > 0.0104 \quad \rightarrow s \leq 71\ mm \quad \rightarrow Use\ s = 50\ mm$$

بنابراین در مقطع فوق باید فواصل آرماتورهای عرضی 50 mm انتخاب شود.

مقدار s=50 mm به لحاظ اجرایی مناسب نیست و بنابراین بهتر است طرح فوق تغییر کند. برای مثال به جای تنگ φ10 از تنگ φ12 استفاده شود. و یا اینکه Fy تنگها افزایش یابد.

- دقت شود که مهار تمامی آرماتورهای عرضی موجب خواهد شد بتن ریزی مقطع با مشکل مواجه شود.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

مثال:

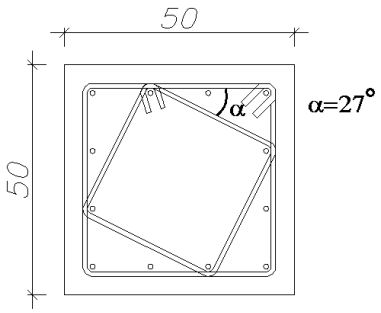
حداکثر بار محوری ضریب دار در یک ستون ویژه برابر $P_u = 1500\ kN$ می باشد. ابعاد مقطع ستون 500mm × 500mm می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\varphi 25 = 5890\text{mm}^2$ می باشد. قطر خاموت ها را $\varphi 10$ فرض نمایید.

$$f'_c = 25\ MPa\ ,\ F_y = 400MPa,\quad F_{yt} = 300MPa$$

فواصل تنگها را در ناحیه بحرانی محاسبه نمایید.

$$\left.\begin{matrix} P_u = 1500\ kN \\ 0.3A_g f'_c = 1875\ kN \end{matrix}\right\} P_u < 0.3A_g f'_c$$

با توجه به کنترل فوق لازم نیست تمامی میلگردهای طولی توسط قلاب لرزه ای و یا گوشه تنگ بسته مهار شوند و مهار یک در میان آنها کافی است:



$$h_x = \frac{2}{3}(500 - 80 - 25 - 20) = 250\ mm < (350\ mm)\ OK.$$

$$\left.\begin{matrix} \frac{C_1}{4} = 125\ mm \\ 6d_b = 150mm \\ S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 250}{3}\right) = 133\ mm \rightarrow s_0 = 133\ mm \end{matrix}\right\} S_{max} = 125\ mm$$

$$\left.\begin{matrix} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{F_{yt}} = 0.3\left(\frac{500^2}{(500-80)^2} - 1\right)\frac{25}{300} = 0.0104 \\ 0.09\ \frac{25}{F_{yt}} = 0.0075 \end{matrix}\right\} 0.0104$$

$$\frac{A_{sh} = \pi \times 5^2(2 + Sin\alpha + Cos\alpha) = 262.6\ mm^2}{sb_c = s(500 - 80)} = \frac{0.62}{s} > 0.0104 \ \rightarrow s \leq 59\ mm\ \rightarrow Use\ s = 50\ mm$$

بنابراین در مقطع فوق باید فواصل آرماتورهای عرضی 50 mm انتخاب شود.

مقدار s=50 mm به لحاظ اجرایی مناسب نیست و بنابراین بهتر است طرح فوق تغییر کند. برای مثال به جای تنگ φ10 از تنگ φ12 استفاده شود. و یا اینکه Fy تنگها افزایش یابد.

۳-۴-۴۱ ضوابط تنگ ستونها در خارج از ناحیه بحرانی (خارج از ناحیه l_0):

۹-۲۰-۶-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۳-۳ آرماتور های عرضی

۹-۲۰-۶-۳-۶ در قسمت‌هایی از طول ستون که آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود باید آرماتور عرضی به صورت دورپیچ یا دورگیر و یا سنجاقک ها مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۱-۶-۲ و ۹-۲۱-۶-۳ و نیز نیاز برای برش، بند ۹-۲۰-۶-۳-۴، تعیین شوند. فاصله این آرماتورها در هر حال نباید برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر و بیشتر ازشش برابر قطرکوچکترین میلگرد طولی و یا ۱۵۰میلی‌متر و برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال نباید بیشتر از ۵ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اختیار شود.

۹-۲۱-۶-۲ تنگها

۹-۲۱-۶-۲-۱ تنگها باید از حلقه‌های بسته میلگردهای آجدار تشکیل شده و فواصل آنها از یکدیگر شرایط زیر را تامین کنند

الف- فاصله آزاد حداقل ۱/۳۳ برابر حداکثر قطر اسمی سنگ دانه

ب- فاصله مرکز به مرکز تنگها نباید از هیچیک از مقادیر زیر بیشتر باشد

- ۱۶ برابر قطر میلگرد طولی
- ۴۸ برابر قطر میلگرد عرضی
- کوچکترین بعد عضو

۹-۲۱-۶-۲-۲ قطر تنگ‌ها باید حداقل برابر مقادیر زیر باشد:

الف- قطر ۱۰ میلیمتر برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ میلیمتر.

ب- قطر ۱۲ میلیمتر برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ میلیمتر و بزرگتر و یا گروه میلگردهای طولی.

۹-۲۱-۶-۲-۳ استفاده از سیم آجدار یا شبکه آرماتور سیم جوشی به عنوان جایگزین تنگ آجدار، با سطح مقطع معادل میلگرد آجدار با در نظر گرفتن الزامات ۹-۲۱-۶-۲-۱ و ۹-۴-۸ مجاز است.

۹-۲۱-۶-۲-۴ تنگهای مستطیلی باید شرایط زیر را ارضا کنند

الف- هر میلگرد طولی واقع در گوشه مقطع و سایر میلگردهای طولی بصورت یک در میان باید توسط خم با زاویه کمتر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود.

ب- میلگرد طولی بدون مهار جانبی نباید فاصله آزاد بیش از ۱۵۰ میلیمتر از میلگرد طولی مهار شده داشته باشد.

پ- مهار تنگ‌ها در مقاطع مستطیلی با قلاب استاندارد که میلگرد طولی را در بر گرفته، انجام می‌شود.

ت- استفاده از مجموعه میلگردهای سردار بعنوان تنگ مجاز نیست.

در خارج از ناحیه بحرانی (قسمت میانی ستون) فاصله تنگها نباید بیش از $Min(6d_b, 150\ mm)$ در نظر گرفته شود.

همچنین مشابه ستونهای با شکل پذیری متوسط تمامی میلگردهای طولی باید به صورت یک در میان مهار شوند.

همچنین باید ضوابط برش نیز کنترل شود و بسته به میزان برش موجود در ستون ضابطه d/2 و یا d/4 (و یا در صورت ناچیز بودن برش، هیچکدام از آنها) رعایت شود:

Table 10.7.6.5.2—Maximum spacing of shear reinforcement

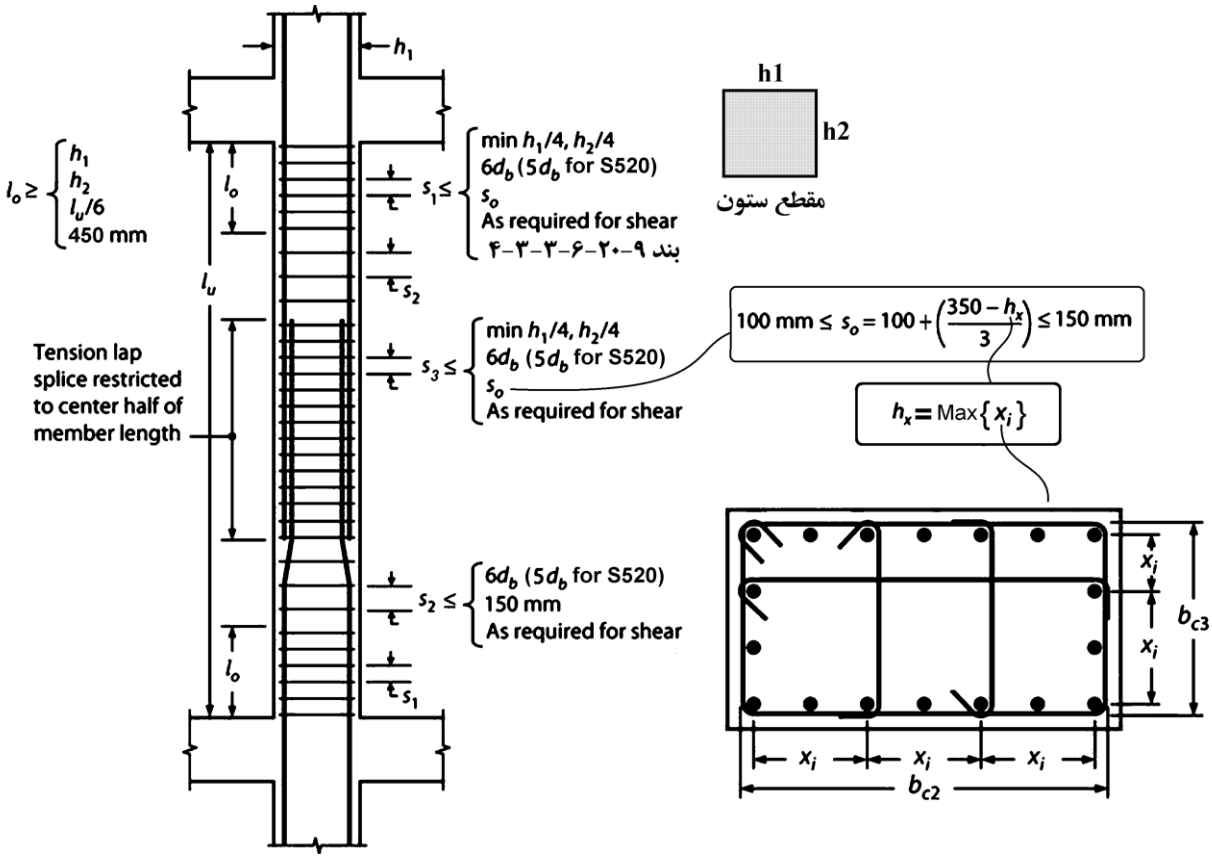
V_s		Maximum s, mm	
		Nonprestressed column	Prestressed column
$\le 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/4$	$3h/8$
		300	

۵-۴۱ محل وصله ها در ستونها

۹-۲۰-۶-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری زیاد

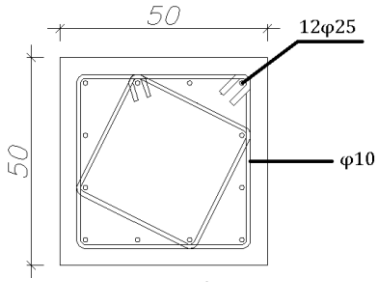
۹-۲۰-۶-۳-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۶-۳-۲-۴ استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کشش در نظر گرفته شود. در طول این وصله ها باید آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ الی۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ بکار برده شود.



- مطابق شکل فوق در طول وصله حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی برابر s1 می باشد.

برای مثال در مقطع زیر فواصل آرماتورهای عرضی در محل وصله ستون به صورت زیر محاسبه می شود:



$$\left.\begin{aligned} h_x &= \frac{2}{3}(500 - 80 - 25 - 20) = 250\ mm \\ s_0 &= 100 + \frac{350 - 250}{3} = 133 \end{aligned}\right\} \quad \rightarrow \quad s < Min\left(\frac{500}{4}, 6 \times 25{,}133\right) = 125\ mm$$

عبور میلگرد تیر از ستون میانی:

۹-۲۰-۶-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های ویژه

۹-۲۰-۶-۵-۲ کلیات

۹-۲۰-۶-۵-۲-۲ آرماتورهای طولی تیرها که در ناحیه اتصال تیر به ستون ختم می‌شوند باید تا وجه مقابل هسته محصورشده این ناحیه ادامه یابند و در صورت ایجاد نیروی کششی در آنها مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ ودر صورت ایجاد نیروی فشاری در آنها مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ مهار شوند.

۹-۲۰-۶-۵-۲-۳ در مواردی که آرماتورهای طولی تیر از ناحیه اتصال تیر به ستون عبور میکنند، بعد گره h به موازات آرماتورهای طولی تیر باید بیشترین مقدار بدست آمده از (الف) تا (پ) باشد.

الف- برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر برابر با $\frac{20}{\lambda}d_b$ که d_b قطر بزرگترین میلگرد است.

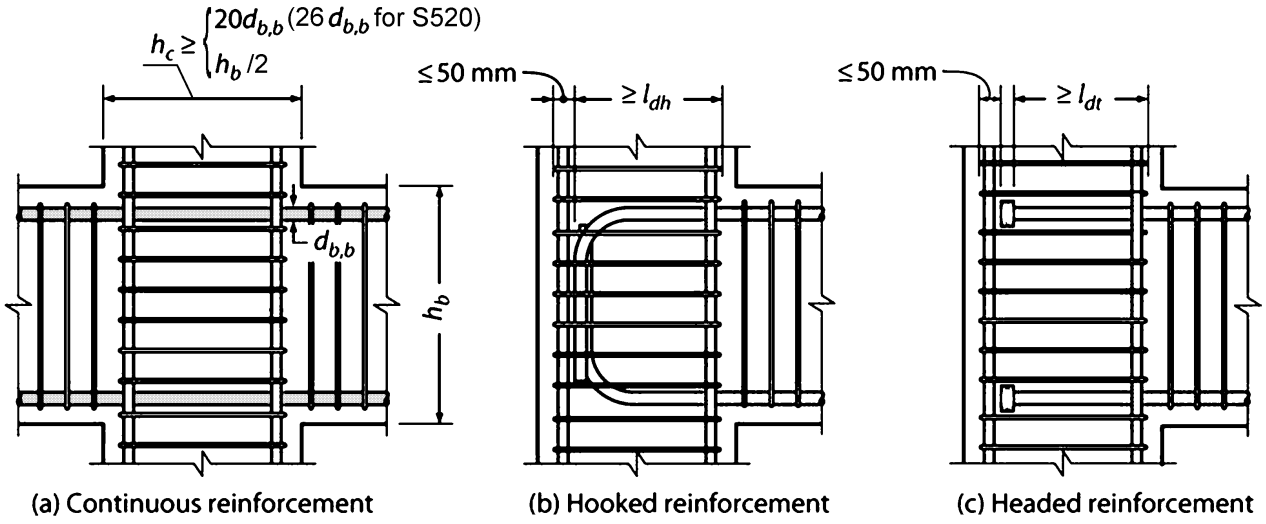
ب – برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال برابر با$26d_b$ قطر بزرگترین میلگرد.

پ – نصف ارتفاع هر تیری که در امتداد مورد نظر به اتصال تیر به ستون وصل بوده و با عملکرد خود به صورت بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله، در اتصال ایجاد برش می کند.

شکل زیر یک ستون میانی را نشان می دهد.

در ستونهای ویژه میانی، بعد ستون (h_c در شکل زیر) باید حداقل برابر ۲۰ برابر قطر میلگرد طولی تیر باشد.

اگر برای مثال میلگردهای تیر از نوع$S400$ و سایز$\varphi 22$ باشند، بعد ستون میانی نباید کمتر از $440\ mm$ انتخاب شود:



۱-۵-۴۱ تیر ضعیف- ستون قوی

در قابهای خمشی ویژه تیرها باید ضعیف تر از ستونها باشند:

۹-۲۰-۶ قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۶-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۹-۲۰-۶-۴-۱ ستون ها باید الزامات بندهای ۹-۲۰-۶-۴-۲ یا ۹-۲۰-۶-۴-۳ را ارضاء نمایند.

۹-۲۰-۶-۴-۲ به استثناء موارد ذکر شده دربندهای ۹-۲۰-۶-۴-۳ و ۹-۲۰-۶-۴-۴، لنگر های خمشی مقاوم ستون‌ها و تیرها در محل اتصال مشترک، بایددررابطه (۹-۲۰-۱۰) صدق کنند:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \qquad (۹-۲۰-۱۰)$$

در این رابطه:

$\sum M_{nc}$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی اسمی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری ضریب دار، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرها را به دست می دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_{nb}$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی اسمی تیرها در دو سمت اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند. جمع لنگرها در رابطه (۹-۲۰-۱۰) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۹-۲۰-۱۰) باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در هر دو جهت واقع در صفحه قائم قاب، عمل نمایند برقرار باشد. در تیرهای T شکل درصورتی که دال در اثر لنگرهای وارده در بر گره تحت کشش قرار گیرد، در محاسبه M_{nb} باید آرماتورهای دال واقع در عرض موثر آن، مطابق بند ۹-۶-۳-۳، که مهار آنها در حدتسلیم در مقطع بحرانی خمشی تامین شده باشد، نیز منظورگردد.

