Hoseinzadeh.net

طراحی سازه های بتنی

بر اساس ACI-318-2014 و پیشنویس مبحث نهم

مسعود حسین زاده اصل

بنام خدا

فهرست مطالب

۱- مقدمه ۱

۲- مشخصات بتن ۲

۲-۱- مقاومت فشاری بتن ۲

۲-۲- تبدیل مقاومت نمونه های بتنی ۶

۲-۳- نمودار تنش کرنش فشاری بتن ۸

۲-۴- مدول الاستیسیته بتن ۹

۲-۵- مقاومت کششی بتن ۱۰

۲-۶- تاثیر بارگذاری چند محوره ۱۲

۲-۷- مشخصات میلگرد ۱۵

۲-۸- خزش ۱۷

۲-۹- افت و حرارت ۱۹

۳- خمش ۲۰

۳-۱- طراحی تیر ۲۰

۳-۲- دلایل استفاده از ضریب اطمینان ۲۳

۳-۳- لنگر وارد بر تیر تحت بارهای ثقلی و لرزه ای ۲۴

۳-۴- سازه های بتنی ۲۵

۳-۵- پوشش بتن ۲۷

۳-۶- تحلیل سازه های بتنی ۲۸

۳-۷- تعریف تیر و ستون ۳۰

۳-۸- مکانیزم تحمل خمش در تیرهای بتنی ۳۱

۳-۹- لنگر مقاوم ترک خوردگی ۳۳

۳-۱۰- لنگر الاستوپلاستیک مقطع ۳۹

۳-۱۱- لنگر نهایی مقطع ۴۳

۳-۱۲- بلوک معادل تنش ویتنی (Whitney Stress Block) ۴۳

۳-۱۳- محاسبه محل تار خنثی تحت لنگر نهایی ۴۶

۳-۱۴- ظرفیت خمشی مقطع کم فولاد ۴۸

۳-۱۵- حداکثر فولاد کششی مجاز در تیرها – آرماتور بالانس ۵۴

۳-۱۶- ضریب کاهش مقاومت خمشی ۶۴

۳-۱۷- طراحی تیرهای بتنی ۶۷

۳-۱۸- حداقل فولاد کششی ۶۸

۳-۱۹- حداقل فاصله بین میلگردهای طولی ۷۰

۳-۲۰- تاثیر فولاد فشاری ۷۱

۳-۲۱- مقاطع T شکل ۸۱
۴- برش ۹۲
۴-۱- ترکیب برش و خمش در تیر ساده تحت بار گسترده ۹۳
۴-۲- مسیر تنشهای کششی و فشاری در تیر ۹۶
۴-۳- نحوه انتقال برش ۹۷
۴-۴- مقاومت برشی تیر بتنی ترک خورده ۹۹
۴-۵- روابط آیین نامه برای محاسبه مقاومت برشی بتن ۱۰۰
۴-۶- مقاومت برشی آرماتورهای عرضی ۱۰۶
۴-۷- مقطع بحرانی کنترل برش ۱۱۳
۴-۸- فواصل آرماتورهای عرضی ۱۱۴
۴-۹- حداقل حجم آرماتور برشی ۱۱۵
۴-۱۰- حداکثر حجم آرماتور برشی ۱۱۶
۴-۱۱- تیرهای عمیق ۱۲۳
۵- ضوابط لرزه ای تیرها ۱۲۴
۵-۱- لنگر خمشی محتمل ۱۲۴
۵-۲- محاسبه نیروی برشی تیرهای قابهای خمشی بر اساس ظرفیت خمشی ۱۲۶
۵-۳- مقاومت برشی تیرها و ستونها با شکل پذیری متوسط ۱۲۸
۵-۴- مقاومت برشی تیرها و ستونها با شکل پذیری ویژه ۱۲۹
۵-۵- ضوابط مقاومت خمشی در طول تیر ۱۳۲
۵-۶- فواصل آرماتورهای عرضی در ابتدا و انتهای تیر و شکل آنها ۱۳۳
۵-۷- ضوابط خاموت در محل وصله ها در تیرهای با شکل پذیری ویژه ۱۳۵
۵-۸- مهار جانبی آرماتورهای طولی در تیرهای ویژه ۱۳۶
۶- مهار آرماتورها ۱۴۳
۶-۱- پیوستگی مهاری ۱۴۷
۶-۲- روابط آیین نامه ای محاسبه طول مهار میلگردهای کششی ۱۴۹
۷- طول مهار میلگردهای فشاری ۱۵۴
۷-۱- طول مهار گروه میلگرد ۱۵۶
۷-۲- قلاب انتهای میلگرد ۱۵۷
۷-۳- طول مهار میلگردهای کششی با قلاب ۱۵۹
۷-۴- ضوابط خاموت های اطراف میلگردهای انتهایی در تیرهای طره ۱۶۰
۷-۵- نقطه قطع تئوریک و عملی میلگردهای خمشی ۱۶۳
۷-۶- قطع میلگردها در ناحیه کششی ۱۶۶
۷-۷- پیوستگی خمشی ۱۶۷
۷-۸- تاثیر ترک ها بر تنشهای فولاد و بتن ۱۶۸
۷-۹- نحوه منظور کردن پیوستگی خمشی در آیین نامه ۱۶۹

۸- وصله میلگردها ۱۷۳
۸-۱- انواع وصله ۱۷۳
۸-۲- وصله پوششی میلگرد کششی (Tension lap splice) ۱۷۴
۸-۳- وصله اعضای کششی ۱۷۹
۸-۴- وصله پوششی میلگرد فشاری (Compression lap splice) ۱۸۰
۸-۵- وصله مکانیکی و جوشی ۱۸۰
۹- پیچش ۱۸۴
۹-۱- پیچش تعادل و پیچش همسازی ۱۸۴
۹-۲- ترک های پیچشی ۱۸۵
۹-۳- شرط صرف نظر کردن از لنگر پیچشی ۱۸۵
۹-۴- حداکثر نیروی پیچشی در مقطع ۱۸۷
۹-۵- مقاومت پیچشی خاموت ها ۱۸۷
۹-۶- محدودیت خاموتهای پیچشی ۱۸۸
۹-۷- آرماتورهای پیچشی طولی ۱۸۸
۱۰- ستونهای کوتاه ۱۹۶
۱۰-۱- تاثیر محصور کردن بتن ۱۹۶
۱۰-۲- ضوابط مهار میلگردهای طولی ستون ۲۰۰
۱۰-۳- مقایسه دورپیچ با تنگ بسته ۲۰۲
۱۰-۴- فواصل تنگ - ستونهای با شکل پذیری متوسط ۲۰۳
۱۰-۵- ضوابط تنگ ها در ستونهای با شکل پذیری ویژه ۲۰۴
۱۰-۶- ضوابط فاصله دورپیچ ها در ستونهای گرد ۲۱۵
۱۰-۷- حداقل فاصله میلگردهای طولی در ستونهای تنگ دار و مارپیچ ۲۲۰
۱۰-۸- حداقل تعداد میلگردهای طولی اعضای فشاری ۲۲۱
۱۰-۹- محدودیت حداقل و حداکثر درصد میلگرد طولی در اعضای فشاری ۲۲۲
۱۰-۱۰- محدودیت ابعاد مقطع ستون ۲۲۴
۱۰-۱۱- میلگردهای انتظار خم شده ۲۲۷
۱۱- مقاومت فشاری ستونهای کوتاه ۲۲۸
۱۲- استخراج منحنی اندر کنش ۲۳۲
۱۲-۱- مرکز پلاستیک ۲۳۲
۱۲-۲- منحنی اندرکنش ۲۳۳
۱۳- خمش دو محوره همراه با نیروی محوری ۲۴۰
۱۳-۱- روش سازگاری کرنش ۲۴۰
۱۳-۲- روش بار معکوس ۲۴۰
۱۳-۳- منحنی های هم بار ۲۴۲
۱۳-۴- روش منحنی هم بار PCA ۲۴۳

۱۴- ستونهای لاغر ۲۴۶
۱۴-۱- ضریب K ۲۴۸
۱۴-۲- تاثیر لاغری بر لنگر داخلی ستون ۲۵۲
۱۴-۳- تاثیر سرعت بارگذاری و خزش ۲۵۳
۱۴-۴- تفاوت $P\Delta$ و $P\delta$ ۲۵۸
۱۴-۵- شرط صرف نظر کردن از اثرات لاغری ستون ۲۵۹
۱۴-۶- قاب با حرکت جانبی و بدون حرکت جانبی ۲۶۱
۱۴-۷- تشدید لنگر در قابهای مهار شده ($Q<0.05$): ۲۶۲
۱۴-۸- تشدید لنگر در قابهای مهار نشده ($Q<0.05$): ۲۶۳
۱۴-۹- مراحل طراحی ستونهای لاغر ۲۶۵
۱۴-۱۰- مثال -ستون لاغر مهار شده ۲۶۷
۱۴-۱۱- مثال -ستون لاغر مهار نشده ۲۷۳
۱۵- تیر ضعیف- ستون قوی ۲۸۰
۱۶- برش چشمه اتصال ۲۸۳
۱۷- انواع دالها ۲۸۸
۱۷-۱- دال یک طرفه و دو طرفه ۲۸۹
۱۷-۲- کنترل خیز در دالها و تیرها ۲۹۱
۱۷-۳- آرماتور افت و حرارت در دالها ۳۰۶
۱۷-۴- آرماتور برشی حداقل در دالها ۳۰۸
۱۸- طراحی سقف تیرچه بلوک ۳۰۹
۱۸-۱- کنترل خیز تیرچه ۳۲۱
۱۹- تحلیل دالهای یک طرفه به روش ضرایب لنگر و برش ۳۲۸
۲۰- دالهای دو طرفه ۳۳۲
۲۰-۱- روش آنالیز مستقیم ۳۳۲
۲۱- روش قاب معادل ۳۴۶
۲۲- ضوابط تکمیلی دالها ۳۴۷
۲۲-۱- پیچش در گوشه های دالها ۳۴۷
۲۲-۲- برش دو طرفه در دالها و پی ها ۳۴۸
۲۲-۳- انتقال لنگر نامتعادل در دالهای بدون تیر ۳۶۰
۲۳- پی ۳۶۴
۲۳-۱- پی-مقطع بحرانی خمش و برش ۳۶۵
۲۳-۲- حداقل فولاد کششی در پی ۳۶۶

۱-مقدمه

این جزوه را جهت تدریس درس سازه های بتن آرمه ۱ و ۲ در دانشکده عمران دانشگاه تبریز تهیه کرده ام.

مطالب بر اساس ACI-318-14 نگاشته شده است.

همراه با این جزوه دانشجویان بهتر است مراجع زیر را نیز مطالعه نمایند:

1- “Reinforced Concrete Mechanics and Design”, James K. Wight, 2016
2- “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings”, Jack Moehle, 2014
3- ACI 318-14 (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-مشخصات بتن

برخی از ویژگی های مهم فولاد و بتن به شرح زیر می باشد:

۱- فولاد و بتن چسبندگی خوبی با هم دارند.

۲- ضریب انبساط حرارتی آنها تقریبا یکی می باشد. بنابراین در صورت تغییر درجه حرارت محیط همراه با هم افزایش یا کاهش طول می دهند.

۳- بتن محافظ خوبی در برابر آتش سوزی و خوردگی برای فولاد است.

۴- مقاومت کششی پایین بتن و کمانش میلگردها: بتن (و تمامی مواد خاکی و سنگی) در برابر کشش ضعیف است و بنابرین بتن را همراه با فولاد استفاده می کنند تا زمانی که کشش داریم فولاد به کمک بتن آید و کشش را تحمل کند (به عبارتی ترک های کششی را بدوزد و مانع باز شدن ترک ها شود). از طرفی میلگرد تنها نیز در برابر فشار ضعیف است چون اگر نیروی فشاری به آن وارد کنیم کمانش می کند. با مدفون شدن آرماتور در بتن، وقتی فشار به مقطع وارد شود بتن یک مهار جانبی برای فولاد ایجاد کرده مانع کمانش آن می شود (البته تنگها در انجام این وظیفه موثر هستند که بدان اشاره خواهد شد).

۲-۱- مقاومت فشاری بتن

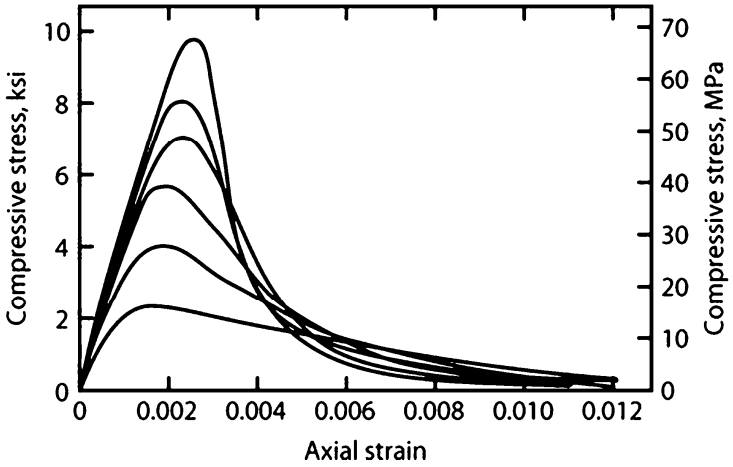
نمونه استاندارد برای اندازه گیری مقاومت فشاری بتن نمونه استوانه ای به قطر 150 mm و ارتفاع 300 mm می باشد (شکل زیر).

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

نمودار زیر نمودار تنش کرنش مربوط به **بتن های با مقاومت فشاری متفاوت** را نشان میدهد.

محور قائم نمودار تنش فشاری وارد بر بتن و محور افقی کرنش نمونه را نشان می دهد.

- با افزایش مقاومت فشاری بتن شیب اولیه نمودار (مدول الاستیسیته اولیه) افزایش می یابد.
- کرنش مربوط به نقطه اوج مقاومت فشاری نمونه ها (ε_0) با افزایش مقاومت فشاری بتن، "اندکی" افزایش میابد.
- با افزایش مقاومت بتن، شیب نزولی نمودار افزایش میابد.
- کرنش نهایی بتن (ε_{cu}) با افزایش مقاومت فشاری بتن، کاهش میابد.
- شکل پذیری بتن های با مقاومت کمتر بیشتر از شکل پذیری بتن های با مقاومت بالا می باشد.



۳ـ چنانچه در منحنی تنش کرنش بتن، کرنش نظیر مقاومت فشاری بتن (f'_c) را با ε_0، و کرنش نظیر نقطهٔ شکست بتن را با ε_{cu} نمایش دهیم، با افزایش مقاومت فشاری بتن کدام اظهارنظر صحیح است؟

(مهندسی عمران ۸۱)

۱) ε_0 و ε_{cu} هر دو افزایش می‌یابند.

۲) ε_0 و ε_{cu} هر دو کاهش می‌یابند.

۳) تغییر محسوس در ε_0 و ε_{cu} روی نمی‌دهد.

۴) ε_0 تقریباً ثابت باقی‌مانده و ε_{cu} کاهش می‌یابد.

گزینه ۴

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

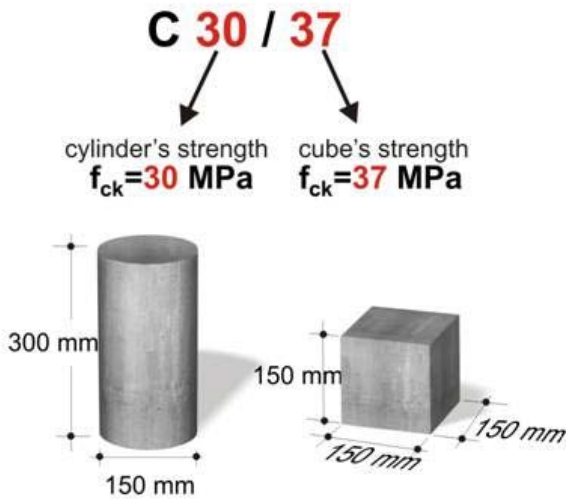
۲-۱-۱- تاثیر شکل نمونه بر مقاومت فشاری بتن

کدامیک از نمونه های بتنی زیر هنگام آزمایش مقاومت فشاری بیشتری از خود نشان خواهد داد؟

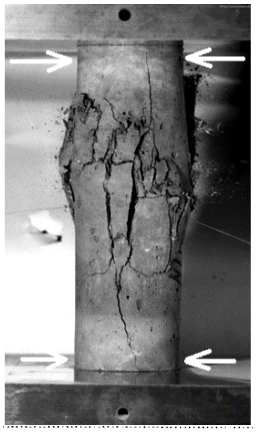
۱- نمونه بتنی استوانه ای به قطر 150 mm و ارتفاع 300 mm

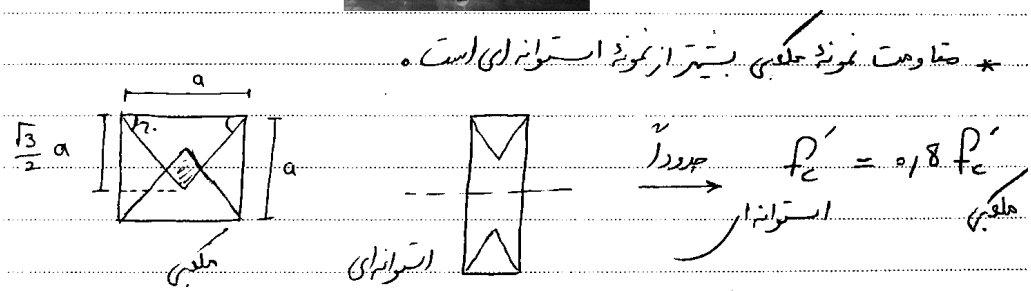
۲- نمونه مکعبی به ابعاد 150 mm

پاسخ: نمونه مکعبی



- علت: صفحات فلزی در دو انتهای نمونه بارگذاری شده حرکت (کرنش) جانبی بتن را محدود می کند. یعنی از انبساط جانبی بتن در دو انتها ممانعت می کند و مانع متلاشی شدن دو انتهای نمونه می شود. این محدودیت از اصطکاک بین صفحات فلزی و نمونه بتنی حاصل میشود. بنابراین خرابی معمولا مطابق شکل زیر در میانه مقطع اتفاق می افتد.





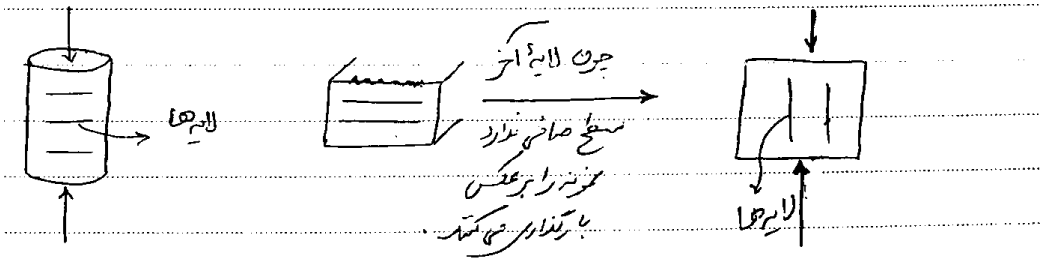
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-۱-۲- تاثیر سایز نمونه بر مقاومت فشاری بتن

با افزایش ابعاد نمونه مقاومت فشاری آن کاهش خواهد یافت. برای مثال نمونه مکعبی با ابعاد 300 mm ضعیف تر از نمونه مشابه با ابعاد 150 mm خواهد بود.

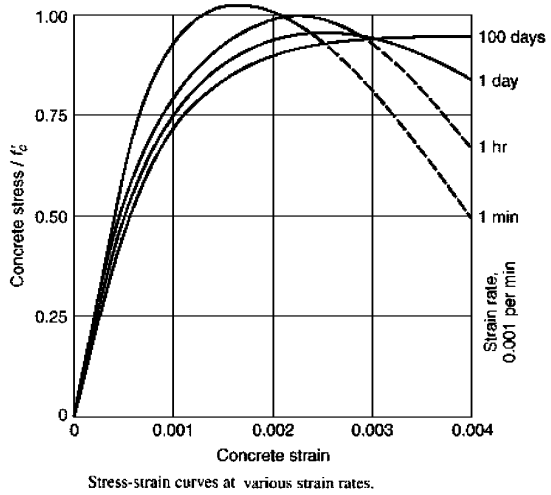
۲-۱-۳- تاثیر راستای بارگذاری بر مقاومت فشاری بتن

اگر راستای بارگذاری با راستای ترکها یکی باشد مقاومت کاهش می‌یابد. در نمونه مکعبی معمولا راستای بارگذاری به موازات لایه های بتن ریزی می باشد. در این حالت احتمال خرابی بیشتر است (چرا؟). در نمونه استوانه ای راستای بارگذاری عمود بر راستای لایه ها می باشد.



۲-۱-۴- تاثیر سرعت بارگذاری بر مقاومت فشاری بتن

به نمودار شکل زیر توجه کنید. با افزایش سرعت بارگذاری، نمونه بتنی مقاومت فشاری بیشتر از خود نشان می دهد.



Stress-strain curves at various strain rates.

سوال : چه عواملی بر f'_c تاثیرگذار است؟

۱- ابعاد نمونه ↑ $\downarrow f'_c$

۲- شکل نمونه (استوانه ای < مکعبی)

۳- سرعت بارگذاری ↑ $\uparrow f'_c$

۴- اثر محصور شدگی ↑ $\uparrow f'_c$

۵- نسبت آب به سیمان↑ $\downarrow f'_c$

۵- سن بتن↑ $\uparrow f'_c$

سراسری ۹۱

کدام یک از جملات زیر در مورد منحنی تنش – کرنش بتن صحیح نمی باشد؟

۱) چنان چه نمونه در زمان بارگذاری تحت تاثیر فشار جانبی نیز قرار گیرد مقاومت فشاری آن افزایش می یابد.

۲) هرچه بتن تحت تنش فشاری تک محوره بالاتری قرار گیرد، رفتار غیرخطی آن بیشتر آشکار می شود.

۳) با افزایش مقاومت فشاری مشخصه بتن، کرنش نهایی شکست کاهش می یابد.

۴) در فشار تک محوره با کاهش سرعت بارگذاری، حداکثر مقاومت فشاری افزایش یافته ولی کرنش نظیر تنش حداکثر کاهش می یابد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-۲- تبدیل مقاومت نمونه های بتنی

بند زیر و جداول آن مربوط به مبحث نهم ویرایش سال ۹۲ می باشد. با استفاده از این جداول می توان مقاومت نمونه های غیر استاندارد را به مقاومت معادل نمونه استاندارد استوانه ای ۲۸ روزه تبدیل کرد.

جدول ۹-۵-۱ مقادیر r_1

a×۲a	۱۰۰ ×۲۰۰	۱۵۰ ×۳۰۰	۲۰۰ ×۴۰۰	۲۵۰ ×۵۰۰	۳۰۰ ×۶۰۰
r_1	۱/۰۲	۱/۰۰	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۹۱

جدول ۹-۵-۲ مقادیر r_2

مکعبی b	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۳۰۰
r_2	۱/۰۵	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۵	۰/۹

جدول ۹-۵-۳ مقادیر r_3

مقاومت فشاری نمونه مکعبی (MPa)	≤ ۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵
r_3	۱/۲۵	۱/۲۰	۱/۱۷	۱/۱۴	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۱۰
مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای (MPa)	با توجه به ضریب	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰

۹-۱۰-۲۴ تاثیر نوع سیمان و سن بتن بر روی مقاومت فشاری نسبی بتن

نوع سیمان	مقاومت فشاری (به صورت نسبی)			
	۱ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	۹۰ روزه
سیمان نوع I	۰/۳۰	۰/۶۶	۱/۰۰	۱/۲۰
سیمان نوع II	۰/۲۳	۰/۵۶	۰/۹۰	۱/۲۰
سیمان نوع III	۰/۵۷	۰/۷۹	۱/۱۰	۱/۲۰
سیمان نوع IV	۰/۱۷	۰/۴۳	۰/۷۵	۱/۲۰
سیمان نوع V	۰/۲۰	۰/۵۰	۰/۸۵	۱/۲۰

محاسبات -۹۰

۳۰- مقاومت نمونه استوانه‌ای 250×500 میلیمتری بتنی برابر 33.25 مگاپاسکال می باشد. مقاومت نظیر نمونه مکعبی 250 میلیمتری آن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 33.25 MPa　　۲) 38 MPa

۳) 36 MPa　　۴) 40 MPa

مقاومت نمونه استوانه ای استاندارد:

$$\frac{33.25}{0.95} = 35\ MPa$$

جدول ۹-۵-۱ مقادیر r_1

a×۲a	۱۰۰ ×۲۰۰	۱۵۰ ×۳۰۰	۲۰۰ ×۴۰۰	۲۵۰ ×۵۰۰	۳۰۰ ×۶۰۰
r_1	۱/۰۲	۱/۰۰	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۹۱

مقاومت فشاری نمونه مکعبی استاندارد (200 میلیمتری):

$$\text{مقاومت فشاری نمونه مکعبی} = 40\ MPa$$

جدول ۹-۵-۳ مقادیر r_3

مقاومت فشاری نمونه مکعبی (MPa)	≤ ۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵
r_3	۱/۲۵	۱/۲۰	۱/۱۷	۱/۱۴	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۱۰
مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای (MPa)	با توجه به ضریب	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰

مقاومت فشاری نمونه مکعبی ۲۵۰ میلیمتری:

$$40 \times 0.95 = 38\ MPa$$

جدول ۹-۵-۲ مقادیر r_2

مکعبی b	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۳۰۰
r_2	۱/۰۵	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۵	۰/۹

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات-۹۱

۱۷- درصورتی که مقاومت فشاری نمونهٔ 28 روزهٔ یک بتن با سیمان نوع II برابر با 30 مگاپاسکال باشد، مقاومت مورد انتظار 90 روزهٔ همین بتن با سیمان نوع I چند مگاپاسکال خواهد بود؟

۱) 32 ۲) 36
۳) 40 ۴) 42

۹-۱۰-۲۴ تاثیر نوع سیمان و سن بتن بر روی مقاومت فشاری نسبی بتن

نوع سیمان	مقاومت فشاری (به صورت نسبی)			
	۱ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	۹۰ روزه
سیمان نوع I	۰/۳۰	۰/۶۶	۱/۰۰	۱/۲۰
سیمان نوع II	۰/۲۳	۰/۵۶	۰/۹۰	۱/۲۰
سیمان نوع III	۰/۵۷	۰/۷۹	۱/۱۰	۱/۲۰
سیمان نوع IV	۰/۱۷	۰/۴۳	۰/۷۵	۱/۲۰
سیمان نوع V	۰/۲۰	۰/۵۰	۰/۸۵	۱/۲۰

$$30\left(\frac{1}{0.9}\times 1.2\right)=40\ MPa$$

محاسبات ۹۲

۲۵- چنانچه مقاومت فشاری 28 روزه یک نمونه بتنی با سیمان نوع III برابر 25 مگاپاسکال باشد، مقاومت فشاری مورد انتظار 7 روزه همین بتن با سیمان نوع II حدوداً چقدر خواهد بود؟

۱) 22.7 مگاپاسکال
۲) 11.5 مگاپاسکال
۳) 12.7 مگاپاسکال
۴) 15 مگاپاسکال

۹-۱۰-۲۴ تاثیر نوع سیمان و سن بتن بر روی مقاومت فشاری نسبی بتن

نوع سیمان	مقاومت فشاری (به صورت نسبی)			
	۱ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	۹۰ روزه
سیمان نوع I	۰/۳۰	۰/۶۶	۱/۰۰	۱/۲۰
سیمان نوع II	۰/۲۳	۰/۵۶	۰/۹۰	۱/۲۰
سیمان نوع III	۰/۵۷	۰/۷۹	۱/۱۰	۱/۲۰
سیمان نوع IV	۰/۱۷	۰/۴۳	۰/۷۵	۱/۲۰
سیمان نوع V	۰/۲۰	۰/۵۰	۰/۸۵	۱/۲۰

$$\frac{25}{1.1}\times 0.56=12.72\ MPa$$

محاسبات ۹۲

۳۱- در صورتیکه با اجازه مهندس ناظر از نمونه‌های مکعبی 250×250 mm برای نمونه‌گیری بتن استفاده شده باشد و برای سیمان تیپ II مقاومت 28 روزه 32 MPa بدست آمده باشد، مقاومت معادل 28 روزه استاندارد استوانه‌ای براساس سیمان تیپ I به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 27 مگاپاسکال ۲) 32 مگاپاسکال ۳) 25 مگاپاسکال ۴) 30 مگاپاسکال

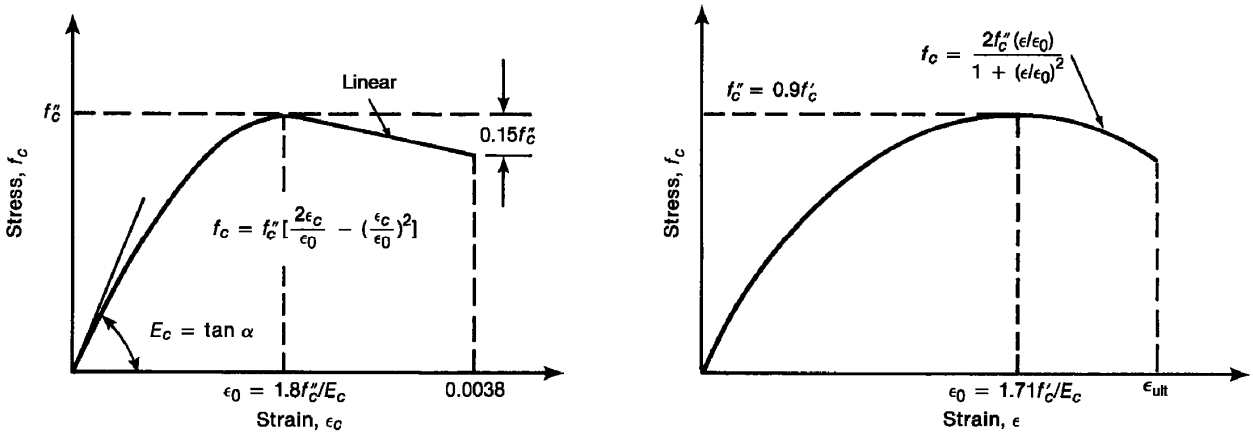
$$\frac{32}{0.9}\times 1\times\frac{1}{r_2\times r_3}=35.56\times\frac{1}{0.95\times 1.16}=37.43\times\frac{1}{1.16}=32.26\ MPa$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-۳- نمودار تنش کرنش فشاری بتن

جهت مدلسازی رفتار بتن لازم معادله نمودار تنش – کرنش آن تعریف شود. یکی از روابط رایج که برای نمودار تنش – کرنش بتن ارائه شده است، رابطه Modified Hognestad می باشد که در شکل سمت چپ نشان داده شده است. این نمودار شامل دو قسمت است. قسمت اول یک معادله درجه دو میباشد که نقطه ماکزیمم آن در نقطه $\varepsilon_0 = 1.8\frac{f_c^{"}}{E_c}$ قرار دارد. در این نمودار $f_c^{"} = 0.9f_c'$ میباشد. قسمت دوم نمودار به صورت خطی و با شیب ثابت به $0.85f_c^{"}$ کاهش میابد.

علت استفاده از $f_c^{"} = 0.9f_c'$ در این نمودار کم بودن مقاومت فشاری بتن در اعضای واقعی نسبت به نمونه استوانه ای میباشد. علت این کاهش به نحوه بتن ریزی، عمل آوری و نیز سرعت بارگذاری مربوط است.

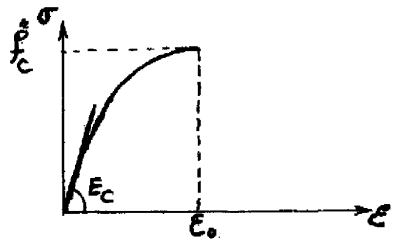


(a) Modified Hognestad. (From [3-39].)

(b) Todeschini. (From [3-41].)

سراسری ۹۱

۱۱۵- در منحنی تنش ـ کرنش بتن در فشار، تنش ماکزیمم را با f_c'' و کرنش متناظر با آن را با ε_0 و ضریب ارتجاعی اولیه بتن را با E_c نشان می‌دهیم. اکثر محققین و آئین‌نامه‌ها، شاخهٔ صعودی اولیه منحنی را با یک منحنی سهمی مدل می‌کنند. در این صورت می‌توان نوشت:



۱) $\varepsilon_0 = \frac{۱/۷ f_c''}{E_c}$

۲) $\varepsilon_0 = \frac{f_c''}{E_c}$

۳) $\varepsilon_0 = \frac{°/۸۵ f_c''}{E_c}$

۴) $\varepsilon_0 = \frac{۲ f_c''}{E_c}$

$$\sigma = a\varepsilon^2 + b\varepsilon + c$$

برای یافتن معادله سهمی تنش کرنش باید ضرایب a، b و c را بیابیم.

۱- مقدار تنش در نقطه شروع (در نقطه $\varepsilon = 0$) برابر صفر می باشد:

$$\begin{cases}\varepsilon = 0\\ \sigma = 0\end{cases} \rightarrow \quad a\times 0 + b\times 0 + c = 0 \quad \rightarrow \quad c = 0$$

۲- شیب منحنی در نقطه شروع برابر Ec می باشد:

$$\begin{cases}\varepsilon = 0\\ (\sigma)' = E_c\end{cases} \rightarrow \quad 2a\times 0 + b = E_c \quad \rightarrow \quad b = E_c$$

۳- در نقطه انتهایی (در نقطه $\varepsilon = \varepsilon_0$) شیب منحنی صفر می باشد (نقطه ماکزیمم نمودار می باشد):

$$\begin{cases}\varepsilon = \varepsilon_0\\ (\sigma)' = 0\end{cases} \rightarrow \quad 2a\times\varepsilon_0 + b = 0 \quad \rightarrow \quad a = -\frac{b}{2\varepsilon_0} = -\frac{E_c}{2\varepsilon_0}$$

بنابراین معادله تنش کرنش برابر خواهد بود با:

$$\sigma = -\frac{E_c}{2\varepsilon_0}\varepsilon^2 + E_c\varepsilon$$

با جاگذاری ε_0 و f_c'' در معادله فوق داریم:

$$f_c'' = -\frac{E_c}{2\varepsilon_0}{\varepsilon_0}^2 + E_c\varepsilon_0 \quad \rightarrow \quad \varepsilon_0 = \frac{2f_c''}{E_c}$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-۴- مدول الاستیسیته بتن

بر خلاف فولاد که مدول الاستیسیته آن ثابت فرض می شود، مدول الاستیسیته بتن متغیر است.

به **سه طریق** می توان مدول الاستیسیته را تعریف کرد.

۱- شیب اولیه نمودار تنش کرنش (مدول الاستیسیته اولیه- **Initial**)

۲- شیب خط متصل کننده مبدا به نقطه تنش دلخواه مانند **B** (مدول الاستیسیته سکانتی- **Secant**)

۳- شیب خط مماس بر نمودار در هر نقطه دلخواه (مدول الاستیسیته مماسی- **Tangent**)

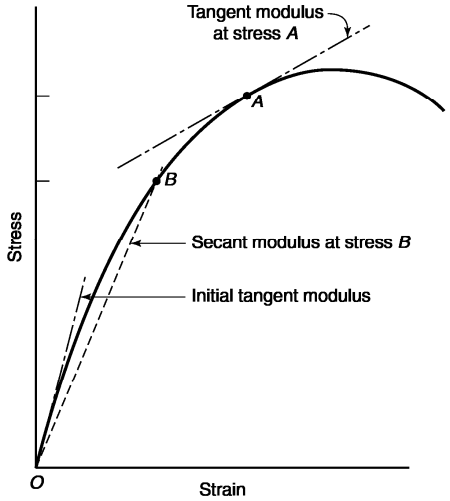


Fig. 3-17
Tangent and secant moduli of elasticity.