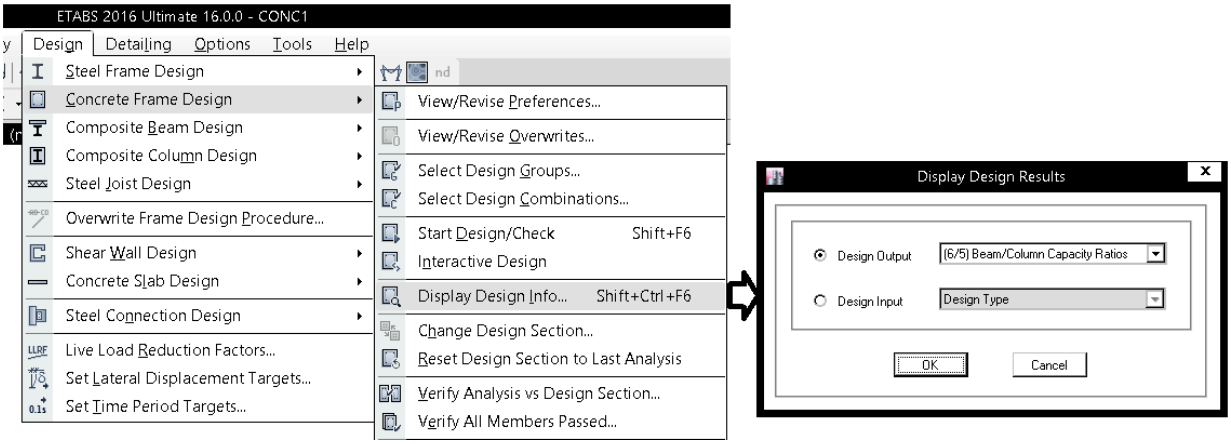
۹-۲۰-۶-۴-۳ چنانچه ستونی ضابطه بند ۹-۲۰-۶-۴-۲ را تامین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی ناشی از زلزله صرفنظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰ را تأمین نماید.

۹-۲۰-۶-۴-۴ چنانچه تعداد ستون های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه (۹-۲۰-۱۰) را ارضا نکند؛ لیکن در سیستم باربر لرزه‌ای سهیم باشد.

۹-۲۰-۶-۴-۵ در صورتی که تنش های محوری ایجاد شده از ترکیبات بارهای ضریب داری که شامل اثرات E هستند از $0.10A_g f'_c$ کمتر باشد می توان در ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه رابطه (۹-۲۰-۱۰) را رعایت نکرد. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه بند ۹-۲۰-۶-۴-۶ را ارضاء کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه بند ۹-۲۰-۶-۴-۳ نمی‌شوند.

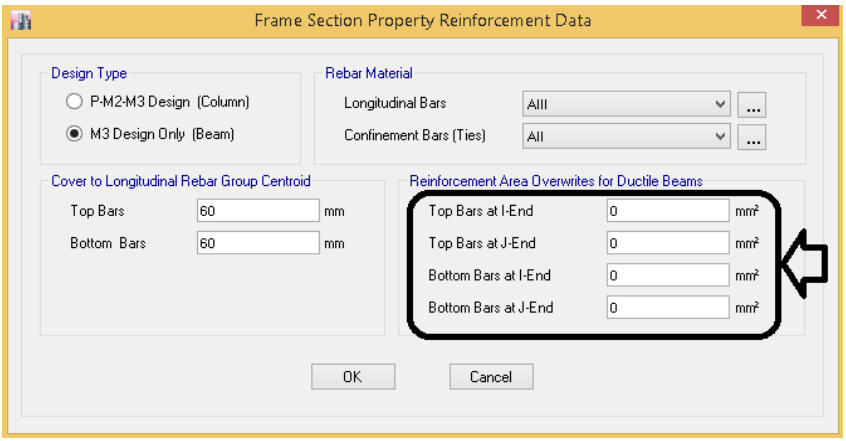
۹-۲۰-۶-۴-۶ درستون‌هایی که مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۴-۴ و ۹-۲۰-۶-۴-۵ عضوی از سیستم باربر لرزه‌ای محسوب می‌شوند باید میلگردگذاری عرضی ویژه در تمام طول آن ها رعایت شود.

- ممکن است چند ستون خاص ضابطه تیر ضعیف- ستون قوی را رعایت نکنند. در این صورت باید دو مدل ساخته شود:
  ۱- مدلی که در آن تمامی اعضا با سختی واقعی حضور دارند و کفایت تمامی اعضا بررسی می شود.
  ۲- مدلی که در آن ستونهای ضعیف دو سر مفصل شده و کفایت بقیه سازه کنترل می شود. قاب خمشی بدون کمک سختی و مقاومت این ستونها باید کنترل شود.
- ستونهایی که ضعیف هستند باید طبق بند 18.14 کنترل شوند.



- نکته مهم

متاسفانه مقاومت خمشی تیرها در ETABS بر مبنای آرماتور طولی محاسباتی انجام می شود. در حالیکه در عمل آرماتور طولی قرار داده شده در تیرها بیش از مقدار محاسباتی است و مقاومت تیرها در عمل بیشتر است. بنابراین خروجی نرم افزار در مورد تیر-ضعیف ستون قوی چندان دقیق نیست. می توان از طریق زیر مقدار آرماتور طولی که در عمل اجرا خواهد شد را در تیرها وارد کرد تا محاسبات صحیح انجام شود:



۶-۴۱ کنترل برش در گره اتصال

۹-۲۰-۶-۵-۴ مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون

۹-۲۰-۶-۵-۴-۱ نیروی برشی در اتصال تیر به ستون باید در صفحه افقی وسط ارتفاع این اتصال و بر اساس نیروهای محاسبه شده در برگره با توجه به نیروهای فشاری و کششی در تیرها که مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ بدست آمده و نیروی برشی در ستون ها بر اساس مقاومت خمشی محتمل تیرها M_{pr} محاسبه می گردد.

۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه شوند.

۹-۲۰-۶-۵-۴-۲ $\emptyset$ باید بر اساس بند ۹-۷-۴-۵ (پ) محاسبه شود. $\phi = 0.85$

۹-۲۰-۶-۵-۴-۳ V_n در اتصال تیر به ستون باید مطابق جدول ۹-۲۰-۲ باشد.

جدول ۹-۲۰-۲ مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	با تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۲۰-۶-۴-۲ محصور است	V_n(MN)
پیوسته یا مطابق بند ۹-۲۰-۶-۴-۲	پیوسته یا مطابق بند ۹-۲-۱۶-۷	محصور شده	$1.66\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۹-۲-۱۶-۷	محصور شده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$0.66\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

۹-۲-۱۶-۶ امتداد یک ستون در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند؛

الف) طول امتداد ستون در بالای ناحیه اتصال حداقل به میزان یک عمق ستون (h) باشد.

ب) میلگردهای طولی و عرضی ستون از پایین ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

۹-۲-۱۶-۷ امتداد یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند؛

الف) طول امتداد تیر بعد از ناحیه اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) باشد.

ب) میلگردهای طولی و عرضی تیر در طرف دیگر ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

۹-۲-۱۶-۸ یک ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) در حالتی شرایط محصورشدگی دارد که در تیرهای عرضی آن شرایط زیر برآورده گردند؛

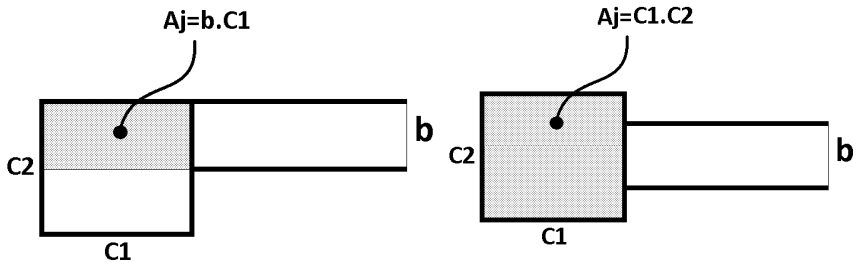
الف) عرض همه تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب) تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه اتصال ادامه داشته باشند.

پ) تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق ۹-۱۱-۵-۱ باشند و حداقل دارای خاموتهایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیشتر مطابق ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۵-۳ باشند.

- در لبه های کناری پلان معمولا تیرها در آکس اجرا نمی شوند. بلکه در لبه سازه و همباد ستونها اجرا می شوند. در حالیکه در نرم افزار طراحان آنها را در آکس مدل می کنند.

نرم افزار نیز مساحت Aj را با فرض اینکه تیر در آکس قرار دارد محاسبه می کند:

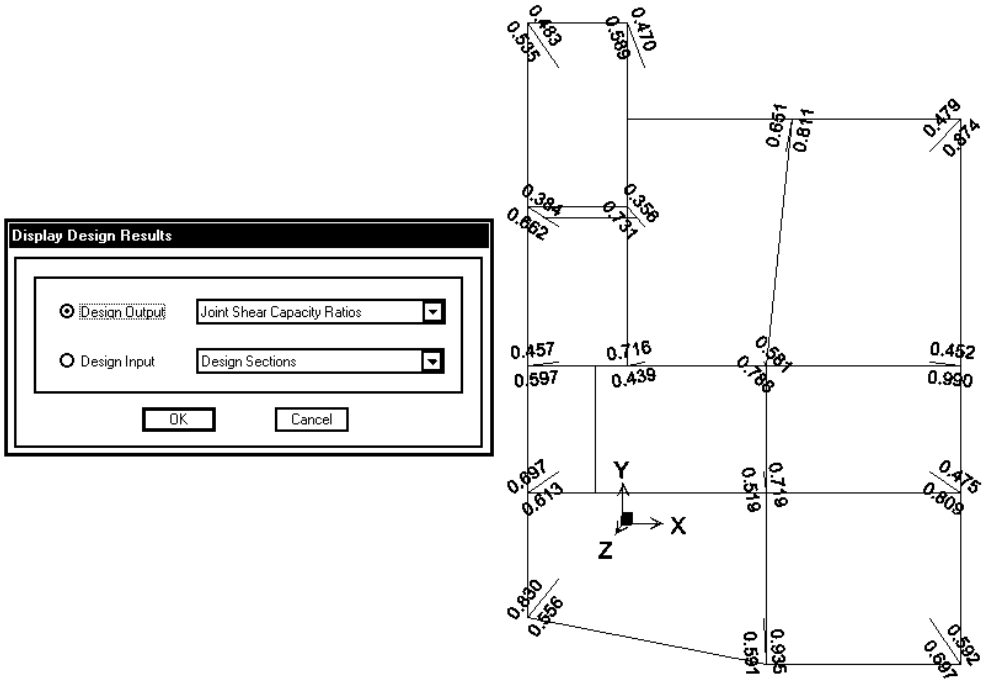


مساحت واقعی برشی در گره اتصال مساحت برش اتصال که نرم افزار منظور میکند

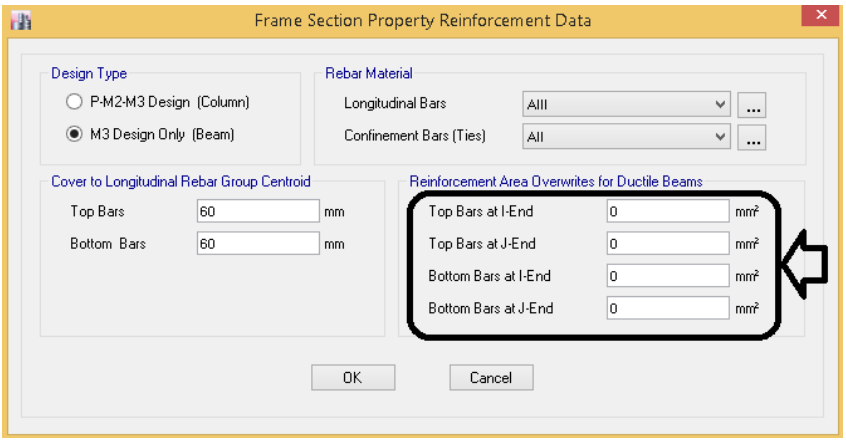
بنابراین در گره های کناری سازه باید با محاسبات دستی این خطا را منظور نمود. این مورد را جناب آقای دکتر فرزام به بنده یادآور شدند، با تشکر از ایشان.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

برای مشاهده نسبت تنش برش در چشمه اتصال می توان از خروجی نرم افزار مطابق شکل زیر استفاده کرد:



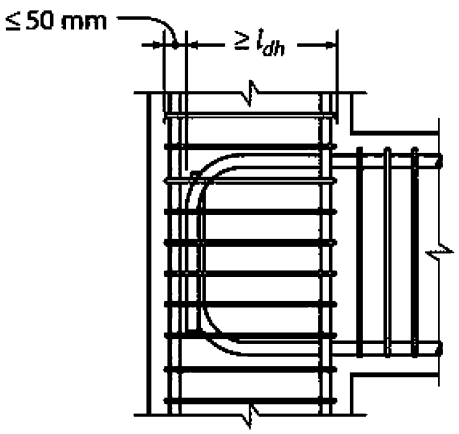
- نیروی وارد بر گره اتصال در ETABS بر مبنای نیروی آرماتور طولی محاسباتی انجام می شود. در حالیکه در عمل آرماتور طولی قرار داده شده در تیرها بیش از مقدار محاسباتی است و برش وارد بر گره اتصال در عمل بیشتر است. بنابراین خروجی نرم افزار در مورد کنترل برش گره اتصال در خلاف جهت اطمینان است. می توان از طریق زیر مقدار آرماتور طولی که در عمل اجرا خواهد شد را در تیرها وارد کرد تا محاسبات صحیح انجام شود:



۴۱-۷ نکات اجرایی قابهای ویژه بتنی

۴۱-۷-۱ خم میلگرد تیرهای انتهایی داخل ستون

در تیرهای قابهای خمشی ویژه لازم است میلگرد تیر در ستون تا انتهای هسته ستون ادامه یابد. طبق توصیه ارائه شده در کتاب پروفسور Moehle فاصله انتهای خم میلگرد از انتهای هسته ستون نباید بیش از 50 mm باشد:



(b) Hooked reinforcement

۴۱-۷-۲ تنگ ستون در گره اتصال

برخلاف قابهای با شکل پذیری متوسط، فواصل و حجم تنگها در ناحیه گره اتصال باید مشابه تنگها در ناحیه بحرانی ستون (l_0) ادامه یابد.

تنها در ستونهای میانی سازه که از چهار طرف دارای تیر هستند و همچنین عرض تمامی تیرها حداقل سه چهارم بعد ستون می باشد، می توان حجم تنگ ها را به نصف کاهش داد و فواصل را حداکثر به 150 mm افزایش داد.

۹-۲۰-۶-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های ویژه

۹-۲۰-۶-۵-۳ آرماتورگذاری

۹-۲۰-۶-۵-۳-۱ آرماتورگذاری عرضی باید در کلیه نواحی اتصالی، به جز آنهایی که در بند ۹-۲۰-۶-۵-۳-۲ اشاره شده اند مطابق ضوابط بندهای۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ و ۹-۲۰-۶-۳-۳-۷ بکار برده شوند.

۹-۲۰-۶-۵-۳-۲ در نواحی اتصالی که در چهار سمت توسط تیرها محصور شده‌اند و عرض تیرها کمتر از سه چهارم بعد ستونی که به آن متصل می‌شوند، نیستند، می توان در طولی به اندازه ارتفاع کم عمق ترین تیر،h ، از آرماتور عرضی، مساوی با نصف مقدار تعیین شده در بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ ، استفاده نمود و فاصله آنها را از آنچه بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۳-۳- ۳ محاسبه شده تا ۱۵۰ میلی‌متر افزایش داد.

 انتشار مطالب "با ذکر منبع" بلامانع است Instagram www.t.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

۳-۷-۴۱ بتن ریزی

در کتاب بتن پروفسور Moehle نکات اجرایی مفیدی ارائه شده است که لازم دیدم به صورت خلاصه به آنها اشاره کنم:

Regardless of the effort to make sure the reinforcing bars fit together, reinforcement congestion is higher in the beams, columns, and joints than in other structural elements such as slabs. To help achieve proper consolidation of the concrete in these congested areas, the maximum aggregate size should be limited accordingly. Specifying 1/2-in (13-mm) maximum aggregate size is common for special moment frames. Sometimes small aggregate size will result in lower concrete strength, but other components of the concrete mixture can be adjusted to make up the lost strength.

با توجه به تراکم بالای میلگرد در قابهای ویژه توصیه می شود:

۱- حداکثر اندازه سنگدانه در بتن 13 mm منظور شود.

۲- اسلامپ بتن مناسب باشد. در مواردی که تراکم میلگرد بالا باشد ممکن است حتی اسلامپ بین 180 mm تا 230 mm لازم باشد.

۳- می توان از بتن خود متراکم استفاده نمود.

Another key to well-consolidated concrete in congested areas is having a concrete mixture with a high slump. A slump in the range of 7 to 9 in (180 to 230 mm) may be necessary to get the concrete to flow in the congested areas.

Good consolidation can be difficult in highly congested areas because the reinforcement blocks insertion of the vibration equipment. Sometimes contactors will position internal vibration equipment prior to placing the reinforcement. Alternatively, external vibration may be considered if there is adequate access to all sides of the formwork.

Difficulties with vibration do not come into play if self-consolidating concrete is used. These concrete mixtures are extremely fluid and easily flow around congested reinforcement. There is a cost premium associated with the self-consolidating concrete itself. This premium diminishes with increasing strength. The formwork required to hold this type of concrete must also be much tighter than with a standard concrete mixture. Using self-consolidating concrete successfully is highly dependent on the experience and preference of the contractor. For this reason, only specify selfconsolidating concrete in the structural documents when it has been previously discussed with the contractor.

۴-۷-۴۱ محل وصله ستونها

با افزایش سایز میلگردهای طولی، طول وصله آنها در ستون افزایش می یابد. طول وصله باید به گونه ای باشد که کل طول وصله خارج از ناحیه بحرانی ستون قرار گیرد. علاوه بر طول وصله، قسمت خم اولیه وصله نیز بهتر است در خارج از ناحیه بحرانی قرار گیرد (قسمت Offset bars در شکل زیر).

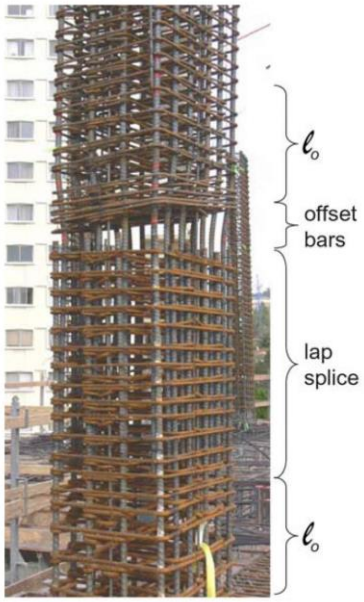


Figure 7-5 – Column cage lap splices are not permitted to extend outside the middle half of the column length and should not extend into the length ℓ_0 at the column end.



Figure 7-6 – Longitudinal column reinforcement spliced every other floor to reduce congestion.

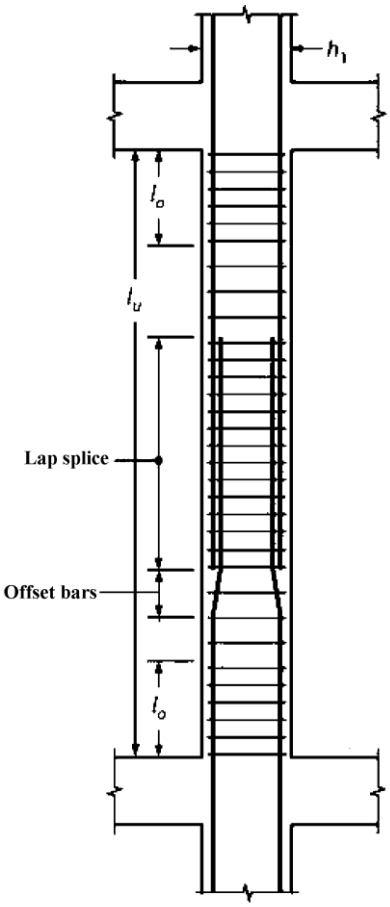


FIGURE 12.48 Column reinforcement cages. (*a*) Lap splice and offset bars outside the specially detailed lengths *lo*. (*Photograph*
used with permission from Englekirk Partners Consulting Structural Engineers.) (*b*) Splicing longitudinal bars at every other floors
to reduce splicing and congestion. (*Photograph used with permission from Magnusson Klemencic Associates*.)

Large-diameter bars require long lap splices. In columns, these must be detailed so that they do not extend outside the middle half of the column length and do not extend into the length *lo* at the end of the column. If longitudinal bars are offset to accommodate the lap splice, the offset should also be outside the length *lo* (Figure 12.48*a*). Lap splices of the longitudinal reinforcement may create a congested area of the column as the number of vertical bars is doubled and the hoops must be tightly spaced. Splicing the vertical bars at every other floor as shown in Figure 12.48*b* will eliminate some of the congestion. Mechanical splices may also help reduce congestion.

۵-۷-۴۱ تداخل میلگرد تیر و ستون

زمانی که تیرها هم عرض ستون باشند، و یا در تیرهای کناری که لبه تیر همباد ستون اجرا می شود، میلگرد کناری تیر با میلگردهای قائم ستونها تداخل خواهند داشت.

به عنوان راه حل اول می توان می توان مطابق شکل سمت چپ، میلگرد تیر را با شیب ملایم به داخل ستون خم کرد. در این حالت ممکن است در گوشه خاموت های تیر، آرماتور طولی به خوبی جای نگیرد. بنابراین بهتر است در اجرای خم این خاموتها توجه شود. طول خم 135 درجه خاموت باید به حدی باشد که بتواند میلگردهای طولی تیر را به خوبی در برگیرد.

به عنوان راه حل دوم می توان مطابق شکل سمت راست، در گوشه خاموتها از میلگردهای طولی اضافی با طول محدود استفاده کرد. سایز این میلگردها باید کوچک باشد تا موجب افزایش مقاومت تیر نسبت به ستون نشود.



- یک راه حل موثر و مطلوب این است که عرض تیر حداقل ۵ سانتیمتر از هر طرف کمتر از عرض ستون باشد تا میلگرد تیر با میلگرد طولی ستون تداخل نداشته باشد (توجه شود که این تنها یک توصیه است و الزام آیین نامه ای نمی باشد).

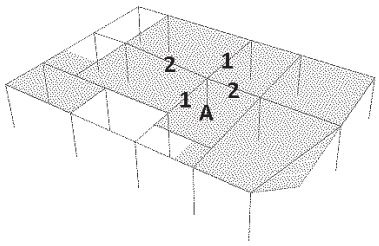
۴۲ مسائل متفرقه

۴۲-۱ قانون ۱۰۰-۳۰ در ستونهای بتنی (نحوه کنترل ۲۰ درصد ظرفیت)

استاندارد ۲۸۰۰:

> **۴-۱-۳** ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.
>
> الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان
> ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.
> در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون‌مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

- در سازه هایی که شامل قاب خمشی (فولادی و یا بتنی) هستند، تمامی ستونها در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند و بنابراین منظور کردن زلزله متعامد الزامی باشد. مگر اینکه طراح ثابت کند، علاوه بر اینکه سازه منظم در پلان است، برای تمامی ستونهای سازه نیروی محوری ناشی از زلزله کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون می باشد.



ستون A در محل تقاطع سیستم های باربر1 و2 قرار دارد

مطابق بند فوق تنها زمانی می توان از اعمال قانون ۱۰۰-۳۰ صرف نظر کرد که هر دو شرط زیر همزمان بر قرار شود:

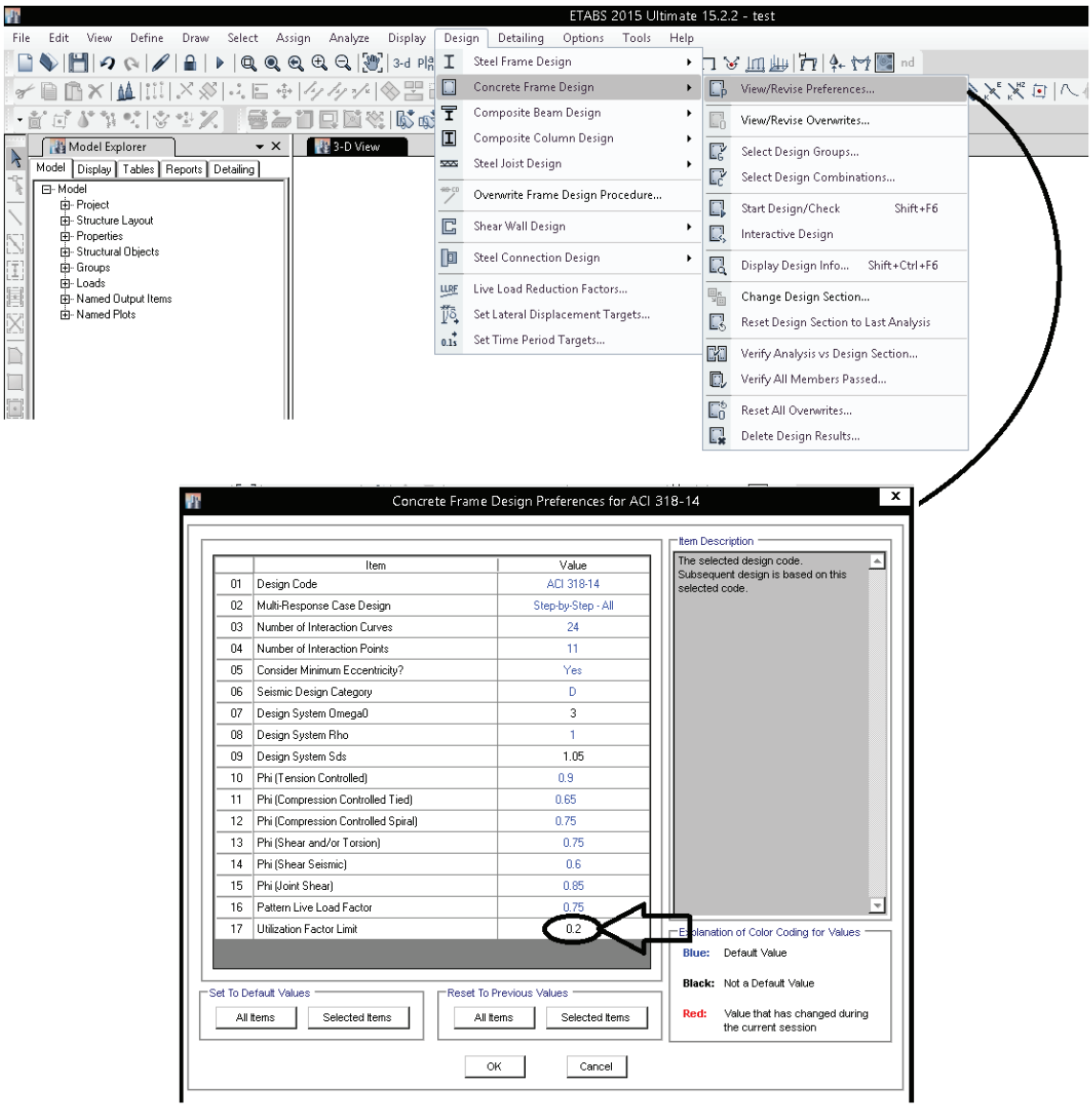
۱- سازه منظم در پلان باشد

۲- علاوه بر منظم در پلان بودن، بار محوری ستونها (که در محل تقاطع سیستم باربر جانبی قرار دارند) ناشی از زلزله کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت محوری ستون باشد.

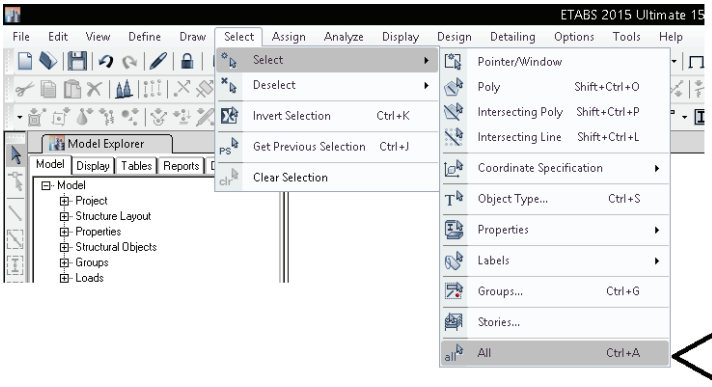
شرایط صرف نظر کردن از قانون ۱۰۰-۳۰ در قابهای خمشی بتنی (مراحل زیر را آقای مهندس طهماسب برایم فرستاده اند که البته من کمی تغییر دادم و به صورت تصویری تحریر کردم. با تشکر از ایشان).

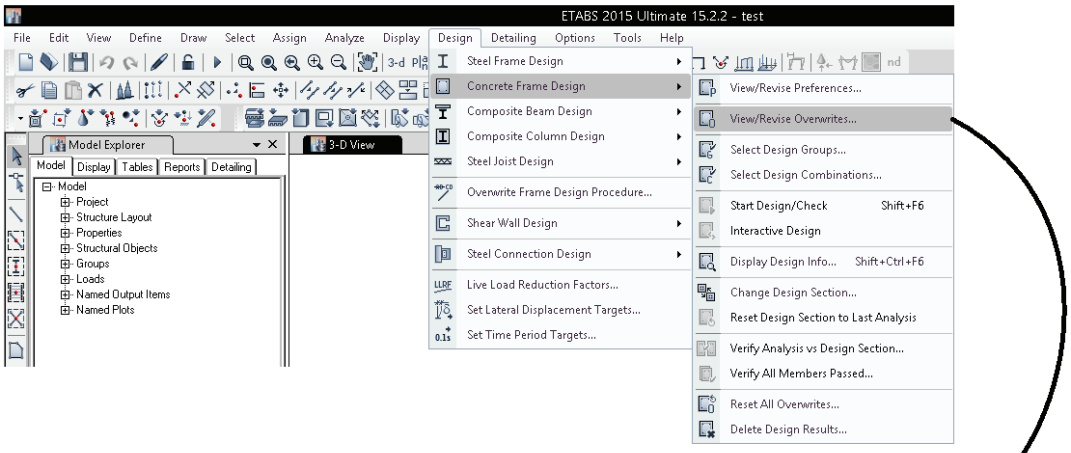
- طبق متن استاندارد ۲۸۰۰ "ظرفیت محوری" معیار است نه "ظرفیت محوری فشاری" و بنابراین در روش پیشنهادی زیر مقاومت کششی ستونها نیز منظور شده است. در ستونهای سازه های بتنی ظرفیت کششی پایین می باشد و بنابراین اگر ظرفیت کششی نیز منظور شود، نیروی محوری ناشی از زلزله احتمالا بیش از ۲۰ درصد ظرفیت محوری (کششی و فشاری) خواهد بود.

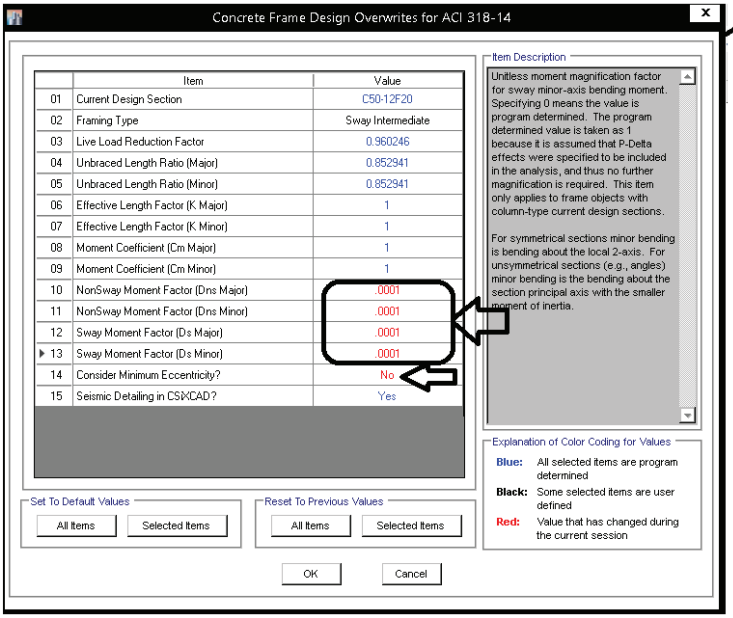
۱- کنترل شود که حتما سازه منظم در پلان باشد در غیر این صورت زلزله باید به صورت ۱۰۰-۳۰ اعمال شود.
۲- از فایل اصلی یک save as گرفته و مطابق شکل زیر ضریب کاهش مقاومت کششی ستونها را یک عدد بزرگ وارد نمایید تا در کنترل ظرفیت ستونها، تنها ظرفیت فشاری آنها را منظور کند.
۳- همچنین محدوده نسبت مجاز را به 0.2 کاهش دهید.