- تنش در بتن در حد بارگذاری سرویس حدود $0.45f_c'$ می باشد. در صورتی که نقطه B در حدود $0.45f_c'$ انتخاب شود، تنش سکانتی بتن در بارگذاری سرویس بدست می آید. آیین نامه ACI توصیه می کند جهت مدلسازی سازه های بتنی از مدول الاستیسیته سکانتی استفاده شود و روابطی را جهت محاسبه و تخمین مدول الاستیسیته بتن ارائه کرده است.

19.2.2 Modulus of elasticity

19.2.2.1 Modulus of elasticity, E_c, for concrete shall be permitted to be calculated as (a) or (b):

(a) For values of w_c between 1440 and 2560 kg/m^3

$$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f_c'} \text{ (in MPa)} \qquad (19.2.2.1.a)$$

(b) For normalweight concrete

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \text{ (in MPa)} \qquad (19.2.2.1.b)$$

R19.2.2 Modulus of elasticity

R19.2.2.1 Studies leading to the expression for modulus of elasticity of concrete are summarized in Pauw (1960), where E_c is defined as the slope of the line drawn from a stress of zero to a compressive stress of $0.45f_c'$. The modulus of elasticity for concrete is sensitive to the modulus of elasticity of aggregate and mixture proportions of the concrete. Measured elastic modulus values can range from 80 to 120 percent of calculated values. ASTM C469M provides a test method for determining the modulus of elasticity for concrete in compression.

برای $f_c' = 25MPa$ مقادیر مدول الاستیسیته بتن به صورت زیر بدست می آید:

رابطه تقریبی ACI318-2014: $E_c = 4700\sqrt{f_c'}\ MPa = 23500MPa$

رابطه دقیق ACI318-2014: $E_c = W_c^{1.5} \times 0.043\sqrt{f_c'} \xrightarrow{W_c=2400\frac{kg}{m^3} \text{ با فرض}} 5056\sqrt{f_c'}\ MPa = 25279\ MPa$

رابطه دقیق ACI318-2014: $E_c = W_c^{1.5} \times 0.043\sqrt{f_c'} \xrightarrow{W_c=2300\frac{kg}{m^3} \text{ با فرض}} 4743\sqrt{f_c'}\ MPa = 23715\ MPa$

با مقایسه با فولاد ($E_s = 2 \times 10^5 MPa$) مدول الاستیسیته فولاد حدود ۸ الی ۱۰ برابر مدول الاستیسیته بتن می باشد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مدول ارتجاعی بتن با مقاومت بالا نسبت به بتن با مقاومت پایین: **(مهندس عمران آزاد ۷۹)**

۱) بزرگتر از یک است **۲) کوچکتر از یک است**

۳) مساوی یک است **۴) قابل برآورد نیست**

گزینه ۱

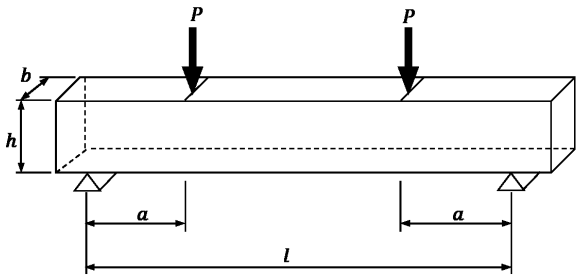
۲-۵- مقاومت کششی بتن

جهت تعیین مقاومت کششی از دو آزمایش مختلف به نام "Modulus of rupture or flexural test " و "Split cylinder test " می توان استفاده کرد.

۱- مدول گسیختگی Modulus of rupture or flexural test (ASTM C78)

در این روش مطابق شکل زیر یک تیر بتنی "بدون میلگرد" تحت اثر دو نیروی متمرکز قرار می گیرد. در اثر نیروی P لنگر خمشی M=Pa در تیر ایجاد می شود. بار P افزایش می یابد تا جایی که تیر تحت اثر کشش ناشی از لنگر ترک خورده و گسیخته شود.

سپس مقدار مدول گسیختگی، f_r، بر اساس رابطه $f_r = \frac{Mc}{I}$ محاسبه می شود.



$$f_r = \frac{M}{I}c = \frac{6M}{bh^2} = \frac{6Pa}{bh^2}$$

- رابطه فوق با فرض خطی بودن تنش ها بدست آمده است.

آیین نامه ACI رابطه تقریبی زیر را جهت محاسبه مدول گسیختگی ارائه می کند (در صورت استفاده از رابطه ACI دیگر نیازی به انجام آزمایش فوق نخواهد بود).

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.

- نکته: مقاومت کششی بتن حدود 0.08 الی 0.15 مقاومت فشاری آن بدست می آید.

مثال: مقاومت کششی و فشاری یک ستون بتنی با مقطع $400 \times 400\ mm^2$ را بدست آورید.

مقاومت فشاری بتن را برابر $f_c = 25MPa$ فرض کنید.

مقاومت فشاری $= A_g f'_c = (400 \times 400) \times 25 = 4000\ kN$

مقاومت کششی $= A_g\left(0.62\sqrt{f'_c}\right) = (400 \times 400) \times \left(0.62\sqrt{25}\right) = 496\ kN$

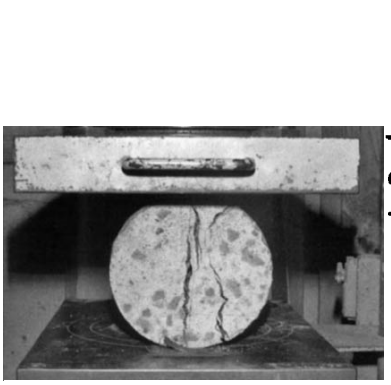
- نکته: در محاسبات فوق ضرایب آیین نامه ای اعمال نشده است.

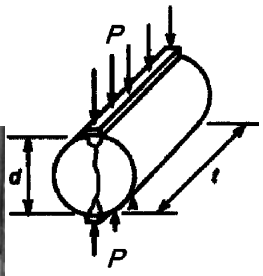
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲- مدول شکافت Split cylinder test (ASTM C496)

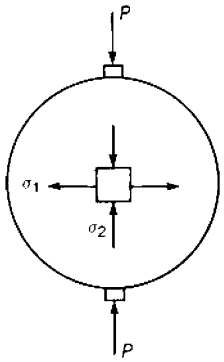
در آزمایش مدول شکافت یک استوانه بتنی مطابق شکل زیر تحت اثر نیروی فشاری در راستای قطر قرار می گیرد.

نیروی P موجب می شود مطابق شکل سمت راست، در دو انتهای فوقانی و تحتانی تنش فشاری زیادی ایجاد شود و در قسمت میانی تنش کششی یکنواخت ایجاد شود. تنش مقاوم کششی نمونه (مدول شکافت) از رابطه $f_{ct} = \frac{2P}{\pi ld}$ بدست می آید.

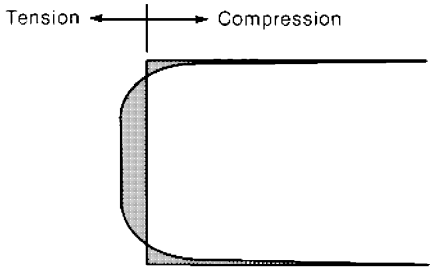




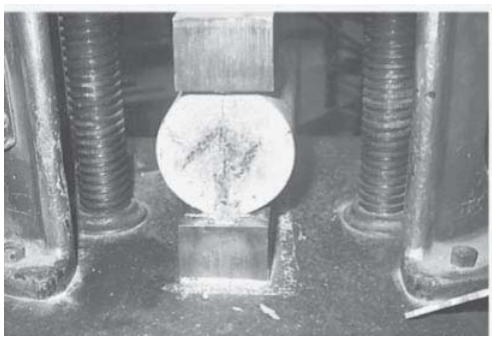
$$f_{ct} = \frac{2P}{\pi ld}$$

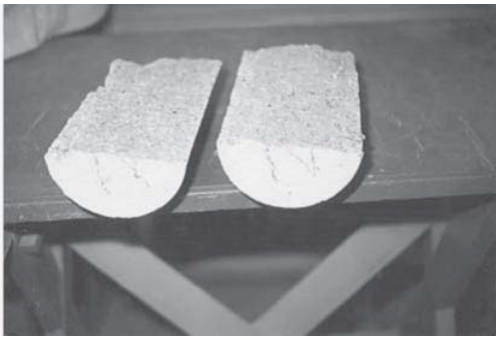


(c) Stresses on element.



(d) Distribution of σ_1 on vertical diameter.





 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-۶- تاثیر بارگذاری چند محوره

در شکل زیر در راستای افقی تنش ثابت σ_3 در دو راستا وارد می شود.
همزمان با تنش ثابت σ_3، در راستای قائم تنش σ_1 به تدریج افزایش می یابد تا نمونه گسیخته شود.
آزمایشات نشان میدهد می توان مقاومت بتن در راستای ۱ را با رابطه زیر تقریب زد:

$$\sigma_1 = f'_c + 4.1\sigma_3$$

در رابطه فوق f'_c مقاومت فشاری نمونه بتنی تحت فشار تک محوری ($\sigma_3 = 0$) می باشد. با افزایش فشار جانبی σ_3 مقاومت فشاری در راستای 1 نیز افزایش می یابد.

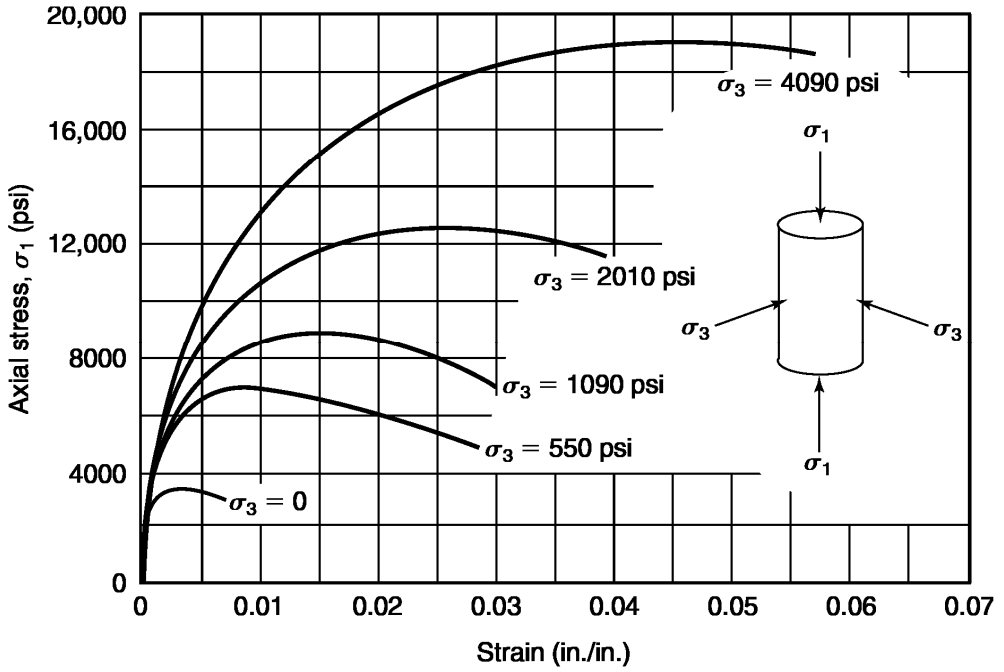


Fig. 3-15
Axial stress–strain curves from triaxial compression tests on concrete cylinders; unconfined compressive strength $f'_c = 3600$ psi. (From [3-3].)

اعضای بتنی ممکن است در شرایط مختلف تحت تنشهای مختلف قرار گیرند.
برای مثال مقطع تیرهای بتنی همزمان تحت اثر تنشهای کششی و فشاری ناشی از خمش و نیز تنش های برشی ناشی از برش قرار می گیرند.
در دالها و پی های گسترده نیز مقطع بتن تحت اثر همزمان تنشهای محوری در دو راستای عمود بر هم، و نیز تنش های برشی قرار می گیرند.
از دیدگاه علم مقاومت مصالح، تنش های چند جهته را می توان به سه مولفه تنش اصلی تبدیل کرد (تنشهای اصلی).
تنشهای اصلی ممکن است کششی و یا فشاری باشند.

- اگر یکی از تنشهای اصلی صفر باشد، خواهیم گفت تنش دو محوره داریم.
- اگر دو تنش اصلی صفر باشد، خواهیم گفت تنش تک محوره داریم.

در اکثر مواقع نتایج آزمایشگاهی تنها برای تنش تک محوره اعلام می شوند. برای مثال تنش مقاوم نمونه استوانه ای ۲۸ روزه بتن مقاومت فشاری تک محوره بتن را نشان میدهد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

در شکل زیر نمونه بتنی تحت اثر همزمان تنش فشاری در دو راستای ۱ و ۲ قرار گرفته است.

نقطه d: در این نقطه نمونه تحت اثر همزمان تنش در دو راستای ۱ و ۲ قرار گرفته است. در این حالت مقاومت فشاری نمونه بیش از $1.1f_c'$ خواهد بود.

نقطه b: این نقطه مربوط به کشش دو محوره می باشد که در آن مقاومت کششی نمونه حدود ۱۰ درصد مقاومت فشاری آن است.

نقطه a: این نقطه مقاومت فشاری نمونه تحت فشار تک محوره در راستای ۱ را نشان میدهد که برابر f_c' می باشد.

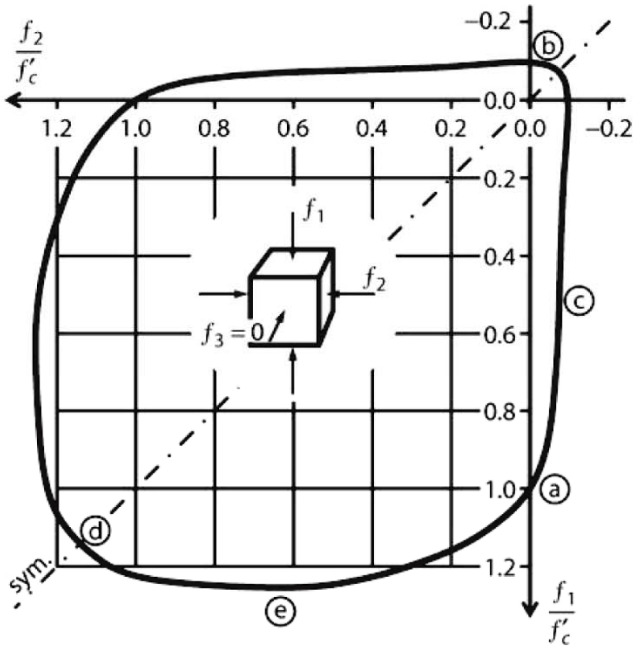
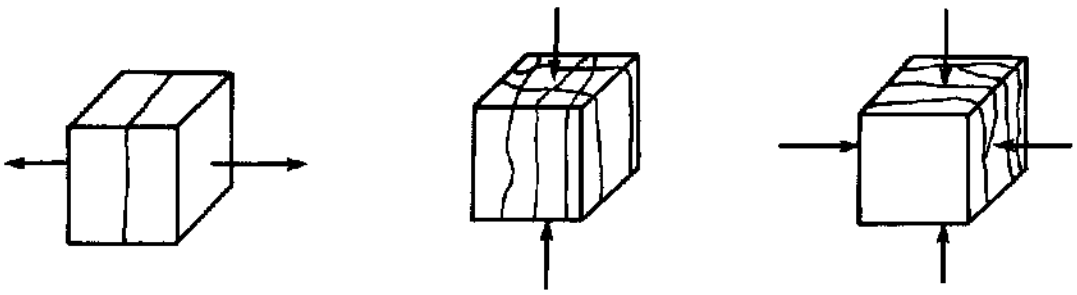


FIGURE 3.11 Concrete strength envelope under biaxial loading. (*After Kupfer et al., 1969, courtesy of American Concrete Institute.*)

شکل های زیر مربوط به شکل شکاف در بتن در هنگام شکست آن است.

- در شکل سمت چپ نمونه تحت کشش خالص است و ترک ها عمود بر راستای کشش هستند.
- در شکل وسط و شکل سمت راست ترک ها به موازات فشار هستند.



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

شکل زیر نمودار تنش و کرنش در نمونه بتنی با بارگذاری تک محوری را نشان می دهد. تنش تک محوری در راستای 1 وارد می شود. با افزایش تنش نمونه در راستای 1 کاهش طول خواهد داشت ولی در راستای 3 افزایش عرض خواهیم داشت.

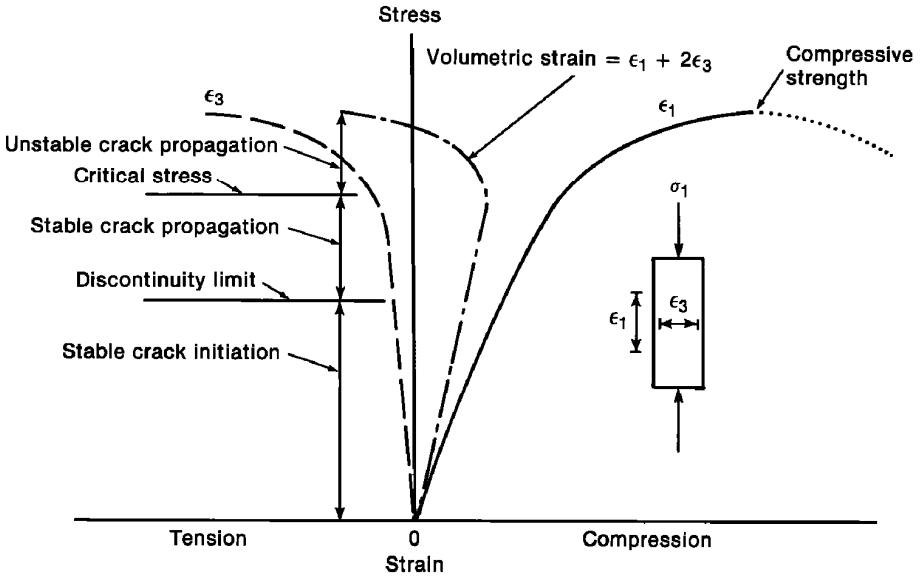
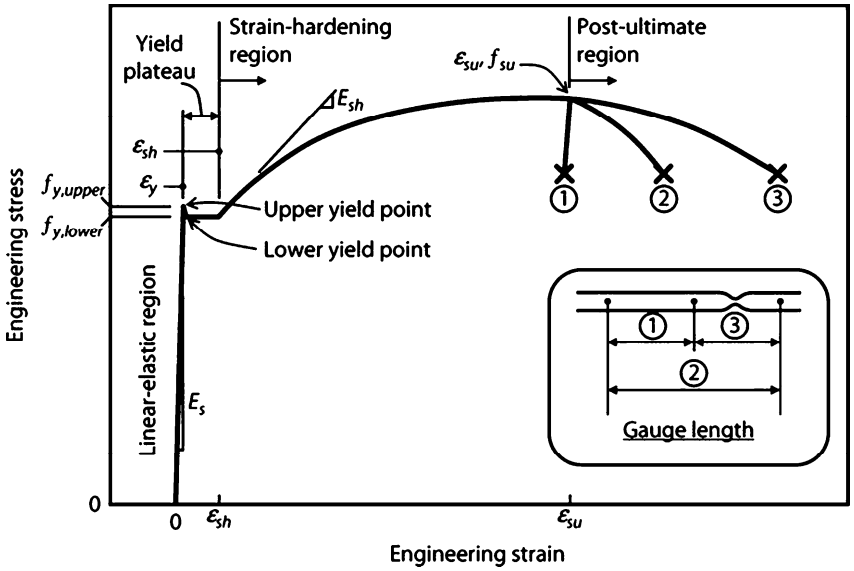


Fig. 3-1
Stress–strain curves for concrete loaded in uniaxial compression. (From [3-2].)

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-۷- مشخصات میلگرد

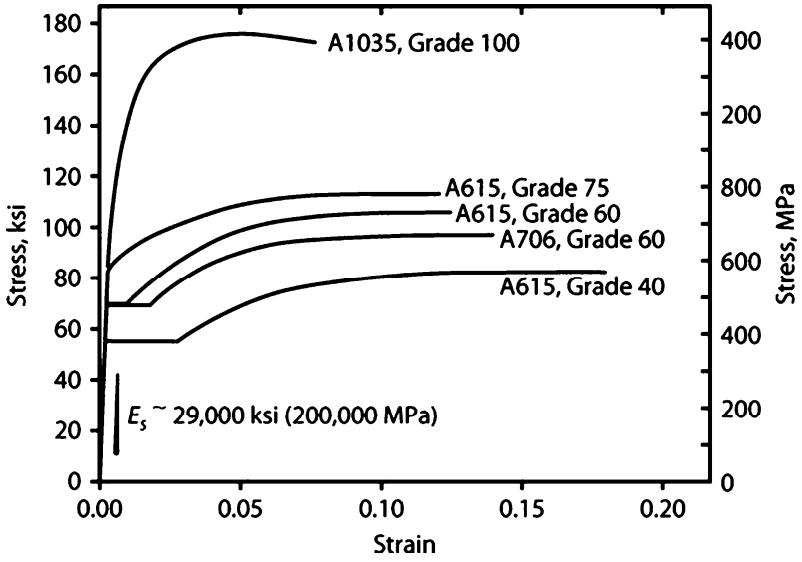
شکل های زیر نمودار تنش کرنش مربوط به میلگرد را نشان می دهد.



شکل زیر نشان می دهد با افزایش مقاومت میلگرد، پله تسلیم از بین رفته و شکل پذیری آن کاهش می یابد.

منظور از Grade 40 میلگرد با مقاومت تسلیم $F_y = 40\ ksi = 40 \times 7\ MPa = 280\ MP$ می باشد.

منظور از Grade 60 میلگرد با مقاومت تسلیم $F_y = 40\ ksi = 60 \times 7\ MPa = 420\ MP$ می باشد.



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۹-۴-۵ ویژگیهای کششی آرماتورها

۹-۴-۵-۱ ویژگی های کششی آرماتورها باید مطابق با مقادیر کششی یکی از رده های ارائه شده در جدول ۹-۴-۲ باشد.

جدول ۹-۴-۲ ویژگیهای کششی آرماتورها

رده	علامت مشخصه در ایران	طبقه‌بندی از نظر شکل رویه	رده از نظر شکل پذیری	مقاومت کششی حداقل MPa	تنش حد تسلیم MPa		ازدیاد طول نسبی [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
S500C	آج ۵۰۰ سرد	آجدار	سخت	۵۵۰	۵۰۰	–	۱۲	–
S520	آج ۵۲۰	آجدار مرکب	سخت	۶۹۰	۵۲۰	۶۷۵	۱۳	–

[۱] انتخاب یکی از طولهای آزمون برای تعیین میزان ازدیاد طول نسبی کافی است. در صورت عدم ذکر طول آزمون، طول حداقل A_5 باید ملاک قرار گیرد. طولهای A_5 و A_{10} در استاندارد INSO 3132 ایران تعریف شده اند.

[۲] در خصوص میلگردهایی که قطر اسمی آنها ۳۲ میلیمتر یا بیشتر است، حداقل مقدار مشخصه تعریف شده برای A_5 ممکن است تا ۲ درصد به ازای هر ۳ میلیمتر افزایش در قطر، کاهش یابد. حداکثر کاهش از حداقل مقادیر تعریف شده در جدول فوق به ۴ درصد محدود می‌شود.

استفاده از آرماتور ساده در چه مواردی مجاز است؟

در اعضای سازه ای آرماتورها همگی باید آجدار باشند مگر دورپیچ ستونها

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-۸- خزش

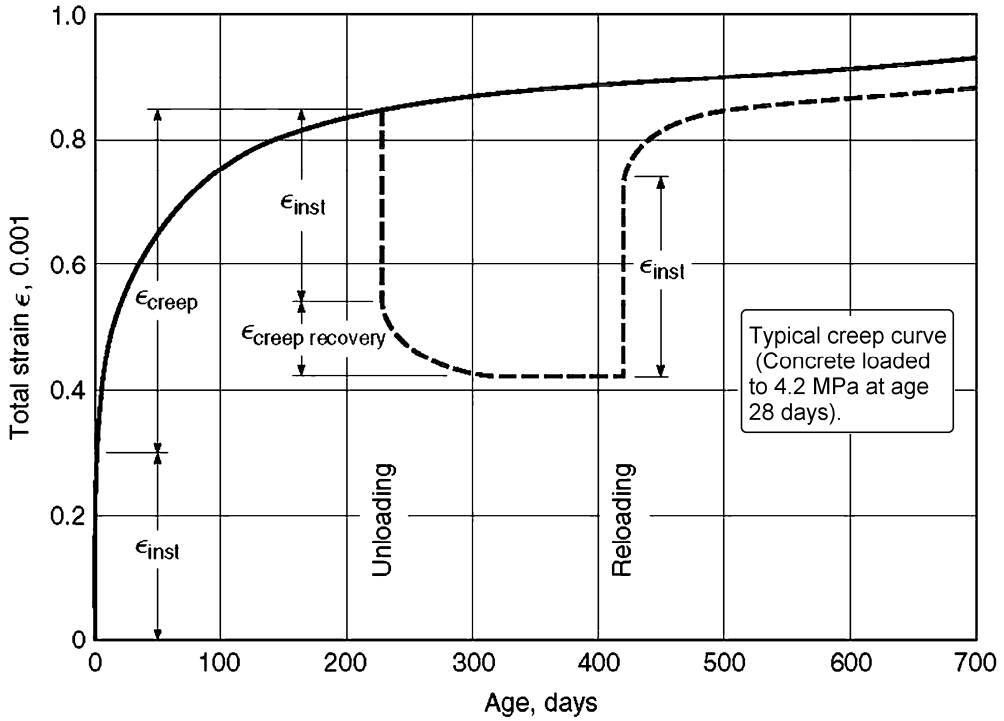
برخی از مواد مانند فولاد، مقاومت و نمودار تنش کرنش حساسیت کمی به زمان دارند.

ولی در بتن اینچنین نیست. اگر یک نمونه بتنی به صورت فشاری بارگذاری شود، یک تغییر شکل آنی اولیه در آن مشاهده خواهد شد و اگر باربرداری انجام نشود و وارد بر آن در طول زمان ثابت بماند، یک تغییر شکل اضافی تدریجی بنام خزش در آن ایجاد خواهد شد.

شکل زیر نشان می دهد که یک نمونه بتنی ۲۸ روزه تحت تنش فشاری 4.8 MPa قرار گرفته و کرنش اولیه آنی ε_{inst} در آن ایجاد شده است. به مدت ۲۳۰ روز مقدار بار ثابت باقی مانده و در این فاصله علاوه بر کرنش آنی ε_{inst}، کرنش ناشی از خزش ε_{creep} به آن اضافه شده است، به طوریکه جمع کرنش در نمونه به حدود سه برابر کرنش آنی اولیه افزایش یافته است. اگر بار ثابت حفظ شود، نمودار خط توپر را طی خواهد کرد و مطابق شکل افزایش قابل توجهی در کرنش نخواهیم داشت. ولی اگر مطابق قسمت خط چین نمودار باربرداری انجام شود، قسمت عمده تغییر شکل آنی اولیه (ε_{inst}) بر می گردد. اگر نمونه بدون بار رها شود در طول زمان قسمتی از خزش نیز باز خواهد گشت ($\varepsilon_{creep\ recovery}$ در شکل).

کرنش مربوط به خزش (ε_{creep}) که در یک فاصله زمانی طولانی (۲ الی ۵ سال) رخ می دهد می تواند حدود یک الی سه برابر کرنش اولیه باشد.

($\varepsilon_{creep} = 1\sim3 \times \varepsilon_{inst}$)



عوامل که بر خزش اثر می‌کند:

۱- خلل فرج بتن↑ خزش↑

۲- ضخامت قطعه بتنی↑ خزش↓

۳- عمر بتن در لحظه بارگذاری↑ خزش↓

۴- زمان بارگذاری (مدتی که بار بر قطعه اثر می‌کند↑ خزش↑

۵- رطوبت محیط↑ خزش↓

۶- درصد فولاد فشاری↑ خزش↓

✓ تحت تنش های ثابت بیش از $0.85f'_c$ ، پدیده خزش با گذشت زمان موجب شکست نمونه می شود.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۵

۱۲۰- برای تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده تحت بار دائمی گسترده، افزایش چه عاملی تأثیر بیشتری در کاهش نسبت تغییر شکل زمانی به تغییر شکل آنی در وسط تیر دارد؟

۱) مقاومت کششی بتن

۲) مقدار آرماتور کششی

۳) مقاومت فشاری بتن

۴) مقدار آرماتور فشاری

گزینه ۴

در تیرهای پیوسته (چند دهانه) بتن آرمه تحت اثر بار ثابت به تدریج کدام حالت اتفاق می‌افتد؟

(مهندسی عمران ۸۰)

۱) هر دو ممان منفی و مثبت افزایش می‌یابند.

۲) هر دو ممان منفی و مثبت کاهش می‌یابند.

۳) ممان مثبت کم شده و ممان منفی تکیه‌گاه افزایش می‌یابد.

۴) از ممان منفی تکیه‌گاه کم شده و به ممان مثبت وسط دهانه اضافه می‌شود.

گزینه ۴

(مهندسی عمران ۷۱)

۱۹ـ خیز بلندمدت یک تیر بتن‌آرمه:

۱) ۲ تا ۳ برابر خیز اولیه آن است.

۲) ۱/۵ برابر خیز اولیه آن است.

۳) به علت جمع‌شدگی "*Shrin Kage*" کمتر از خیز اولیه آن است.

۴) هیچکدام.

گزینه ۱

آزاد ۸۹

۱۳۲ـ کدام‌یک از موارد زیر موجب افزایش مقاومت فشاری بتن می‌شود.

۱) کاهش سرعت بارگذاری در آزمایش مقاومت فشاری

۲) بزرگتر کردن اندازه نمونه‌های آزمایش مقاومت فشاری

۳) افزایش نسبت آب به سیمان بتن

۴) تغییر شرایط عمل‌آوری نمونه قبل از آزمایش از حالت خشک به حالت مرطوب

گزینه ۴

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

آزاد ۸۹

۱۳۳ـ کدام‌یک از عبارت‌های زیر راجع به پدیده خزش در بتن صحیح است؟

۱) هر قدر رطوبت نسبی محیط کمتر باشد کرنش ناشی از خزش در بتن بیشتر است.

۲) کرنش ناشی از خزش تماماً برگشت‌پذیر یا قابل جبران در باربرداری است.

۳) هرقدر تنش اعمالی به نمونه کمتر و سن نمونه هنگام بارگذاری بیشتر باشد، میزان خزش آن بیشتر است.

۴) میزان کرنش ناشی از خزش همواره کمتر از کرنش ناشی از بارگذاری است.

۲-۹- افت و حرارت

اعضای بتنی، حتی اگر بارگذاری روی آنها انجام نشود، به مرور زمان کاهش حجم خواهند داشت. از جمله دلایل این کاهش حجم پدیده افت و حرارت می باشد.

افت مربوط به از دست دادن رطوبت داخل بتن و تبخیر آن از سطح بتن می باشد. هرچه سطح تماس بتن با هوای آزاد بیشتر باشد این تبخیر بیشتر خواهد بود. میزان این تبخیر مسلما به دمای محیط و رطوبت نسبی هوا وابسته است.

تفاوت افت با خزش؟

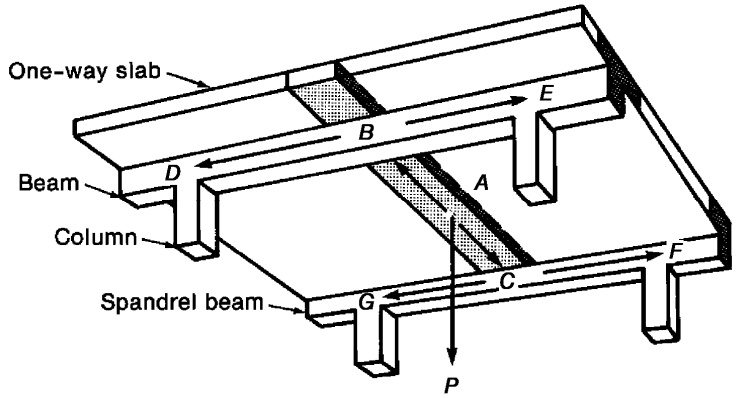
✓ برخلاف خزش علت افت تنش های فشاری نمی باشد. بلکه در غیاب تنش های فشاری نیز افت اتفاق می افتد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-خمش

۳-۱- طراحی تیر

یکی از رایج ترین سیستم های باربر، سیستم قاب خمشی می باشد که در آن تیرها اعضایی هستند که تحت خمش و برش قرار دارند و ستونها اعضایی هستند که تحت خمش، برش و نیروی محوری قرار دارند. علاوه بر تیرها، اجزای سقف نیز تحت خمش و برش قرار دارند. در شکل زیر نیروی P توسط نواری از دال سقف (که در شکل هاشور خورده است) تحمل می شود. بار P همراه با وزن خود سقف در نقاط B و C به تیرها منتقل می شود. تیرها نیز در انتها بار را به ستون منتقل می کنند. تیر به ستون لنگر همراه با نیروی محوری وارد می کند. در شکل بار به صورت یک طرف و تنها در یک راستا به تیرها منتقل می شود و به همین جهت به آن دال "یک طرفه" گفته می شود. دقت شود که در این شکل تنها در یک جهت تیر داریم و اگر در چهار طرف دال تیر داشتیم، بار در هر دو جهت منتقل می شد و در این صورت دال "دو طرفه" داشتیم.



اساس طراحی مقاطع بر اساس رابطه زیر انجام میشود:

Reduced nominal strength ≥ factored load effects

اگر مقطع تحت لنگر خمشی باشد:

$$\varphi M_n \geq M_u$$

در رابطه فوق مقدار M_n "مقاومت خمشی اسمی" مقطع را نشان می دهد (nominal moment strength). مقدار آن بر اساس هندسه مقطع و مقاومت مصالح (استفاده شده در مقطع) تعیین می شود.

M_u *لنگر ناشی از بارهای ضریب دار* می باشد که به آن لنگر طراحی نیز گفته می شود. این لنگر از ترکیب بارها بدست می آید. برای مثال بارهای مرده، زنده، و ... هر کدام لنگری را به مقطع وارد می کنند. این لنگرها با هم ترکیب می شوند و مقدار M_u را تشکیل می دهند. بنابراین برای بدست آوردن M_u باید ابتدا تحلیل سازه انجام شود تا دیاگرام های لنگر ترسیم شوند و مشخص شود که لنگر ناشی از بارهای مختلف چقدر است.

مقدار φ ضریب کاهش مقاومت (strength-reduction factor) می باشد. در مواردی که خمش (بدون حضور نیروی محوری) داریم، مقدار این ضریب بر اساس ACI-318-2014 برابر 0.9 می باشد. این ضریب کاهش برای منظور کردن احتمال خطای اجرا (مثلا عدم اجرای دقیق ابعاد و یا کاهش مقاومت) و همچنین خطاها و تقریب های محاسباتی می باشد.

مقدار φM_n را "مقاومت اسمی کاهش یافته" و یا "مقاومت طراحی" می نامند.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۱-۱- ترکیب بارهای حد نهایی

مطابق جدول بارهای وارد بر اعضا با هم ترکیب (جمع) می شوند. هر کدام از ترکیب بارها یک احتمال محسوب می شود.