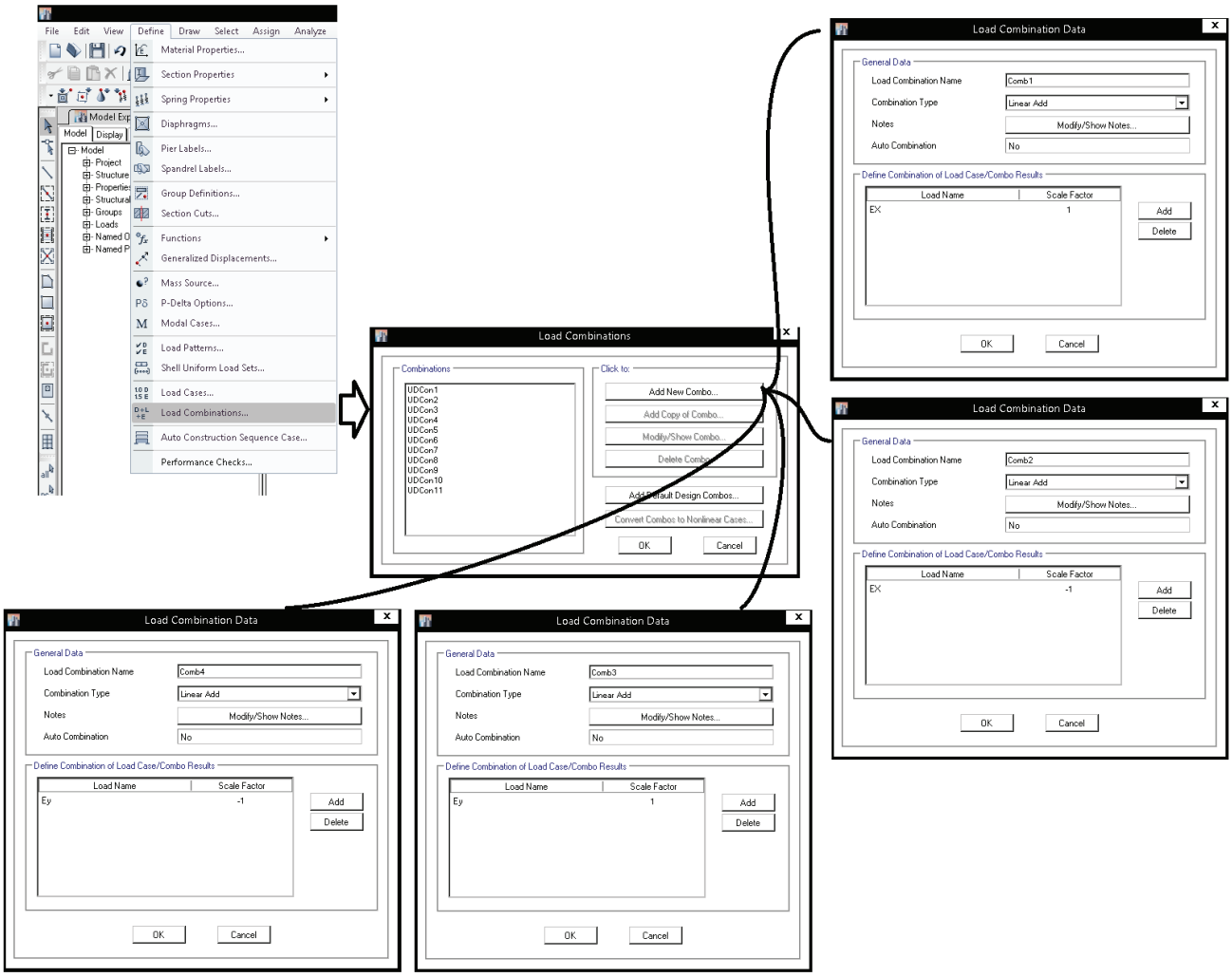
۴- کلیه اعضا را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر مقادیر ضرایب نشان داده شده را یک عدد کوچک (مثلا 0.00001) وارد نمایید تا ظرفیت خمشی ستونها کنترل نشود و تنها ظرفیت محوری معیار قرار گیرد. همچنین گزینه حداقل خروج از مرکزیت را غیرفعال نمایید.



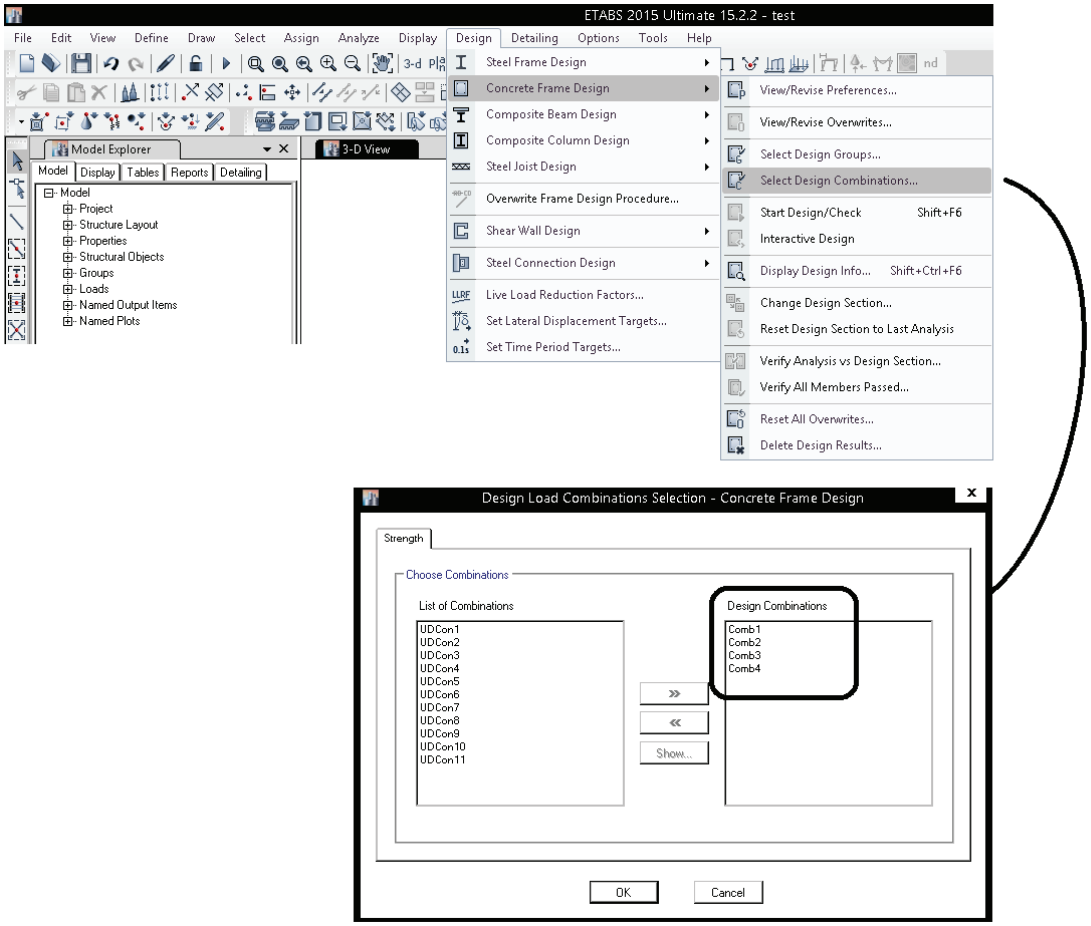




۵- مطابق شکل زیر ترکیب بارهای طراحی شامل زلزله (تنها زلزله) تعریف نمایید:



۶- پس از انتخاب ترکیب بارهای جدید، اقدام به تحلیل و طراحی سازه شود.



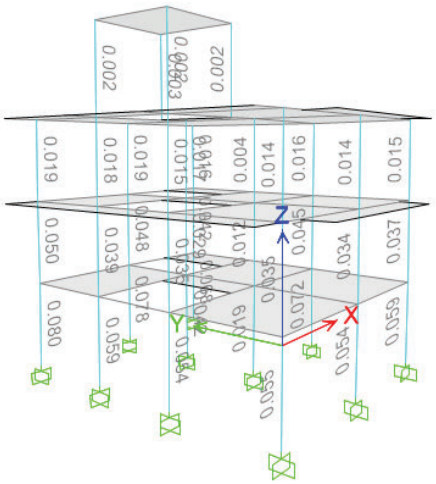
۷-

در قاب خمشی اگر دو شرط زیر همزمان برقرار شود، می توان از اثر زلزله متعامد صرف نظر کرد:

۱- سازه منظم در پلان باشد.

و

۲- نسبت تنش ستونها کمتر از 0.2 باشد.



با تشکر از مهندس رضا طهماسب
rezatahmasb1984@gmail.com

۲-۴۲ محاسبه اندیس پایداری

۹-۶-۵-۴-۲ مشخصات پایداری

۹-۶-۵-۴-۲-۱ شاخص پایداری

شاخص پایداری طبقه، Q، از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌گردد:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} \qquad (۹-۶-۴)$$

در رابطه‌ی فوق، $\sum P_u$ کل بار ضریب‌دار طبقه متناظر با آن حالت بار جانبی است که در آن مقدار مجموع بارهای قائم در کل طبقه حداکثر باشد؛ V_{us} مجموع برش‌ها در کل طبقه، و Δ_0 تغییر مکان جانبی نسبی مرتبه‌ی اول دو انتهای ستون‌ها در طبقه در اثر V_{us} می‌باشد. l_c طول ستون است که برابر با فاصله‌ی مرکز تا مرکز ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در دو انتها منظور می‌شود.

6.6.4.3 It shall be permitted to analyze columns and stories in structures as nonsway frames if (a) or (b) is satisfied:

(a) The increase in column end moments due to second-order effects does not exceed 5 percent of the first-order end moments
(b) Q in accordance with 6.6.4.4.1 does not exceed 0.05

6.6.4.4 *Stability properties*

6.6.4.4.1 The stability index for a story, Q, shall be calculated by:

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us} \ell_c} \qquad (6.6.4.4.1)$$

where $\sum P_u$ and V_{us} are the total factored vertical load and horizontal story shear, respectively, in the story being evaluated, and Δ_o is the first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to V_{us}.

R6.6.4.3 In 6.6.4.3(a), a story in a frame is classified as nonsway if the increase in the lateral load moments resulting from $P\Delta$ effects does not exceed 5 percent of the first-order moments (MacGregor and Hage 1977). Section 6.6.4.3(b) provides an alternative method of determining if a frame is classified as nonsway based on the stability index for a story, Q. In calculating Q, $\sum P_u$ should correspond to the lateral loading case for which $\sum P_u$ is greatest. A frame may contain both nonsway and sway stories.

If the lateral load deflections of the frame are calculated using service loads and the service load moments of inertia given in 6.6.3.2.2, it is permissible to calculate Q in Eq. (6.6.4.4.1) using 1.2 times the sum of the service gravity loads, the service load story shear, and 1.4 times the first-order service load story deflections.

R6.6.4.4 *Stability properties*

نکته مهم:

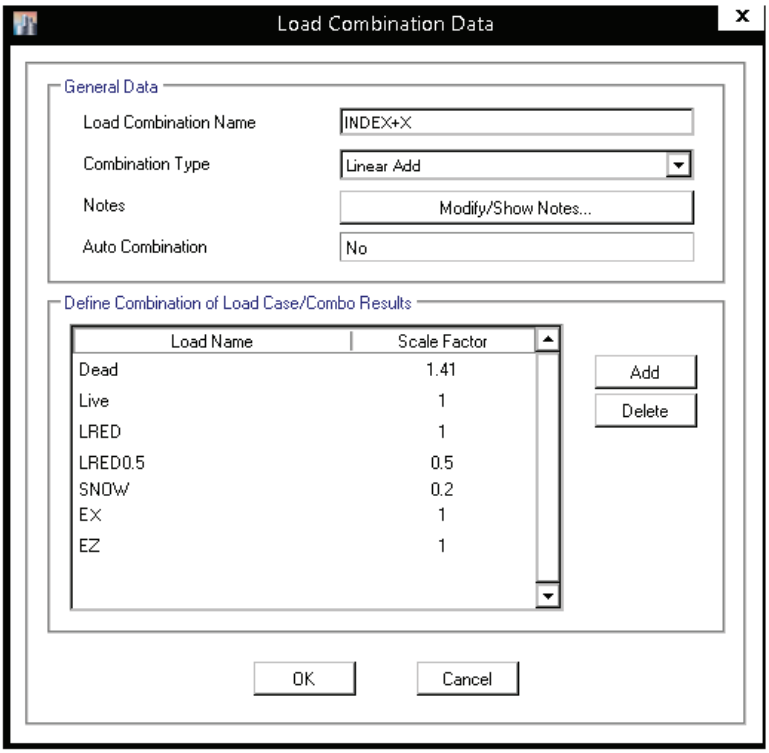
برخلاف مبحث نهم ویرایش ۹۲، در مبحث نهم ویرایش ۹۹ اندیس پایداری تاثیری در تعیین ضرایب ترک خوردگی اعضا ندارد.

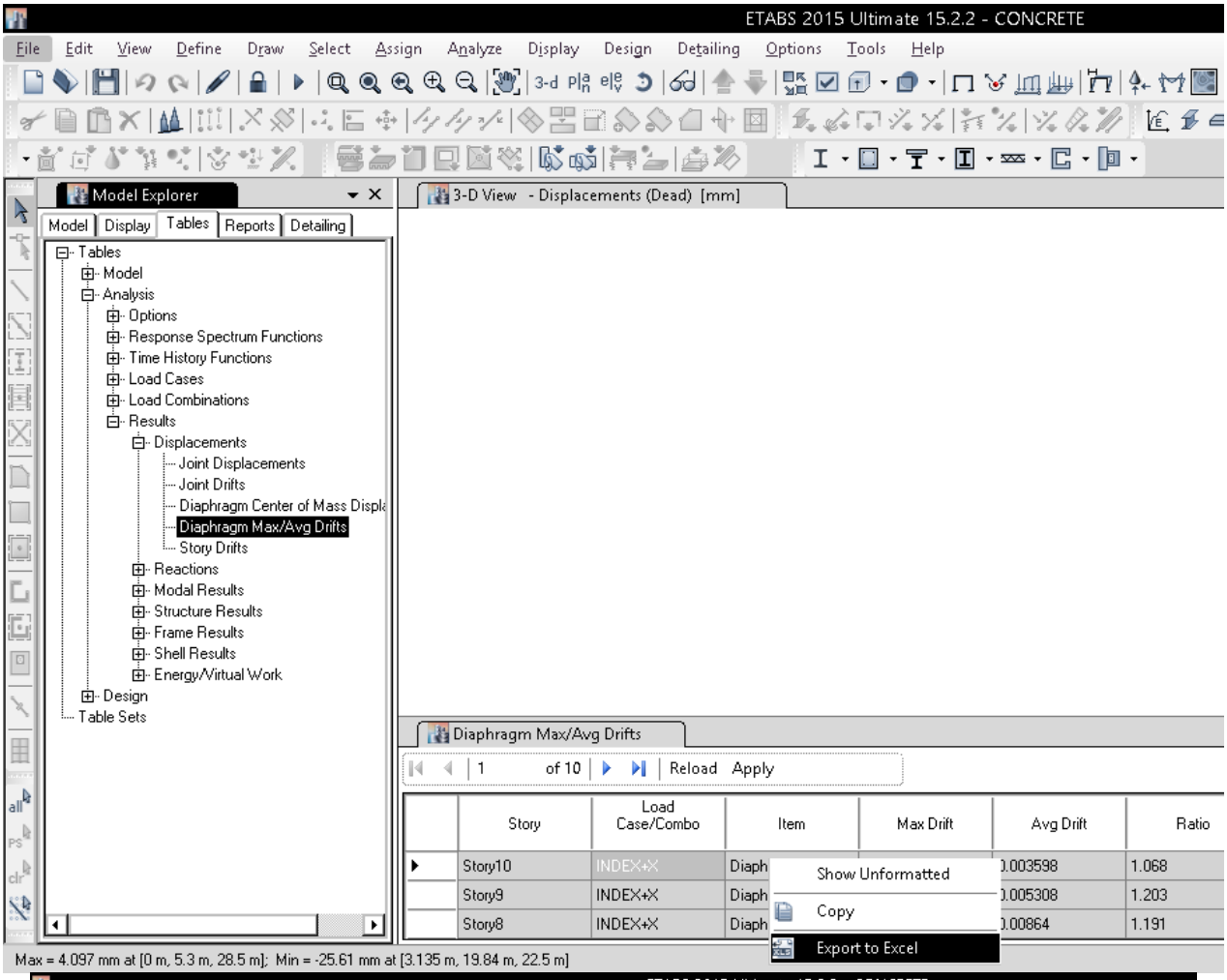
اندیس پایداری تنها برای محاسبه اثرات تحلیل مرتبه دوم و اثرات لاغری ستون ها کاربرد دارد و مراحل محاسبه این ضریب در نرم افزار به شرح زیر است:

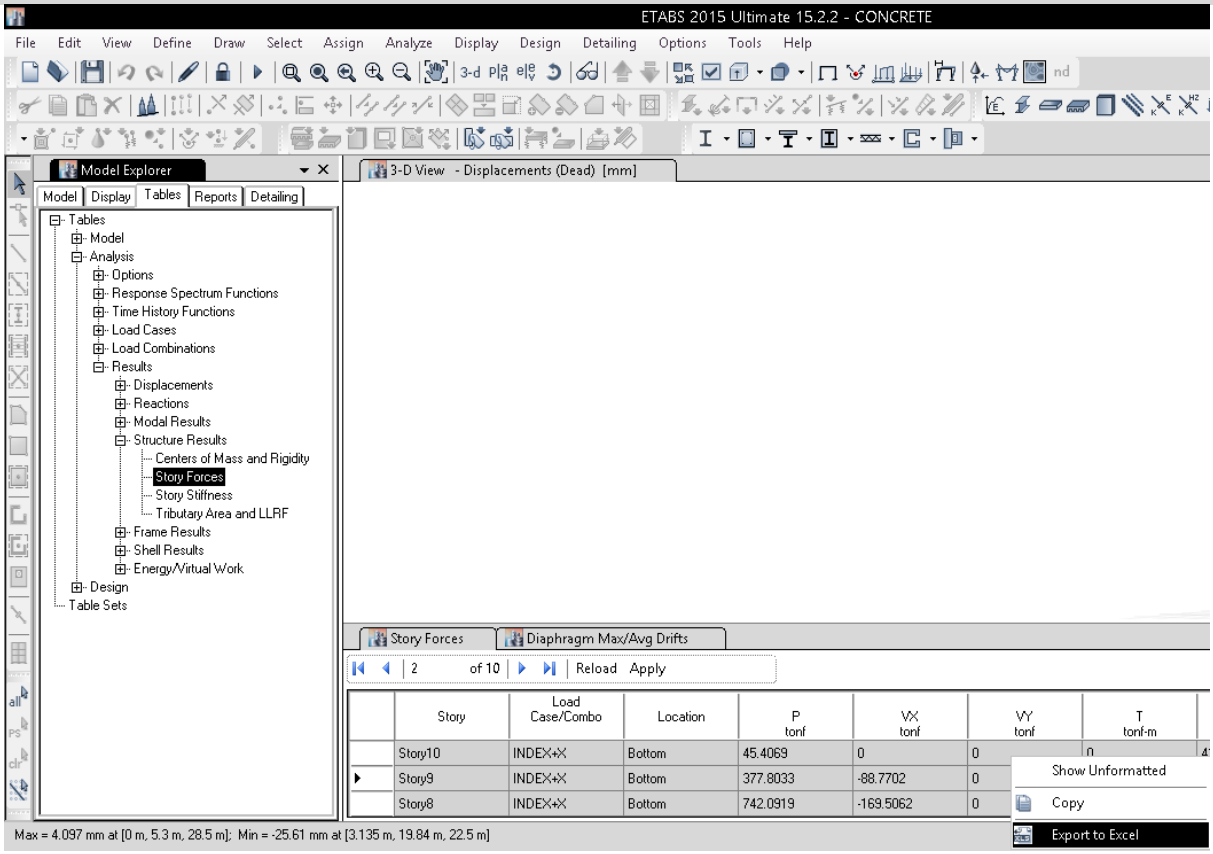
مراحل محاسبه اندیس پایداری

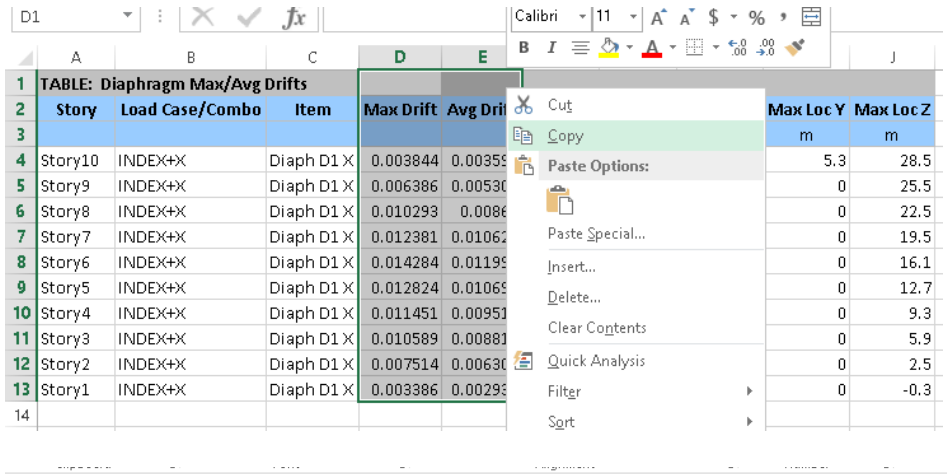
۱- ضرایب ترک خوردگی بر اساس یکی از روشهای پیشنهادی مبحث نهم ویرایش ۹۹ اعمال شود. برای نمونه می توان به شرح زیر در نظر گرفت.
   - تیرها 0.35Ig
   - ستونها 0.7Ig
   - دیوار برشی بسته به اینکه ترک خورده باشد یا نه: 0.35Ig or 0.7Ig
۲- مطابق شکل اول یک ترکیب بار شامل بار زلزله تعریف نمایید (ترکیب بار نشان داده شده در شکل با فرض ضریب اهمیت سازه برابر یک و منطقه A=0.35 تعریف شده است)
۳- جابجایی نسبی ($\frac{\delta_u}{h}$) طبقات را مطابق شکل دوم تحت اثر ترکیب بار INDEX+X بدست آورید
۴- مطابق شکل سوم نیروی طبقات را بدست آورید.
۵- مطابق شکل چهارم جابجایی نسبی طبقات را از شیت اکسل اول کپی کرده و مطابق شکل پنجم به شیت دوم کپی کنید.
۶- مطابق شکل ششم مقدار p*dleta/V/h را بدست آورید. مقادیر حاصل نشان دهنده ضریب پایداری در هر طبقه خواهد بود.

- **با توجه به متن ACI بهتر است در نرم افزار اثر P-delta غیر فعال شود و سپس کنترل فوق صورت پذیرد.**
- **دقت شود که اندیس پایداری (طبق تعریف مبحث ۹ و نیز ACI) بر اساس بارهای ضریب دار محاسبه می شوند. در ASCE این ضریب با بارهای بدون ضریب تعریف شده است (بنابراین تعریف اندیس پایداری در ACI و ASCE متفاوت است).**




ETABS 2015 Ultimate 15.2.2 - CONCRETE
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Tables
Model
Analysis
Options
Response Spectrum Functions
Time History Functions
Load Cases
Load Combinations
Results
Displacements
Joint Displacements
Joint Drifts
Diaphragm Center of Mass Displa
Diaphragm Max/Avg Drifts
Story Drifts
Reactions
Modal Results
Structure Results
Frame Results
Shell Results
Energy/Virtual Work
Design
Table Sets
3-D View - Displacements (Dead) [mm]
Diaphragm Max/Avg Drifts
1 of 10 Reload Apply
Story
Load Case/Combo
Item
Max Drift
Avg Drift
Ratio
Story10 INDEX+X Diaph .003598 1.068
Story9 INDEX+X Diaph .005308 1.203
Story8 INDEX+X Diaph .00864 1.191
Show Unformatted
Copy
Export to Excel
Max = 4.097 mm at [0 m, 5.3 m, 28.5 m]; Min = -25.61 mm at [3.135 m, 19.84 m, 22.5 m]


ETABS 2015 Ultimate 15.2.2 - CONCRETE
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Model Explorer
Model Display Tables Reports Detailing
Tables
Model
Analysis
Options
Response Spectrum Functions
Time History Functions
Load Cases
Load Combinations
Results
Displacements
Reactions
Modal Results
Structure Results
Centers of Mass and Rigidity
Story Forces
Story Stiffness
Tributary Area and LLRF
Frame Results
Shell Results
Energy/Virtual Work
Design
Table Sets
3-D View - Displacements (Dead) [mm]
Story Forces
Diaphragm Max/Avg Drifts
2 of 10 Reload Apply
Story
Load Case/Combo
Location
P tonf
VX tonf
VY tonf
T tonf-m
Story10 INDEX+X Bottom 45.4069 0 0 0
Story9 INDEX+X Bottom 377.8033 -88.7702 0
Story8 INDEX+X Bottom 742.0919 -169.5062 0
Show Unformatted
Copy
Export to Excel
Max = 4.097 mm at [0 m, 5.3 m, 28.5 m]; Min = -25.61 mm at [3.135 m, 19.84 m, 22.5 m]



	A	B	C	D	E	J
1	TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
2	Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Dri	Max Loc Y
3						m
4	Story10	INDEX+X	Diaph D1 X	0.003844	0.0035	5.3
5	Story9	INDEX+X	Diaph D1 X	0.006386	0.0053	0
6	Story8	INDEX+X	Diaph D1 X	0.010293	0.0086	0
7	Story7	INDEX+X	Diaph D1 X	0.012381	0.0106	0
8	Story6	INDEX+X	Diaph D1 X	0.014284	0.0119	0
9	Story5	INDEX+X	Diaph D1 X	0.012824	0.0106	0
10	Story4	INDEX+X	Diaph D1 X	0.011451	0.0095	0
11	Story3	INDEX+X	Diaph D1 X	0.010589	0.0088	0
12	Story2	INDEX+X	Diaph D1 X	0.007514	0.0063	0
13	Story1	INDEX+X	Diaph D1 X	0.003386	0.0029	0
14						

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	TABLE: Story Forces										
2	Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	Max Drift	Avg Drift
3				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		
4	Story10	INDEX+X	Bottom	45.4069	0	0	0	439.3362	-65.9238	0.003844	0.003598
5	Story9	INDEX+X	Bottom	377.8033	-88.7702	0	884.7771	3780.5463	-2371.9424	0.006386	0.005308
6	Story8	INDEX+X	Bottom	742.0919	-169.5062	0	1705.7438	7512.6694	-5153.1213	0.010293	0.00864
7	Story7	INDEX+X	Bottom	1111.7259	-237.9937	0	2397.2528	11238.8724	-8282.0605	0.012381	0.010626
8	Story6	INDEX+X	Bottom	1487.0376	-295.5484	0	2977.1206	15034.7091	-11650.0683	0.014284	0.011995
9	Story5	INDEX+X	Bottom	1873.4278	-341.1951	0	3436.1949	18924.0924	-15244.7388	0.012824	0.010693
10	Story4	INDEX+X	Bottom	2294.4173	-377.9936	0	3800.6516	23088.696	-19167.0818	0.011451	0.009512
11	Story3	INDEX+X	Bottom	2704.2482	-401.8448	0	4043.2495	27262.2561	-23145.1099	0.010589	0.008814
12	Story2	INDEX+X	Bottom	3111.1245	-414.913	0	4176.1279	31397.7236	-26872.9654	0.007514	0.006309
13	Story1	INDEX+X	Bottom	3534.0026	-420.5577	0	4233.4532	35693.0184	-30787.3001	0.003386	0.002934

Paste here

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	TABLE: Story Forces											
2	Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	Max Drift	Avg Drift	
3				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m			
4	Story10	INDEX+X	Bottom	45.4069	0	0	0	439.3362	-65.9238	0.003844	0.003598	
5	Story9	INDEX+X	Bottom	377.8033	-88.7702	0	884.7771	3780.5463	-2371.9424	0.006386	0.005308	=D5*K5/E5
6	Story8	INDEX+X	Bottom	742.0919	-169.5062	0	1705.7438	7512.6694	-5153.1213	0.010293	0.00864	-0.03783
7	Story7	INDEX+X	Bottom	1111.7259	-237.9937	0	2397.2528	11238.8724	-8282.0605	0.012381	0.010626	-0.04964
8	Story6	INDEX+X	Bottom	1487.0376	-295.5484	0	2977.1206	15034.7091	-11650.0683	0.014284	0.011995	-0.06035
9	Story5	INDEX+X	Bottom	1873.4278	-341.1951	0	3436.1949	18924.0924	-15244.7388	0.012824	0.010693	-0.05871
10	Story4	INDEX+X	Bottom	2294.4173	-377.9936	0	3800.6516	23088.696	-19167.0818	0.011451	0.009512	-0.05774
11	Story3	INDEX+X	Bottom	2704.2482	-401.8448	0	4043.2495	27262.2561	-23145.1099	0.010589	0.008814	-0.05931
12	Story2	INDEX+X	Bottom	3111.1245	-414.913	0	4176.1279	31397.7236	-26872.9654	0.007514	0.006309	-0.04731
13	Story1	INDEX+X	Bottom	3534.0026	-420.5577	0	4233.4532	35693.0184	-30787.3001	0.003386	0.002934	-0.02465

۴۲-۳ نکاتی در رابطه با بار باد

۴۲-۳-۱ سه روش محاسبه نیروی باد

۶-۱۰-۱-۴ سه روش استاتیکی[۱]، تأثیرات دینامیکی[۲] باد و تجربی[۳] برای تعیین بارهای باد قابل استفاده است.

- روش استاتیکی: جزئیات این روش در متن اصلی مبحث ششم (فصل ۶-۱۰) ارائه شده است.
- روش دینامیکی: جزئیات این روش در پیوست مبحث ششم (پیوست ۶-۴) ارائه شده است.
- روش تجربی: یکی از روشهای تجربی، روش استفاده از تونل باد میباشد. در این روش مطابق شکل زیر ماکت تمامی سازه های منطقه مورد نظر ساخته شده و سپس در تونلی در مقابل بار باد قرار میگیرد و جریان باد مورد مطالعه قرار میگیرد.

تونل باد:



۴۲-۳-۲ دوره تناوب ساختمان

- با توجه به بند زیر جهت دوره تناوب سازه (جهت محاسبه بار باد) هم میتوان از روابط تجربی (Ta) استفاده کرد (به شرطی که ارتفاع سازه کمتر از 120 m باشد) و هم میتوان از دوره تناوب تحلیلی (حاصل از آنالیز دینامیکی سازه) استفاده نمود. توجه شود که برخلاف ضوابط مربوط به محاسبه نیروی زلزله، محدودیتی در دوره تناوب تحلیلی نداریم.
- در سازه های بلندتر از 120 m تنها از دوره تناوب حاصل از تحلیل میتوان استفاده نمود.

بزرگترین زمان تناوب اصلی ساختمان یا سازه را در امتداد مورد نظر می‌توان از هریک از روش‌های تحلیلی یا برای ساختمان‌های با ارتفاع کمتر از ۱۲۰ متر از روابط تجربی زیر محاسبه کرد.

(۶-۱۰-۱-الف) قاب خمشی فولادی $Ta= ۰/۱۲\bar{H}^{۰/۸}$

(۶-۱۰-۱-ب) قاب خمشی بتنی $Ta= ۰/۰۷\bar{H}^{۰/۹}$

(۶-۱۰-۱-ج) ساختمان‌های با سایر سیستم‌های باربر جانبی $Ta= ۰/۰۴۴\bar{H}$

در روابط فوق $\bar{H}$ تراز متوسط سقف برحسب متر است.

در بند زیر محدودیت های استفاده از سه روش بیان شده است:

۶-۱۰-۱-۴ سه روش استاتیکی، تاثیرات دینامیکی باد و تجربی برای تعیین بارهای باد قابل استفاده است.

در ساختمان‌های بلند که ارتفاع آنها بیشتر از ۶۰ متر یا ۴ برابر عرض مؤثر آنها بوده و در سازه ساختمان‌های نرم که زمان تناوب ارتعاشات طبیعی آن بزرگتر از ۱/۵ ثانیه باشد، و درسازه‌های غیرساختمانی نرم نظیر دودکش‌ها، مخازن و دکل‌ها که زمان تناوب ارتعاشات طبیعی آن‌ها بزرگتر از ۱/۰ ثانیه است، محاسبه بار باد به روش استاتیکی کافی نیست. برای محاسبه بار باد در این ساختمان‌ها و سازه‌ها باید یکی از دو روش زیر را به کار گرفت:

الف) روش تأثیرات دینامیکی بار باد، نظیر آنچه در پیوست پ - ۶-۴ ارائه شده است.

ب)روش تجربی و استفاده از تونل باد، مطابق روش‌های معتبر بین‌المللی.

در مورد سازه‌هائی با زمان تناوب بیش از۴ ثانیه و ارتفاع بیش از ۶ برابر عرض مؤثر ساختمان، استفاده از روش تجربی مثل تونل باد الزامی است.