5.3—Load factors and combinations

5.3.1 Required strength U shall be at least equal to the effects of factored loads in Table 5.3.1, with exceptions and additions in 5.3.3 through 5.3.12.

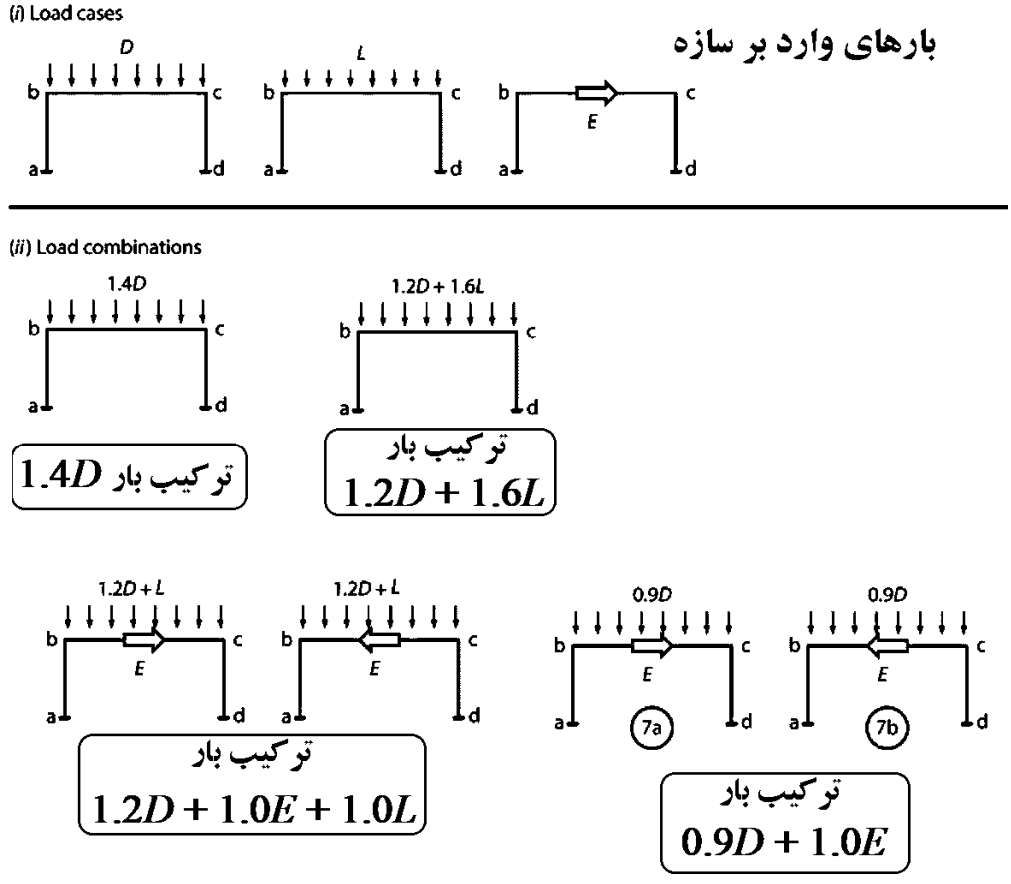
Table 5.3.1—Load combinations

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

5.3.3 The load factor on live load L in Eq. (5.3.1c), (5.3.1d), and (5.3.1e) shall be permitted to be reduced to 0.5 except for (a), (b), or (c):

(a) Garages
(b) Areas occupied as places of public assembly
(c) Areas where L is greater than 4.8 kN/m^2

با توجه به زلزله خیز بودن ایران، ترکیب بارهایی که شامل نیروی زلزله هستند، اهمیت خاصی دارند. در ترکیب بارهای زیر ترکیب بار پنجم و هفتم شامل نیروی زلزله هستند. در شکل زیر برخی از ترکیب بارهای فوق نمایش داده شده است.



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۱-۲- ضرایب کاهش مقاومت

مقاومت اعضا پس از محاسبه در جهت اطمینان باید کاهش داده شوند. جدول زیر ضرایب کاهش مقاومت را نشان می دهد. برای مثال مقاومت برشی اعضا با ضریب 0.75 کاهش می یابد.

دقت شود که مقاومت اولیه (بدون اعمال ضریب کاهش مقاومت) را "مقاومت اسمی" عضو می نامند

Table 21.2.1—Strength reduction factors ϕ

Action or structural element		ϕ	Exceptions
(a)	Moment, axial force, or combined moment and axial force	0.65 to 0.90 in accordance with 21.2.2	Near ends of pretensioned members where strands are not fully developed, ϕ shall be in accordance with 21.2.3.
(b)	Shear	0.75	Additional requirements are given in 21.2.4 for structures designed to resist earthquake effects.
(c)	Torsion	0.75	—
(d)	Bearing	0.65	—
(e)	Post-tensioned anchorage zones	0.85	—
(f)	Brackets and corbels	0.75	—
(g)	Struts, ties, nodal zones, and bearing areas designed in accordance with strut-and-tie method in Chapter 23	0.75	—
(h)	Components of connections of precast members controlled by yielding of steel elements in tension	0.90	—
(i)	Plain concrete elements	0.60	—
(j)	Anchors in concrete elements	0.45 to 0.75 in accordance with Chapter 17	—

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

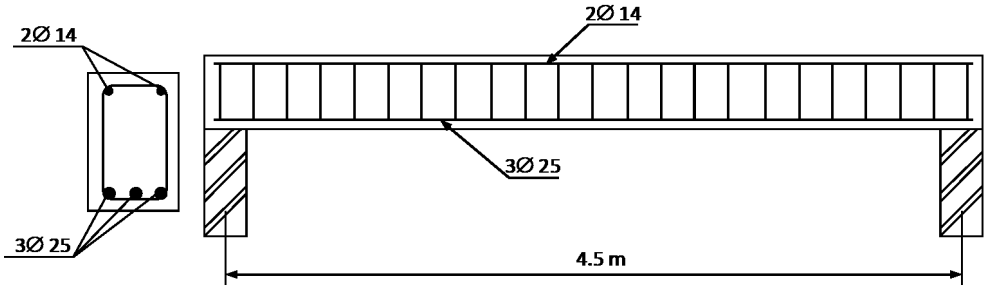
مثال: در تیر شکل زیر بار گسترده وارد بر تیر برابر است با:

$$q_{Dead} = 40\frac{kN}{m} \qquad q_{Live} = 30\frac{kN}{m}$$

فرض کنید "مقاومت خمشی اسمی" مقطع برابر است با:

$$M_n = 275\ kN.m$$

- فرض کنید تیر به صورت اتکایی بر روی تکیه گاهها قرار گرفته و دوسرمفصل می باشد.



بارهای مرده و زنده وارد بر به صورت زیر ترکیب شده اند:

$$q_u = Max\begin{Bmatrix} 1.4D = 1.4 \times 40 = 56\ \frac{kN}{m} \\ 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 40 + 1.6 \times 30 = 96\frac{kN}{m} \end{Bmatrix} = 96\frac{kN}{m}$$

مقدار $q_u = 96\frac{kN}{m}$ را "بار ضریب دار" عضو می نامند.

لنگر ضریب دار عضو برابر است با:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{96 \times 4.5^2}{8} = 243\ kN.m$$

کنترل کفایت تیر به لحاظ خمشی:

$$M_u \le \varphi M_n \qquad \rightarrow \qquad 243 \le 0.9 \times 275 = 247.5\ kN.m \qquad OK$$

لنگر ضریب دار عضو (Mu) باید کمتر از مقاومت خمشی طراحی عضو (φM_n) باشد.

۳-۲- دلایل استفاده از ضریب اطمینان

۱- مقاومت واقعی اعضا با آنچه که محاسب در نظر گرفته تفاوت دارد.

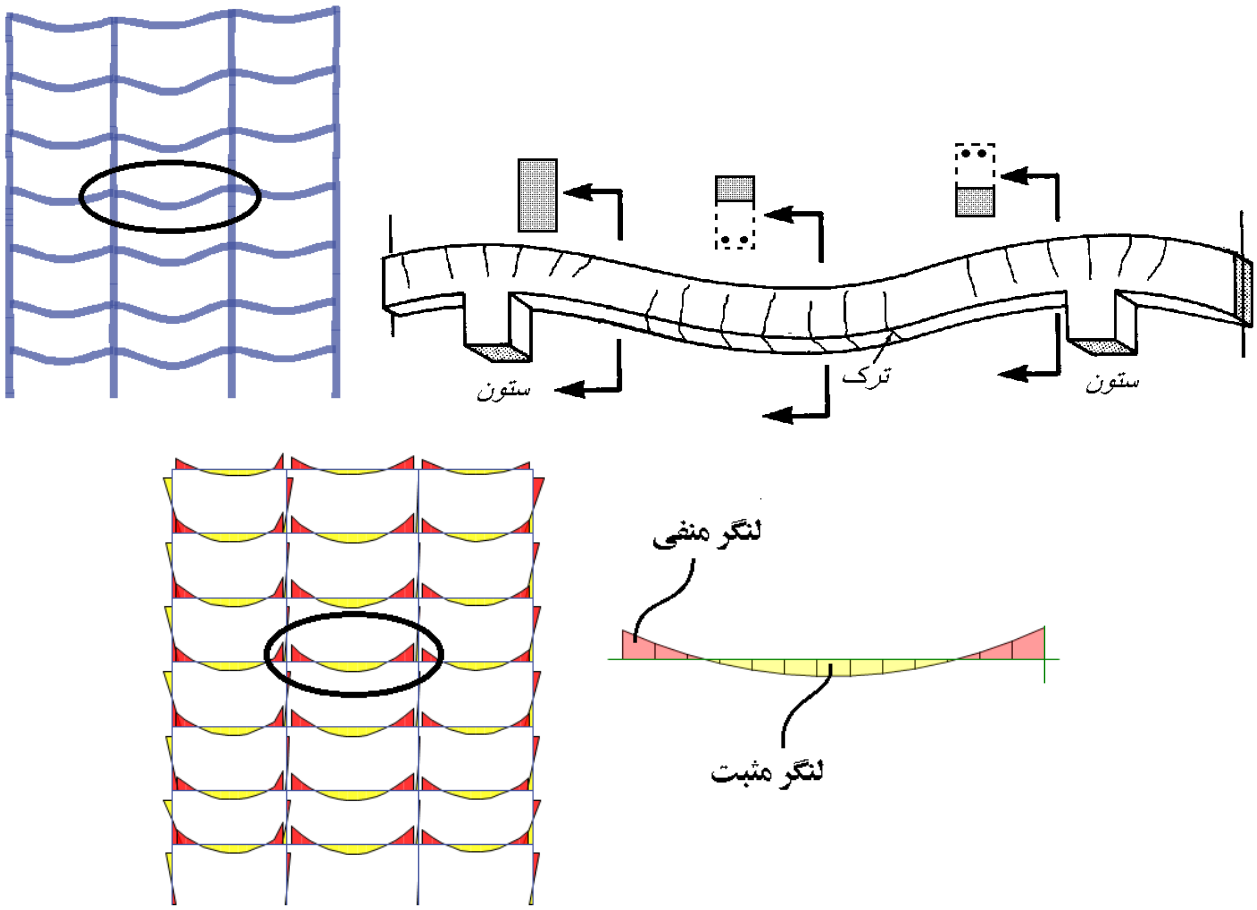
a. مقاومت بتن و فولاد ممکن است متفاوت از مقدار مشخصه باشد.
b. ابعاد اجرا شده ممکن است متفاوت باشد.
c. فرضیات و تقریب های ساده کننده در آنالیز و طراحی

۲- احتمال تغییر در بارگذاری

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

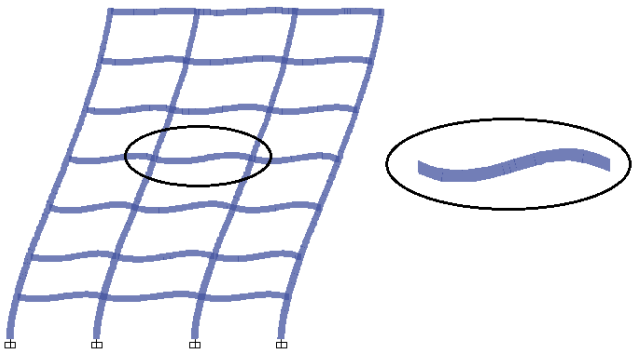
۳-۳- لنگر وارد بر تیر تحت بارهای ثقلی و لرزه ای

به شکل زیر توجه کنید. یک تیر بتن آرمه را نشان می دهد که تحت اثر بار ثقلی خم شده است.

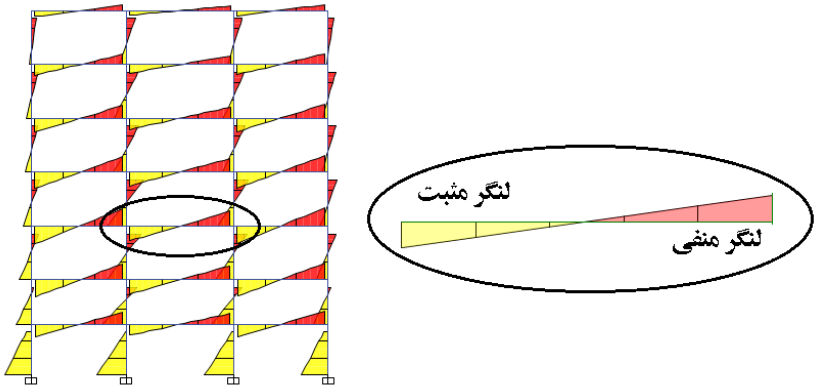


قرار داد: در این جزوه در دیاگرام لنگر منفی در بالای نمودار ترسیم می شود و مثبت در پایین نمودار.

به شکل زیر نگاه کنید. تغییرشکل سازه را تحت زلزله نشان می دهد:



در قابهای خمشی تحت نیروی جانبی زلزله معمولا حداکثر لنگر در دو انتهای تیر اتفاق می افتد.



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

معیارهای طراحی

1- Strength limit states

(a) Loss of equilibrium.
(b) Failure.
(c) Progressive collapse.
(d) Formation of a plastic mechanism.
(e) Instability.
(f) Fatigue.

2- Serviceability limit states

(g) Excessive deflections for normal service.
(h) Excessive crack widths.
(i) Undesirable vibrations.

Serviceability limit states include onset of structural or nonstructural damage, visible deflections, and vibrations causing occupant discomfort

3- Special limit states

(a) Damage or collapse in extreme earthquakes.
(b) Structural effects of fire, explosions, or vehicular collisions,
(c) Structural effects of corrosion or deterioration.

ترکیب بارهای بهره برداری

در مواردی مانند *کنترل خیز* از ترکیب بارهای بهره برداری استفاده می کنیم. در این حالت بارها بر اساس بند زیر از مبحث ششم ترکیب می شوند.

۶-۲-۳-۵ ترکیب بارهای حالت‌های حدی بهره‌برداری

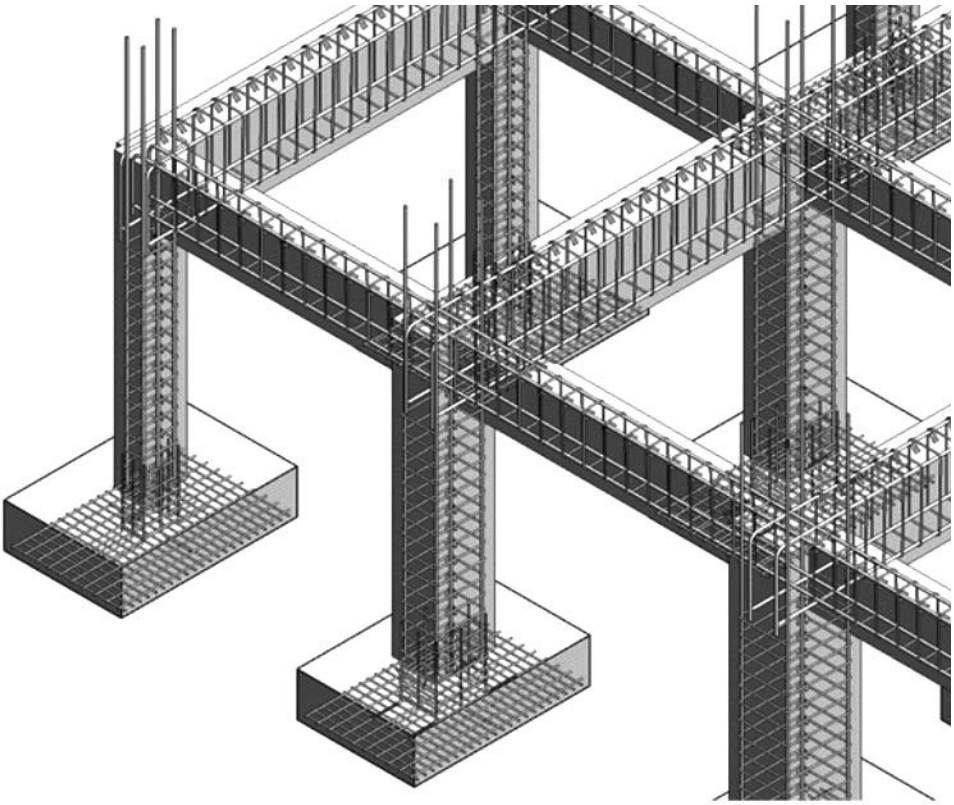
برای حالت‌های بهره‌برداری موضوع بند ۶-۱-۳-۲، باید ترکیب بارهای مناسب بارهای مرده، زنده و سایر بارهای مرتبط با توجه به مباحث طراحی مقررات ملّی ساختمان و یا سایر آیین‌نامه‌های طراحی مربوطه در نظر گرفته شود. در این ترکیب‌ها از بارهای کوتاه مدت نظیر زلزله طرح، باد، سیل، یخ جوی و ... استفاده نمی‌شود. ترکیب بارهای زیر باید برای حالت‌های بهره‌برداری به کار برده شود. در صورتی‌که در مباحث طراحی مقررات ملّی ساختمان و یا سایر آیین‌نامه‌های طراحی مربوطه پیشنهاد استفاده از ضرایب بار کمتر از یک را در ترکیب بارها داده باشد، باید از آن ضرایب به جای یک در ترکیب بارهای زیر استفاده گردد.

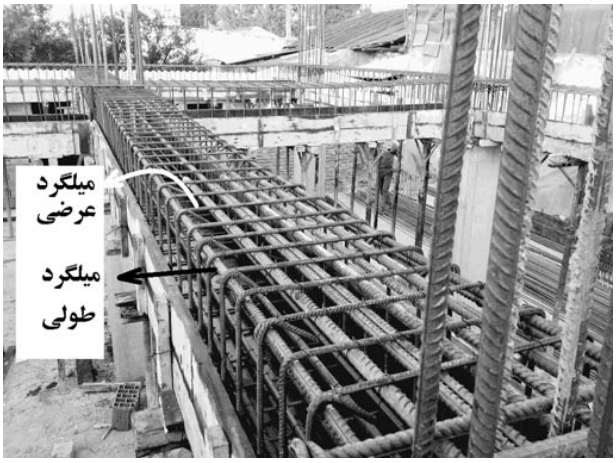
۱) D
۲) D+L
۳) D+(L_r یا S یا R)
۴) D+L+(L_r یا S یا R)
۵) D+T
۶) D+L+T+(L_r یا S)

۳-۴- سازه های بتنی

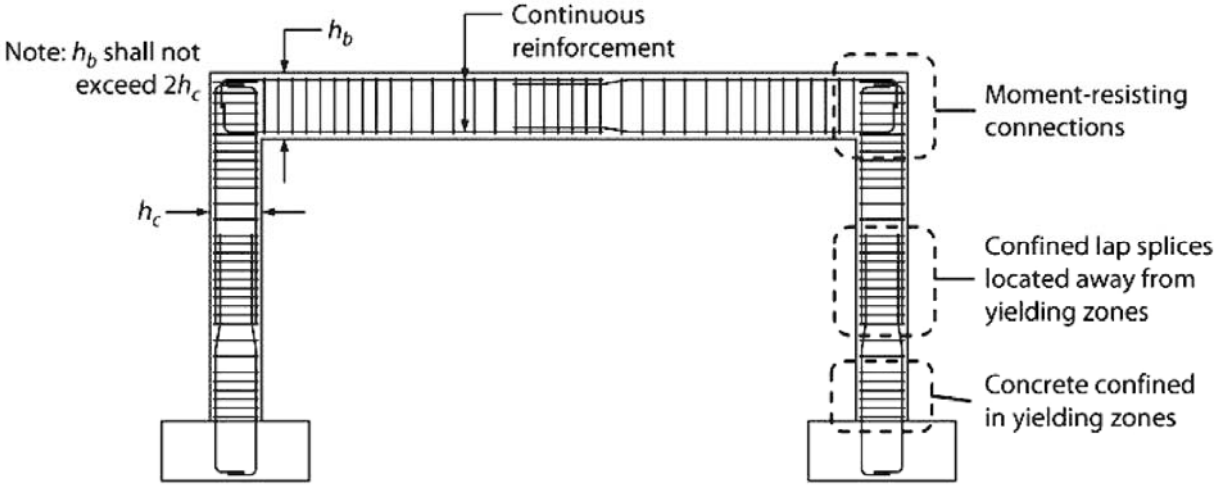
به شکل های زیر توجه کنید. شکل کلی میلگردهای "طولی" و "عرضی" تیر را نشان می دهند.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.





نحوه ترسیم میلگردهای طولی و عرضی در نقشه های سازه مشابه شکل زیر می باشد.



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۵- پوشش بتن

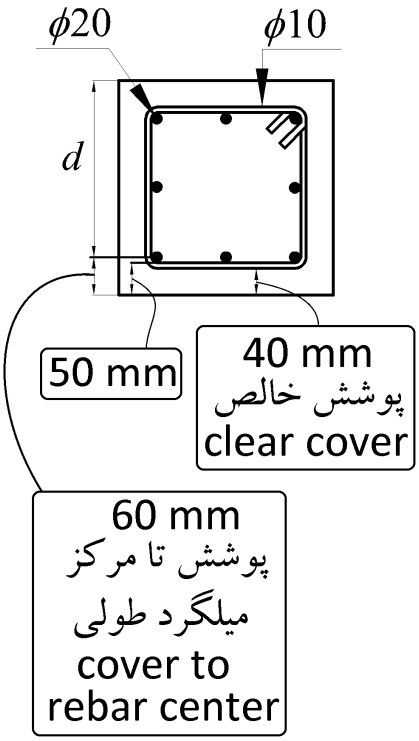
طبق ACI-318-2014 حداقل پوشش خالص بتن برای تیرها و ستونها برابر 40 mm می باشد به شرطی که آن تیر یا ستون در معرض عوامل جوی (هوای آزاد) و یا در تماس با خاک نباشد.

20.6.1.3 *Specified concrete cover requirements*

20.6.1.3.1 Nonprestressed cast-in-place concrete members shall have specified concrete cover for reinforcement at least that given in Table 20.6.1.3.1.

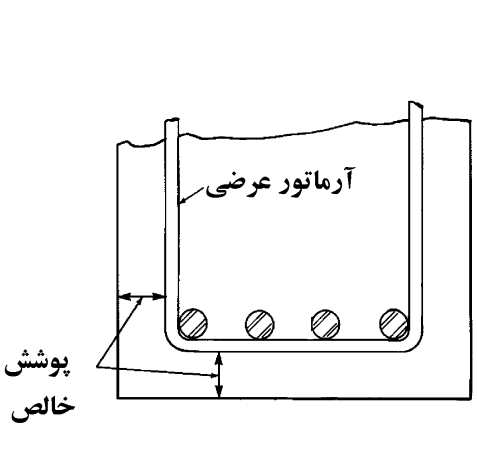
Table 20.6.1.3.1—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

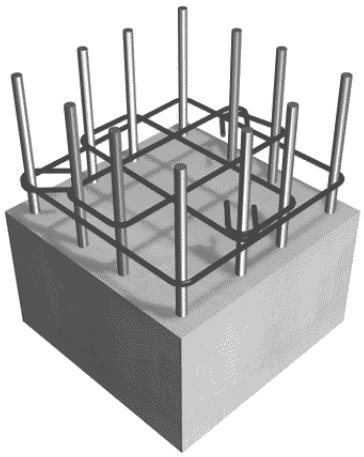
Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	75
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 19 through No. 57 bars	50
		No. 16 bar, MW200 or MD200 wire, and smaller	40
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 43 and No. 57 bars	40
		No. 36 bar and smaller	20
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	40



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

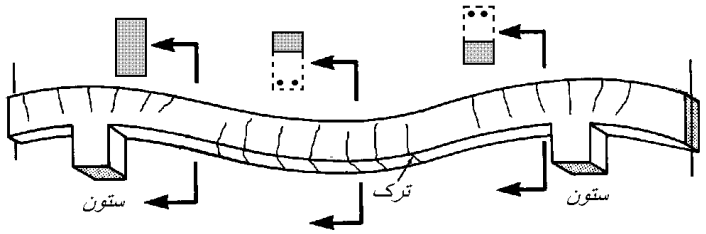




هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۶- تحلیل سازه های بتنی

اعضای سازه های بتنی تحت بارهای وارد شده، ترک می خورند. پس از ترک خوردن ممان اینرسی مقطع آنها کاهش می یابد (شکل زیر).
طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و همچنین ACI-318 باید هنگام تحلیل سازه اثرات این کاهش سختی منظور شود.



پیشنویس مبحث نهم پیشنهاد می کند ممان اینرسی ستونها را برابر $0.7I_g$ و ممان اینرسی تیرها را برابر $0.35I_g$ در نظر بگیریم.

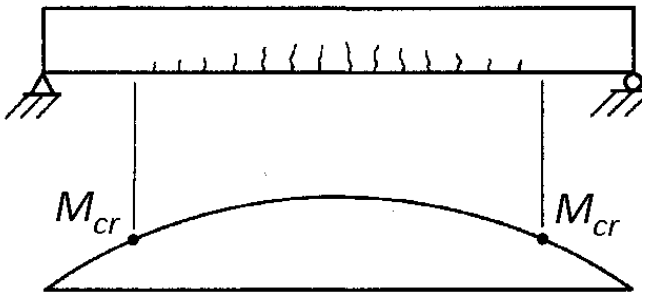
- I_g ممان اینرسی مقطع تیر یا ستون در حالت ترک نخورده و بدون احتساب اثر میلگردهای داخل آن می باشد. برای مثال برای یک تیر با ابعاد مقطع $400mm \times 600mm$ مقدار ممان اینرسی مقطع بتن برابر $I_g = \frac{400\times600^3}{12}$ خواهد بود. و در هنگام تحلیل سازه مقدار ممان اینرسی این تیر باید برابر $0.35I_g = 0.35 \times \frac{400\times600^3}{12}$ باید منظور شود.

۹-۶-۵-۳-۱-۱ مشخصات مقطع شامل ممان اینرسی و سطح مقطع اعضا باید بر اساس جداول ۹-۶-۲ (الف) و یا ۹-۶-۲ (ب) محاسبه شوند، مگر آنکه بتوان آن‌ها را از تحلیل‌های دقیق‌تری بدست 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 نمود.

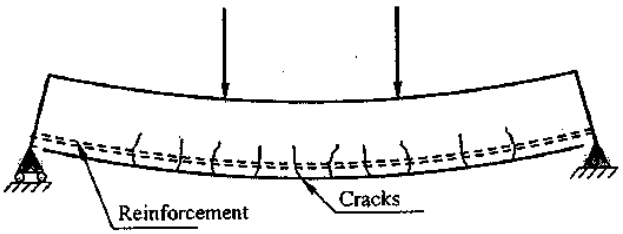
جدول **۹-۶-۲ (الف)**- ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضاء در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب دار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$	
	ترک خورده	$0.35I_g$	
تیرها		$0.35I_g$	
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$	

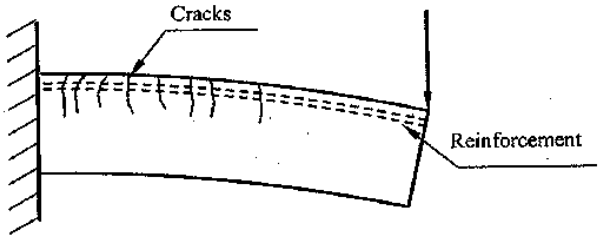
یکی از عوامل ایجاد ترک وجود لنگر در تیر است. در نقاطی که لنگر وارد شده افزایش یابد، ترک ها نیز بیشتر خواهند بود. شکل های زیر نمونه هایی از ترک های احتمالی در تیرها را نشان می دهد. یک تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده یکنواخت را در نظر بگیرید. لنگر وارد بر عضو در میانه حداکثر مقدار خواهد بود ($M_u = \frac{q_u L^2}{8}$) و بنابراین انتظار می رود تعداد ترک ها و نیز عمق آنها در میانه تیر بیشتر باشد. از طرفی در دو انتهای تیر به علت کاهش لنگر به صفر، ترک ها نیز حذف می شوند (شکل زیر).



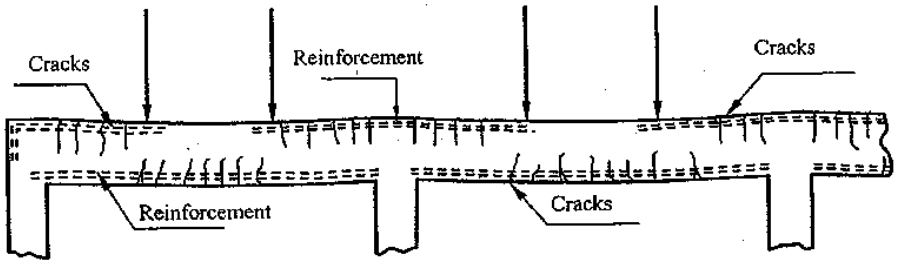
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.



A- Simple beam

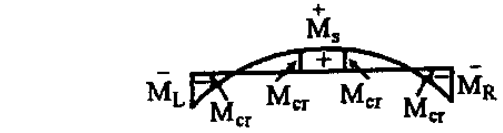


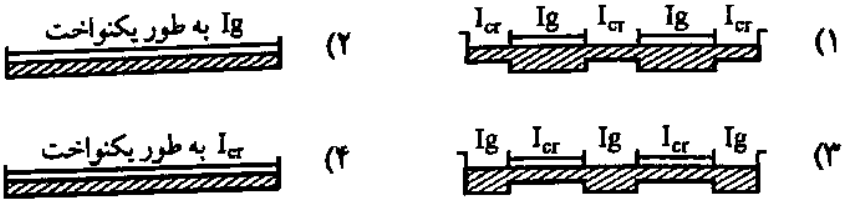
B-Cantilever beam



تمرین

۲۲ـ در شکل زیر دیاگرام ممان خمشی یک دهانه از تیر یکسره تحت تأثیر بارهای سرویسی (بدون ضریب) نشان داده شده است. اگر ممان ترک‌خوردگی تیر برابر M_{cr}، ممان اینرسی کل مقطع بتنی با صرفنظر از آرماتور برابر I_g و ممان اینرسی مقطع ترک خورده تیر برابر I_{cr} باشد، کدام گزینه تغییرات ممان اینرسی در طول دهانه تیر را بهتر نشان می‌دهد؟ (مهندسی عمران ۷۷)





گزینه ۱

سراسری ۹۰

۱۲۰- مهم‌ترین عامل غیرخطی بودن رفتار تغییر شکل کوتاه مدت تیر بتن آرمه تحت بار سرویس کدام است؟

۱) رفتار غیرخطی بتن

۲) وقوع ترک در بتن

۳) استفاده از آرماتور در بتن

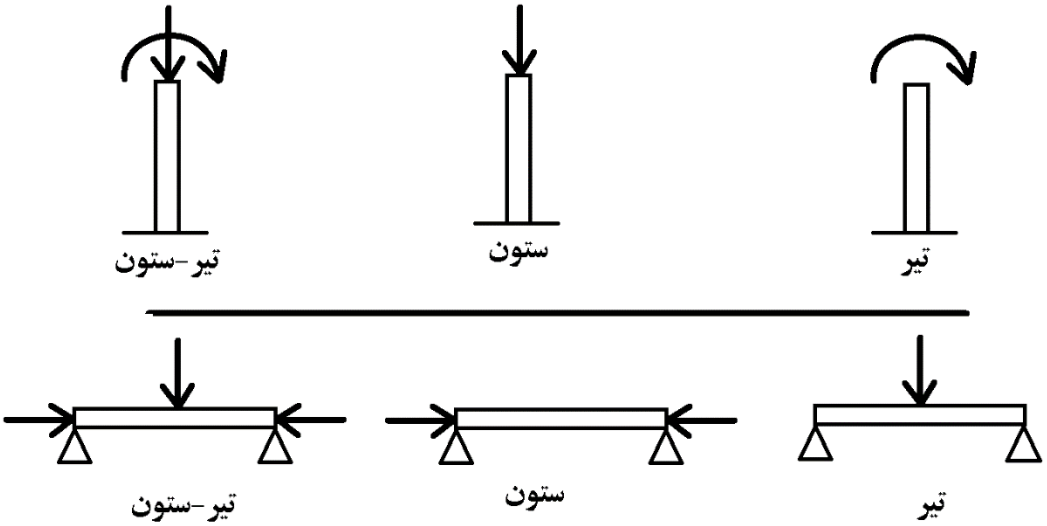
۴) پارامترهای ثانویه از جمله خزش و جمع‌شدگی

گزینه ۲

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۷- تعریف تیر و ستون

به شکل زیر و تفاوت "تیر" و "ستون" و "تیر-ستون" توجه کنید:



با توجه به شکل های بالا تیر عضوی است که نیروی محوری ندارد و ستون عضوی است که لنگر خمشی ندارد. اگر عضوی هم لنگر داشته باشد و نیروی محوری، آنرا تیر- ستون مینامیم.

در سازه های متعارف بتنی معمولا تمامی اعضای دارای نیروی محوری هستند. حتی در تیرهای قابهای خمشی نیز نیروی محوری تیرها صفر مطلق نیست ولی به حدی کم است که می توان از وجود آن صرف نظر کرد. در بندهای مختلف در ACI318-14 عنوان شده است که اگر نیروی محوری ستون (تحت ترکیب بار ضریب دار) کمتر از $0.1f_c'A_g$ باشد، نیروی محوری ناچیز بوده و آن عضو تیر محسوب شده و بنابراین باید بر اساس ضوابط مربوط به تیرها طراحی شود. برای مثال اگر ابعاد مقطع یک عضو بتنی $400mm \times 400mm$ و مقاومت فشاری بتن آن برابر $25MPa$ باشد، و نیروی محوری ناشی از بارهای ضریب دار (حاصل از ترکیب بارهای حد نهایی) کمتر از $0.1 \times 25 \times 400^2 = 400\ kN$ باشد، تیر محسوب میشود.

9.5.2 *Moment*

9.5.2.1 If $P_u < 0.10f_c'A_g$, M_n shall be calculated in accordance with 22.3.

22.3—Flexural strength

9.5.2.2 If $P_u \geq 0.10f_c'A_g$, M_n shall be calculated in accordance with 22.4.

22.4—Axial strength or combined flexural and axial strength

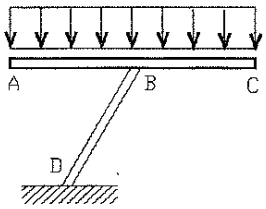
R9.5.2 *Moment*

R9.5.2.2 Beams resisting significant axial forces require consideration of the combined effects of axial forces and moments. These beams are not required to satisfy the provisions of Chapter 10, but are required to satisfy the additional requirements for ties or spirals defined in Table 22.4.2.1. For slender beams with significant axial loads, consideration should be given to slenderness effects as required for columns in 6.2.6.