در طراحی سازه‌ها به روش‌های تأثیرات دینامیکی یا تجربی، کل بار باد محاسبه‌شده در هیچ حالت نباید کمتر از ۸۰ ٪ بار باد براساس روش استاتیکی درنظر گرفته شود.

$$T > 4sec \rightarrow \begin{cases} \text{غیر مجاز} & \text{استاتیکی} \\ \text{غیر مجاز} & \text{دینامیکی} \\ \text{مجاز} & \text{تجربی} \end{cases}$$

$$T \leq 4\,\text{sec} \rightarrow \begin{cases} \frac{H}{W} > 6 \rightarrow \begin{cases} \text{غیر مجاز} & \text{استاتیکی} \\ \text{غیر مجاز} & \text{دینامیکی} \\ \text{مجاز} & \text{تجربی} \end{cases} \\ \frac{H}{W} \leq 6 \rightarrow \begin{cases} H > 60\,m \rightarrow \begin{cases} \text{غیر مجاز} & \text{استاتیکی} \\ \text{مجاز} & \text{دینامیکی} \\ \text{مجاز} & \text{تجربی} \end{cases} \\ H \leq 60\,m \rightarrow \begin{cases} \frac{H}{W} > 4 \rightarrow \begin{cases} \text{غیر مجاز} & \text{استاتیکی} \\ \text{مجاز} & \text{دینامیکی} \\ \text{مجاز} & \text{تجربی} \end{cases} \\ \frac{H}{W} \leq 4 \rightarrow \begin{cases} T > 1.5sec \rightarrow \begin{cases} \text{غیر مجاز} & \text{استاتیکی} \\ \text{مجاز} & \text{دینامیکی} \\ \text{مجاز} & \text{تجربی} \end{cases} \\ T \leq 1.5sec \rightarrow \begin{cases} \text{مجاز} & \text{استاتیکی} \\ \text{مجاز} & \text{دینامیکی} \\ \text{مجاز} & \text{تجربی} \end{cases} \end{cases} \end{cases} \end{cases} \end{cases}$$

- H ارتفاع ساختمان و W عرض موثر ساختمان میباشد.
- با توجه به بند فوق، استفاده از بار باد استاتیکی در طراحی ساختمان تنها زمانی مجاز است که هر سه شرط زیر برقرار باشد:

$$\left.\begin{matrix} H \leq 60\,m \\ \frac{H}{W} \leq 4 \\ T \leq 1.5sec \end{matrix}\right\} \text{استاتیکی مجاز است}$$

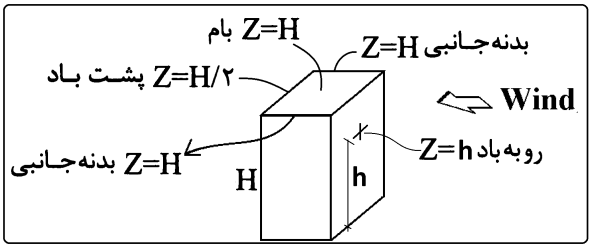
۴۲-۳-۳ ارتفاع مبنا (Z)

در محاسبه نیروی بار باد، یکی از پارامترهای مهم "ارتفاع مبنا (Z)" میباشد که در محاسبه ضریب Ce استفاده میشود:

۶-۱۰-۶-۱ ارتفاع مبنا

ارتفاع مبنا که در محاسبه ضریب C_e به‌کار می‌رود، به شرح زیر تعریف می‌شود:

الف) برای ساختمان‌های منطبق بر بند ۶-۱۰-۸ این بخش یا پیوست ۶-۴، مقدار ارتفاع مبنا در سمت رو به باد برابر ارتفاع نقطه مورد نظر از سطح زمین (Z)، برای سمت پشت باد نصف ارتفاع کل ساختمان (Z=H/ ۲) و برای بام و بدنه‌های جانبی ساختمان معادل ارتفاع کل ساختمان (Z=H) است.

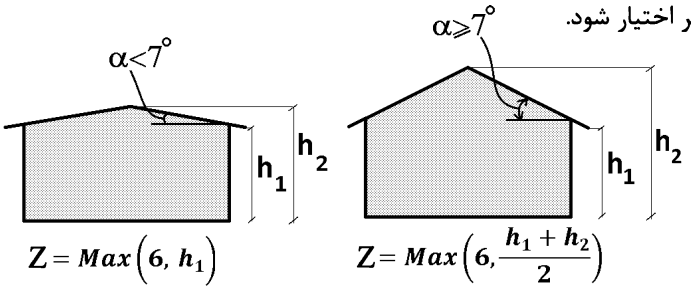


$$P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d$$

$C_e = 0.7\left(\frac{Z}{12}\right)^{0.3} \geq 0.7$ منطقه پرتراکم

$C_e = \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.2} \geq 0.9$ منطقه باز

ب) برای ساختمان‌های منطبق بر بند ۶-۱۰-۹ این بخش، Z برابر با متوسط ارتفاع سقف (h) یا شش متر (هرکدام که بزرگتر است) اختیار می‌شود. چنانچه زاویه شیب سقف کمتر از ۷ درجه باشد، می‌توان ارتفاع پاشیب را به عنوان ارتفاع مبنا اختیار کرد. در هر حال ارتفاع مبنا نباید کمتر از ۶ متر اختیار شود.



پ) برای هریک از اجزای متصل به ساختمان، مقدار Z برابر با ارتفاع آن جزء از سطح زمین منظور می‌شود.

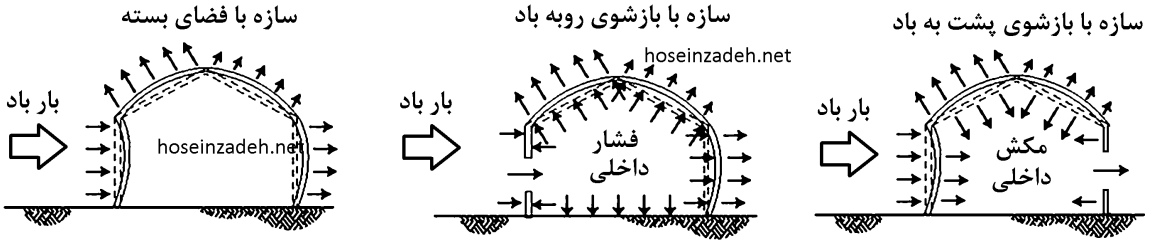
ت) در محاسبه فشار (مکش) داخلی ساختمان‌ها:

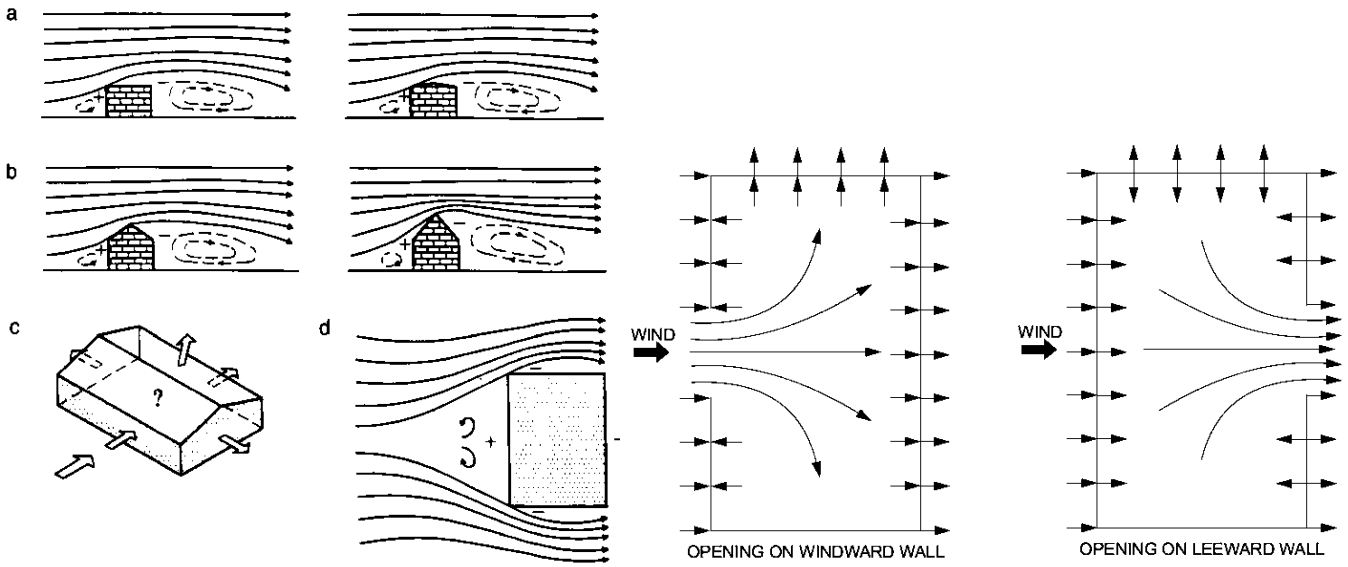
۱- چنانچه بازشو در سمتی غیر از رو به باد بوده و روی وجوه داخلی ساختمان نیروی مکشی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع کل ساختمان است (Z=H).

۲- چنانچه بازشو در سمت رو به باد باشد و فشار داخلی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع بالاترین بازشو در وجه رو به باد منظور می‌شود. در جهت اطمینان می‌توان فشار داخلی را نیز با ارتفاع کل ساختمان محاسبه نمود (Z=H).

۴۲-۳-۴ نیروی داخلی و خارجی باد

- در سازه ها علاوه بر محاسبه نیروی خارجی باد، باید فشار (یا مکش) داخلی نیز محاسبه شود. بسته به چیدمان بازشو ها ممکن است نیروی داخلی فشاری و یا مکشی باشد.
- برای محاسبه نیروی باد باید هر دو نیروی داخلی و خارجی محاسبه شده و با هم جمع شوند.





۶-۱۰-۵ نیروی باد

بار خالص باد، F_t ، برای کل ساختمان یا اجزاء پوششی ساختمان (اجزاء نما – پوشش بام) از جمع جبری حاصلضرب فشارها یا مکش‌های داخلی وخارجی وارد بر سطوح ساختمان (یا اجزاء) در مساحت سطوح ساختمان (یا اجزاء) به دست می‌آید.

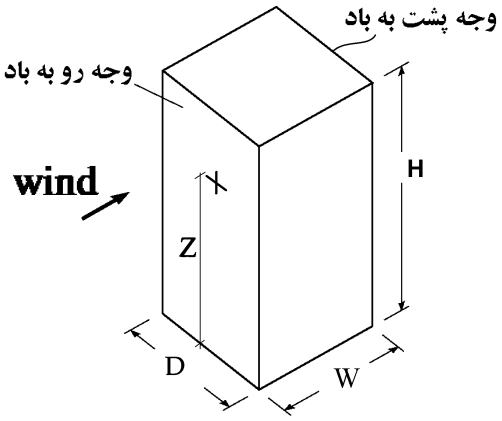
$$F_t = \Sigma P_j A_j + \Sigma P_{ij} A_j \qquad (۶-۱۰-۴)$$

$P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d$
فشار یا مکش خارجی تحت اثر باد روی سیستم اصلی باربر یا روی جزئی از سطح خارجی ساختمان

$P_i = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d$
فشار یا مکش داخلی ساختمان

۵-۳-۴۲ بار باد خارجی – ساختمان بلند

ساختمانهای با ارتفاع بیش از **۲۰ متر**
یا
ساختمانهای با **ارتفاع بزرگتر از بعد کوچکتر** ساختمان



منطقه باز $C_e = \text{Max}\left(\left(\frac{Z}{۱۰}\right)^{۰/۲}, ۰/۹\right)$

منطقه پرتراکم $C_e = \text{Max}\left(۰/۷\left(\frac{Z}{۱۲}\right)^{۰/۳}, ۰/۷\right)$

$H/D \le 0.25 \Rightarrow C_p = -0.3$
$0.25 < H/D < 1.0 \Rightarrow C_p = -0.27(H/D + 0.88)$
$H/D \ge 1.0 \Rightarrow C_p = -0.5$

برای سمت پشت باد $Z = H/۲$

برای محاسبه نیروهای کلی خارجی ساختمان $C_g = ۲/۰$

$H/D \le 0.25 \Rightarrow C_p = 0.6$
$0.25 < H/D < 1.0 \Rightarrow C_p = 0.27(H/D + 2)$
$H/D \ge 1.0 \Rightarrow C_p = 0.8$

فشار مبنای باد جدول ۶-۱۰-۱

سمت رو به باد $P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d$

سمت پشت به باد $P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d$

منطقه باز $C_e = \text{Max}\left(\left(\frac{H/۲}{۱۰}\right)^{۰/۲}, ۰/۹\right)$

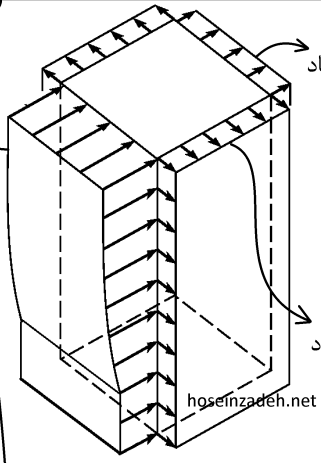
منطقه پرتراکم $C_e = \text{Max}\left(۰/۷\left(\frac{H/۲}{۱۲}\right)^{۰/۳}, ۰/۷\right)$

سمت موازی باباد $P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d$ -0.7

گروه خطرپذیری	I_w
۱	۱/۲
۲	۱/۱
۳	۱
۴	۰/۸

در شرایط معمولی C_t=۱ (ساختمان بالای تپه یا پرتگاه قرار نگرفته باشد)

hoseinzadeh.net



برای بدنه‌های جانبی ساختمان $Z = H$

منطقه باز $C_e = \text{Max}\left(\left(\frac{H}{۱۰}\right)^{۰/۲}, ۰/۹\right)$

منطقه پرتراکم $C_e = \text{Max}\left(۰/۷\left(\frac{H}{۱۲}\right)^{۰/۳}, ۰/۷\right)$

C_d=۰/۹	دودکش‌ها، منابع و ساختمان‌های مشابه با مقطع مربع
C_d=۰/۹۵	دودکش‌ها، منابع و ساختمان‌های مشابه با مقطع مربع با مقطع دایره یا هشت ضلعی
C_d=۰/۸۵	پایه‌های انتقال نیرو (برج‌های خرپایی) با مقطع مثلث، مربع و مستطیل
C_d=۰/۹۵	پایه‌های انتقال نیرو (برج‌های خرپایی) با سایر مقاطع
C_d=۰/۸۵	سایر ساختمان‌ها

$\frac{H}{D} \ge 1.0 \Rightarrow C_p = -1.0$

$\frac{H}{D} < 1.0 \Rightarrow x > H \; C_p = -0.5$, $x \le H \; C_p = -1.0$

$P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d$

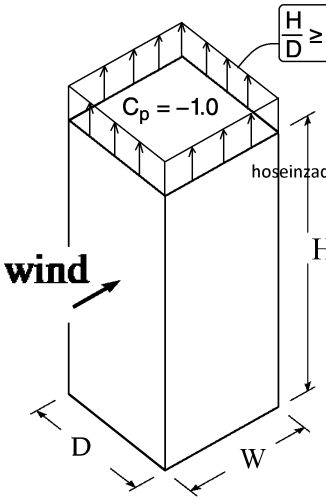
hoseinzadeh.net

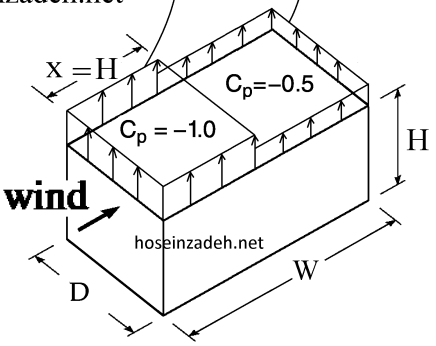
hoseinzadeh.net

برای بام $Z = H$

منطقه باز $C_e = \text{Max}\left(\left(\frac{H}{۱۰}\right)^{۰/۲}, ۰/۹\right)$

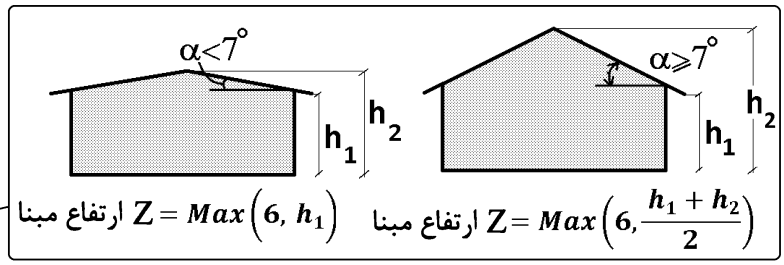
منطقه پرتراکم $C_e = \text{Max}\left(۰/۷\left(\frac{H}{۱۲}\right)^{۰/۳}, ۰/۷\right)$





۶-۳-۴۲ بار باد خارجی – ساختمان کوتاه

ساختمانهایی که ارتفاع آنها **کمتر از ۲۰متر** بوده
و
ارتفاع آنها کمتر از عرض کوچکتر ساختمان میباشد.