- ممکن است در یک عضو تحت یک ترکیب بار مقدار Pu کم باشد و تحت ترکیب بار دیگری در همان عضو مقدار Pu بیش از $0.1f_c'A_g$ بدست آید. در این صورت این عضو هم باید ضوابط تیرها را رعایت کند و هم ضوابط ستونها را (هر کدام که سخت گیرانه تر باشد تعیین کننده می شود).

محاسبات-۹۰

۴۰- درخصوص سازه شکل مقابل کدامیک از عبارات زیر صحیح است؟



۱) عضو BD در صورتی با ضوابط تیر آرماتور گذاری می‌شود.
که N_u از مقدار $0.1f_cA_g$ کمتر باشد.
۲) عضو BD باید همواره با ضوابط ستون آرماتورگذاری شود.
۳) عضو BD باید همواره با ضوابط تیر آرماتورگذاری شود.
۴) عضو BD در صورتی با ضوابط ستون آرماتورگذاری
می‌شود که ابعاد مقطع آن حداقل 35×35 سانتیمتر باشد.

گزینه ۱

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۸- مکانیزم تحمل خمش در تیرهای بتنی

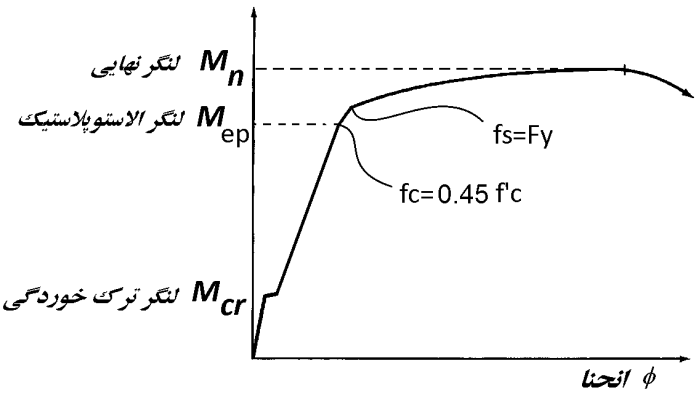
۳-۸-۱- نمودار لنگر انحنا

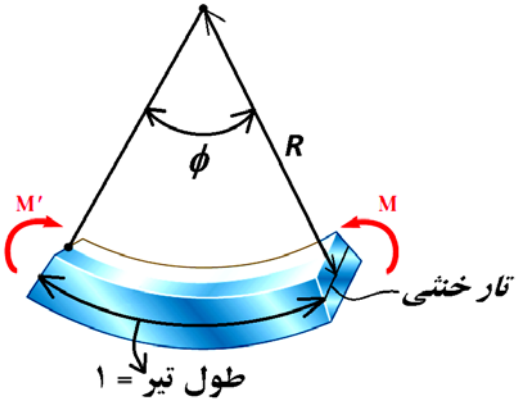
در اعضای خمشی برای سنجش تغییر شکل عضو از مفهوم انحنا (curvature) استفاده می شود:

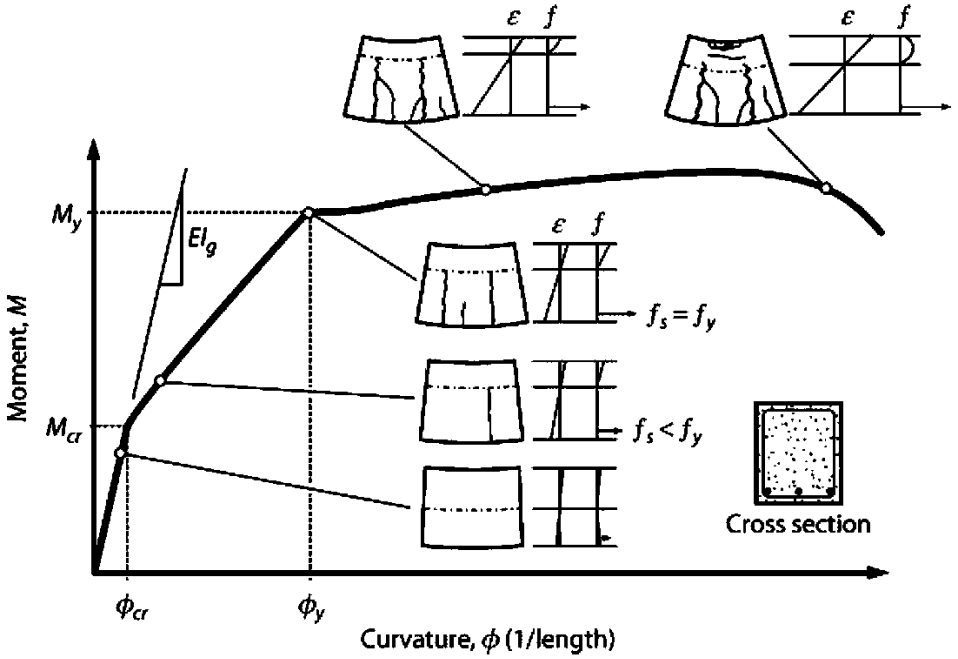
$$\text{انحنا} = \varphi = \frac{1}{R}$$

در تیرهای فاقد خمش مقدار انحنا صفر خواهد بود.

با افزایش لنگر، مقدار انحنا افزایش می یابد.





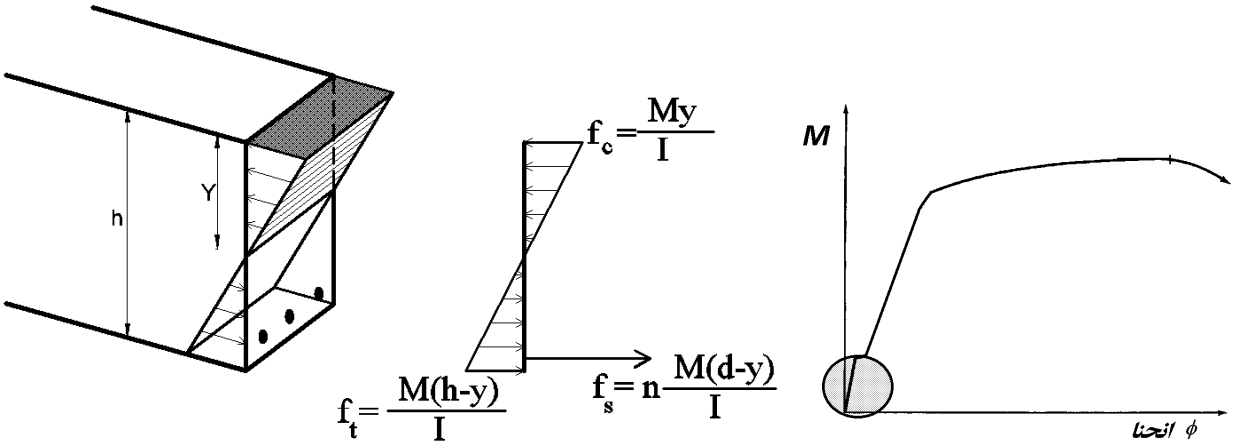


 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سه مرحله مختلف در نمودار لنگر انحنا داریم:

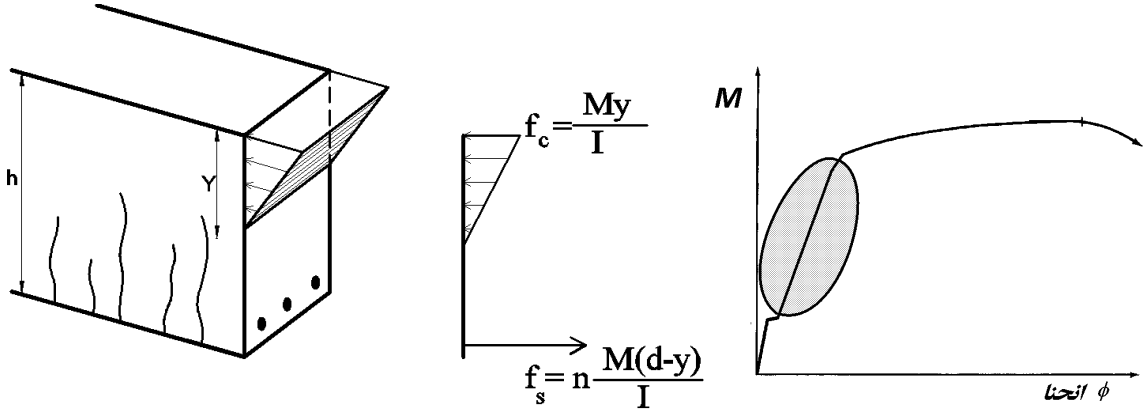
۱- مرحله یک (الاستیک):

وقتی لنگر وارد بر تیر کم باشد، بتن کششی ترک نخواهد خورد. در این مرحله مطابق شکل زیر لنگر توسط سه عامل بتن کششی+ فولاد کششی + بتن فشاری تحمل می شود.



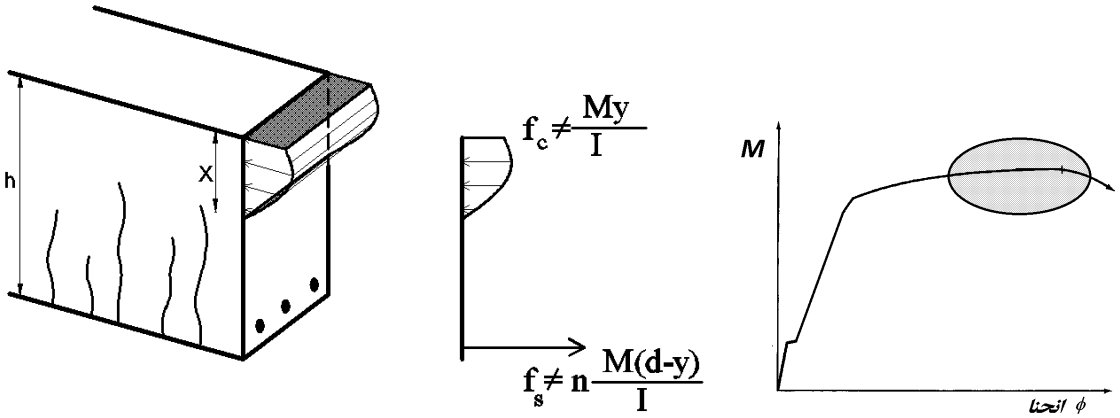
۲- مرحله دو (الاستوپلاستیک):

در این مرحله به علت افزایش لنگر بتن کششی ترک خورده و بنابراین در تحمل لنگر مشارکت نمی کند و لنگر توسط دو عامل میلگرد کششی و بتن فشاری تحمل می شود. در این مرحله میلگردها هنوز به تسلیم نرسیده اند ($f_s < F_y$) و بتن فشاری نیز از ناحیه خطی خارج نشده است ($f_c < 0.45f'_c$).



۳- مرحله سه (پلاستیک):

در این مرحله بتن و یا فولاد از ناحیه خطی عبور کرده اند.

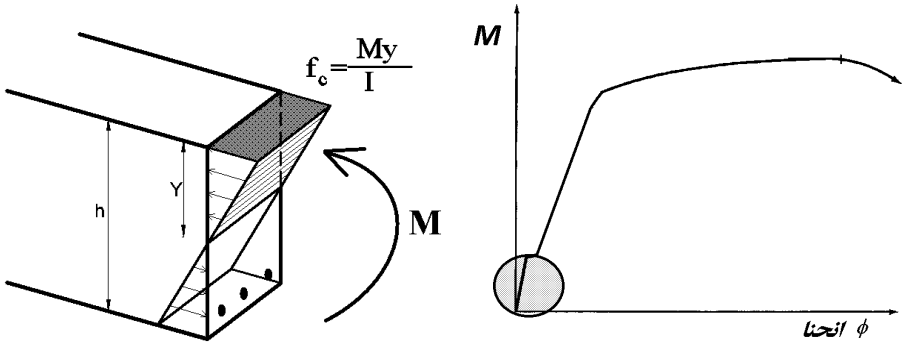


هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۹- لنگر مقاوم ترک خوردگی

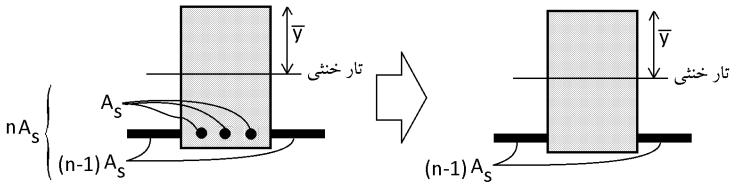
تا زمانی که تنش (ناشی از لنگر) در دورترین تار کششی از مقاومت کششی بتن (مدول گسیختگی) کمتر باشد، بتن کششی ترک نخواهد خورد.

در شکل زیر لنگر وارد بر مقطع کمتر از لنگر ترک خوردگی می باشد (قسمت هاشور خورد در نمودار). بنابراین بتن کششی حذف نشده است.



جهت محاسبه تنش ها (و استفاده از رابطه $\frac{My}{I}$) باید مقدار ممان اینرسی (I) مقطع محاسبه شود.
مقطع بتن آرمه "غیرهمگن" است و نمی توان مستقیما مقدار I را محاسبه کرد.
جهت محاسبه I باید مقطع "معادل" ساخته شود.
در مقطع معادل به جای میگردها، بتن معادل با میلگرد قرار می گیرد. با توجه به اینکه سختی فولاد $n=\frac{E_s}{E_c}\approx 8$ برابر بتن می باشد، می توان مطابق شکل زیر به جای میلگردها بتنی با مساحت $nA_s \approx 8A_s$ قرار داد:

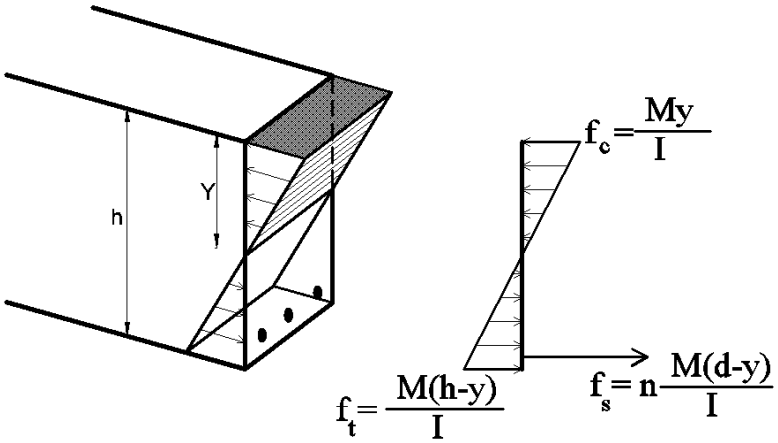
تشکیل مقطع معادل:



در شکل فوق n نسبت سختی فولاد به بتن می باشد:

$$n=\frac{E_s}{E_c}$$

تنش در دورترین تار فشاری، دورترین تار کششی و نیز در میلگردها به صورت زیر خواهد بود:



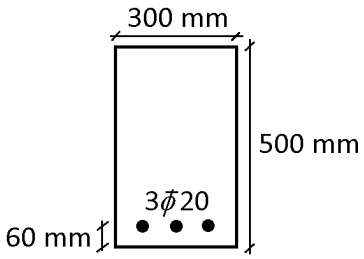
اگر مقاومت کششی بتن برابر f_r باشد، لنگر مقاوم ترک خوردگی به صورت زیر بدست می آید.

$$\frac{M_{cr}(h-Y)}{I}=f_r \quad \rightarrow \quad M_{cr}=\frac{f_r I}{h-Y}$$

در رابطه فوق I ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته می باشد. Y عمق تار خنثی در مقطع تبدیل یافته می باشد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

در مقطع زیر فرض کنید مدول الاستیسیته بتن حدودا برابر $E_c = 2 \times 10^4 MPa$ می باشد و مدول الاستیسیته فولاد نیز $E_s = 2 \times 10^5 MPa$ می باشد. همچنین فرض کنید تنش فشاری مقاوم بتن برابر $f'_c = 20MPa$ می باشد.
لنگر مقاومت ترک خوردگی را بیابید.

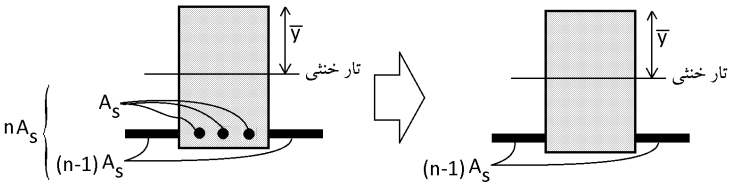


راه حل:

۱- ابتدا باید مقطع معادل سازی شود. برای این منظور نسبت سختی فولاد به بتن باید محاسبه شود:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 10$$

جایگزینی میلگردهای فولادی با بتن معادل:



۲- محاسبه مرکز سطح مقطع معادل:

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{(bh) \times \frac{h}{2} + (n-1) \times A_s \times (440)}{bh + (n-1) \times A_s} = \frac{(500 \times 300) \times 250 + (10-1) \times 942 \times 440}{500 \times 300 + (10-1) \times 942} = 260.16$$

۳- محاسبه ممان اینرسی مقطع معادل:

$$I = \left(\frac{bh^3}{12} + A(260.16 - 250)^2\right) + (n-1)A_s(440 - 260.16)^2$$

$$= \frac{300 \times 500^3}{12} + 300 \times 500 \times 10.16^2 + 9 \times 942 \times 179.84^2$$

$$I = 3.415 \times 10^9\ mm^4$$

۴- اگر تنش در دورترین تار کششی مقطع معادل از مقاومت کششی بتن (f_r) فراتر رود، بتن ترک خواهد خورد.
مقاومت کششی بتن را می توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه کرد:

19.2.3 Modulus of rupture

19.2.3.1 Modulus of rupture, f_r, for concrete shall be calculated by:

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (19.2.3.1)$$

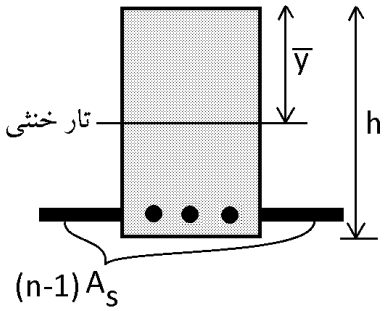
where the value of λ is in accordance with 19.2.4.

$$f_r = 0.62\sqrt{20} = 2.77\ MPa$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵- محاسبه لنگر مقاوم ترک خوردگی مقطع

$$\frac{M_{cr}(h-\bar{y})}{I}=f_r \quad \rightarrow \quad M_{cr}=\frac{f_r I}{h-\bar{y}}=\frac{2.77\times 3.415\times 10^9}{500-260.16}=39441085\ \text{N.mm}=39.44\ \text{kN.m}$$



از لنگر ترک خوردگی در محاسبات خیز اعضای بتنی استفاده میشود. در نقاطی از عضو که لنگر وارد شده بیش از لنگر ترک خوردگی می باشد، عضو ترک خواهد خورد. پس از ترک خوردگی ممان اینرسی مقطع کاهش خواهد یافت.

طبق **ACI-318** می توان لنگر ترک خوردگی را بدون توجه به اثر میلگردها محاسبه کرد. رابطه زیر در بند **24.2.35** از **ACI-318** می باشد:

$$M_{cr}=\frac{f_r I_g}{y_t} \qquad (24.2.3.5b)$$

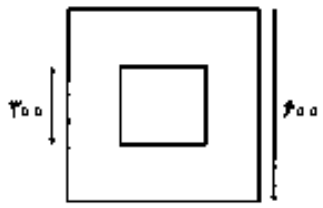
در رابطه فوق I_g ممان اینرسی مقطع بتنی (بدون توجه به میلگردها) میباشد.

محاسبه لنگر ترک خوردگی با رابطه ارائه شده توسط آیین نامه:

$$M_{cr}=\frac{f_r\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}}=f_r\frac{bh^2}{6}=2.77\times\frac{300\times 500^2}{6}=34.62\ kN.m$$

سراسری۹۶

۱۱۷- مقطع مجوف تیر بتن آرمه به‌صورت مربع خارجی با هر ضلع به‌طول ۶۰۰mm و مربع داخلی به طول هر ضلع ۳۰۰میلی‌متر و ضخامت جداره در هر چهار طرف برابر ۱۵۰mm می‌باشد. بدون در نظر گرفتن اثر میلگردهای مقطع، لنگر خمشی ترک‌خوردگی مقطع تیر، M_{cr}، چند kN.m است؟ (مدول شکست بتن برابر $f_r=4MPa$).



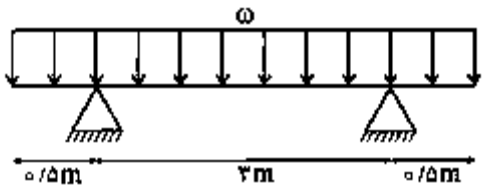
۱) ۹۶
۲) ۱۲۶
۳) ۱۳۵
۴) ۱۴۴

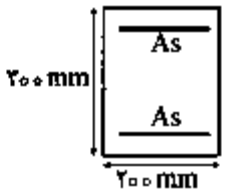
$$M_{cr}=\frac{f_r I_g}{y_t}=\frac{4\times\left(\frac{600^4}{12}-\frac{300^4}{12}\right)}{300}=135\ kN.m$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۶

۱۲۲- در تیر شکل زیر حداکثر مقدار شدت بار (ω) حدوداً چند $\frac{kN}{m}$ باشد تا ترک خمشی در تیر ایجاد نگردد؟ (مدول گسیختگی بتن $f_r = 3\,MPa$ می‌باشد)





۱) ۳
۲) ۹
۳) ۱۵
۴) ۲۷

گزینه ۲

لنگر وارد بر تیر بر روی تکیه گاه برابر است با:

$$M_{neg} = \frac{wL^2}{2} = \frac{w \times 0.5^2}{2} = \frac{w}{8}$$

لنگر وارد بر تیر در وسط تیر برابر است با:

$$M_{pos} = R \times 1.5^m - \frac{w \times 2^2}{2} = 3w - 2w = w$$

حداکثر لنگر وارد بر تیر باید کمتر از لنگر ترک خوردگی باشد:

$$(M = \omega) < \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{3 \times \frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = 3 \times \frac{bh^2}{6} = 3 \times \frac{200 \times 300^2}{6} = 9\ kN.m$$

سراسری ۹۵

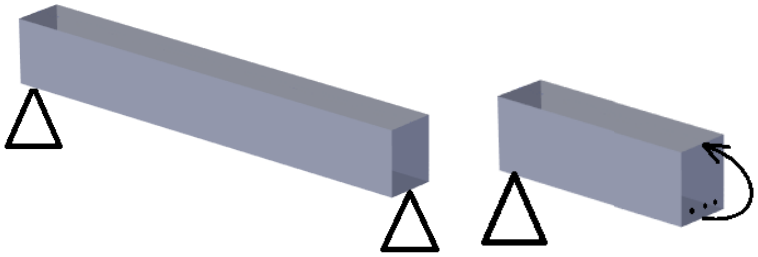
۱۲۴- برای تیر بتنی با مقطع مستطیل شکل به ابعاد مقطع ۴۰۰×۶۰۰ میلی‌متر نسبت لنگر خمشی ترک خوردگی حول محور خمشی قوی به لنگر خمشی ترک خوردگی حول محور خمشی ضعیف حدوداً چقدر است؟

۱) ۱
۲) ۱٫۵
۳) ۱٫۲۵
۴) ۲٫۲۵

$$\left.\begin{aligned}(M_{cr})_x &= \frac{f_r I_g}{y_t} = f_r \frac{bh^2}{6} \\ (M_{cr})_y &= \frac{f_r I_g}{y_t} = f_r \frac{b^2 h}{6}\end{aligned}\right\} \frac{(M_{cr})_x}{(M_{cr})_y} = \frac{h}{b} = \frac{600}{400} = 1.5$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

در شکل زیر یک تیر دوسر ساده نشان داده شده است. فرض کنید بار وارد بر آن به صورت گسترده یکنواخت باشد (uniform load).
در وسط تیر حداکثر لنگر برابر $M_u = \frac{q_u L^2}{8}$ خواهد بود و در وسط تیر در تارهای فوقانی تنش فشاری و در پایین مقطع تنش کششی ایجاد می کند.

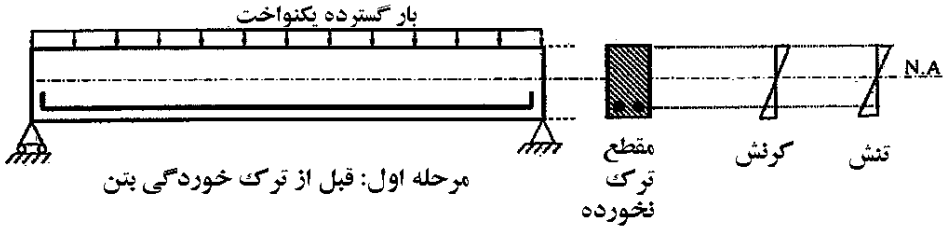


بتن در فشار قوی و در کشش ضعیف است بنابراین می تواند فشار را در بالای مقطع به خوبی تحمل کند ولی در کشش نیازمند کمک فولاد کششی می باشد.

مراحل بارگذاری تیر و خرابی را می توان به سه مرحله مجزا تقسیم کرد:

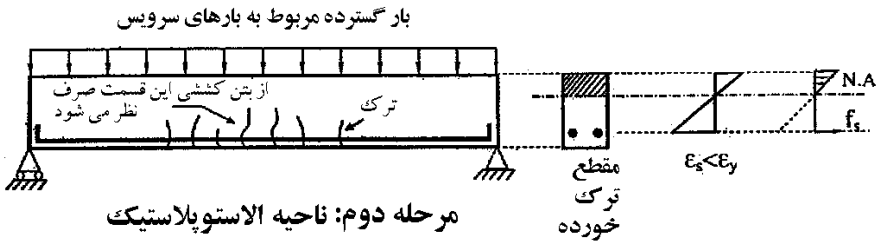
۱- در این مرحله بار گسترده ناچیز و کم است.

- دیاگرام تنش و کرنش در ارتفاع مقطع خطی می باشد.
- تنش های کششی کم هستند و بنابراین بتن کششی ترک نمی خورد. مقدار تنش ها در دورترین تار کششی کمتر از مدول گسیختگی بتن (f_r) می باشد.
- تنش فشاری بتن کمتر از $0.45f'_c$ می باشد و بنابراین تنش ها در بتن فشاری نیز در محدوده خطی می باشد.



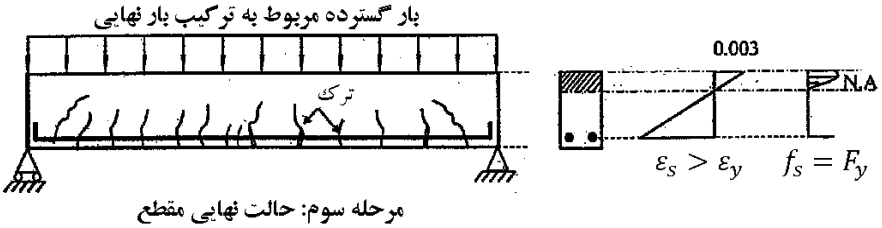
۲- در این مرحله بارها در حد بار بهره برداری (سرویس) می باشد. ترکیب بارهای بهره برداری در صفحات قبلی جزوه امده است.

- دیاگرام کرنش خطی است.
- دیاگرام تنش در ناحیه کششی غیر خطی است. ولی در ناحیه فشاری خطی می باشد.
- فولادها هنوز به تسلیم نرسیده اند و در ناحیه خطی قرار دارند و بنابراین $\varepsilon_s \le \varepsilon_y$ و $f_s \le F_y$ می باشد.
- تنش فشاری بتن کمتر از $0.45f'_c$ می باشد و بنابراین تنش ها در بتن فشاری در محدوده خطی می باشد.



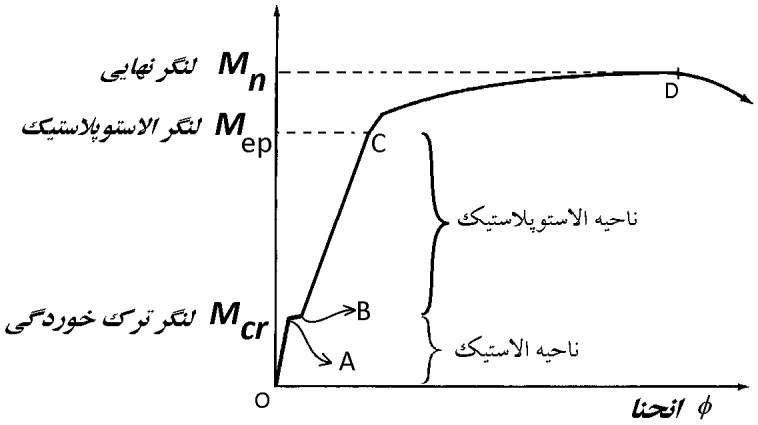
۳- در این مرحله بارها در حد نهایی می باشد. ترکیب بارهای طراحی در حد نهایی در صفحات قبلی جزوه امده است.

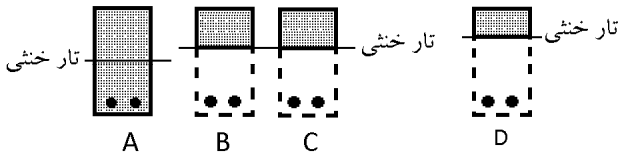
- دیاگرام کرنش خطی است.
- دیاگرام تنش در ناحیه فشاری غیر خطی است.
- فولادها هنوز به تسلیم رسیده اند و بنابراین $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ و $f_s = F_y$ می باشد.



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

بررسی محل تار خنثی:





در انتقال از نقطه A به نقطه B

۱- ممان اینرسی مقطع به شدت کاهش می یابد.

۲- تنش فولادهای کششی به شدت افزایش می یابد.

۳- تار خنثی به سمت بالا حرکت می کند.

اگر مقطع در ناحیه الاستیک باشد، آیا با افزایش لنگر محل تار خنثی تغییر می کند؟

با عبور از ناحیه الاستیک به ناحیه الاستوپلاستیک تار خنثی چه تغییری می کند؟

اگر مقطع در ناحیه الاستوپلاستیک باشد، آیا با افزایش لنگر محل تار خنثی تغییر می کند؟

زمانی که در یک تیر بتن مسلح مستطیلی، بتن ترک‌خورده باشد اما کرنش حداکثر فشاری در بتن محدود به ۰/۵ در هزار و کرنش حداکثر در فولاد محدود به حد تسلیم باشند، می‌توان گفت که: (مهندسی عمران آزاد ۸۶)

۱) محل محور خنثی تابع تغییرات لنگر خمشی نیست و ثابت است.

۲) هرچه لنگر خمشی بیشتر باشد، محل محور خنثی به تارهای فشاری نزدیک‌تر است.

۳) هرچه لنگر خمشی بیشتر باشد، محل محور خنثی به فولادهای کششی نزدیک‌تر است.

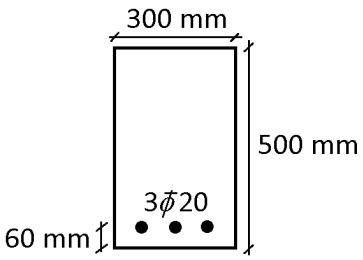
۴) در مورد تغییر محل محور خنثی نمی‌توان قضاوت کرد و با افزایش لنگر خمشی ممکن است محور خنثی به بالا یا پایین حرکت کند که تابع عوامل مختلفی نظیر درصد فولاد و مقاومت بتن و تنش تسلیم فولاد می‌باشد.

گزینه ۱

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۱۰- لنگر الاستوپلاستیک مقطع

در مقطع زیر فرض کنید مدول الاستیسیته بتن برابر $E_c = 2 \times 10^4 MPa$ می باشد و مدول الاستیسیته فولاد نیز $E_s = 2 \times 10^5 MPa$ می باشد. همچنین فرض کنید تنش فشاری مقاوم بتن برابر $f'_c = 20MPa$ می باشد.
لنگر مقاوم الاستوپلاستیک را بیابید.

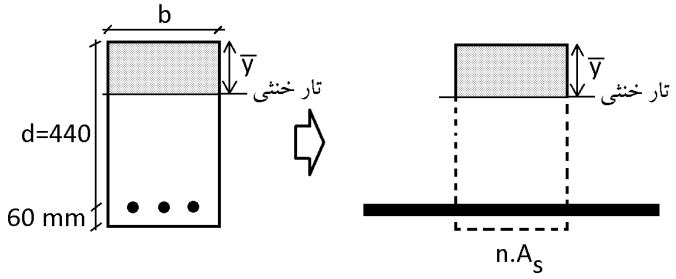


راه حل:

۱- ابتدا باید مقطع معادل سازی شود. برای این منظور نسبت سختی فولاد به بتن باید محاسبه شود:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 10$$

جایگزینی میلگردهای فولادی با بتن معادل:



۲- سپس باید مرکز سطح مقطع معادل بدست آید:

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{(\bar{y} \times b) \times \frac{\bar{y}}{2} + nA_s d}{(\bar{y} \times b) + nA_s} \rightarrow \bar{y}^2 + \frac{2nA_s}{b}\bar{y} - \frac{2nA_s d}{b} = 0$$

$$\bar{y}^2 + \frac{2 \times 10 \times 942}{300}\bar{y} - \frac{2 \times 10 \times 942 \times 440}{300} = 0$$

$$\bar{y} = 138\, mm$$

۳- محاسبه ممان اینرسی مقطع معادل:

$$I = \frac{1}{3}b\bar{y}^3 + nA_s(d - \bar{y})^2$$

$$I = \frac{300 \times 138^3}{3} + 10 \times 942 \times (440 - 138)^2 = 1.122 \times 10^9\, mm^4$$

۴- تنش در فولاد کششی نباید از Fy فراتر رود. از طرفی تنش در بتن فشاری نیز نباید از $0.45f'_c$ فراتر رود.

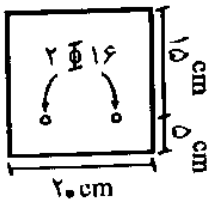
$$\left(f_c = \frac{M\bar{y}}{I}\right) < 0.45f'_c \rightarrow M_{ep} < \frac{0.45f'_c I}{\bar{y}} = \frac{0.45 \times 20 \times 1.122 \times 10^9}{138} = 73.17\, kN.m$$

$$\left(f_s = n\frac{M(d - \bar{y})}{I}\right) < F_y \quad \rightarrow \quad M_{ep} < \frac{F_y I}{n(d - \bar{y})} = \frac{240 \times 1.122 \times 10^9}{10 \times (440 - 138)} = 89.16\, kN.m$$

$$M_{ep} = Min(73.17, 89.16) = 73.17\, kN.m$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

تیر بتن مسلحی که در شکل زیر نشان داده شده است تحت اثر خمش خالص بدون نیروی محوری قرار دارد. حداکثر لنگر اسمی *(nominal)* که این مقطع می‌تواند تحمل کند بدون آنکه بتن در فشار و یا فولاد در کشش وارد بخش رفتار غیرخطی شوند، چه مقدار است؟ **(مهندسی عمران آزاد ۸۱)**



$f_y = ۴۰۰۰ kg/cm^۲$

$f'_c = ۲۲۵ kg/cm^۲$

۱) حدود ۱/۶ تن متر

۲) حدود ۱/۸ تن متر

۳) حدود ۲/۱ تن متر

۴) حدود ۲/۴ تن متر

$$n = \frac{2 \times 10^5}{4700\sqrt{22.5}} = 8.97$$

$$nA_s = 8.97 \times 2 \times \pi \times 8^2 = 3605\ mm^2$$

$$x(200) \times \frac{x}{2} = 3605 \times (150 - x) \rightarrow x = 57.7mm$$

$$I = 3605 \times (150 - 58)^2 + \frac{1}{3}(200 \times 58^3) = 4.35 \times 10^7$$

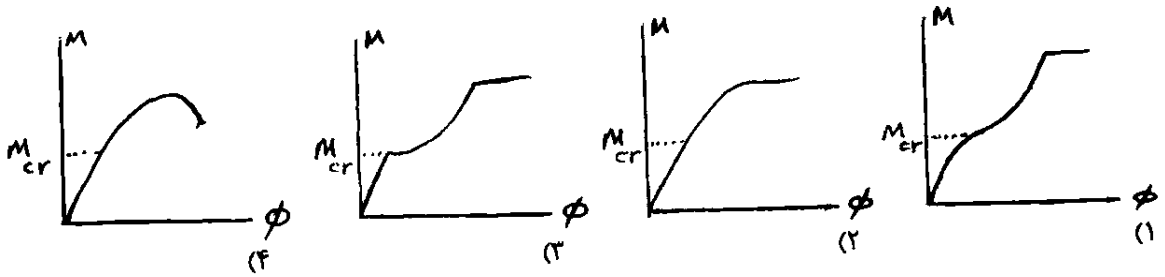
$$M < \frac{0.45 f'_c I}{58} \cong 7.7 \times 10^6 N.mm = 0.77\ t.m$$

$$M < \frac{f_y I}{n(150 - 58)} \cong 21 \times 10^6 N.mm = 2.1\ t.m$$

$$M_{ep} = Min(0.77, 2.1) = 0.77\ kN.m$$

سراسری ۹۲

۱۱۴- کدام گزینه، تغییرات لنگر انحنای یک تیر بتنی از شروع بارگذاری را نشان می‌دهد؟



گزینه ۳

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۷

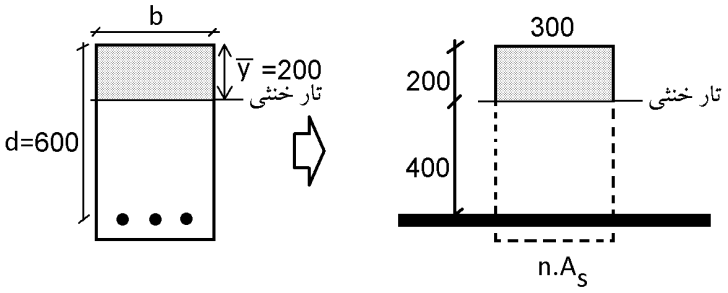
۱۲۳- در مقطع تیر بتن آرمه با عرض ۳۰۰ میلی‌متر و عمق مؤثر ۶۰۰ میلی‌متر و فقط با آهن کششی بر اثر اعمال لنگر خمشی M، تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری برابر ۱۰MPa و محل تار خنثی تا دورترین تار فشاری ۲۰۰ میلی‌متر است. با فرض رفتار خطی برای مصالح و مقطع ترک خورده، مقدار M حدوداً چند kN.m است؟ (بتن از رده C۳۰ می‌باشد)

۱) ۱۸۰

۲) ۱۶۰

۳) ۱۲۰

۴) ۸۰



با توجه به اینکه محل تار خنثی مشخص است، می توان مقدار nAs را بدست آورد:

$$(300 \times 200) \times \frac{200}{2} = nA_s \times 400 \qquad \rightarrow nA_s = 15000\ mm^2$$

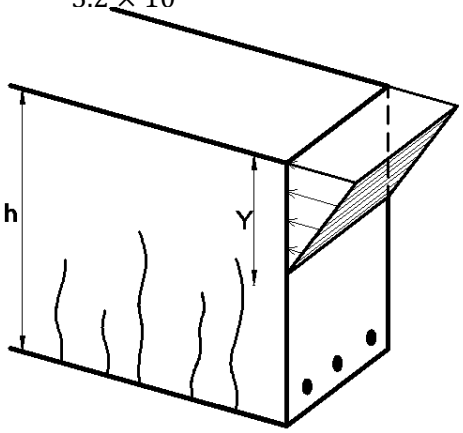
محاسبه ممان اینرسی مقطع معادل:

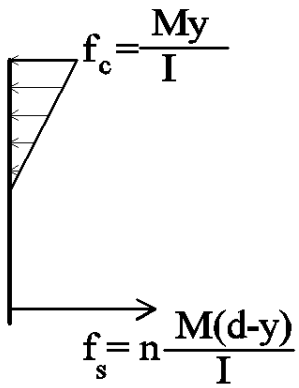
$$I = \frac{1}{3} b\bar{y}^3 + nA_s(d-\bar{y})^2$$

$$I = \frac{300 \times 200^3}{3} + 15000 \times (400)^2 = 3.2 \times 10^9\ mm^4$$

محاسبه مقدار لنگر:

$$f_c = \frac{My}{I} \qquad \rightarrow \qquad 10 = \frac{M \times 200}{3.2 \times 10^8} \qquad \rightarrow \qquad M = 160\ kN.m$$





 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

تمرین

۱ـ در اکثر تیرهای بتن آرمه لنگر ترک‌دهندگی: **(مهندسی عمران ۸۴)**

۱) کمی کمتر از لنگر مقاوم نهایی است. **۲) درصد کمی از لنگر مقاوم نهایی است.**

۳) درصد زیادی از لنگر مقاوم نهایی است. **۴) حدوداً نصف لنگر مقاوم نهایی است.**

گزینه ۲

تمرین

۲۶ـ وقتی که بارهای حداکثر سرویس (بهره‌برداری) به یک تیر بتن آرمه وارد می‌شود لنگر حداکثر ایجاد شده در تیر: **(مهندسی عمران ۷۴)**

۱) بیشتر از لنگر ترک‌خوردگی است. **۲) کمتر از لنگر ترک‌خوردگی است.**

۳) خیلی کمتر از لنگر ترک‌خوردگی است. **۴) برابر لنگر ترک‌خوردگی است.**

گزینه ۱

سراسری ۹۱

۱۲۱- وضعیت یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیلی به عرض ۳۰۰ میلی‌متر و عمق کل ۴۰۰ mm با مقدار فولاد کششی و فشاری یکسان و مقاومت فشاری بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال تحت لنگر خمشی ضریب‌دار بار مرده به میزان ۳۰ kN.m چگونه می‌باشد؟ (مدول گسیختگی بتن برابر $0/6\sqrt{f'_c}$ و ضریب بار مرده ۱/۲۵ فرض شود.)

۱) تیر ترک خورده است و میلگردها در باربری مشارکت می‌کنند.

۲) تیر ترک خورده و در آستانه مقاومت نهائی قرار دارد.

۳) تیر در آستانه ترک خوردگی قرار دارد.

۴) تیر ترک نخورده است و در حالت بهره‌برداری به صورت ارتجاعی عمل می‌کند.

گزینه ۳

لنگر مقاوم ترک خوردگی برابر است با:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.6\sqrt{25} \times \frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = 0.6\sqrt{25} \times \frac{bh^2}{6} = 0.6\sqrt{25} \times \frac{300 \times 400^2}{6} = 24\ kN.m$$

لنگر وارد بر تیر برابر است با:

$$1.25M_D = 30$$

بنابراین لنگر بدون ضریب وارد بر تیر برابر است با:

$$M_D = 24\ kN.m$$

با توجه به اینکه لنگر وارد بر تیر برابر لنگر ترک خوردگی است، تیر در آستانه ترک خوردگی خواهد بود.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۱۱- لنگر نهایی مقطع

آیا ضوابط مقاومت مصالح در ناحیه پلاستیک صادق است؟

فرضیات اساسی خمش:

۱- اصل برنولی: مقاطع قبل و بعد از خمش مسطح باقی می مانند.

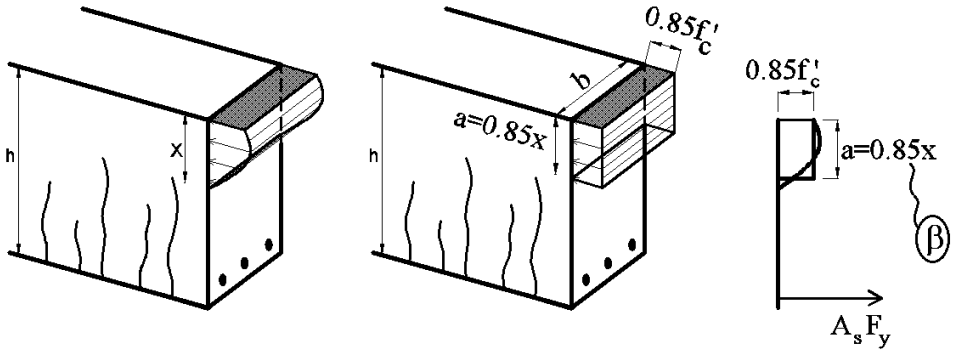
۲- معیار خرابی بتن رسیدن به f'_c نیست. بلکه رسیدن کرنش ها به $\varepsilon_{cu}=0.003$ است. بنابراین علاوه بر بررسی تنش های وارد شده بر مقطع مقادیر کرنش ها نیز باید بررسی شوند و خرابی مقطع بر اساس مقادیر کرنش ها در بتن و فولاد تعیین شود.

۳- فولاد و بتن پیوسته هستند. یعنی فولاد آجدار در داخل بتن نمی لغزد و بنابراین کرنش طولی فولاد و بتن با هم برابر هستند.

۳-۱۲- بلوک معادل تنش ویتنی (Whitney Stress Block)

جهت ساده سازی محاسبات، ACI-318 اجازه میدهد برای محاسبه مقاومت خمشی نهایی مقطع به جای استفاده از دیاگرام تنش سهمی شکل، از دیاگرام تنش مستطیلی یکنواخت (شکل زیر) استفاده شود. بلوک معادل مستطیلی اولین بار توسط Whitney معرفی شد.

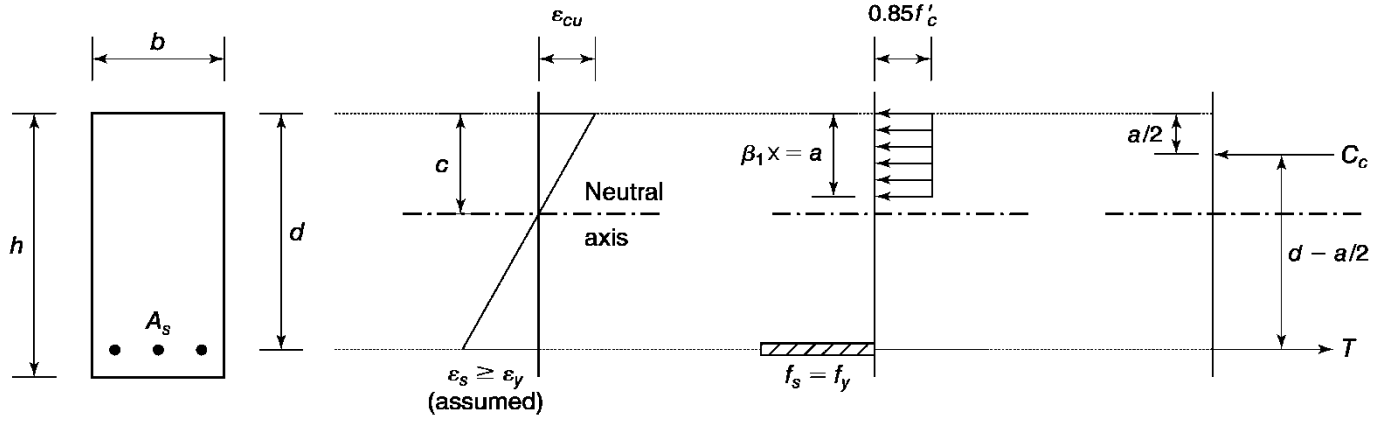
- در این روش به جای تنش متغیر، تنش یکنواخت به شدت $0.85f'_c$ در ارتفاع معادل با $a=\beta_1\times x$ در نظر گرفته میشود.



بلوک معادل سازی شده فوق بر اساس دو شرط زیر ارائه شده است:

۱- مساحت زیر منحنی در بلوک تنش با مساحت زیر منحنی در تنش واقعی برابر باشد.

۲- مرکز سطح بلوک معادل با مرکز سطح دیاگرام تنش واقعی برابر باشد.



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

در بندهای زیر نحوه محاسبه ضریب β ارائه شده است. برای بتن های با مقاومت فشاری کمتر از 28MPa مقدار این ضریب ثابت و برابر $\beta = 0.85$ می باشد.

22.2.2.4.1 Concrete stress of $0.85f_c'$ shall be assumed uniformly distributed over an equivalent compression zone bounded by edges of the cross section and a line parallel to the neutral axis located a distance a from the fiber of maximum compressive strain, as calculated by:

$$a = \beta_1 c \qquad (22.2.2.4.1)$$

22.2.2.4.2 Distance from the fiber of maximum compressive strain to the neutral axis, c, shall be measured perpendicular to the neutral axis.

22.2.2.4.3 Values of β_1 shall be in accordance with Table 22.2.2.4.3.

Table 22.2.2.4.3—Values of β_1 for equivalent rectangular concrete stress distribution

f_c', MPa	β_1	
$17 \le f_c' \le 28$	0.85	(a)
$28 < f_c' < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f_c' - 28)}{7}$	(b)
$f_c' \ge 55$	0.65	(c)

f_c'	β
20	0.85
25	0.85
28	0.85
30	0.84
35	0.80
40	0.76
45	0.73
50	0.69
55	0.65
60	0.65
65	0.65
70	0.65
75	0.65

۶ـ با توجه به تئوری خمش بتنی آرمه، دلیل استفاده از بلوک تنش مستطیلی معادل برای توزیع تنش فشاری در بتن، کدام است؟ (مهندسی عمران ۸۱)

۱) ارتفاع این بلوک تنش مستطیلی معادل برابر است با موقعیت تار خنثی در مقطع

۲) این توزیع مقدار تنش واقعی مشاهده شده در آزمایشات است.

۳) با توجه به توزیع یکنواخت تنش کششی در فولاد، این توزیع برای بتنی انتخاب شده است.

۴) این توزیع معادل برای منظور نمودن اثرات تنش واقعی (نیروی فشاری بتن و نقطه اثر آن) پاسخی با دقت کافی ارائه می‌دهد.

گزینه ۴

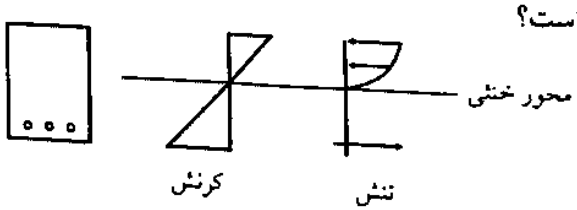
۱۰ـ در طراحی مقاطع بتن آرمهٔ تحت خمش، در کدامیک از حالات زیر، نمودار کرنشها به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود؟ (مهندسی عمران ۷۹)

۱) حالات حدی ۲) مقاومت نهایی ۳) تنش‌های مجاز ۴) هرسه روش مذکور

گزینه ۴

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

دیاگرام‌های تنش ـ کرنش مربوط به مقطع بتن مسلح شکل زیر که تحت لنگر خمشی خالص قرار دارد، مطابق شکل زیر رسم شده‌اند. اگر این دیاگرام‌ها مربوط به لنگر خمشی نهایی اسمی (*nominal*) مقطع باشند، کدام گزینه صحیح است؟ (مهندس عمران آزاد ۸۱)



۱) دیاگرام تنش اشتباه است ولی دیاگرام کرنش صحیح است.
۲) هم دیاگرام تنش و هم دیاگرام کرنش هر دو اشتباه‌اند.
۳) دیاگرام تنش صحیح است ولی دیاگرام کرنش اشتباه است.
۴) هم دیاگرام کرنش و هم دیاگرام تنش صحیح می‌باشند.

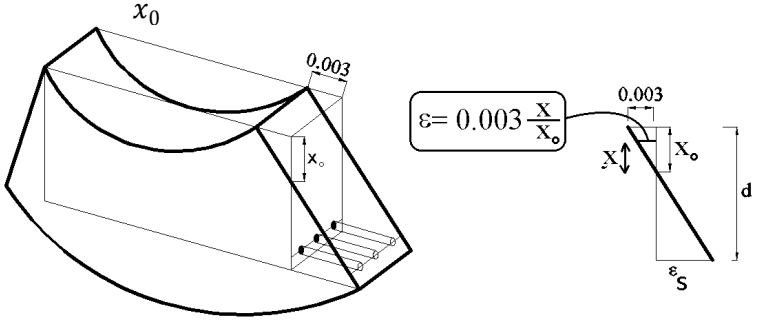
گزینه ۱

سراسری ۹۳

۱۱۹- در صورتی که بتوان منحنی تنش ـ کرنش بتنی با مقاومت مشخصه $40\ MPa$ را در محدوده $0 < \varepsilon < 0/003$ با معادله $f_c(\varepsilon) = -4/5\times10^{6}\varepsilon^{2} + 2/5\times10^{4}\varepsilon$ تقریب زد، ضریب تنش متوسط α_1 برای تبدیل بلوک تنش فشاری واقعی وارد بر مقطع به بلوک تنش مستطیلی معادل به ارتفاع $0/75x$ که در آن x، ارتفاع تار خنثی از بالای مقطع می‌باشد، چقدر است؟ (کرنش تار انتهایی فشاری درست قبل از خرابی $0/003$ فرض می‌گردد)

۱) $0/75$ ۲) $0/7$
۳) $0/8$ ۴) $0/85$

$$\varepsilon = 0.003 \times \frac{x}{x_0}$$



مساحت زیر منحنی تنش واقعی:

$$\int_0^{x_0}(-4.5\times10^6\varepsilon^2 + 2.5\times10^4\varepsilon)\,d\varepsilon =$$

$$= \int_0^{x_0}\left(-4.5\times10^6\left(0.003\times\frac{x}{x_0}\right)^2 + 2.5\times10^4\left(0.003\times\frac{x}{x_0}\right)\right)dx$$

$$\left(-\frac{13.5}{x_0^2}x_0^3 + \frac{37.5}{x_0}x_0^2\right) = -13.5x_0 + 37.5x_0 = 24x_0$$

مساحت زیر منحنی تنش معادل:

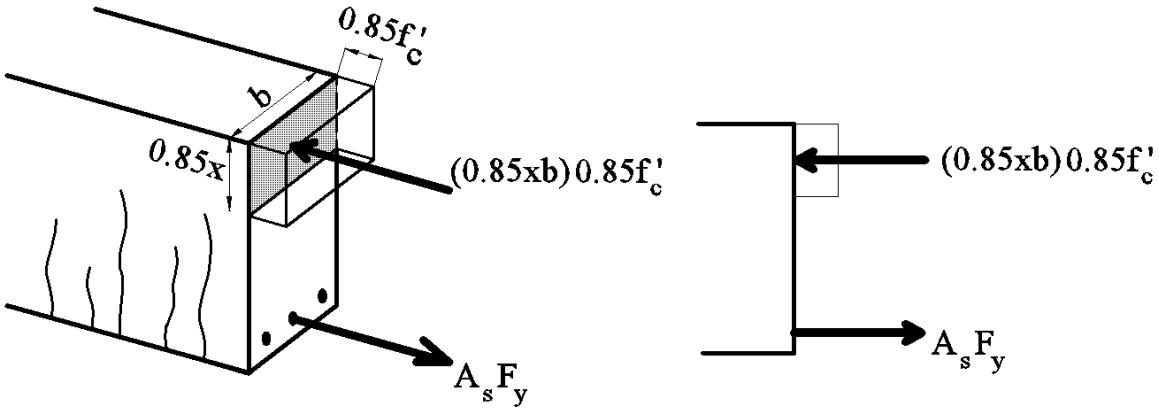
$$(\alpha_1 f_c') \times (0.75x_0) = (\alpha_1 \times 40) \times (0.75x_0) = 30\alpha_1$$

مساوی قرار دادن دو مساحت:

$$30\alpha_1 = 24x_0 \quad \rightarrow \quad \alpha_1 = 0.8$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۱۳- محاسبه محل تار خنثی تحت لنگر نهایی



- در شکل فوق فرض شده است که تنش بتن کمتر از 28MPa میباشد و بنابراین مقدار $\beta = 0.85$ فرض شده است.
- در شکل فوق فرض شده است که آرماتورهای کششی به تسلیم می رسند.

$$C = T \quad \rightarrow \quad A_s F_y = (\beta x)(b)(0.85 f_c')$$

$$x = \frac{A_s F_y}{\beta (b)(0.85 f_c')}$$

محاسبات-۹۱

۱۹- در یک مقطع مستطیل(d=50 cm , b=30 cm) تحت اثر لنگر خمشی چنانچه آرماتورهای کششی 4Φ20 و رده بتن C25 و رده فولاد S400 باشد، فاصله محور خنثی در حالت حدی نهائی از دورترین تار فشاری مقطع به کدام یک از اعداد زیر برحسب میلیمتر نزدیکتر است؟

۱) 90
۲) 130
۳) 100
۴) 120

با توجه به اینکه تنش مقاوم بتن کمتر از 28MPa میباشد، مقدار ضریب $\beta = 0.85$ خواهد بود.

با فرض اینکه در لحظه نهایی مقاومت تنش در میلگردها برابر Fy باشد داریم:

$$A_s F_y = (\beta x)(b)(0.85 f_c')$$

$$\rightarrow \quad 4 \times 314 \times 400 = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25) \quad \rightarrow \quad x = 92.7\ mm$$

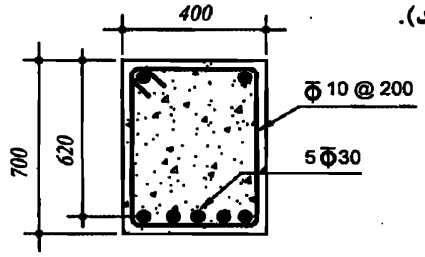
بس از یافتن x باید کنترل شود که آیا میلگردهای کششی به تسلیم رسیده اند یا نه:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \times \frac{d - x}{x} = 0.003 \times \frac{500 - 92.7}{92.7} = 0.013 > (\varepsilon_y = 0.002) \qquad OK$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۴

۲۹- با فرض خطی بودن توزیع کرنش در ارتفاع مقطع تیر با شکل مقابل، کرنش فولاد تحت لنگر خمشی مقاوم مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از رده C70 و رده فولاد میلگردها S400 و E_s= 200 GPa می‌باشد. در محاسبات از آرماتور فشاری صرفنظر گردد. (ابعاد به میلی‌متر و پنج میلگرد پایین تحت کشش هستند).



۱) 0.0152

۲) 0.0028

۳) 0.0020

۴) 0.0128

با توجه به اینکه تنش مقاوم بتن برابر 70MPa میباشد، مقدار ضریب $\beta = 0.65$ خواهد بود.

با فرض اینکه در لحظه نهایی مقاومت تنش در میلگردها برابر Fy باشد داریم:

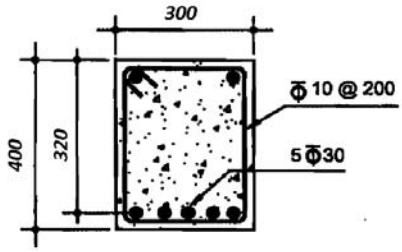
$$A_s F_y = (\beta x)(b)(0.85 f_c')$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times 400 = (0.65 \times x)(400)(0.85 \times 70) \quad \rightarrow \quad x = 91.33\, mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \times \frac{d - x}{x} = 0.003 \frac{620 - 91.33}{91.33} = 0.017$$

با توجه به اینکه کرنش در میلگردهای کششی بیش از $\varepsilon_y = 0.002$ بدست آمده است، فرض اولیه مبنی بر تسلیم میلگردهای کششی صحیح بوده است.

سوال قبل را برای شکل مقابل مجدد تکرار نمایید.



$$f_c' = 25MPa$$

$$F_y = 400MPa$$

ابتدا فرض می کنیم تنش در میلگردها برابر Fy باشد:

$$A_s F_y = (\beta x)(b)(0.85 f_c')$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times 400 = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25) \quad \rightarrow \quad x = 260\, mm$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \times \frac{d - x}{x} = 0.003 \times \frac{320 - 260}{260} = 0.00069 < \quad \varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 0.002$$

بنابراین فرض اولیه صحیح نیست و فولادها جاری نمی شوند.

تکرار مساله با فرض عدم جاری شدن فولادها:

$$A_s f_s = (\beta x)(b)(0.85 f_c')$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times (E_s \varepsilon_s) = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25)$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times \left(E_s \varepsilon_{cu} \times \frac{d - x}{x}\right) = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25)$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times \left(600 \times \frac{320 - x}{x}\right) = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25)$$

جهت یافتن مقدار X باید معادله درجه ۲ فوق را حل کرد. مقدار X از رابطه فوق برابر است با:

$$x = 208.7\, mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

آزاد۸۹

۱۳۱- کدام گزینه در مورد مقطع تیر بتنی با فولاد کششی تحت اثر لنگر خمشی مثبت صحیح می‌باشد؟

۱) با افزایش مقاومت مشخصه بتن، محور خنثی به سمت فولاد کششی نزدیک می‌شود.

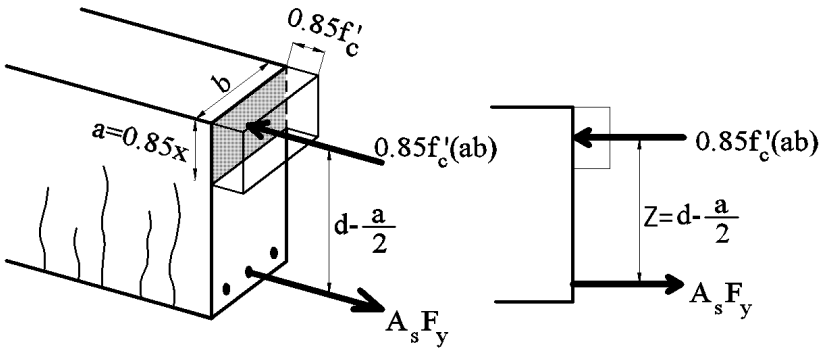
۲) با کاهش میلگرد مقطع، محور خنثی به سمت دورترین تار فشاری بتن حرکت می‌کند.

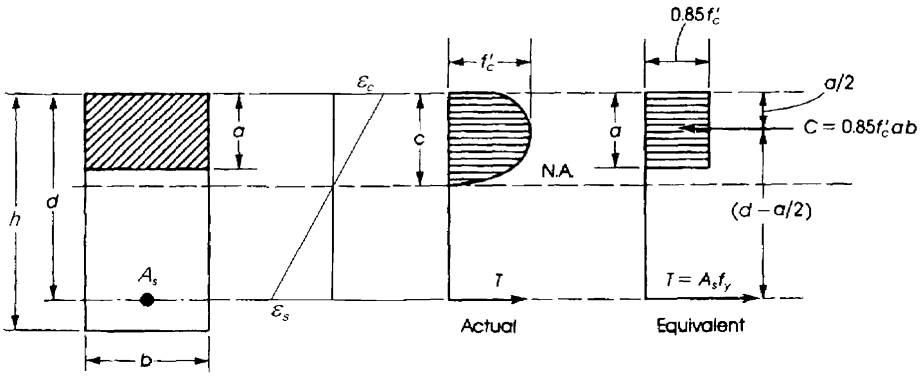
۳) با تبدیل میلگردهای مقطع از نوع AII به AIII ، محور خنثی در ناحیهٔ پلاستیک به سمت بالا حرکت می‌کند.

۴) در هر وضعیت بارگذاری، توزیع تنش فشاری غیر خطی در بتن ایجاد می‌شود.

گزینه ۲

۳-۱۴- ظرفیت خمشی مقطع کم فولاد





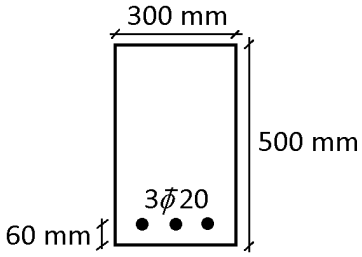
$$M_n = A_s F_y Z = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = A_s F_y \left(d - \frac{A_s F_y}{2 \times 0.85 (b)(f_c')}\right)$$

$$M_n = A_s F_y d \left(1 - 0.59 \rho \frac{F_y}{f_c'}\right)$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال:

در مقطع زیر لنگر مقاوم نهایی مقطع را بیابید.



$f_c' = 20MPa$
$F_y = 400MPa$

راه حل:

مقاومت خمشی نهایی مقطع برابر است با:

$$\varphi M_n = \varphi A_s F_y Z$$

۱- محاسبه As

$$A_s = 3 \times 314 = 942\ mm^2$$

۲- محاسبه Z

$$A_s F_y = abf_c' \quad \rightarrow \quad 942 \times 400 = a \times 300 \times 0.85 \times 20 \quad \rightarrow \quad a = 73.88\ mm$$

$$\rightarrow \quad Z = d - \frac{a}{2} = 440 - \frac{73.88}{2} = 403.05\ mm$$

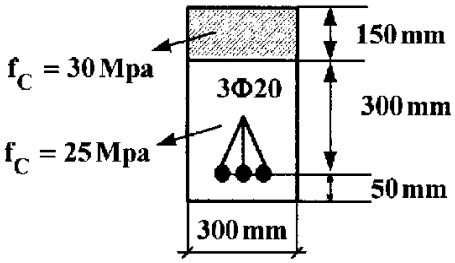
۳- محاسبه $\boldsymbol{\varphi A_s F_y Z}$

$$\varphi M_n = \varphi A_s F_y Z = 0.9 \times 942 \times 400 \times 403.05 = 136.68\ kN.m$$

محاسبات-۹۱

مقطع تیر بتون آرمه به ابعاد ۳۰۰×۳۵۰ mm موجود است. برای تقویت مقاومت خمشی آن به ضخامت ۱۵۰ mm، بتون با مقاومت فشاری ۳۰ MPa روی آن اجرا شده است. افزایش لنگر خمشی مقاوم مقطع کدام است؟

۱) ۱/۲
۲) ۱/۶
۳) ۲
۴) ۲/۴



گزینه ۲

قبل از تقویت:

$$C = T \quad \rightarrow \quad ab \times 0.85f_c' = A_s F_y \quad \rightarrow \quad a \times 300 \times 0.85 \times 25 = 942 \times 400 \quad \rightarrow \quad a = 59.1\ mm$$

$$\varphi M_{n1} = \varphi A_s F_y Z = 0.9 \times 942 \times 400 \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 339120 \times \left(300 - \frac{59.1}{2}\right) = 91.71\ kN.m$$

پس از تقویت:

$$C = T \quad \rightarrow \quad ab \times 0.85f_c' = A_s F_y \quad \rightarrow \quad a \times 300 \times 0.85 \times 30 = 942 \times 400 \quad \rightarrow \quad a = 49.25\ mm$$

$$\varphi M_{n2} = \varphi A_s F_y Z = 0.9 \times 942 \times 400 \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 339120 \times \left(450 - \frac{49.25}{2}\right) = 144.25\ kN.m$$

$$\frac{\varphi M_{n2}}{\varphi M_{n1}} = \frac{144.25}{91.71} = 1.57$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۵

۱۱۷- مقاومت حدّی فولاد کششی در طراحی اعضای خمشی بتن مسلح کدام‌یک از موارد زیر است؟

۱) تنش حد تسلیم

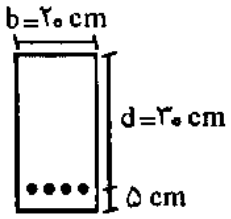
۲) حداکثر تنش کششی

۳) حداکثر کرنش کششی

۴) کرنش متناظر با تنش کششی ماکزیمم

گزینه ۱

اگر مقاومت تسلیم کششی فولاد $f_y=4200 kg/cm^2$ مقاومت فشاری ۲۸ روزه سیلندری بتن $f'_c=210 kg/cm^2$ و مقدار فولاد کششی برابر با $\rho=0/005$ باشد، در آن صورت ظرفیت نهایی اسمی خمشی مقطع شکل روبرو برابر است با چه مقداری؟



(مهندس عمران آزاد ۸۰)

۱) نزدیک به ۲ تن ـ متر

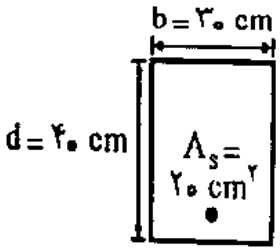
۲) نزدیک به ۴ تن ـ متر

۳) نزدیک به ۵ تن ـ متر

۴) نزدیک به ۲/۵ تن ـ متر

$$M_{n1} = A_s F_y Z = (0.005 \times 200 \times 300) \times 420 \times (0.9 \times 300) = 34\ kN.m$$

۱۶ـ تیر بتن مسلح به عرض $30cm$ و عمق مؤثر $40cm$ را در نظر بگیرید. اگر تنش جاری شدن فولاد $f_y=3000 kg/cm^2$ فرض شود، و مقاومت فشاری بتن $f'_c=210 kg/cm^2$ باشد ظرفیت خمشی مقطع برابر M_u محاسبه شده است. حال اگر مقاومت فشاری بتن از $210 kg/cm^2$ به $560 kg/cm^2$ (۲/۶۶ برابر) افزایش یابد، ظرفیت خمشی حدوداً چقدر خواهد شد؟



۱) $2/6M_u$

۲) $2M_u$

۳) $1/5M_u$

۴) $1/1M_u$

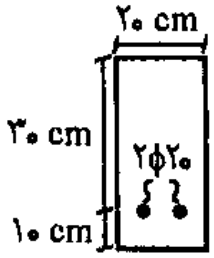
گزینه ۴

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵۰ ـ ظرفیت نهایی خمشی مقطع شکل روبرو چه مقدار است؟ (مهندسی عمران آزاد ۸۶)

$f_y = 4000\ kg/cm^2$ (تنش تسلیم فولاد)

$f'_c = 200\ kg/cm^2$ (تنش مقاومت ۲۸ روزه بتن)



۱) حدود ۹ تن متر

۲) حدود ۳ تن متر

۳) حدود ۱۲ تن متر

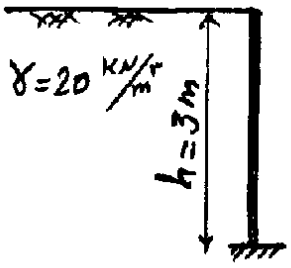
۴) حدود ۶ تن متر

گزینه ۴

$$\varphi M_{n1} = \varphi A_s F_y Z = 0.9(2 \times 314) \times 400 \times (0.9 \times 300) = 61\ kN.m$$

سراسری ۹۳

۱۱۷- دیوارهای حائل بتن آرمه زیرزمین برای مقابله با فشار جانبی خاک مورد استفاده قرار می‌گیرند. در شکل زیر یک دیوار حائل بتن آرمه نشان داده شده است. اگر عملکرد طره‌ای برای این دیوار فرض شود و فشار جانبی خاک به صورت $\sigma_h = 0/6\gamma h$ بر روی آن اثر کند و تمامی ضرایب بار برابر واحد فرض شود با فرضیات زیر مقدار فولاد طولی مورد نیاز برای واحد عرض این دیوار چند میلی‌متر مربع است؟



$\phi_s = 1$ (ضریب کاهش مقاومت فولاد)

$f_y = 400$ مگا پاسکال (تنش تسلیم فولاد)

۵۰ میلی‌متر = مقدار پوشش آرمارتور تا مرکز سطح

۳۰۰ میلی‌متر = ضخامت دیوار

$z = 0/9 \times$ عمق موثر دیوار (بازوی لنگر مقاوم در دیوار)

۱) ۶۰۰ ۲) ۴۰۰

۳) ۸۰۰ ۴) ۱۲۰۰

گزینه ۱

لنگر وارد بر واحد طول دیوار در انتهای تحتانی آن برابر است با:

$$q_{\text{فشار جانبی خاک}} = 0.6\gamma h = 0.6 \times 20 \times 3 = 36 \quad \rightarrow \quad M_u = \frac{qh^2}{6} = \frac{36 \times 3^2}{6} = 54\ kN.m$$

لنگر مقاوم دیوار برابر است با:

$$\varphi M_n = 1M_n = A_s F_y Z = A_s \times 400 \times (0.9 \times 250)$$

$$M_u < \varphi M_n \quad \rightarrow \quad 54 \times 10^6 < A_s \times 400 \times 0.9 \times 250 \quad \rightarrow 600 < A_s$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

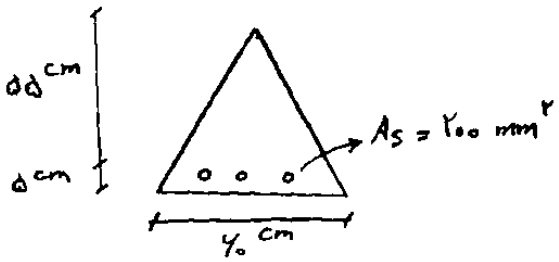
آزاد ۸۸

۱۳۲- در شرایط یکسان بودن سطح مقطع، ارتفاع و عمق مؤثر مقاطع نشان داده شده و با فرض استفاده از روش ویتنی (بلوک تنش معادل) مقدار فولاد کدام مقطع تحت لنگر خمشی مثبت بیشتر می باشد؟ (کلیه خصوصیات مصالح مقاطع یکسان است).