C_d=۰/۹ دودکش‌ها، منابع و ساختمان‌های مشابه با مقطع مربع

C_d=۰/۹۵ دودکش‌ها، منابع و ساختمان‌های مشابه با مقطع مربع با مقطع دایره یا هشت ضلعی

C_d=۰/۸۵ پایه‌های انتقال نیرو (برج‌های خرپایی) با مقطع مثلث، مربع و مستطیل

C_d=۰/۹۵ پایه‌های انتقال نیرو (برج‌های خرپایی) با سایر مقاطع

C_d=۰/۸۵ سایر ساختمان‌ها

منطقه باز $C_e = \text{Max}\left(\left(\frac{Z}{۱۰}\right)^{۰/۲}, ۰/۹\right)$

منطقه پرتراکم $C_e = \text{Max}\left(۰/۷\left(\frac{Z}{۱۲}\right)^{۰/۳}, ۰/۷\right)$

فشار مبنای باد جدول ۶-۱۰-۱

بیشینه حاصلضرب ضرایب فشار و تندباد (C_gC_p) در شکل‌های شماره ۶-۱۰-۴ تا ۶-۱۰-۱۰ داده شده است.

hoseinzadeh.net

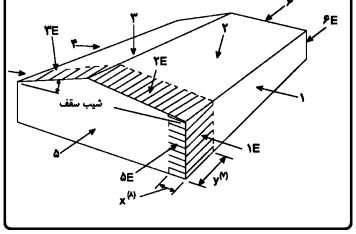
$$P = I_w q C_e C_t \widetilde{C_g C_p} C_d$$

گروه خطرپذیری	I_w
۱	۱٫۲
۲	۱٫۱
۳	۱
۴	۰٫۸

در شرایط معمولی C_t=۱ (ساختمان بالای تپه یا پرتگاه قرار نگرفته باشد)

سازهٔ باربر اصلی

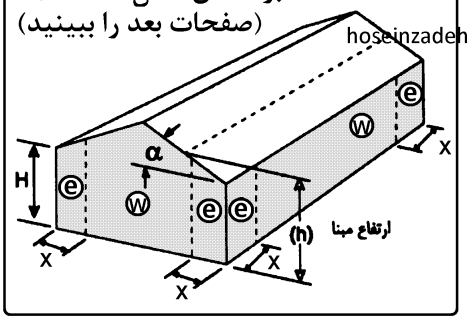
بر اساس شکل ۶-۱۰-۴ (صفحات بعد را ببینید)



اجزاء پوششی نما و دیوارها

بر اساس شکل ۶-۱۰-۵ (صفحات بعد را ببینید)

hoseinzadeh.net



اجزاء پوششی بام

hoseinzadeh.net

شکل۶-۱۰-۶	زاویه شیب بام کمتر از ۷ درجه
شکل ۶-۱۰-۷	بام با شیب دو طرفه یا چهار طرفه و زاویه شیب بام بیش از ۷ درجه،
شکل ۶-۱۰-۸	بام ساختمان‌های صنعتی دندانه‌ای، با شیب دو طرفه بام بیش از ۱۰درجه
شکل۶-۱۰-۹	بام ساختمان‌های شیب‌دار یک‌طرفه با شیب بام بین ۳ تا ۳۰ درجه
شکل۶-۱۰-۱۰	بام ساختمان‌های دندانه‌ای با شیب یک‌طرفه بام بین ۱۰ تا ۳۰ درجه

۷-۳-۴۲ بار باد خارجی – ساختمان کوتاه- سازه اصلی

ساختمان‌های با نسبت ابعادی کمتراز ۱ و ارتفاع کمتر از ۲۰متر سازهٔ باربر اصلی

در شرایط معمولی C_t=۱ (ساختمان بالای تپه یا پرتگاه قرار نگرفته باشد)

C_d=۰/۸۵

فشار مبنای باد جدول ۶-۱۰-۱

گروه خطرپذیری	I_w
۱	۱,۲
۲	۱,۱
۳	۱
۴	۰,۸

$$P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d$$

بیشینه حاصل‌ضرب ضرایب فشار و تندباد (C_gC_p) در شکل‌های شماره ۶-۱۰-۴ تا ۶-۱۰-۱۰ داده شده است.

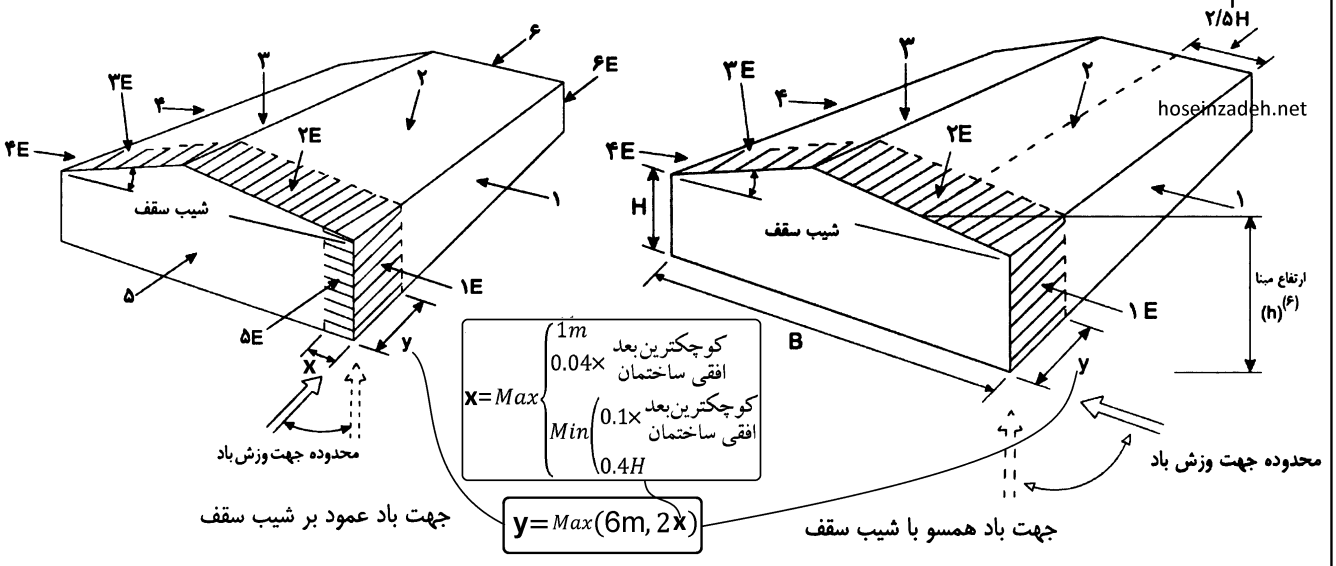
ارتفاع مبنا $Z = Max(6, h_1)$ برای $\alpha < 7^\circ$

ارتفاع مبنا $Z = Max\left(6, \frac{h_1+h_2}{2}\right)$ برای $\alpha \geq 7^\circ$

منطقه باز $C_e = Max\left(\left(\frac{Z}{10}\right)^{0.2}, 0.9\right)$

منطقه پرتراکم $C_e = Max\left(0.7\left(\frac{Z}{12}\right)^{0.3}, 0.7\right)$

در بارگذاری حالت الف، چنانچه نسبت پهنای ساختمان در جهت باد (B) به ارتفاع ساختمان(H) بیش از ۵ باشد، فشار (یا مکش) نواحی ۲ و ۲E درعرضی از بام به مقدار ۲/۵H اعمال شده‌ودر بقیه سطوح بام ضرایب فشار (مکش)مربوط به ناحیه ۳ و ۳E اختیار خواهند شد.



$$x = Max\left\{\begin{array}{l} 1m \\ 0.04\times \text{کوچکترین بعد افقی ساختمان} \\ Min\left\{\begin{array}{l} 0.1\times \text{کوچکترین بعد افقی ساختمان} \\ 0.4H \end{array}\right. \end{array}\right.$$

$$y = Max(6m, 2x)$$

شیب سقف	بدنه ساختمان											
	۱	۱E	۲	۲E	۳	۳E	۴	۴E	۵	۵E	۶	۶E
۰° تا ۵°	۰/۷۵	۱/۱۵	-۱/۳	-۲/۰	-۰/۷	-۱/۰	-۰/۵۵	-۰/۸				
۲۰°	۱/۰	۱/۵	-۱/۳	-۲/۰	-۰/۹	-۱/۳	-۰/۸	-۱/۲				
۳۰° تا ۴۵°	۱/۰۵	۱/۳	۰/۴	۰/۵	-۰/۸	-۱/۰	-۰/۷	-۰/۹				
۹۰°	۱/۰۵	۱/۳	-۰/۷	۱/۳	-۰/۷	-۰/۹	-۰/۷	-۰/۹				

شکل ۶-۱۰-۴ – الف ضرایب ترکیبی فشار و مکش خارجی C_pC_g روی سازه باربر اصلی

شیب سقف	بدنه ساختمان											
	۱	۱E	۲	۲E	۳	۳E	۴	۴E	۵	۵E	۶	۶E
۰° تا ۹۰°	-۰/۸۵	-۰/۹	-۱/۳	-۲/۰	-۰/۷	-۱/۰	-۰/۸۵	-۰/۹	۰/۷۵	۱/۱۵	-۰/۵۵	-۰/۸

شکل ۶-۱۰-۴ –ب ضرایب ترکیبی فشار و مکش خارجی C_pC_g روی سازه باربر اصلی

hoseinzadeh.net

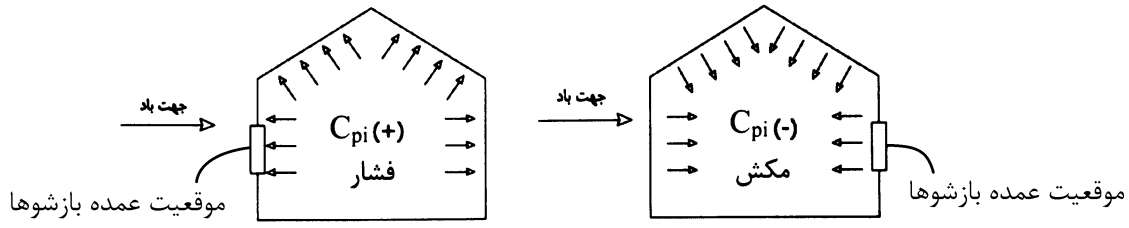
برای زوایایی از شیب بام که در جدول داده نشده‌اند، مقادیر C_pC_g از طریق درون‌یابی به دست می‌آیند.

ضرایب مثبت C_pC_g به معنای نیروی رو به سطح (فشار) و منفی به معنای نیروهای خارج از سطح (مکش) می‌باشد.

در طراحی پی ساختمان‌ها (بجز طراحی میل مهار اتصال قابها به پی) کافیست ۷۰٪ نیروی مربوط به باد منظور شود.

۸-۳-۴۲ بار باد داخلی – ساختمان کوتاه و بلند

۶-۱۰-۴-۲ فشار یا مکش داخلی



$-۰/۱۵ \leqslant C_{pi} \leqslant ۰$ ⇦ **گروه ۱:** ساختمان‌های بدون بازشوهای بزرگ و قابل توجه، ساختمان‌های با نسبت ابعادی بزرگتر از واحد که اسماً هوابندی شده‌اند و تهویه هوا از طرق مکانیکی صورت می‌گیرد یا مجموعه بازشوهای کوچک بدنه و بام ساختمان کمتر از ۰/۱ درصد مساحت کل بدنه ساختمان باشد.

C_{pi} تنها زمانی صفر خواهد بود که بازشوها درکاهش بارهای خارجی باد مؤثر باشند.

$-۰/۴۵ \leqslant C_{pi} \leqslant ۰/۳$ ⇦ **گروه ۲:** ساختمان‌هایی که بازشوهای آنها هنگام طوفان شکسته یا باز نخواهند شد، ساختمان‌های با پنجره‌های معمولی قابل بازشو

فشار مکش

$-۰/۷ \leqslant C_{pi} \leqslant ۰/۷$ ⇦ **گروه ۳:** ساختمان‌های با بازشوهای بزرگ که احتمال ورود باد به داخل ساختمان بالا است، ساختمان‌های صنعتی با درهای بزرگ یا هواکش، یا درهایی که ممکن است در زمان طوفان شکسته یا باز شوند، سرپوشیده‌های سه طرف بسته و همچنین ساختمان‌هایی که باید بعد از طوفان عملکرد آنها حفظ شود.

فشار مکش

گروه خطرپذیری	I_w
۱	۱٫۲
۲	۱٫۱
۳	۱
۴	۰٫۸

فشار مبنای باد جدول ۶-۱۰-۱

$$P_i = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d$$

C_d=۰/۸۵

منطقه باز: $C_e = \text{Max}\left(\left(\frac{Z}{۱۰}\right)^{۰/۲}, ۰/۹\right)$

منطقه پرتراکم: $C_e = \text{Max}\left(۰/۷\left(\frac{Z}{۱۲}\right)^{۰/۳}, ۰/۷\right)$

در شرایط معمولی C_t=۱ (ساختمان بالای تپه یا پرتگاه قرار نگرفته باشد)

C_{gi}:

مقدار ضریب C_{gi} را می‌توان به صورت محافظه کارانه برابر ۲/۰ اختیار نمود.

$$\text{مقدار دقیق ضریب } C_{gi} = ۱ + \frac{۱}{\sqrt{۱+\frac{V_0}{۶۹۵۰A}}}$$

V_0 = حجم داخلی ساختمان برحسب متر مکعب

A = مساحت کل منافذ و بازشوهای بدنه خارجی ساختمان بر حسب مترمربع

در محاسبه فشار (مکش) داخلی ساختمان‌ها:

Z معادل ارتفاع کل ساختمان است (Z=H) ⇦ بازشو در سمتی غیر از رو به باد بوده و روی وجوه داخلی ساختمان نیروی مکشی ایجاد شود

Z معادل ارتفاع بالاترین بازشو در وجه رو به باد منظور می‌شود. در جهت اطمینان می‌توان فشار داخلی را نیز با ارتفاع کل ساختمان محاسبه نمود ⇦ بازشو در سمت رو به باد باشد و فشار داخلی ایجاد شود

۴۲-۳-۹ بارگذاری بخشی (اثر پیچش ناشی از باد)

مطابق شکلهای زیر درصورتی که تلاطم باد داشته باشیم و بار باد یکنواخت به سطح سازه اثر نکند، میتواند در سازه ایجاد پیچش کند. بنابراین علاوه بر کنترل سازه در حالت بار باد یکنواخت، باید مطابق شکلهای زیر سازه به صورت جداگانه تحت بار باد غیر یکنواخت (بارگذاری بخشی) نیز کنترل گردد.

۶-۱۰-۱۳ بارگذاری‌های‌بخشی وارد بر سازه باربر اصلی

اثر تغییرات فشار در بادهای متلاطم، مثل کم شدن فشار (مکش) روی بخشی از ساختمان، وزش قطری باد یا اثرات بام‌های گنبدی و قوسی می‌تواند در ساختمان تولید پیچش نموده یا به دلیل ایجاد بارگذاری دوجهته در برخی از اعضاء سازه‌ای تولید تلاش‌هایی در چند جهت کند.

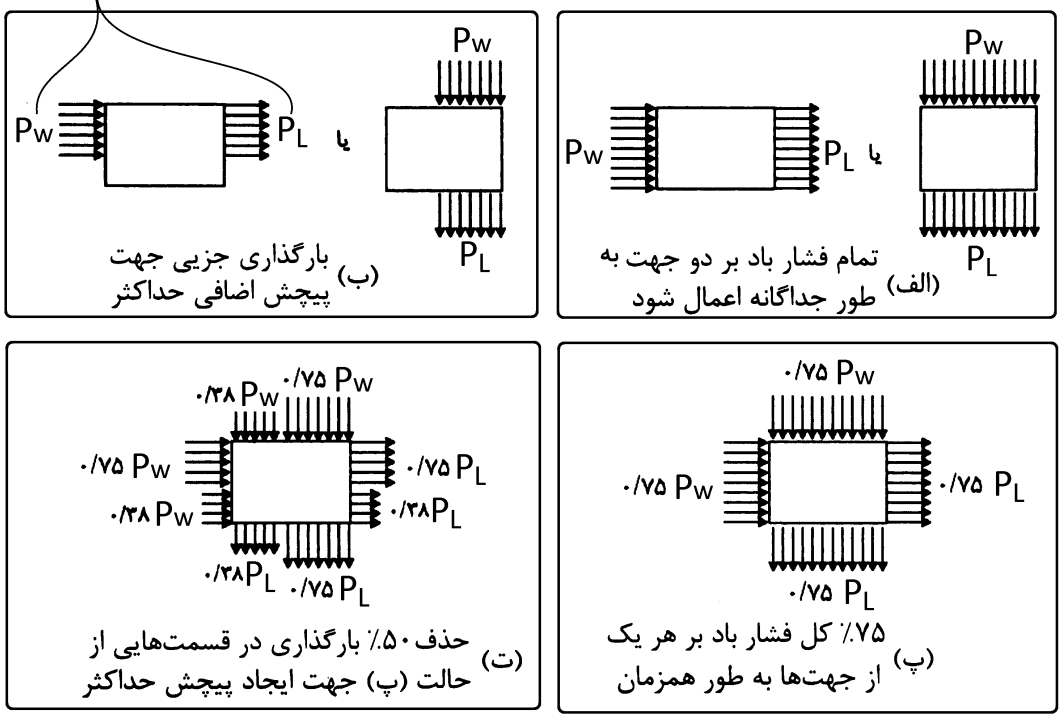
در مورد ساختمان‌هایی که طبق ضوابط بند ۶-۱۰-۹ بارگذاری شده‌اند، بارگذاری‌بخشی الزامی نیست.