۱)
۲)
۳)
۴)

گزینه ۳

۱۰۳- در مقطع زیر با فرض جاری شدن میلگرد، اگر سطح مقطع فولاد نصف شود، مقاومت خمشی چند درصد کاهش می یابد؟



$f_c = 200\frac{kg}{cm^2}$ و $f_y = 3000\frac{kg}{cm^2}$

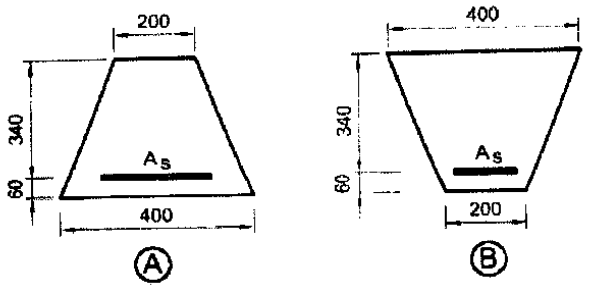
۱) بیش از ۵۰ درصد ۲) کمتر از ۵۰ درصد ۳) ۵۰ درصد ۴) تقریباً ثابت می ماند.

گزینه ۲

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴۵- در صورتی‌که مقدار آرماتور کششی در هر دو مقطع شکل زیر برابر $A_s = 4\Phi 20$ باشد، نسبت لنگر خمشی مقاوم مقطع A به لنگر خمشی مقاوم مقطع B به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟
(بتن از رده C30 و فولاد از نوع S400 و ابعاد به میلی متر می‌باشد.)

۱) 1.20
۲) 0.8
۳) 1.1
۴) 0.9



گزینه ۴

با توجه به رابطه $M = A_s F_y Z$ و از آنجا هر دو مقطع As یکسان دارند، تنها تفاوت آنها مقدار Z می باشد. مقدار Z نیز بسته به شکل مقطع و درصد میلگرد بین 0.75d تا 0.95d می تواند تغییر کند.

در این سوال باید مقدار Z در هر دو مقطع محاسبه شود.

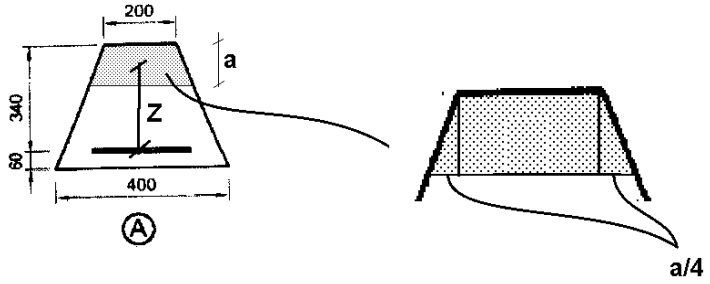
مقطع A:

$$C = T \rightarrow \left(200a + \frac{a^2}{4}\right)0.85f_c' = A_s F_y \quad \rightarrow \quad \left(200a + \frac{a^2}{4}\right)0.85 \times 30 = 4 \times 314 \times 400$$

$$a = 88.7\ mm$$

با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

$$Z_A = 340 - \frac{a}{2} = 296\ mm$$



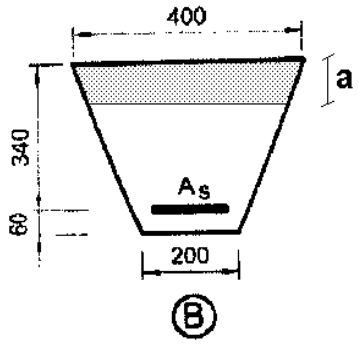
مقطع B:

$$C = T \rightarrow \left(400a - \frac{a^2}{4}\right)0.85f_c' = A_s F_y \quad \rightarrow \quad \left(400a - \frac{a^2}{4}\right)0.85 \times 30 = 4 \times 314 \times 400$$

$$a = 50.9\ mm$$

با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

$$Z_B = 340 - \frac{a}{2} = 314.5\ mm$$

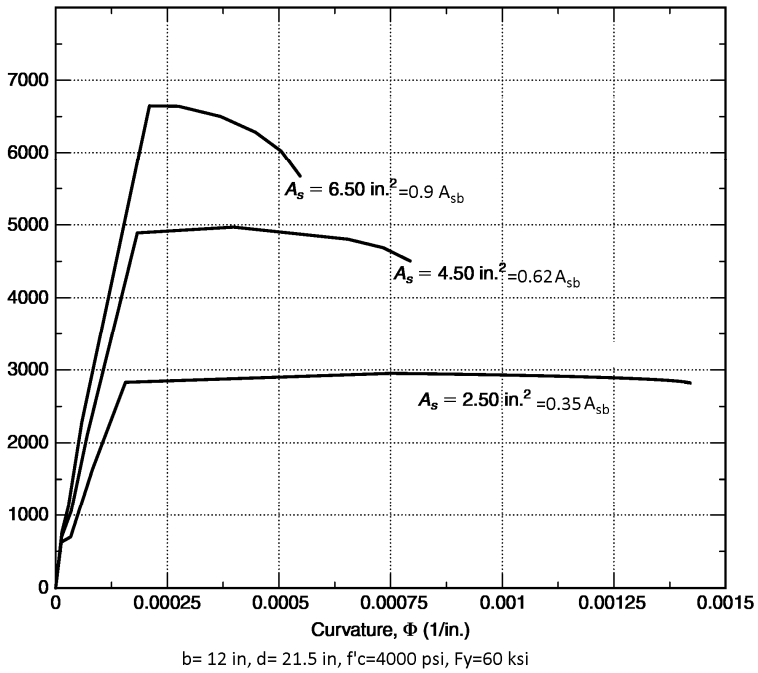


$$\frac{M_A}{M_B} = \frac{Z_A}{Z_B} = \frac{296}{314} = 0.94$$

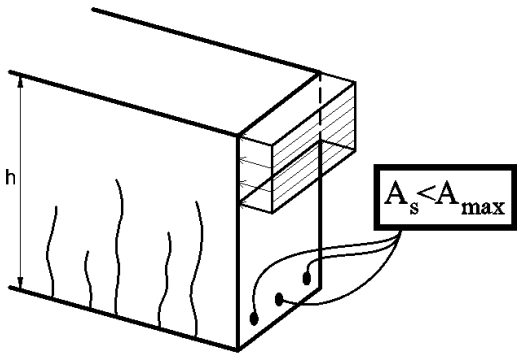
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۱۵- حداکثر فولاد کششی مجاز در تیرها – آرماتور بالانس

۱- در نمودارهای شکل زیر نقطه ای بتن کششی حذف میشود بیابید.
۲- نقطه ای را که فولاد کششی به تسلیم می رسد بیابید.
۳- نقطه ای که بتن فشاری منهدم می شود بیابید.



b= 12 in, d= 21.5 in, f'c=4000 psi, Fy=60 ksi



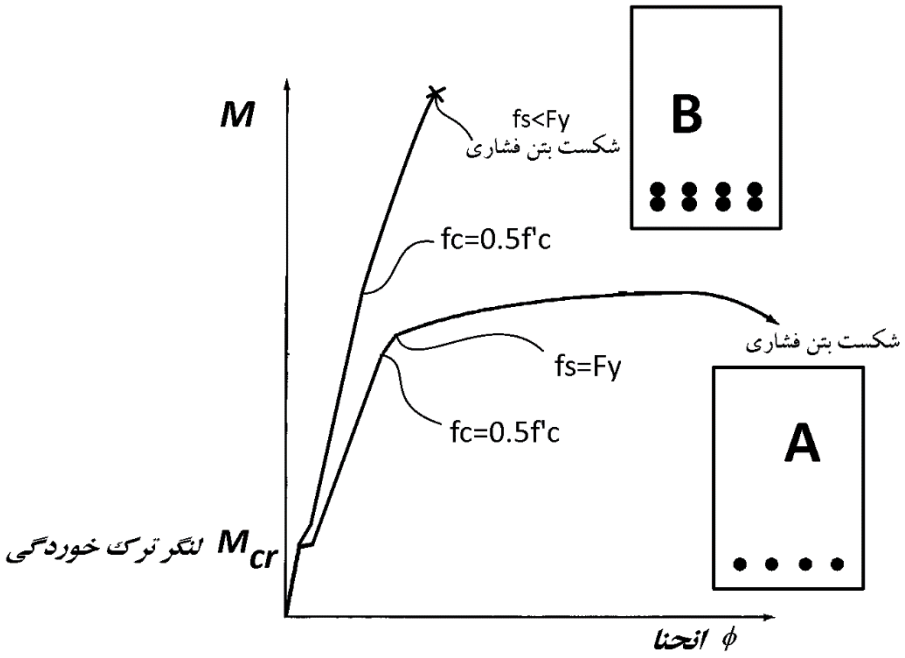
با توجه به نمودارهای فوق:

- با افزایش مساحت میلگردها مقاومت خمشی مقطع افزایش می یابد.
- با افزایش مساحت میلگردها شکل پذیری کاهش می یابد و مقطع قبل از انجام تغییر شکلهای زیاد دچار شکست می شود.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

در مقطع B در شکل زیر با دو برابر شدن مساحت میلگردهای کششی مقاومت خمشی نهایی مقطع تقریبا دو برابر شده است.

- در شکل B مقطع "پرفولاد" می باشد. در مقاطع پر فولاد در لحظه نهایی خرابی خمشی مقطع، دورترین ردیف فولادهای کششی به تسلیم نمی رسند.
- شکل پذیری مقاطع پرفولاد پایین می باشد. این مقاطع ترد شکل هستند.

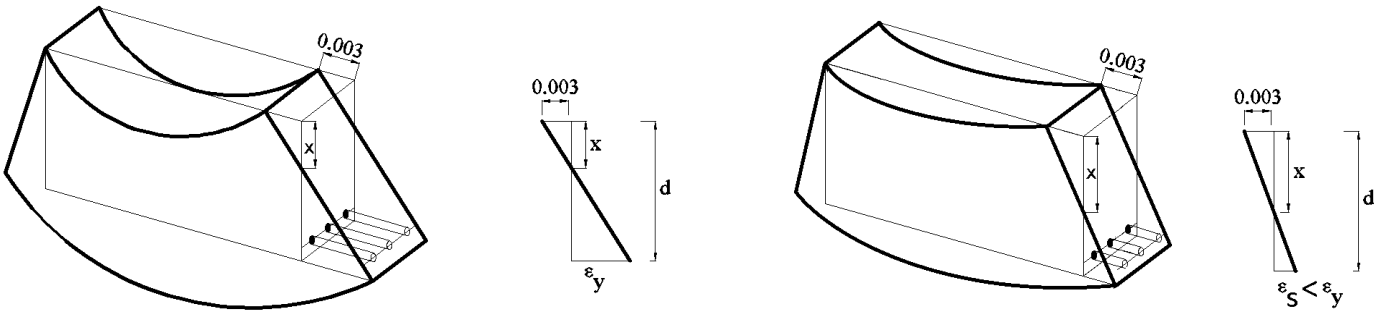


شکل زیر لحظه نهایی خرابی یک مقطع بتنی تحت خمش را نشان میدهد.

در لحظه نهایی کرنش بتن فشاری برابر $\varepsilon_{cu} = 0.003$ فرض می شود.

در شکل زیر:

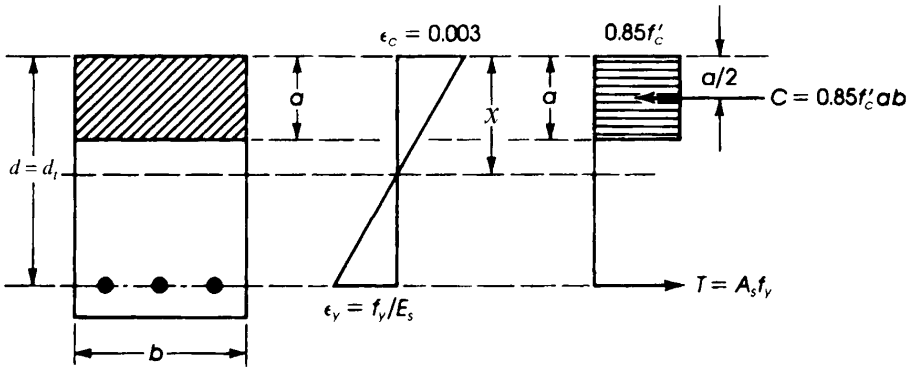
- در صورتی که کرنش دورترین ردیف میلگردهای کششی بزرگتر از ε_y باشد، مقطع را کم فولاد مینامیم
- در صورتی که کرنش دورترین ردیف میلگردهای کششی کمتر از ε_y باشد، مقطع را پر فولاد مینامیم (شکل سمت راست)
- در صورتی که کرنش دورترین ردیف میلگردهای کششی برابر با ε_y باشد، خواهیم گفت مقطع در حالت متوازن (بالانس) قرار دارد (شکل سمت چپ)



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۱۵-۱- محاسبه درصد میلگرد متوازن (بالانس)

به شکل زیر توجه کنید. مساحت فولادهای کششی طوری انتخاب شده است که هنگام خرابی مقطع (رسیدن بتن به $\varepsilon_u = 0.003$) کرنش در فولادهای کششی برابر $\varepsilon_y = \frac{F_y}{E}$ می باشد. در این حالت عمق تار خنثی (x) از دیاگرام کرنش (حرکت) بدست می آید:



$$\frac{x}{0.003} = \frac{d}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \Rightarrow x = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}\, d \Rightarrow x = \frac{600}{600 + f_y} d \Rightarrow a_b = \beta_1 x$$

$$A_s f_y = 0.85\, f'_c ab \Rightarrow \frac{(A_s)_b}{bd} = 0.85\, \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{600}{600 + f_y} \Rightarrow \rho_b = 0.85\, \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y}\right)$$

سراسری ۹۷

۱۲۱- یک مقطع تیر بتن مسلح به گونه‌ای طراحی شده است که در حالت حد نهایی کرنش در فولاد کششی سه برابر کرنش جاری شدن فولاد است. نسبت عمق تار خنثی در این مقطع نسبت به عمق تار خنثی در حالت شکست متعادل (بالانس) به کدام مورد نزدیک است؟ (کرنش بتن در لحظه گسیختگی برابر ۰/۰۰۳۵ و کرنش جاری شدن فولاد برابر ۰/۰۰۲ می‌باشد)

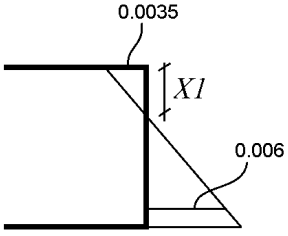
۱) ۰/۶۶

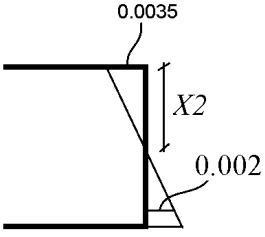
۲) ۰/۵۸

۳) ۰/۴۸

۴) ۰/۳۳

$$X1 = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.006} d = \frac{35}{95} d \Bigg\} \quad \frac{X1}{X2} = \frac{55}{95} = 0.58$$
$$X2 = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.002} d = \frac{35}{55} d \Bigg\}$$





 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۱

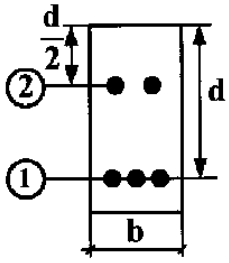
۳۶- مقطع تیر بتون آرمه‌ی زیر، در حالت متوازن (بالانس) قرار دارد. نیروی کل آرماتورهای ردیف ۱ چند برابر نیروی کل آرماتورهای ردیف ۲ می‌باشد؟ (۰/۰۰۳ = کرنش نهایی بتون و ۰/۰۰۲ = کرنش تسلیم فولاد) جنس و سطح مقطع کلیه‌ی آرماتورها یکسان فرض شود. $\phi_c = \phi_s = 1$

۱) -۴

۲) +۴

۳) -۶

۴) +۶



گزینه ۳

$$x = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} d = 0.6d$$

آرماتورهای ردیف ۲ در ناحیه فشاری قرار دارند.

$$\left.\begin{matrix} \varepsilon_1 = 0.002 \\ \varepsilon_2 = \dfrac{(0.6 - 0.5)d}{0.6d} \times 0.003 = 0.0005 \end{matrix}\right\} \rightarrow \frac{f_1}{f_2} = \frac{(E\varepsilon_1)A_{s1}}{(E\varepsilon_2)A_{s2}} = \frac{(\varepsilon_1)3\pi r^2}{(\varepsilon_2)2\pi r^2} = \frac{3(\varepsilon_1)}{2(\varepsilon_2)} = \frac{3 \times 0.002}{2 \times -0.0005} = -6$$

تمرین - سراسری ۸۹

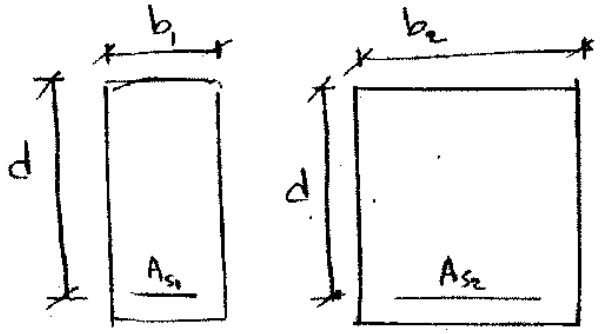
در صورتی که در دو مقطع نشان داده شده، جنس مصالح بتنی و فولادی یکسان باشد، با فرض $b_1 < b_2$ کدام حالت در مورد نسبت $\frac{\rho_{b1}}{\rho_{b2}}$ صحیح است؟ (ρ_b نسبت آرماتورهای متوازن (بالانس) می‌باشد)

۱) $\frac{\rho_{b1}}{\rho_{b2}} = 1$

۲) $\frac{\rho_{b1}}{\rho_{b2}} < 1$

۳) $\frac{\rho_{b1}}{\rho_{b2}} > 1$

۴) اطلاعات کافی نمی‌باشد.



گزینه ۱

سراسری ۹۵

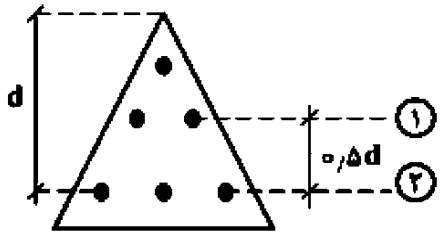
۱۲۲- مقطع زیر تحت لنگر خمشی مثبت M_u در حالت بالانس قرار دارد. اندازه نسبت نیروی آرماتورهای ردیف (۲) به نیروی آرماتورهای ردیف (۱) کدام است؟ ($\varepsilon_{cu} = 0/003$ ، $f_y = 400 Mpa$ و $E_s = 2 \times 10^5 Mpa$ قطر آرماتورها یکسان است)

۱) ۲

۲) ۴

۳) ۶

۴) ۸



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۵

۱۲۳- یک ستون بتن آرمه با مقطع مربع $۷۰۰\times۷۰۰mm^۲$ و با پوشش بتن از مرکز میلگرد برابر $۶۰\,mm$ تحت اثر نیروی محوری فشاری لنگر خمشی حول یکی از دو محور متوازی با لبه‌های ستون قرار گرفته به طوری که کرنش در دورترین تار فشاری برابر ۰/۰۰۳ و در دورترین میلگرد کششی برابر ۰/۰۰۱ است. کرنش در دورترین میلگرد فشاری حدوداً چقدر است؟

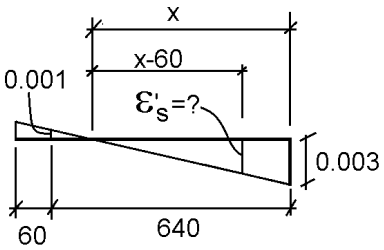
۱) ۰/۰۰۱۰

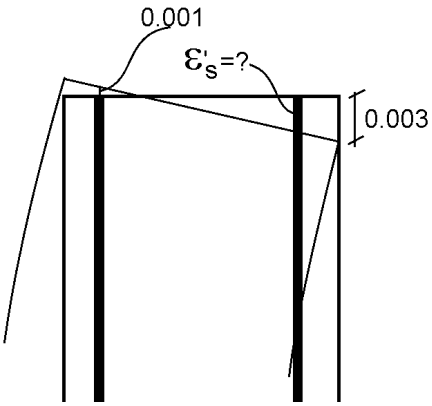
۲) ۰/۰۰۲۳

۳) ۰/۰۰۲۶

۴) ۰/۰۰۲۸

$$x=\frac{0.003}{0.003+0.001}\times 640=480\,mm \quad \rightarrow \quad \varepsilon_s'=\frac{x-60}{x}0.003=\frac{420}{480}\times 0.003=0.002625$$





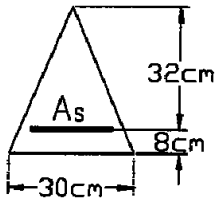
۱۲۴- در صورتی که $f_c=۲۰\,MPa$ $f_y=۳۰۰\,MPa$ باشد سطح مقطع A_s نظر حالت بالانس چقدر است؟

۱) $۸/۸۶\,cm^۲$

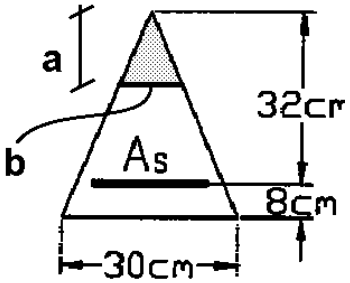
۲) $۷/۲۶\,cm^۲$

۳) $۸/۲۶\,cm^۲$

۴) $۷/۸۶\,cm^۲$



$$x_b=\frac{0.003}{0.003+0.0015}d=\frac{2}{3}d=21.333\,cm$$
$$a=0.85x=18.13\,cm$$
$$b=\frac{3}{4}a=13.6\,cm$$



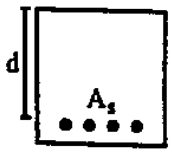
$$C=T \quad \rightarrow \quad \frac{ab}{2}(0.85f_c')=A_sF_y$$
$$\frac{18.13\times 13.6}{2}\times 0.85\times 20=A_s\times 300 \quad \rightarrow \quad A_s=6.98\,cm^2$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

تمرین

۸ـ مقدار فولاد A_s در تیر (مقطع شکل زیر) به اندازه‌ای است، که کرنش آن در موقع شکست خمشی تیر برابر با کرنش جاری شدن فولاد یعنی $\varepsilon_s = \varepsilon_y = ۰/۰۰۲$ می‌باشد. چنانچه بخواهیم کرنش فولاد در موقع شکست $\varepsilon_s = ۳\varepsilon_y$ باشد، مقدار فولاد لازم تقریباً چند برابر A_s خواهد بود؟ (مهندسی عمران ۸۰)

(کرنش نهایی بتن برابر ۰/۰۰۳ اختیار شود).



۱) ۰/۴۵

۲) ۰/۳

۳) ۰/۵۵

۴) ۱

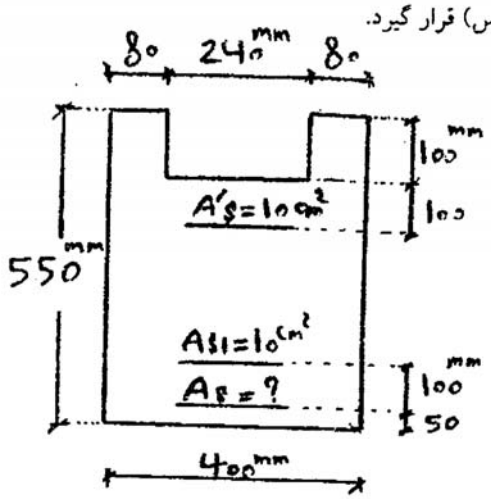
$$x_{b1} = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} d = \frac{3}{5} d \quad \rightarrow \quad A_{sb1} F_y = (\beta \times x_{b1} \times b)(0.85 f_c') \quad \rightarrow \quad A_{sb1} = \frac{(\beta \times x_{b1} \times b)(0.85 f_c')}{F_y}$$

$$x_{b2} = \frac{0.003}{0.003 + 0.006} d = \frac{3}{9} d \quad \rightarrow \quad A_{sb2} F_y = (\beta \times x_{b2} \times b)(0.85 f_c') \quad \rightarrow \quad A_{sb2} = \frac{(\beta \times x_{b2} \times b)(0.85 f_c')}{F_y}$$

$$\rightarrow \frac{A_{sb2}}{A_{sb1}} = \frac{x_{b2}}{x_{b1}} = \frac{5}{9} = 0.55$$

تمرین - آزاد۸۹

۱۳۲- در مقطع نشان داده شده مقدار A_S چقدر باشد تا مقطع در حالت متوازن (بالانس) قرار گیرد.



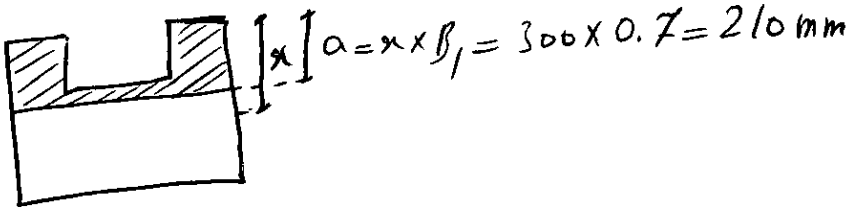
$E_S = 2 \times 10^6 kg/cm^2$ $\quad \varepsilon_{cu} = 0.003$ $\quad \beta_1 = 0.7$ $\quad A_{S1} = A'_S = 10cm^2$

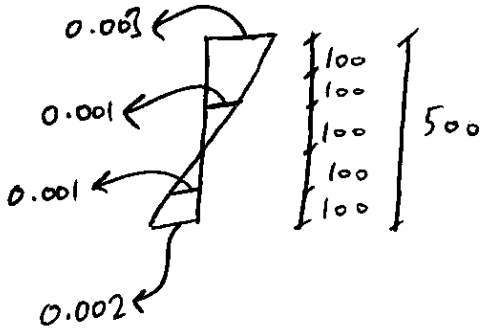
$f_y = 4000kg/cm^2$ $\quad f'_c = 500kg/cm^2$

۱) $20\ cm^2$ $\quad$ ۲) $30cm^2$

۳) $55cm^2$ $\quad$ ۴) $45\ cm^2$

$$x_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} d = \frac{3}{5} d = 300\ mm$$





$$\begin{cases} C_c = \text{مساحت بتن} \times (0.85 f'_c) = (160 \times 100 + 110 \times 400) \times 0.85 \times 50 = 2250\ kN \\ C_s = A'_s \times f_s = 1000 \times 200 = 200\ kN \\ T_{S1} = A_{s1} \times f_s = 1000 \times 200 = 200\ kN \\ T_S = A_s \times F_y = A_s \times 400 \end{cases}$$

$$C_c + C_s = T_{s1} + T_s \quad \rightarrow \quad 2250000 + 200000 = 200000 + 400 A_s \quad \rightarrow \quad A_s = 5626mm^2$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

تمرین

۳۱ـ در یک مقطع خمشی منظور از حالت بالانس (متعادل) چیست؟ (مهندسی عمران ۷۴)

۱) بین نیروی فشاری بتن و نیروی کششی فولاد تعادل برقرار باشد.

۲) هنگامی که بتن فشاری به تغییر شکل نهایی خود می‌رسد فولاد کششی نیز به تغییر شکل نهایی خود برسد.

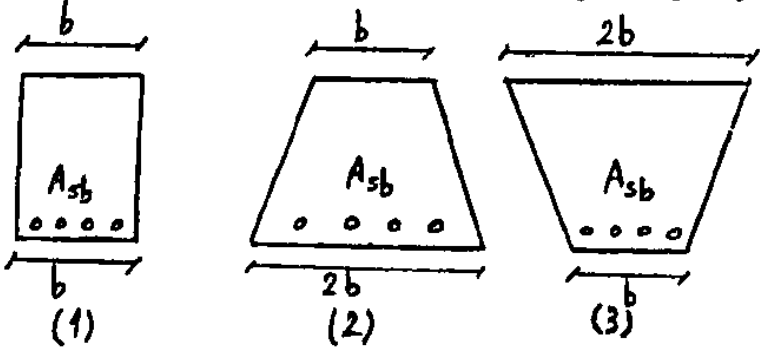
۳) هنگامی که بتن فشاری به تغییر شکل نهایی خود می‌رسد فولاد کششی به تغییر متناظر با مقاومت تسلیم مشخصه برسد.

۴) هیچکدام

گزینه ۳

تمرین - آزاد ۸۶

در صورتیکه فولاد متوازن مقطع با A_{sb} معرفی گردد، باتوجه به شکل، کدامیک از روابط زیر برقرار می باشد (خصوصیات مصالح و عمق مؤثر در هر سه مقطع یکسان است)؟



۱) $(A_{sb})_1 = (A_{sb})_2 = (A_{sb})_3$

۲) $(A_{sb})_1 > (A_{sb})_2 = (A_{sb})_3$

۳) $(A_{sb})_3 > (A_{sb})_2 > (A_{sb})_1$

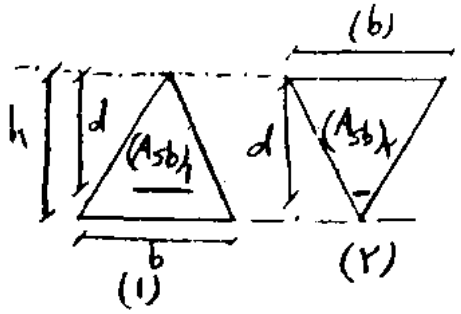
۴) $(A_{sb})_2 > (A_{sb})_3 > (A_{sb})_1$

گزینه ۳

تمرین - آزاد ۸۷

۱۳۲- باتوجه به مقاطع تیر بتن آرمه نشان داده شده در شکل، فولاد متوازن مقطع (۱) چند برابر فولاد متوازن مقطع (۲) می باشد؟

($\varepsilon_{cu} = 3\times10^{-3}$ ، $\varepsilon_y = 2\times10^{-3}$ ، $\beta = 0.8$ و $d = \frac{5}{6}h$، کلیه خصوصیات مصالح در هردو مقطع یکسان است)



۱) ۱

۲) $\frac{1}{2}$

۳) $\frac{1}{4}$

۴) $\frac{1}{3}$

گزینه ۳

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

تمرین

۲۵ـ در مورد گسیختگی کششی (شکل‌پذیر) تیرهای بتنی کدامیک از گزینه‌های زیر مناسبتر است؟

(مهندسی عمران ۷۴)

۱) قبل از رسیدن بتن به کرنش گسیختگی خود، فولاد کششی به حد گسیختگی می‌رسد.

۲) کرنش گسیختگی فولاد و بتن توأماً در یک زمان اتفاق می‌افتد.

۳) فولاد کششی به حد جاری شدن (تسلیم) نمی‌رسد.

۴) قبل از رسیدن بتن به کرنش گسیختگی خود، فولاد کششی به حد جاری شدن می‌رسد.

گزینه ۴

تمرین

۱۳۴- مقاومت خمشی متوازن نهایی یک مقطع مستطیلی با فولاد کششی تنها 4.8 ton.m می باشد. در صورتیکه عرض مقطع 250 mm باشد ارتفاع مؤثر مقطع چه مقدار است؟ $(\beta_1 = 1)$

$0.85 f'_c = 20 MPa$

$f_y = 400 MPa$

۱) 200 mm **۲) 400 mm** **۳) 300 mm** **۴) 630 mm**

دیاگرام کرنش (حرکت) $\rightarrow x_b = \frac{3}{5}d = 0.6d \quad \rightarrow \quad a = \beta_1 x_b = 0.6d$

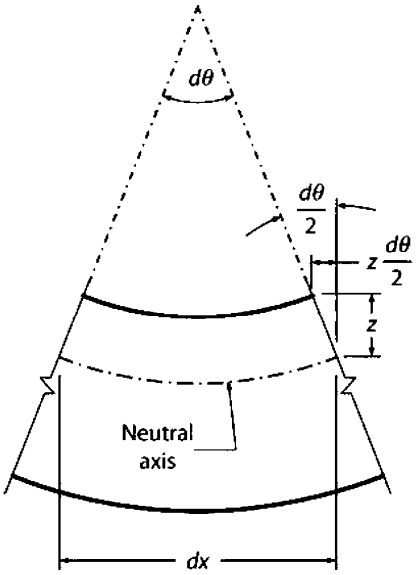
دیاگرام تنش (نیرو) $\rightarrow A_{sb}F_y = ab \times 0.85 f'_c \quad \rightarrow \quad 400A_{sb} = 0.6d \times 250 \times 20 \quad \rightarrow \quad A_{sb} = 7.5d$

$\varphi M_n = \varphi A_{sb} F_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \rightarrow \quad 48\ kN.m = 0.85 \times 7.5d \times 400 \times (d - 0.3d) \quad \rightarrow \quad d = 164\ mm$

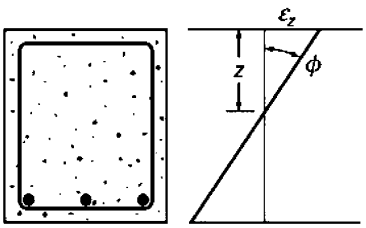
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

یکی از فرضیات مهم در تئوری خمش اعضا، توسط برنولی (Bernoulli) ارائه شده است:
مقاطع مسطح عمود بر محور طولی یک عضو، پس از اعمال خمش نیز مسطح و عمود و بر محور طولی عضو باقی می مانند.
در اعضای بتنی این اصل بدین معناست که هیچ لغزشی بین بتن و فولاد رخ نمی دهد و در نتیجه تغییرات کرنش در ارتفاع مقطع به صورت خطی تغییر می کند (مطابق شکل زیر)
با توجه به شکل زیر داریم مقدار "انحنا" تیر را می توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$\varphi = \frac{d\theta}{dx} = \frac{z d\theta}{z dx} = \frac{\varepsilon_z}{z}$$



(a) Flexural deformations



(b) Strain diagram

سراسری ۹۶

۱۱۶- اگر بر اثر خمش، در مقطع تیر بتن مسطح به عمق مؤثر d=۶۰۰mm، کرنش در دورترین تار فشاری به ۰٫۰۰۲۵ و کرنش در مرکز سطح میلگردهای کششی به ۰٫۰۰۳۵ رسیده باشد، شعاع انحنای تیر در مقطع مزبور حدوداً چند متر است؟

۱) ۶۰

۲) ۱۰۰

۳) ۳۰۰

۴) ۶۰۰

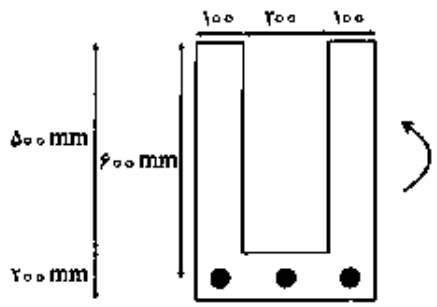
$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon}{h} \quad \rightarrow \frac{1}{R} = \frac{0.006}{600} \quad \rightarrow \quad R = 100000\ mm = 600\ m$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۶

۱۱۹- برای مقطع خمشی بتن آرمه نشان داده شده در شکل، مقدار انحنا مقطع در حد نهایی (ϕ_u) بر حسب $\frac{1}{m}$ کدام است؟ بتن رده C۲۵ و فولاد کششی رده S۴۰۰ شامل سه میلگرد ۲۵ϕ $(A_S = 1470\,mm^2)$ می‌باشد. فرض کنید $\phi_c = \phi_s = 1$، $\varepsilon_{cu} = 0/003$ و $\alpha_1 = \beta_1 = 0/85$، توزیع تنش فشاری در حد نهایی را به‌صورت بلوک تنش یکنواخت در نظر بگیرید.

(هر سه طول بر حسب mm)



۱) ۱۴۵

۲) ۱۸۵

۳) ۲۲۵

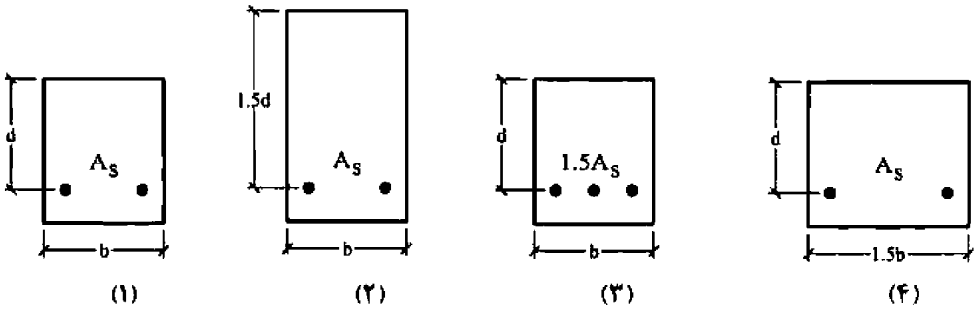
۴) ۴۹۵

$$C = T \quad \rightarrow \quad (0.85x)b \times 0.85 f_c' = A_s F_y \quad \rightarrow \quad (0.85 \times 200x) \times 0.85 \times 25 = 1470 \times 400 \quad \rightarrow x = 163\ mm$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon}{h} = \frac{0.003}{0.163} = 0.0184 \frac{1}{m}$$

سراسری ۹۴

۱۱۵- چهار مقطع تیر بتنی زیر با رفتار شکل‌پذیر را در نظر بگیرید. اگر میزان انحنای تیر در لحظه شکست با Φ نشان داده شود، کدام یک از روابط زیر صحیح است؟ (A_S مساحت فولادکششی می‌باشد)



۱) $\Phi_۴ \geq \Phi_۱ \geq \Phi_۲ \geq \Phi_۳$

۲) $\Phi_۳ \geq \Phi_۴ \geq \Phi_۲ \geq \Phi_۱$

۳) $\Phi_۲ \geq \Phi_۳ \geq \Phi_۴ \geq \Phi_۱$

۴) $\Phi_۲ \geq \Phi_۱ \geq \Phi_۴ \geq \Phi_۳$

سراسری ۹۷

۱۲۰- تیر با مقطع مستطیلی شکل به عرض b، ارتفاع مؤثر d، سطح فولاد کششی A_s و مقاومت جاری شدن فولاد f_y مفروض است. با افزایش کدام پارامتر درصورت ثابت بودن سایر پارامترها، هم لنگر مقاوم خمشی مقطع و هم انحنای مقطع در حالت مقاومت نهایی افزایش می‌یابد؟ (مقطع طوری است که در لنگر نظیر مقاومت خمشی نهایی، میلگرد تسلیم می‌شود و کرنش دورترین تار فشاری بتن به مقدار مشخص ε_{cu} می‌رسد)

۱) b

۲) d

۳) A_s

۴) f_y

افزایش تمامی پارامترها موجب افزایش مقاومت خمشی می شود.

افزایش b موجب افزایش انحنا می شود.

تغییر d تاثیری در مقدار انحنا ندارد.

افزایش As موجب کاهش انحنا می شود.

افزایش fy موجب کاهش انحنا می شود.

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۱۶- ضریب کاهش مقاومت خمشی

قرارداد علامت در تیرهای بتنی:

ارتفاع کلی مقطع را با h نشان می دهیم.

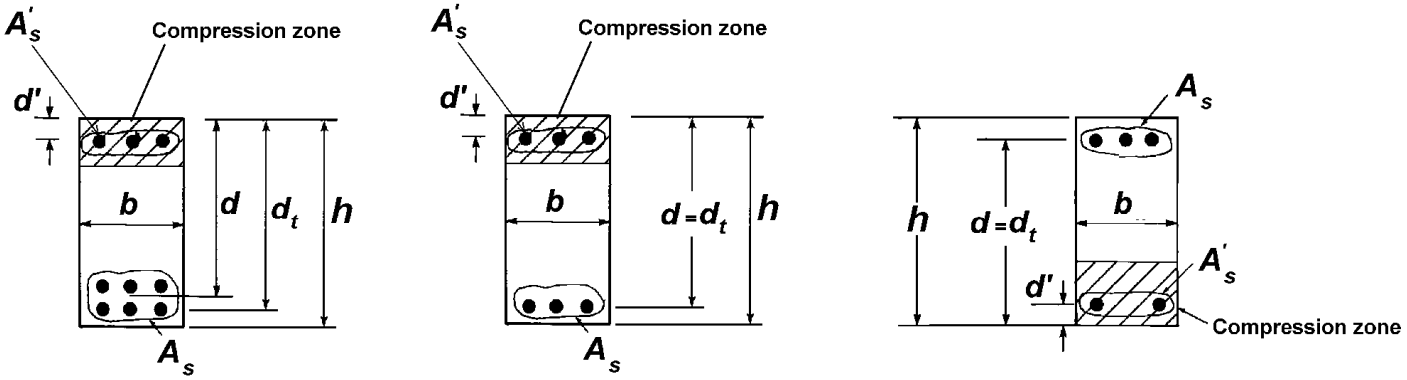
عمق موثر مقطع را با d نشان میدهیم. d برابر فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح میلگردهای کششی می باشد.

d' فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز میلگردهای فشاری می باشد.

d_t فاصله دورترین تار فشاری تا دورترین ردیف از میلگردهای کششی می باشد.

مساحت میلگردهای کششی را با As نشان می دهیم.

مساحت میلگردهای قرار گرفته در ناحیه فشاری را با A'_s نشان میدهیم.



مقطع تحت لنگر مثبت

مقطع تحت لنگر مثبت

مقطع تحت لنگر منفی

21.2.2 Strength reduction factor for moment, axial force, or combined moment and axial force shall be in accordance with Table 21.2.2.

21.2.2.1 For deformed reinforcement, ε_{ty} shall be f_y/E_s. For Grade 420 deformed reinforcement, it shall be permitted to take ε_{ty} equal to 0.002.

Table 21.2.2—Strength reduction factor ϕ for moment, axial force, or combined moment and axial force

Net tensile stain ε_t	Classification	ϕ			
		Type of transverse reinforcement			
		Spirals conforming to 25.7.3		Other	
$\varepsilon_t \le \varepsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0.005$	Transition[1]	$0.75+0.15\frac{(\varepsilon_t-\varepsilon_{ty})}{(0.005-\varepsilon_{ty})}$	(c)	$0.65+0.25\frac{(\varepsilon_t-\varepsilon_{ty})}{(0.005-\varepsilon_{ty})}$	(d)
$\varepsilon_t \ge 0.005$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

[1]For sections classified as transition, it shall be permitted to use ϕ corresponding to compression-controlled sections.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

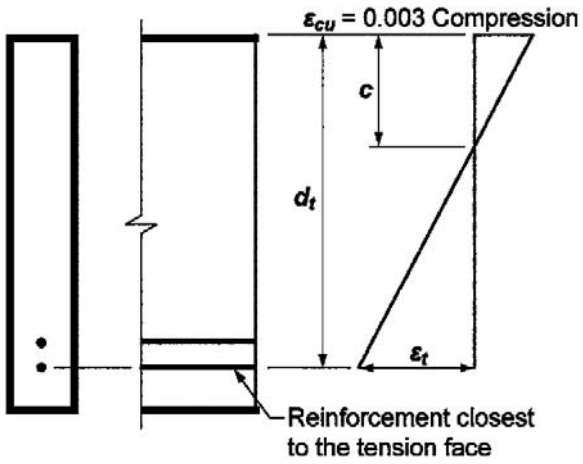


***Fig. R21.2.2a**—Strain distribution and net tensile strain in a nonprestressed member.*

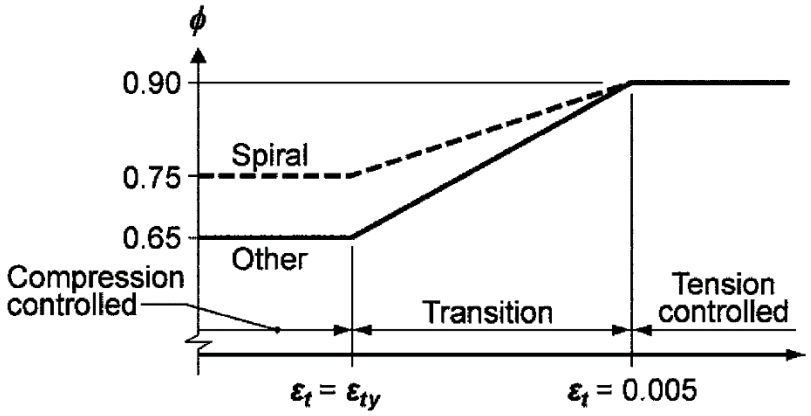


***Fig. R21.2.2b**—Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension reinforcement, ε_t.*

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

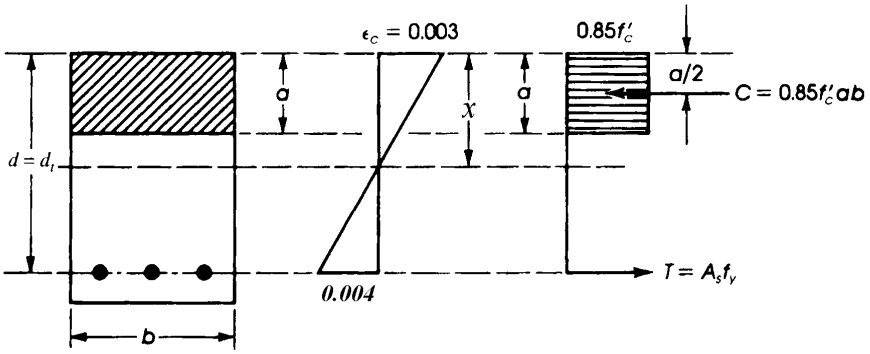
تیرها:

در اعضای خمشی برای کرنش کششی فولادها در حد نهایی مقاومت مقطع محدودیت قرار داده شده است:

9.3.3 *Reinforcement strain limit in nonprestressed beams*

9.3.3.1 For nonprestressed beams with $P_u < 0.10 f_c' A_g$, ε_t shall be at least 0.004.

در شکل زیر مقدار ρ_{max} برای یک تیر مستطیلی تک آرمه محاسبه شده است.

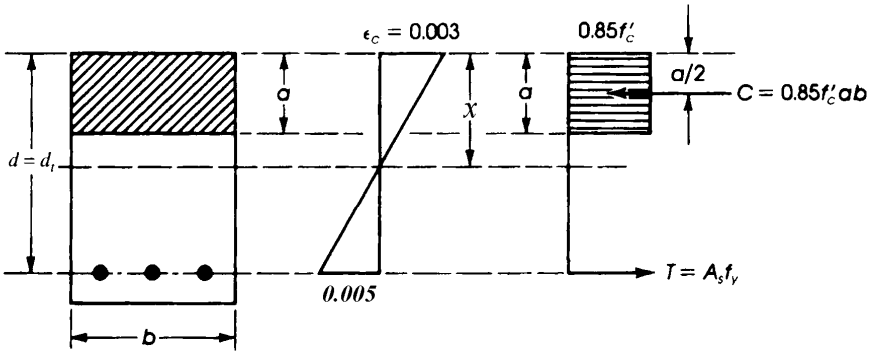


$$\frac{x}{0.003} = \frac{d}{0.003+0.004} \Rightarrow x = \frac{0.003}{0.003+0.004}\, d \Rightarrow x = \frac{3}{7}d \Rightarrow a_b = \beta_1 x$$

$$A_s f_y = 0.85\, f_c' ab \Rightarrow \frac{(A_s)_{max}}{bd} = 0.85\, \frac{f_c'}{f_y}\beta_1 \frac{3}{7} \Rightarrow \rho_{max} = 0.85\, \frac{f_c'}{f_y}\beta_1 \frac{3}{7}$$

- با توجه به رابطه فوق مقدار ρ_{max} در تیر ها به مقدار f_c' و نیز F_y بستگی دارد و تغییر در ابعاد مقطع تاثیر در مقدار ρ_{max} ندارد.

در شکل زیر مقدار ρ_{opt} برای یک تیر مستطیلی تک آرمه محاسبه شده است.



$$\frac{x}{0.003} = \frac{d}{0.003+0.005} \Rightarrow x = \frac{0.003}{0.003+0.005}\, d \Rightarrow x = \frac{3}{8}d \Rightarrow a_b = \beta_1 x$$

$$A_s f_y = 0.85\, f_c' ab \Rightarrow \frac{(A_s)_{opt}}{bd} = 0.85\, \frac{f_c'}{f_y}\beta_1 \frac{3}{8} \Rightarrow \rho_{opt} = 0.85\, \frac{f_c'}{f_y}\beta_1 \frac{3}{8}$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۱۷- طراحی تیرهای بتنی

مسائل طراحی اعضا به دو شکل متفاوت ممکن است مطرح شود.

۱- ارزیابی و آنالیز مقطع مشخص: در این نوع مسائل مشخصات مقطع عضو مانند مقاومت فشاری بتن، ابعاد مقطع، مساحت و محل قرارگیری میلگردها مشخص و معلوم است. سوالی که در این مسائل مطرح می شود، این است که مقاومت مقطع (خمشی، برشی و یا محوری) چقدر است.

۲- طراحی مقطع: در این نوع مسائل مشخصات مقطع نامعلوم است و تنها مقادیر بارهای وارد بر مقطع مشخص و معلوم است. در این حالت بر اساس میزان بار وارد بر مقطع، طراح ابعاد مناسب و میلگرد لازم را طراحی و محاسبه می کند.

حل مسائل حالت اول نسبت به حالت دوم راحت تر میباشد. در حالت اول تمامی مشخصات مقطع معلوم است و شما تنها باید مقاومت را محاسبه کنید. در حالیکه در حالت دوم تمامی مشخصات مقطع مجهول است.

انواع مسائل مربوط به خمش تیرها

خواسته ها	داده ها
A_{sb} A_{s-max}	b h d F_y f_c'
φM_n	b h d F_y f_c' A_s
A_s	b h d F_y f_c' $\varphi M_n = M_u$
b d h A_s	F_y f_c' $\varphi M_n = M_u$

مراحل طراحی تیر (A_sمجهول):

$$T = C \Rightarrow \rho bdf_y = 0.85\, f_c' ab \Rightarrow a = \rho\left(\frac{f_y}{0.85f_c'}\right)d$$

$$M_n = T\left(d - \frac{a}{2}\right) = C\left(d - \frac{a}{2}\right) \Rightarrow M_n = \rho bdf_y\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\frac{M_n}{bd^2} = \rho f_y\left[1 - \frac{\rho}{2}\left(\frac{f_y}{0.85f_c'}\right)\right]$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0.85f_c'}\right) \qquad R_n = \frac{M_n}{bd^2}$$

$$R_n = \rho f_y\left(1 - \frac{\rho m}{2}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right)$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۱۸- حداقل فولاد کششی

9.6.1.2 $A_{s,min}$ shall be the greater of (a) and (b), except as provided in 9.6.1.3. For a statically determinate beam with a flange in tension, the value of b_w shall be the lesser of b_f and $2b_w$.

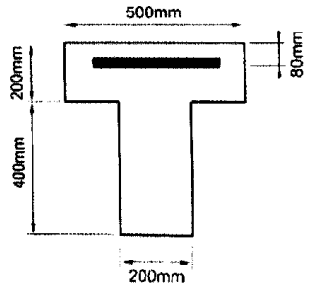
(a) $\dfrac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$

(b) $\dfrac{1.4}{f_y} b_w d$

9.6.1.3 If A_s provided at every section is at least one-third greater than A_s required by analysis, 9.6.1.1 and 9.6.1.2 need not be satisfied.

محاسبات ۹۴

۲- مقطع T شکل نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک تیر طره بوده و تحت اثر لنگر خمشی منفی قرار دارد. حداقل مقدار آرماتور کششی مصرفی برحسب میلی‌متر مربع بدون توجه به مقدار آرماتور کششی لازم محاسباتی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (رده بتن C25 و نوع میلگرد S340 فرض شود.)



۱) 760

۲) 430

۳) 1070

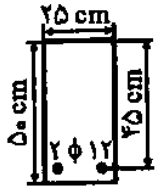
۴) 860

گزینه ۴

$$Max\left(\frac{0.25\sqrt{25}}{340}, \frac{1.4}{340}\right) = 0.0041$$

$$A_{s-min} = 0.0041 \times 400 \times 520 = 852.8\, mm^2$$

یک مقطع مستطیلی با اطلاعات زیر داده شده است. مقاومت فشاری نمونه استوانه بتنی $f'_c = ۲۵۰\, kg/cm^۲$ مقاومت تسلیم فولاد $f_y = ۲۵۰۰\, kg/cm^۲$ (مهندسی عمران ۷۰)



۱) رفتار این تیر مانند یک تیر کم آرماتور *(Under-reinforced)* است.

۲) رفتار این تیر مانند یک تیر پر آرماتور *(Over-reinforced)* است.

۳) رفتار این تیر مانند یک تیر بتنی غیرمسلح است.

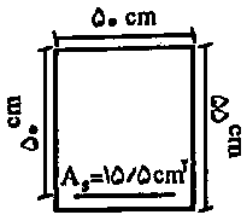
۴) هیچکدام

گزینه ۳

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

اگر مقطع مقابل تحت لنگر خمشی معادل $3200 kg.m$ قرار گیرد و در آن $f_y=3000 kg/cm^2$ و $f'_c=250 kg/cm^2$ باشد، مقطع:

(مهندس عمران آ(د ۷۹)



۱) ترک خواهد خورد

۲) ترک نخواهد خورد

۳) منهدم خواهد شد

۴) مقطع مناسب عمل خواهد کرد

$$\rho=\frac{1550}{500\times500}=0.0062$$

$$\rho_{min}=Max\left\{\begin{array}{l}\frac{1.4}{3000}=0.0047\\ \frac{\sqrt{25}}{4\times3000}=0.0042\end{array}\right\}\longrightarrow \text{صلح است}$$

$$M_{cr}=\frac{(0.6\sqrt{25})\times I}{c}=0.6\sqrt{25}\times\frac{55^2\times50}{6}=7.56\times10^7 N.mm=7563 kg.m$$

لنگر وارده (3200) از مقاومت ترک خوردگی مقطع کمتر است بنابراین مقطع ترک نمی خورد

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

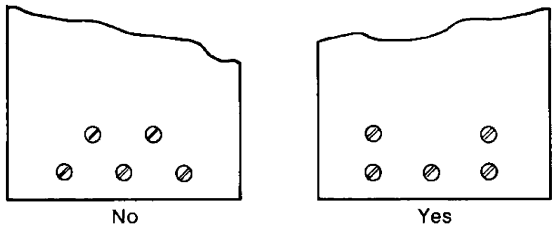
۳-۱۹- حداقل فاصله بین میلگردهای طولی

25.2—Minimum spacing of reinforcement

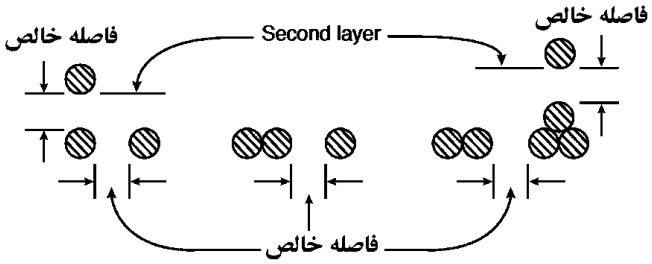
25.2.1 For parallel nonprestressed reinforcement in a horizontal layer, clear spacing shall be at least the greatest of 1 in., d_b, and $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 For parallel nonprestressed reinforcement placed in two or more horizontal layers, reinforcement in the upper layers shall be placed directly above reinforcement in the bottom layer with a clear spacing between layers of at least 1 in.

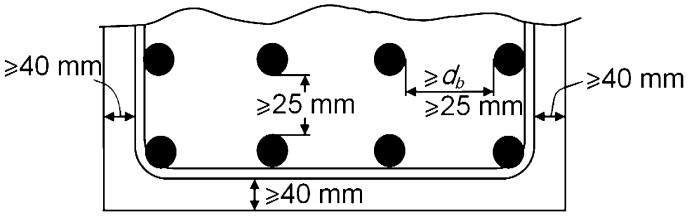
25.2.3 For longitudinal reinforcement in columns, pedestals, struts, and boundary elements in walls, clear spacing between bars shall be at least the greatest of 1.5 in., $1.5d_b$, and $(4/3)d_{agg}$.



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

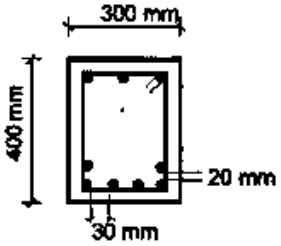


حداقل فاصله خالص		
	اعضای خمشی	Max (d_b , 25mm)
	اعضای فشاری	Max (1.5 d_b , 40 mm)



محاسبات ۹۳

۵۵- در یک ساختمان با شرایط محیطی شدید، جزئیات مطابق شکل برای مقطع یک تیر به کار رفته است. در صورتیکه حداکثر قطر سنگدانه در بتن 20 میلی‌متر باشد، کدامیک از موارد زیر صحیح است؟ (پوشش میلگردها 50 میلی‌متر، بتن از رده C25 و قطر میلگردهای طولی 20 میلی‌متر می‌باشد)



۱) ضوابط حداقل فاصله میلگردها از یکدیگر در یک سفره رعایت شده است.

۲) ضوابط حداقل فاصله میلگردها از یکدیگر در یک سفره رعایت نشده است.

۳) فاصله آزاد میلگردها بین دو سفره رعایت شده است.

۴) ضوابط مربوط به محدودیت فاصله میلگردها کاملاً رعایت شده است.

گزینه ۱

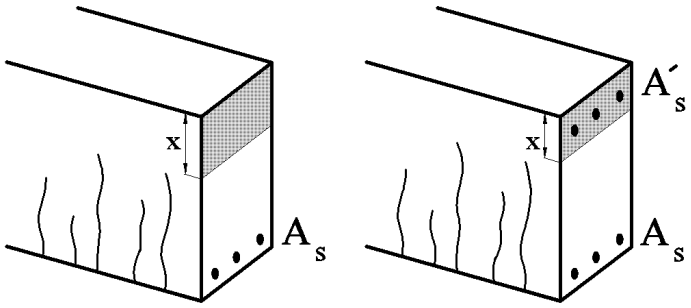
فاصله آزاد بین دو سفره (20mm) کمتر از 25mm بوده و گزینه های ۳ و ۴ نادرست هستند.

فاصله آزاد بین میلگردها در یک سفره (30mm) ضوابط تیرها را ارضا کرده و قابل قبول است. همچنین پوشش ۵۰ میلیمتر برای شرایط محیطی شدید کافی است.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳-۲۰- تاثیر فولاد فشاری

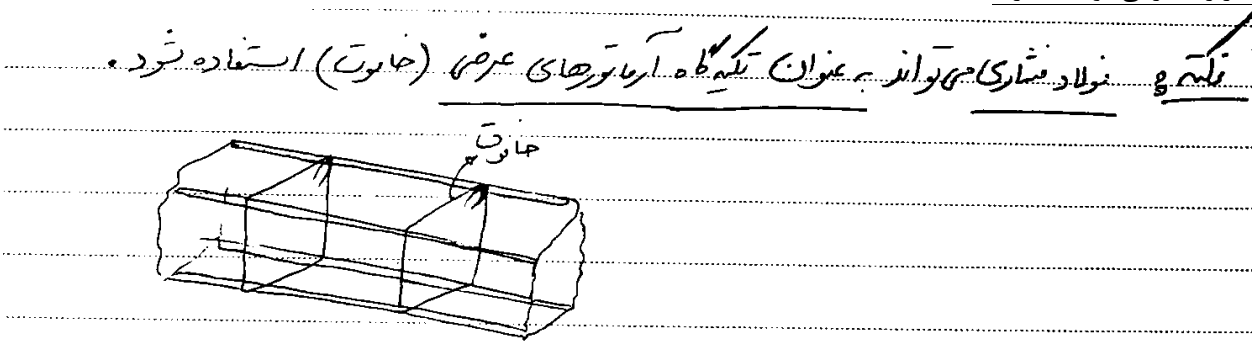
- تاثیر فولاد فشاری بر عمق تار خنثی:

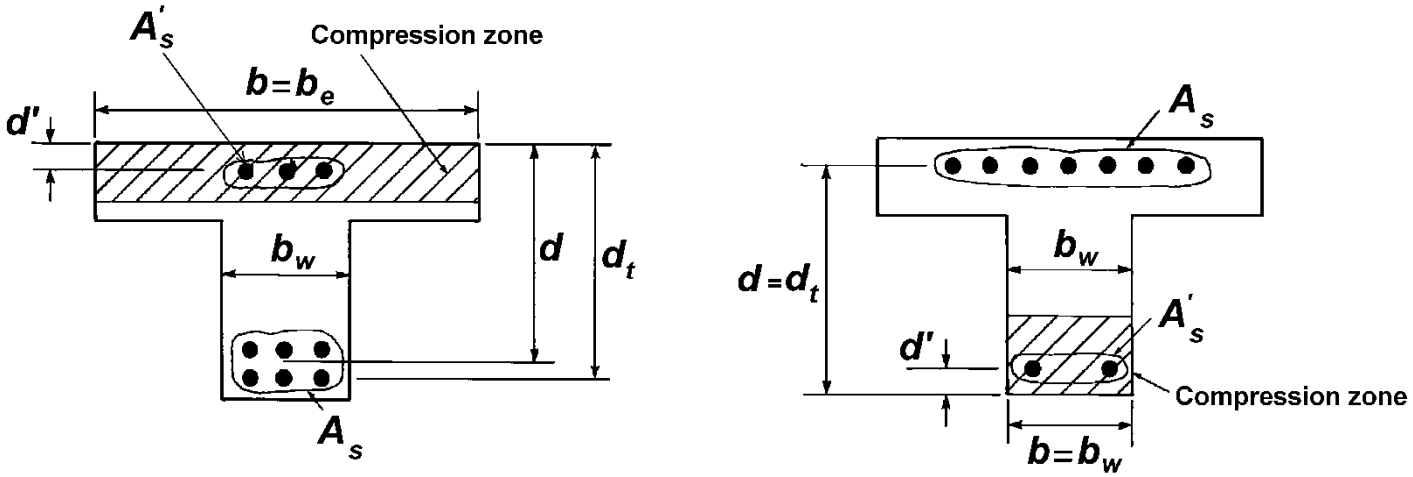


تاثیر فولاد فشاری بر شکل پذیری:

- تاثیر فولاد فشاری بر خزش

- کاربرد اجرایی فولاد فشاری



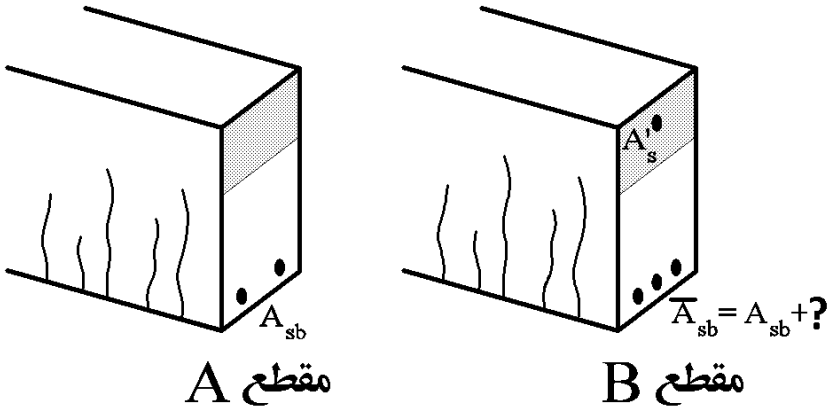


(a) Positive moment (compression on top).

(b) Negative moment (compression on bottom).

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

- تاثیر فولاد فشاری بر آرماتور بالانس



فرض کنید مقطع A در حالت بالانس باشد. اگر به این مقطع مطابق مقطع B آرماتور فشاری اضافه گردد، مقدار آرماتور بالانس چه تغییری می کند؟ هدف یافتن ? در شکل می باشد.

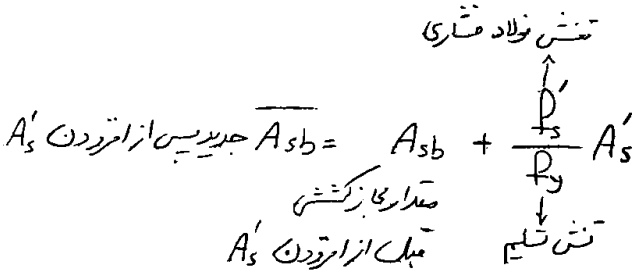
با توجه به اینکه در هر دو مقطع حالت بالانس داریم، ارتفاع تار خنثی در هر دو یکی بوده و تغییر نمی کند (چرا؟)

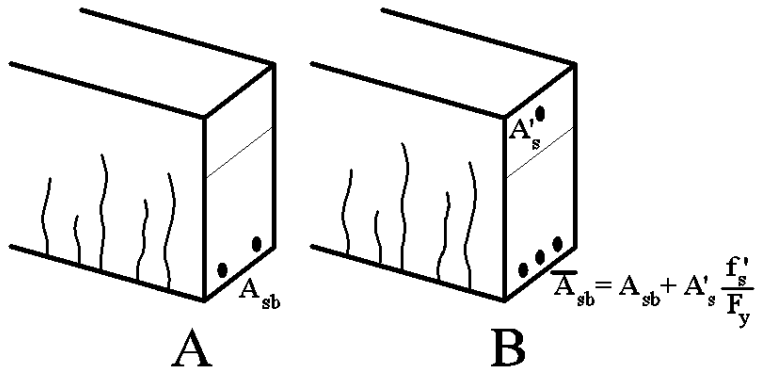
در مقطع A داریم:

$$C = T \rightarrow (A_{sb})F_y = ab(0.85f'_c)$$

در مقطع B داریم:

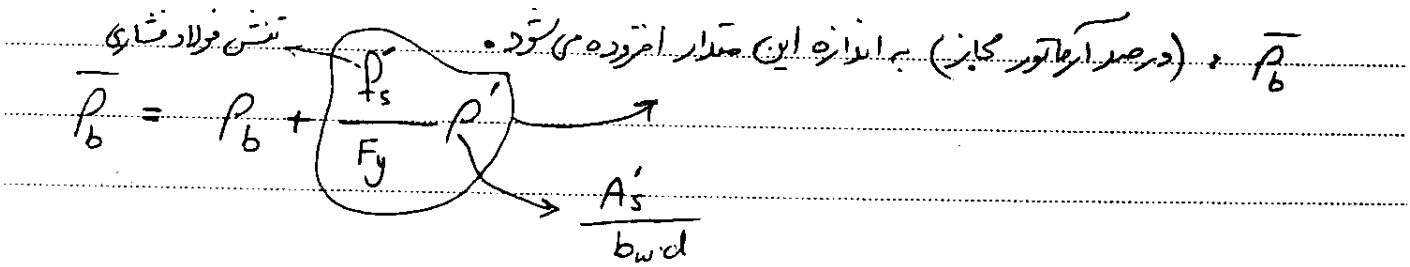
$$C = T \rightarrow (A_{sb}+?)F_y = ab(0.85f'_c) + A'_s f'_s$$
$$\rightarrow (?)F_y = A'_s f'_s$$
$$\rightarrow (?) = A'_s \frac{f'_s}{F_y}$$





به شرط اینکه آرماتورهای فشاری نیز جاری می شوند:

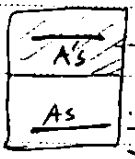
$$\overline{A}_{sb} = A_{sb} + A'_s$$



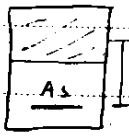
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

- تاثیر فولاد فشاری بر مقاومت خمشی

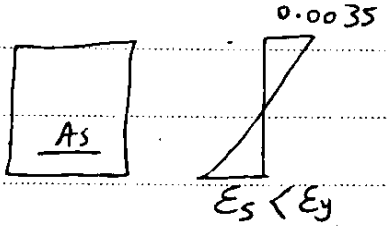
۱- مقطع کم فولاد (شکل پذیر) (معمولا لنگر حدوداً ۱۰٪ افزایش می‌یابد)



$M = A_s F_y \times 1.1 Z$



۲- مقطع پر فولاد (تردشکن)



$\Rightarrow M = A_s \underline{f_s} Z < A_s \underline{f_y} Z$

همانطوریکه مشاهده می‌شود در مقطع پر فولاد، مولدهای کشش جاری نمی‌شوند و در عمل ظرفیت کامل آنها ($A_s f_y$) مورد استفاده قرار نمی‌گیرد، برای رفع این مشکل دو راه حل داریم:

(۱) افزایش ابعاد مقطع (قوی‌تر شدن بتن به علت افزایش مساحت آن و بالارفتن تاریخچه مرز مشکل)

(۲) افزودن فولاد فشاری ← با افزودن فولاد فشاری تاریخچه بالارفته و مولد کشش جاری می‌شود. لنگر مقاوم از مقدار $A_s F_s Z$ افزایش یافته تبدیل به $A_s f_y Z$ می‌شود.

نتیجه: (۱) با افزودن فولاد فشاری به مقطع کم فولاد، لنگر مقاوم آن کمی افزایش می‌یابد.

(۲) " " " پر فولاد " مقدار زیادی "

(۳) " " " مقدار ρ_b (درصد آرماتور تعادل) افزایش می‌یابد.