۶-۱۰-۹ ضرایب اثر تندباد و فشار برای ساختمان‌های با نسبت ابعادی کمتراز ۱ و ارتفاع کمتر از ۲۰متر

۶-۱۰-۸ ضرایب اثرتندباد و فشار برای ساختمان‌های مستطیل شکل با بام تخت ونسبت ابعادی بیشتر از واحد یا ارتفاع بیش از ۲۰متر

در ساختمان‌هایی که طبق بند ۶-۱۰-۸ محاسبه می‌شود، ترکیبات بارگذاری الف تا ت در شکل ۶-۱۰-۱۳ باید در تحلیل و طراحی اجزاء سازه‌ای منظور شوند.

P_w: فشار در جهت رو به باد
P_L: فشار(مکش) در جهت پشت به باد



شکل ۶-۱۰-۱۳ بارگذاری‌بخشی سازه اصلی باربر (در پلان)

۱۰-۳-۴۲ تغییر مکان نسبی ناشی از باد

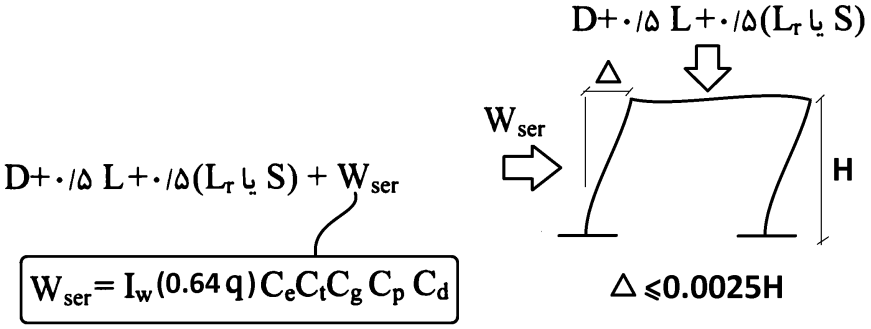
طبق بند زیر جهت جلوگیری از آسیب به اجزای غیر سازه ای، همانند بار زلزله، باید دریفت سازه تحت بار جانبی باد کنترل شود. منتها باید دقت شود که کنترل دریفت تحت بار باد لازم نیست تحت اثر بار باد سطح طراحی (W) کنترل شود. بلکه می توان دریفت را تحت اثر بار باد سطح بهره برداری (W_{ser}) کنترل کرد. بار W_{ser} مقدار کمتری نسبت به بار W دارد. طبق بند زیر در محاسبه بار W_{ser} تنها باید سرعت مبنای باد را به 0.8 ضرب نمود (کاهش داد). با این کاهش در مقدار سرعت مبنای باد، فشار مبنای باد (q) نیز که با توان دوم سرعت رابطه دارد عملا به 0.64 مقدار قبلی کاهش خواهد یافت و بنابراین می توان نتیجه گرفت که $W_{ser} = 0.64W$

۶-۱۰-۱۵ کنترل سازه ساختمان‌ها در برابر باد سطح بهره برداری

به منظور جلوگیری از آسیب دیدن اجزاء غیرسازه‌ای، حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی ساختمان‌ها در ترکیب بار ۱ بند ۶-۲-۵-۲ ، باید به ۰/۰۰۲۵ ارتفاع هر طبقه محدود شود. در این ترکیب بار، W_{ser}، بار باد سطح بهره‌برداری است که بر مبنای دوره بازگشت ده ساله باد در منطقه محاسبه می‌شود. برای تعیین این سرعت می‌توان از ۰/۸ سرعت مبنای باد (بند ۶-۱۰-۲) استفاده نمود. چنانچه اجزاء پوششی یا نما، با تغییرمکان کمتری آسیب ببینند، محدودیت این اجزاء جایگزین عدد فوق خواهد شد.

۱) D+۰/۵ L+۰/۵(Lr یا S) + W_{ser}

با توجه به رابطه $q = 0.000613V^2$ اگر سرعت باد را ۸۰ درصد سرعت مبنا در نظر بگیریم، مقدار q برابر 0.64 برابر فشار مبنای باد خواهد بود. و بنابراین:



توجه: طبق متن آیین نامه در محاسبه تغییر مکان ناشی از بار باد بهره برداری، باید تغییرمکان ناشی از بار ثقلی نیز منظور شود. و مقدار Δ در شکل فوق عملا به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$\Delta = \Delta_{W_{ser}} + \Delta_D + \Delta_{0.5L} + \Delta_{0.5(L_r \text{ یا } S)}$$

عموما تغییرمکان ناشی از بارهای مرده و زنده ناچیز و نزدیک به صفر است ولی در سازه های نامتقارن و به ویژه سازه های با تعداد طبقات بالاتر، تغییرمکان ناشی از بارهای ثقلی میتواند قابل توجه و تاثیر گذار باشد.

پیوست شماره ۶-۴

پ-۶-۴-۲ روش دینامیکی برای تخمین نیروی باد برسازه ساختمان‌هـای بلنـد و نرم

V، سرعت متوسط ساعتی باد تعریف شده در بند ۶-۱۰-۲ می‌باشد.

V_H سـرعت میـانگین بـاد در بـالاترین نقطه ساختمان (Z=H) مـی‌باشـد

$$V_H = V\sqrt{C_{eH} \times I_W}$$

f_n: کوچکترین فرکانس طبیعی ساختمان در امتداد اثر باد

S: ضریب کاهش اندازه

این ضریب تابعی از نسبت $\frac{w}{H}$ و فرکانس کاهش یافتهٔ $\frac{f_n H}{V_H}$ است.

از شکل پ-۶-۴-۲ بدست می‌آید.

K: ضریب اصلاح ناهمواری زمین

۰/۰۸ نـواحی بـاز

۰/۱ نـواحی پرتـراکم

B: ضریب آشفتگی محیط ساختمان است

دیاگرام شکل پ-۶-۴-۱

منطقه باز $۱/۰ \leqslant C_e = \left(\frac{Z}{۱۰}\right)^{۰/۲۸} \leqslant ۲/۵$

منطقه پرتراکم $۰/۵ \leqslant C_e = ۰/۵ \left(\frac{Z}{۱۲/۷}\right)^{۰/۵} \leqslant ۲/۵$

$$\frac{\sigma}{\mu} = \sqrt{\frac{K}{C_{eH}}\left(B + \frac{SF}{\beta}\right)}$$

منطقه باز $۱/۰ \leqslant C_{eH} = \left(\frac{H}{۱۰}\right)^{۰/۲۸} \leqslant ۲/۵$

منطقه پرتراکم $۰/۵ \leqslant C_{eH} = ۰/۵ \left(\frac{H}{۱۲/۷}\right)^{۰/۵} \leqslant ۲/۵$

فشار مبنای باد جدول ۶-۱۰-۱

$$C_g = ۱ + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu}\right)$$

$$P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d$$

F: ضریب" نسبت انرژی تند باد " در فرکانس اصلی نوسـان سـازه اسـت کـه بـر حسـب پـارامتر f_n/V_H با استفاده از نمودار شکل پ-۶-۴-۳ بدست می‌آید.

β : نسبت میرایی بحرانی ساختمان یا سازه درساختمان‌ها و سازه‌های معمولی، می‌توان از مقادیر β درجدول پ -۶-۴-۱ استفاده نمود.

گروه خطرپذیری	I_w
۱	۱٫۲
۲	۱٫۱
۳	۱
۴	۰٫۸

ضرایب(C_d ، C_p و C_{pi}) همان مقادیر تعریف شده در بخش ۶-۱۰ (استاتیکی)

در شرایط معمولی C_t=۱ (ساختمان بالای تپه یا پرتگاه قرار نگرفته باشد)

g_p ضریب بیشینه آماری بار

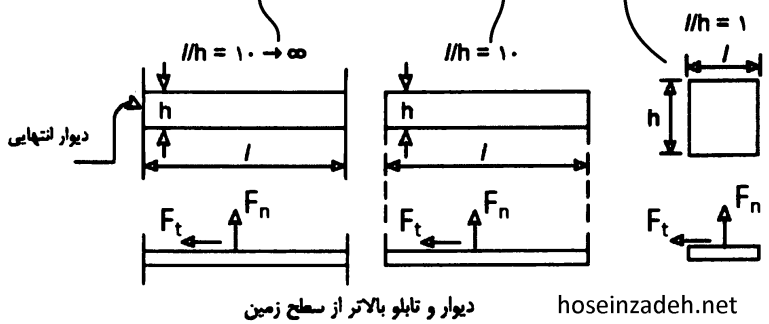
این ضریب تابعی از نـرخ متوسـط نوسـان ν بوده و از شکل پ-۶-۴-۴ استخراج می‌شود.

$$\nu = f_n \sqrt{\frac{SF}{SF + \beta B}}$$

۴۲-۳-۱۱ بار باد- دیوارها، صفحات خودایستا و تابلوها

ضریب نیروی C_f برای دیوار و تابلو بالاتر از سطح زمین

l/h	∞ ← ۱۰ (تکیه‌گاه انتهایی)	۱۰	۱
C_f	۲/۰	۱/۳	۱/۱۵

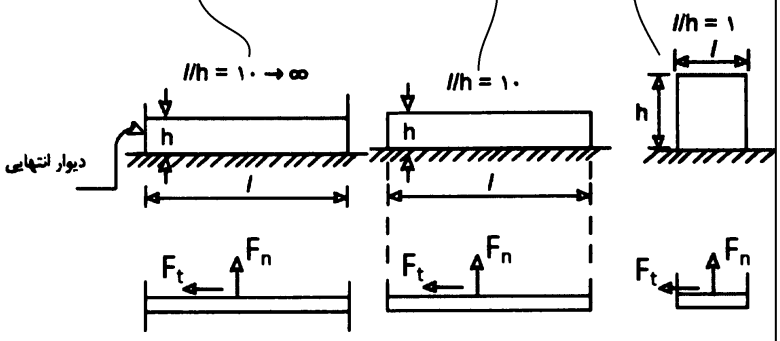


دیوار و تابلو بالاتر از سطح زمین

hoseinzadeh.net

ضریب نیروی C_f برای دیوار و تابلو روی سطح زمین

l/h	∞ ← ۱۰ (تکیه‌گاه انتهایی)	۱۰	۱
C_f	۱/۳	۱/۲	۱/۱



دیوار و تابلو روی سطح زمین

در متن مبحث ششم فراموش شده اشاره شود منظور از حالت ۱ و ۲ چیست.

- بالاتر از سطح زمین
- روی سطح زمین

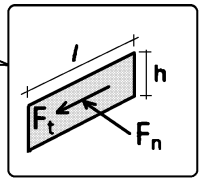
ترکیب نیروی عمودی و نیروی مماسی روی دیوارها و تابلوها

حالت	ضریب نیروی عمودی C_n	ضریب نیروی مماسی C_t
۱	۱/۰	۰/۲
۲	۰/۶	۰/۳

فشار مبنای باد جدول ۶-۱۰-۱

مقدار نیروی عمودی $F_n = I_w C_f C_n q C_g C_e h l$

مقدار نیروی مماس $F_t = I_w C_f C_t q C_g C_e h l$



گروه خطرپذیری	I_w
۱	۱,۲
۲	۱,۱
۳	۱
۴	۰,۸

منطقه باز

$$C_e = \text{Max}\left(\left(\frac{Z}{۱۰}\right)^{۰/۲}, ۰/۹\right)$$

ارتفاع مبنا

منطقه پرتراکم

$$C_e = \text{Max}\left(۰/۷\left(\frac{Z}{۱۲}\right)^{۰/۳}, ۰/۷\right)$$

برای محاسبه نیروهای کلی خارجی ساختمان C_g= ۲/۰

برای محاسبه نیروهای وارد بر اجزاء پوشش نما یا بام (به طور موضعی) C_g= ۲/۵

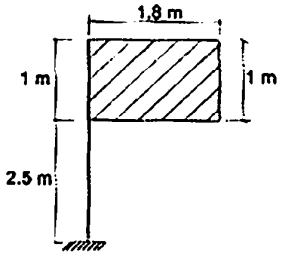
hoseinzadeh.net

hoseinzadeh.net

شکل پ-۶-۴-۵ دیوارها، صفحات خودایستا و تابلو اعلانات

محاسبات ۹۹

۱۹- یک تابلوی تبلیغاتی به ابعاد نشان داده‌شده در شکل زیر در منطقهٔ شهری با سرعت مبنای باد برابر $120\ \frac{km}{h}$ نصب شده است. با فرض $C_pC_g = 1$ ، حداکثر لنگر پیچشی ناشی از وزش باد حول محور قائم میلهٔ نگهدارندهٔ تابلو برحسب kN.m به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ جهت باد در راستای عمود بر صفحه تابلو بوده و وزش باد به گونه‌ای است که روی کل سازه اثر دارد.



۱) 0.7

۲) 0.6

۳) 0.5

۴) 0.4

پاسخ با آیین نامه جدید: $1.44\ kN.m$

سرعت مبنای باد باید بر اساس متر بر ثانیه در محاسبات منظور شود. و طبق بند زیر از مبحث ششم (متن بند طبق غلط نامه اصلاح شده است):

فشار مبنای باد $q = 0.000613 \times V^2 = 0.000613 \times \left(120 \times \frac{10^3}{3600}\right)^2 = 0.6811 \frac{kN}{m^2}$

ضریب C_e برای داخل شهر برابر است با: $C_e = Max\left(0.7,\ 0.7\left(\frac{3.5}{12}\right)^{0.3}\right) = 0.7$

تابلو بالاتر از سطح زمین است و ضریب C_f با درون یابی بین دو مقدار 1.15 و 1.3 بدست می آید:

$$\frac{l}{h} = 1.8 \quad \rightarrow \quad C_f = 1.15 + 0.15 \times \frac{1.8 - 1}{10 - 1} = 1.163$$

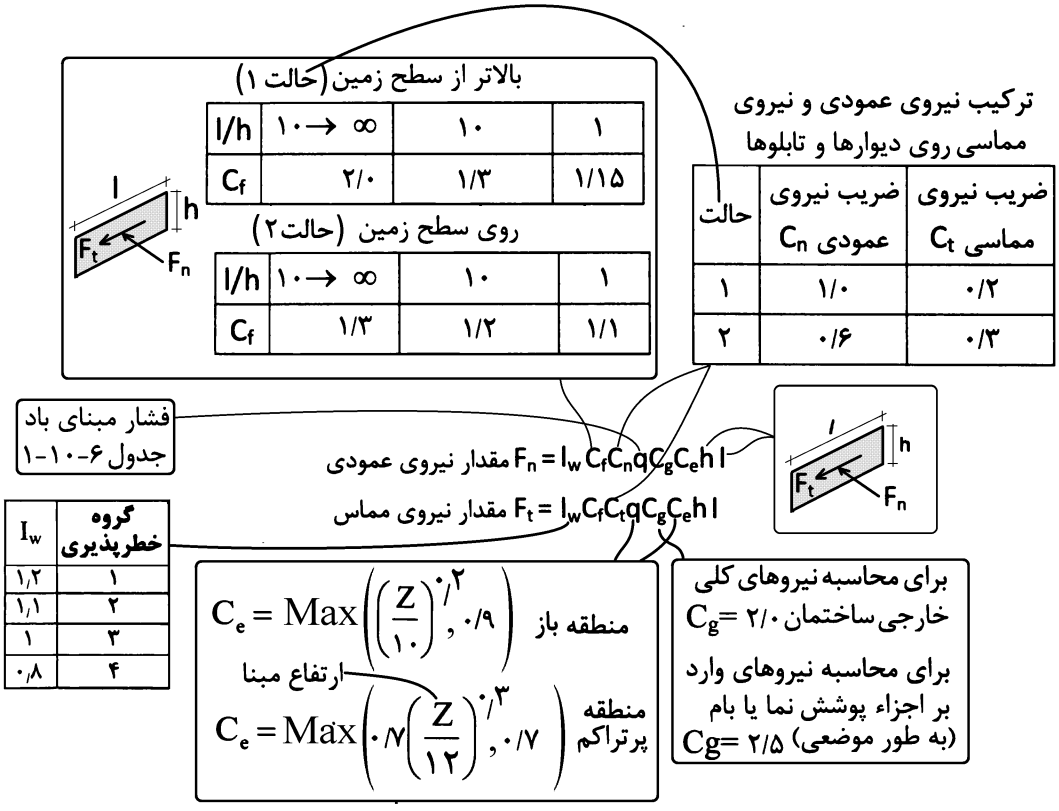
ضریب C_n برای حالت بالاتر از روی سطح زمین (حالت ۱) طبق جدول برابر است با $C_n = 1$

کل نیروی وارد بر سطح تابلو برابر است با:

$$F_n = I_w C_f C_n q C_g C_e h l = 0.8 \times 1.163 \times 1 \times 0.6811 \times 2 \times 0.7 \times 1 \times 1.8 = 1.6kN$$

گشتاور پیچشی برابر خواهد بود با:

$$M_{wind} = F_n \times e = 1.6kN \times 0.9m = 1.44\ kN.m$$



شکل پ-۶-۴-۵ دیوارها، صفحات خودایستا و تابلو اعلانات