پس برای کم فولاد کردن مقطع می‌توان:

- ✓ مقدار مساحت A_s را کاهش داد
- ✓ می‌توان A'_s افزود و یا مساحت بتن فشاری را افزایش داد و یا f'_c را افزایش داد.

طبق الزامات آیین‌نامه مولد کشش حتماً باید در لنگر نهایی جاری شود ولی فولاد فشاری می‌تواند جاری شود یا نشود.

مقدار آرماتور حداقل ربطی به مقدار فولاد فشاری ندارد.

$$\rho_{min} = \left\{ \frac{1.4}{f_y} \;,\; \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \right\}$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

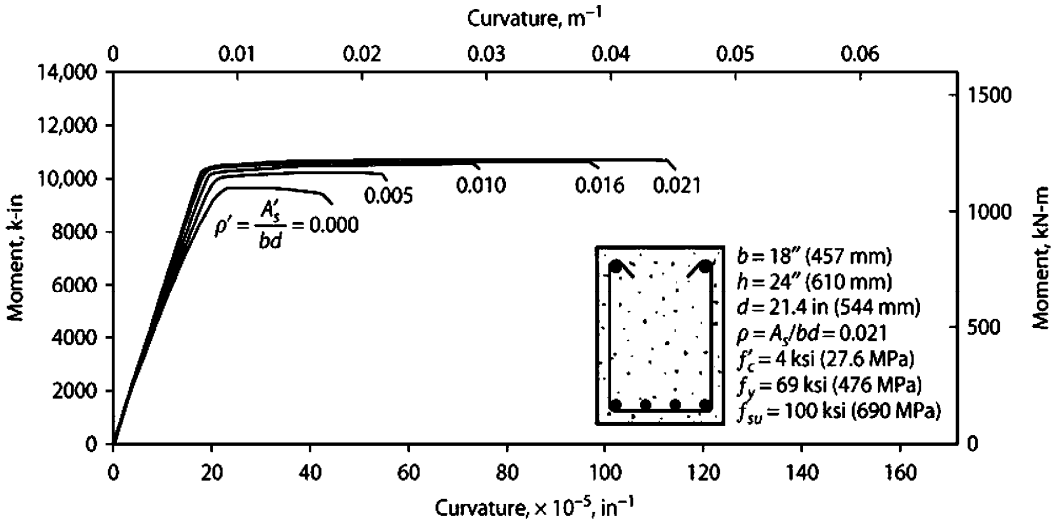


FIGURE 6.26 Effect of compression reinforcement on the moment–curvature relation.

تمرین - روابط زیر را اثبات کنید:

کنترل جاری شدن میلگردهای فشاری (در صورتی که میلگردهای کششی جاری شوند):

در صورتی که میلگردهای A_s (کششی) از مقدار زیر بیشتر باشند، میلگردهای A'_s (فشاری) جاری خواهند شد:

$$A_s > \beta \frac{0.85 f'_c}{F_y} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \epsilon_y} bd' + A'_s \qquad \rightarrow \quad \text{جاری خواهد شد } A'_s$$

مقاومت خمشی مقاطع همراه با فولاد فشاری $\begin{pmatrix} f'_s < F_y \\ f_s = F_y \end{pmatrix}$:

ابتدا باید از معادله درجه ۲ زیر مقدار X را بیابیم:

$$A_s F_y = 0.85 f'_c (b\beta x - A'_s) + A'_s E_s \frac{(x - d')}{x} \varepsilon_{cu}$$

در معادله فوق، $\mathrm{E_s} = 2 \times 10^5$ و $\varepsilon_{cu} = 0.003$ می باشد.

پس از یافتن مقدار X باید مقدار تنش در میلگردهای فشاری بدست آید:

$$f'_s = E_s \frac{x - d'}{x} \varepsilon_{cu}$$

و سپس مقدار لنگر مقاوم بدست می آید:

$$M_r = A'_s f'_s (d - d') + 0.85 f'_c (\beta x b - A'_s) \left(d - \frac{\beta x}{2}\right)$$

مقاومت خمشی مقاطع همراه با فولاد فشاری $\begin{pmatrix} f'_s = F_y \\ f_s = F_y \end{pmatrix}$:

ابتدا باید از معادله زیر مقدار X را بیابیم:

$$A_s F_y = 0.85 f'_c (\beta x b - A'_s) + A'_s F_y \qquad x = \frac{A_s F_y - A'_s F_y}{0.85 \beta f'_c b}$$

پس از یافتن مقدار X مقدار لنگر مقاوم بدست می آید:

$$M_r = A'_s F_y (d - d') + 0.85 f'_c (\beta x b - A'_s) \left(d - \frac{\beta x}{2}\right)$$

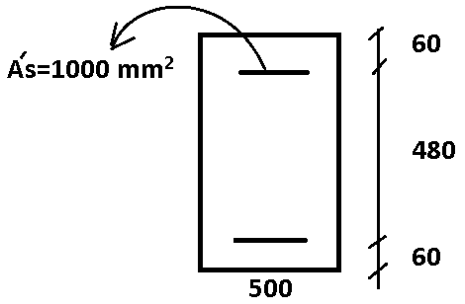
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال: مقطع شکل زیر تحت اثر لنگر مثبت قرار دارد. این تیر مربوط به یک سازه با شکل پذیری متوسط می باشد.

الف) مساحت میلگرد معادل حالت متوازن (بالانس) را محاسبه کنید؟

ب) حداکثر میلگرد کششی مجاز مقطع چقدر می باشد؟

$$f'_c = 25MPa \quad F_y = 400MPa$$



الف) در حالت تعادل محل تار خنثی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$x = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{F_y}{E_s}}\right) d = \left(\frac{0.003}{0.003 + \frac{400}{2\times10^5}}\right) d = \frac{3}{5} d = \frac{3}{5} \times 540 = 324 \text{ mm}$$

پس از یافتن x، کرنش فولادهای فشاری محاسبه می شود تا بررسی شود که آیا میلگردهای فشاری جاری می شوند یا نه:

$$\varepsilon'_s = \frac{x - 60}{x} \times 0.003 = \frac{324 - 60}{324} 0.003 = 0.0024 > 0.002$$

میلگردهای فشاری تسلیم می شوند. حال با نوشتن تعادل مساحت میلگرد بالانس محاسبه می شود:

$$C = T \quad \rightarrow \quad (\beta x \times b)0.85f_c + A'_s(F_y - 0.85f_c) = A_{sb}F_y$$

$$(0.85 \times 324 \times 500) \times 0.85 \times 25 + 1000 \times (400 - 0.85 \times 25) = A_{sb} \times 400$$

$$A_{sb} = 8262\, mm^2$$

ب) محل تار خنثی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$x = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0.004}\right) d = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.004}\right) 540 = 231 \text{ mm}$$

پس از یافتن x، کرنش فولادهای فشاری محاسبه می شود تا بررسی شود که آیا میلگردهای فشاری جاری می شوند یا نه:

$$\varepsilon'_s = \frac{x - 60}{x} \times 0.0035 = \frac{231 - 60}{231} 0.003 = 0.0022 > 0.002$$

میلگردهای فشاری تسلیم می شوند. حال با نوشتن تعادل مساحت میلگرد حداکثر محاسبه می شود:

$$C = T \quad \rightarrow \quad (\beta x \times b)0.85f_c + A'_s(F_y - 0.85f_c) = A_{s-max}F_y$$

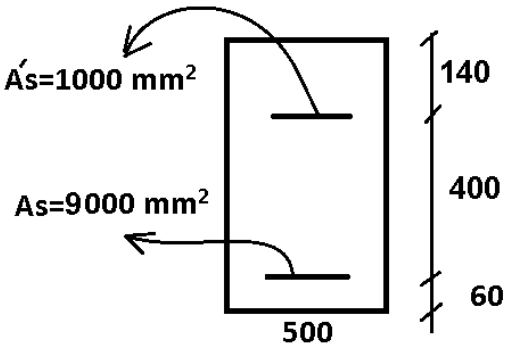
$$(0.85 \times 231 \times 500) \times 0.85 \times 25 + 1000 \times (400 - 0.85 \times 25) = A_{s-max} \times 400$$

$$A_{s-max} = 6162\, mm^2$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال: مقاومت خمشی اسمی مقطع زیر را محاسبه کنید.

$$f'_c = 25MPa \quad F_y = 400MPa$$



فرض اولیه:

ابتدا فرض می کنیم A_s و A'_s هر دو تسلیم می شوند:

$$C = T \quad \rightarrow \quad (\beta x \times b)0.85f_c + A'_s(F_y - 0.85f_c) = A_sF_y$$
$$(0.85 \times x \times 500) \times 0.85 \times 25 + 1000 \times (400 - 0.85 \times 25) = 9000 \times 400$$
$$x = 356\ mm$$

برای کنترل فرض، کرنش فولادهای کششی و فشاری را بر اساس x محاسبه کرده و بررسی می کنیم که آیا جاری می شوند یا نه:

$$\varepsilon'_s = \frac{(356 - 140)}{356} \times 0.003 = 0.00182 < \varepsilon_y = 0.002$$

بنابراین فولادهای فشاری جاری نمی شوند.

بررسی جاری شدن میلگردهای کششی:

$$\varepsilon_s = \frac{(540 - 356)}{356} \times 0.003 = 0.00154 < \varepsilon_y = 0.002$$

فولادهای کششی نیز جاری نمی شوند.

فرض دوم: فولادهای کششی و فشاری جاری نمی شوند. در این حالت اگر عمق تار خنثی x باشد، تنش در فولادهای کششی و فشاری کمتر از Fy خواهد بود و به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\varepsilon_s = \frac{(540 - x)}{x} \times 0.003 \quad \rightarrow \quad f_s = \varepsilon_s E = 600\frac{(540 - x)}{x}$$
$$\varepsilon'_s = \frac{(x - 140)}{x} \times 0.003 \quad \rightarrow \quad f'_s = \varepsilon'_s E = 600\frac{(x - 140)}{x}$$

سپس با نوشتن معادله تعادل مقدار x بدست میاید:

$$C = T \quad \rightarrow \quad (\beta x \times b)0.85f_c + A'_s(f'_s - 0.85f_c) = A_sf_s$$
$$(0.85 \times x \times 500) \times 0.85 \times 25 + 1000 \times \left(600\frac{(x - 140)}{x} - 0.85 \times 25\right) = 9000 \times 600\frac{(540 - x)}{x}$$
$$x = 333.634\ mm$$

پس از یافتن x نیروی فولادهای کششی و فشاری بدست میاید:

$$T_s = A_sf_s = 9000 \times 600\frac{(540 - 333.634)}{333.634} = 3340\ kN$$
$$T'_s = A'_s(f'_s - 0.85f_c) = 1000 \times \left(600\frac{(333.634 - 140)}{333.634} - 0.85 \times 25\right) = 327\ kN$$
$$C = (\beta x \times b)0.85f_c = (0.85 \times 334 \times 500) \times 0.85 \times 25 = 3013\ kN$$

مقاومت خمشی مقطع:

$$M_n = T'_s \times (400) + C \times \left(540 - \frac{0.85 \times 333.6}{2}\right) = 1330\ kN.m$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۱ـ افزایش فولاد فشاری به یک مقطع خمشی بتن آرمه که با فولاد کم *(under reinforced)* طراحی شده است، ..... را ..... می‌دهد. **(مهندسی عمران ۷۹)**

۱) شکل‌پذیری تیر ـ کاهش

۲) مقاومت خمشی مقطع ـ کمی افزایش

۳) کرنش نهایی فشاری بتن ـ کمی کاهش

۴) مقاومت خشمی تیر ـ به میزان قابل توجهی افزایش

گزینه ۲

۳۰ـ در یک مقطع بتن مسلح با ابعاد و مشخصات مصالح ثابت، اگر نسبت فولاد کششی از ρ_{max} تجاوز نماید برای قابل قبول نمودن مقطع چه می‌توان کرد؟ **(مهندسی عمران ۷۳)**

۱) قرار دادن خاموت بیشتر

۲) قرار دادن آرماتورهای کششی در دو ردیف

۳) قرار دادن آرماتورهای فشاری

۴) افزایش طول گیرایی و یا استفاده از قلابهای استاندارد

گزینه ۳

۲ـ افزایش فولاد فشاری در یک مقطع خمشی بتن آرمه که با فولاد کم *(under reinforced)* طراحی شده است. **(مهندسی عمران ۸۲)**

۱) شکل‌پذیری تیر را کاهش می‌دهد.

۲) کرنش نهایی فشار بتن را کمی کاهش می‌دهد.

۳) مقاومت خمشی مقطع را کمی افزایش می‌دهد.

۴) مقاومت خمشی مقطع را به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد.

گزینه ۳

سراسری ۹۱

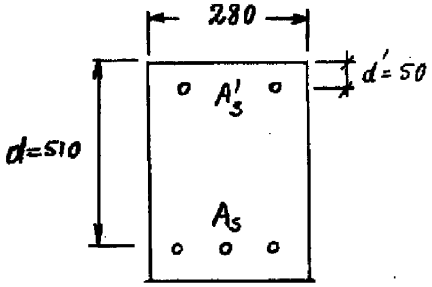
۱۱۹- در مقطع نشان داده شده در شکل زیر، $A_s = 2410\ mm^2$ بوده و $\rho < \rho_b$، به $f_c = 25\ \frac{N}{mm^2}$ و $f_y = 400\ \frac{N}{mm^2}$. این مقطع ۲۶٪ فولاد کششی به عنوان فولاد فشاری اضافه می‌شود. لنگر مقاوم خمشی مقطع حدوداً چقدر اضافه می‌شود؟

۱) ٪۴٫۵

۲) ٪۲۶

۳) ٪۲۰

۴) اضافه نمی‌شود.



$A'_s = 628\ mm^2$

$A_s = 2410\ mm^2$

با توجه به اینکه مقطع کم فولاد است، افزودن فولاد فشاری تاثیر کمی در افزایش مقاومت خواهد داشت (گزینه ۱ صحیح است)

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۹ـ در مقطعی که بدون فولاد فشاری برای خمش ساده حالت بالانس (متعادل) دارد، به مقدار A' فولاد فشاری اضافه می‌کنیم. با این عمل مقدار فولاد کششی حالت بالانس (متعادل) چه تغییری خواهد داشت؟ (فولاد فشاری و کششی از یک نوع می‌باشند) (مهندسی عمران ۷۷)

۱) با تغییر مقدار فولاد کششی نمی‌توان وضعیت بالانس (متعادل) برقرار کرد.

۲) مقدار فولاد کششی وضعیت بالانس (متعادل) برقرار نمی‌کند.

۳) فولاد کششی حالت بالانس (متعادل) حداکثر به اندازه A' نسبت به مقطع بدون فولاد فشاری افزایش می‌یابد.

۴) فولاد کششی حالت بالانس (متعادل) نسبت به مقطع بدون فولاد فشاری حداکثر به اندازهٔ A' کاهش می‌یابد.

گزینه ۳

تمرین:

۲۰ـ وجود آهن فشاری در تیر بتن مسلح باعث کدام پدیده خواهد شد؟ (مهندسی عمران ۷۷)

۱) افزایش تنش‌های فشاری بتن در طول زمان

۲) تأثیری در تنش‌های بتن در طول زمان نخواهد داشت.

۳) کاهش تنش‌های فشاری بتن در طول زمان

۴) ممکن است تنش‌های فشاری در طول زمان کم یا زیاد شود.

گزینه ۳

۵ـ کدام عبارت در مورد یک تیر بتن آرمهٔ تحت خمش با فولاد کششی مشخص و ثابت، صحیح است؟ (مهندسی عمران ۸۱)

۱) اگر $\rho < \rho_b$ باشد، هرچه فولاد فشاری تیر کمتر باشد، تیر کم فولادتر محسوب می‌شود.

۲) هرچه فولاد فشار تیر بیشتر باشد، تیر کم فولادتر محسوب می‌شود.

۳) هرچه فولاد فشاری تیر کمتر باشد، تیر کم فولادتر محسوب می‌شود.

۴) میزان فولاد فشاری تأثیری بر کم فولاد بودن و یا پر فولاد بودن مقطع ندارد.

گزینه ۲

آزاد ۸۵

۱۰۷- بیشترین مقاومت تیر با میلگرد فشاری با:

۱) جاری شدن میلگرد کششی و فشاری بدست می آید.

۲) جاری شدن فقط میلگرد فشاری بدست می آید.

۳) جاری شدن فقط میلگرد کششی بدست می آید.

٤) جاری شدن میلگرد فشاری و کششی بدست می آید.

گزینه ۴

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

در یک مقطع دوبله آرمه اگر نسبت فولادکششی ρ و نسبت فولاد فشاری ρ' و حداکثر مجاز نسبت فولاد کششی در حالت مقطع با فولادکششی تنها $(\rho_{max})_1$ و در حالت دوبله آرمه $(\rho_{max})_2$ باشد، ظرفیت خمشی نهایی مقطع دوبله آرمه در کدام یک از حالات زیر تقریباً برابر با ظرفیت خمشی نهایی همان مقطع بدون فولادهای فشاری است؟ (مهندسی عمران ۷۴)

۱) $\rho < (\rho_{max})_2$

۲) $(\rho_{max})_2 > \rho > (\rho_{max})_1$

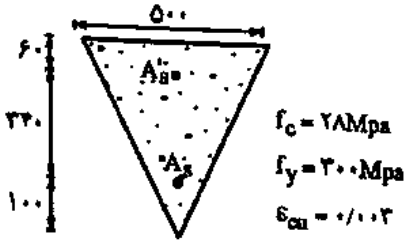
۳) $\rho < (\rho_{max})_1$

۴) $\rho > (\rho_{max})_1$

گزینه ۳

شرط حدی جاری شدن فولاد فشاری، A'_s، برای مقطع نشان داده شده در شکل زیر توسط کدامیک از گزینه‌های زیر بطور کامل بیان شده است. (مهندسی عمران آزاد ۸۴)

(بر اساس آیین نامه آبا)



۱) $A_s - A'_s \geq ۲۱۸۰\ mm^2$

۲) $A_s - A'_s \geq ۳۰۱۷\ mm^2$

۳) $A_s - A'_s \geq ۱۸۵۳\ mm^2$

۴) $A_s - A'_s \geq ۲۵۶۵\ mm^2$

۴۹- در طراحی یک مقطع بتن مسلح، مقدار فولاد کششی لازم برابر با A_s به دست آمده است و به فولاد فشاری نیست. اگر به خاطر مسائل اجرایی آرماتوربندی، مقدار فولاد $A'_s = ۲\phi ۱۲$ در ناحیه فشاری بتن قرار داده شود، چه مقدار فولاد کششی بایستی در ناحیه کششی بتن قرار داده شود تا طرح صحیح انجام شده باشد؟ (مهندسی عمران آزاد ۸۲)

۱) بایستی $A_s + A'_s$ را در ناحیه کششی بتن قرارداد تا تعادل نیروهای محوری برقرار باشد.

۲) می‌توان همان A_s را در ناحیه کششی قرار داد.

۳) بایستی $A_s + A'_s \left(\frac{f'_s}{f_s}\right)$ را در ناحیه کششی بتن قرار داد که f'_s و f_s به ترتیب تنشهای موجود در فولادهای فشاری و کششی می‌باشند. در این صورت تعادل نیروهای محوری برقرار می‌ماند.

۴) افزایش مقدار A_s بستگی به مقدار لنگر خمشی طرح دارد.

گزینه ۲

تمرین:

۳۸- کدامیک جزء فواید استفاده از میلگرد فشاری نمی‌باشد؟ (مهندسی عمران آزاد ۸۴)

۱) افزایش شکل‌پذیری تیر

۲) تغییر نوع گسیختگی تیر

۳) راحتی ساخت و اجرا

۴) افزایش خیز دراز مدت تیر

گزینه ۴

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۰

۱۱۴- اضافه کردن فولاد فشاری به یک مقطع خمشی بتن آرمه که با فولاد کم (under-reinforced) طراحی شده است:

۱) مقاومت خمشی مقطع را کمی افزایش می‌دهد.

۲) شکل‌پذیری تیر را کاهش می‌دهد.

۳) کنش نهایی فشاری بتن را کمی کاهش می‌دهد.

۴) مقاومت خمشی مقطع را به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد.

گزینه ۱

سراسری ۹۲

۱۱۷- در مورد یک تیر بتن آرمه، گزینه‌ی صحیح کدام است؟

۱) در یک مقطع خمشی بتن آرمه با فولاد مضاعف، نسبت عمق تار خنثی به عمق تار خنثی در حالت بالانس، تقریباً برابر با نسبت $\rho - \rho'$ به ρ_b می‌باشد.

۲) در یک مقطع خمشی بتن آرمه با فولاد مضاعف، در صورتی که فولاد فشاری تسلیم شده باشد، حتماً فولاد کششی هم تسلیم شده است.

۳) در یک مقطع خمشی بتن آرمه با فولاد کششی تنها، همواره با افزایش مقدار فولاد، لنگر مقاوم افزایش می‌یابد.

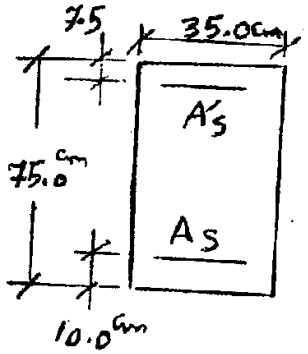
۴) در یک مقطع خمشی بتن آرمه با فولاد کششی تنها، که میزان فولاد کششی آن از فولاد بالانس کم‌تر است، با اضافه کردن فولاد فشاری، افزایش چشمگیری در لنگر مقاوم مقطع خواهیم داشت.

گزینه ۳

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۰

۱۱۷- مقدار A_S (فولاد کششی) مقطع نشان داده شده، برای اینکه همزمان با رسیدن بتن به کرنش ۰/۰۰۳، فولاد فشاری به جاری شدن برسد با فرضیات زیر، چند سانتی‌متر مربع است؟



- استفاده از بلوک تنش مستطیلی ویتنی
- ارتفاع بلوک $a = 0/8x$
- x فاصله از تار خنثی تا آخرین تار بتن در فشار
- تنش فشاری ماگزیمم بتن $0/85f_c$
- مبنای جاری شدن فولاد f_y
- ضرائب اطمینان مقاومت مصالح برابر با یک فرض می‌شوند.

$f_c = 350/0 kgf/cm^2$ $\quad E_s = 2\times10^6 kgf/cm^2$

$f_y = 4200/0 kgf/cm^2$ $\quad A'_s$ (فشاری) $= 9/82 cm^2$

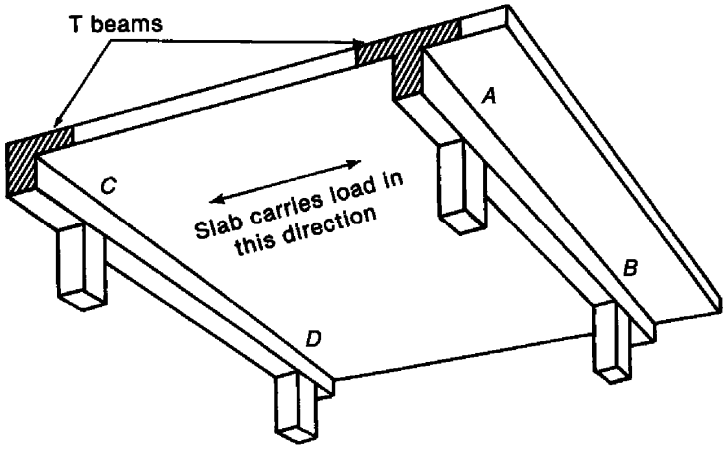
۱) ۵۸/۷۱ ۲) ۵۰/۲۶ ۳) ۶۵/۳۴ ۴) ۷۰/۴۵

۳-۲۱- مقاطع T شکل

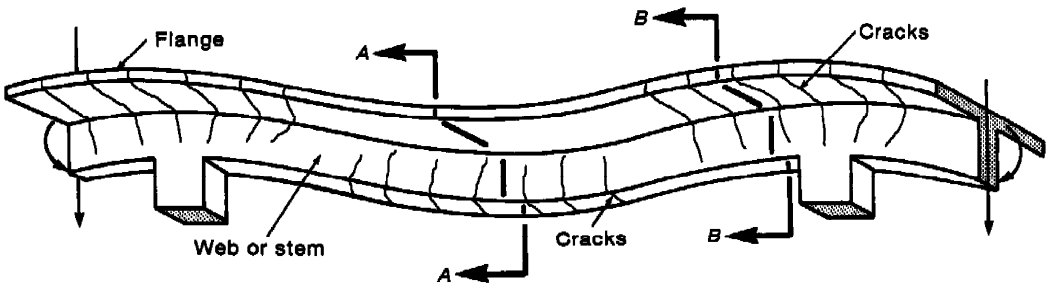
به شکل زیر توجه کنید. سقف از نوع دال بتنی می باشد.

در این سقف اگر بتن ریزی سقف و تیرها همزمان انجام شود، می توان قسمتی از سقف را به عنوان بال تیر T شکل منظور کرد.

در این حالت مانند شکل زیر تیر T شکل خواهیم داشت.



شکل زیر تغییر شکل یک تیر T شکل و ترک های ایجاد شده در آن را نشان میدهد:



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

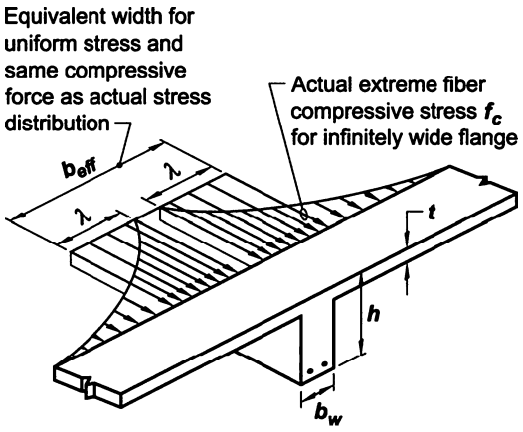
۳-۲۱-۱- عرض موثر تیر T شکل

6.3.2 *T-beam geometry*

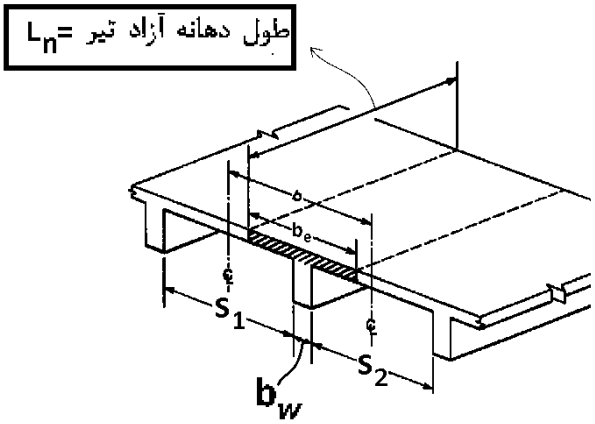
6.3.2.1 For nonprestressed T-beams supporting monolithic or composite slabs, the effective flange width b_f shall include the beam web width b_w plus an effective overhanging flange width in accordance with Table 6.3.2.1, where h is the slab thickness and s_w is the clear distance to the adjacent web.

Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams

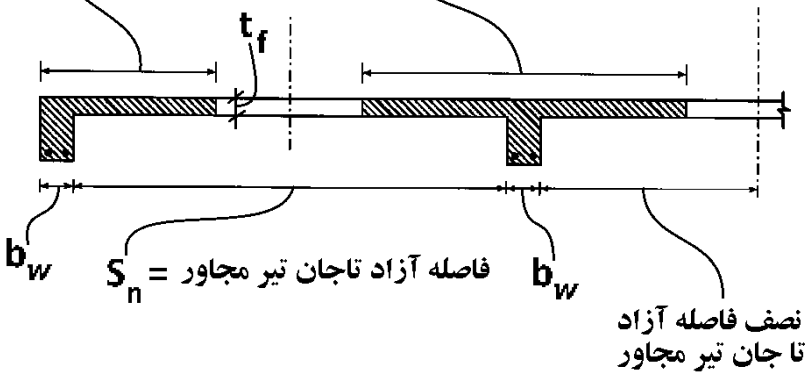
Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	$8h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/8$
One side of web	Least of:	$6h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/12$

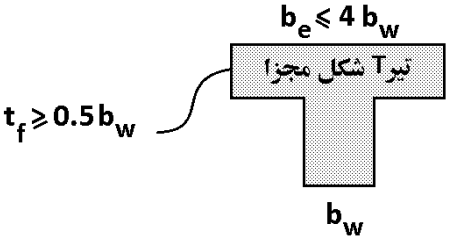


6.3.2.2 Isolated nonprestressed T-beams in which the flange is used to provide additional compression area shall have a flange thickness greater than or equal to $0.5b_w$ and an effective flange width less than or equal to $4b_w$.



$$b_e \le \begin{cases} b_w + S_n/2 \\ b_w + 6t_f \\ b_w + L_n/12 \end{cases} \qquad b_e \le \begin{cases} b_w + S_n \\ b_w + 16\,t_f \\ L_n/4 \end{cases}$$

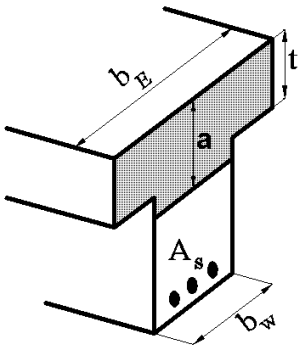




 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مراحل محاسبه مقاومت خمشی تیر T شکل

۱- یافتن a اولیه:



$$a = \beta_1 x = \frac{A_s(F_y)}{(b_E)(0.85f'_c)}$$

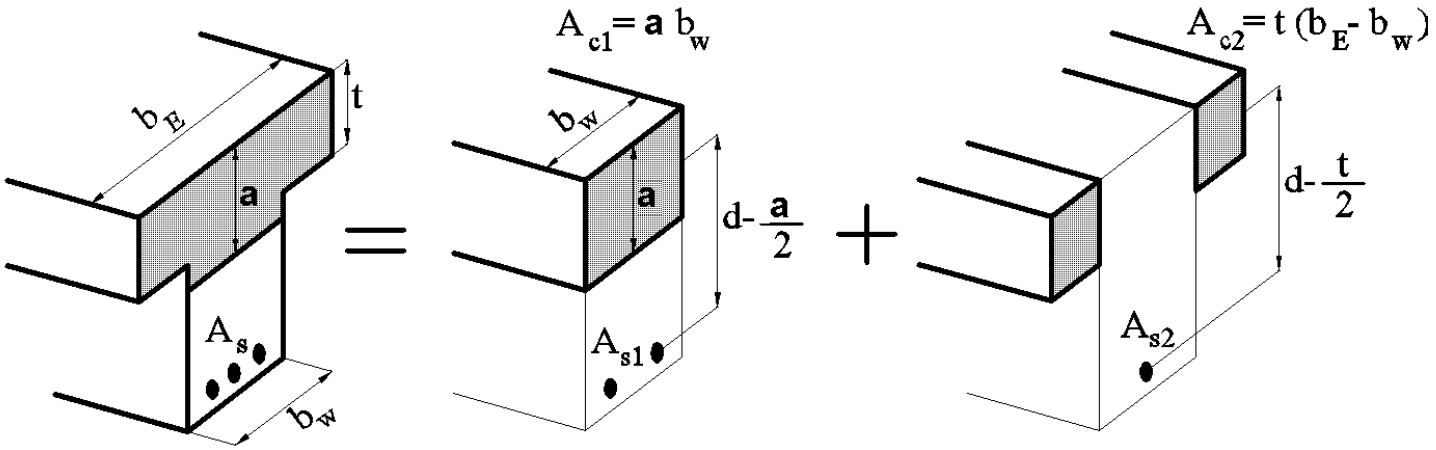
۲- اگر a اولیه کمتر از t بود، مقطع مستطیلی عمل خواهد کرد و مقاومت خمشی مقطع بدست می آید:

$$a \le t \quad \rightarrow \quad \text{مستطیلی} \quad \rightarrow \quad \varphi M_n = \varphi A_s F_y \left(d - \frac{A_s(F_y)}{2(b_E)(0.85f'_c)}\right)$$

۳- اگر a اولیه بزرگتر از t بود، مقطع T شکل عمل خواهد کرد مقدار a باید مجددا محاسبه شود:

$$a > t \quad \rightarrow \quad \text{شکل } T \quad \rightarrow \quad a_{\text{جدید}} = \frac{A_s(F_y) - A_{c2}(0.85f'_c)}{(b_w)(0.85f'_c)}$$

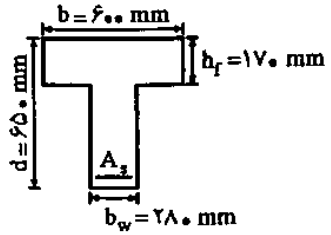
$$\rightarrow \quad \varphi M_n = \varphi\left(A_{c1}(0.85f'_c)\left(d - \frac{a_{\text{جدید}}}{2}\right) + A_{c2}(0.85f'_c)\left(d - \frac{t}{2}\right)\right)$$



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴ در مقطع T شکل مقابل چنانچه در لحظهٔ گسیختگی نهایی، توزیع تنشی مستطیلی با شدت $0/85f'_c$ و در ارتفاعی معادل ۰/۸۵ ارتفاع تار خنثی فرض گردد، فولاد متوازن مقطع A_{sb} چند میلی‌مترمربع (mm^2) می‌باشد؟ ($\phi_c = \phi_s = 1/0$ فرض شود.) (مهندس عمران A1)

$f'_c = 30Mpa$ و $f_y = 400Mpa$ و $\varepsilon_{cu} = 0/003$ کرنش بین در لحظه نهایی و $E_s = 200000Mpa$



۱) ۸۵۳۵

۲) ۹۳۸۵

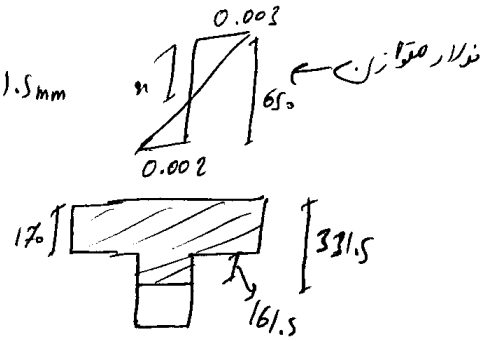
۳) ۹۸۷۵

۴) ۱۰۱۱۵

$x = \frac{0.003}{0.002+0.003} \times 650 = 390\,mm \longrightarrow a = 0.85 \times x = 331.5\,mm$

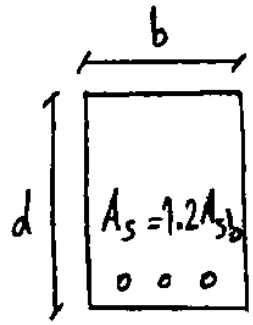
$C = T \Rightarrow (170 \times 600 + 161.5 \times 280) \times 0.85 \times 30 = A_s \times 400$

$\longrightarrow A_s = 9385\,mm^2$



در یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیل شکل (مطابق شکل)، مقدار فولاد بکار رفته به میزان ۲۰ درصد بیشتر از حد توازن مقطع می باشد. در صورتیکه طراح بخواهد با اضافه کردن بال فشاری به مقطع، مقطع را در حالت متوازن قرار دهد، مقدار مساحت بال فشاری چقدر خواهد بود؟

($E_s = 2.04 \times 10^6\,kg/cm^2$ ضریب ارتجاعی فولاد و $f'_c, f_y, \beta, \varepsilon_{cu} = 0.003$)



۱) $0.2\beta\frac{6100}{6100+f_y}bd$

۲) $0.2\beta\frac{6100}{6100+f_y}\frac{f'_c}{f_y}bd$

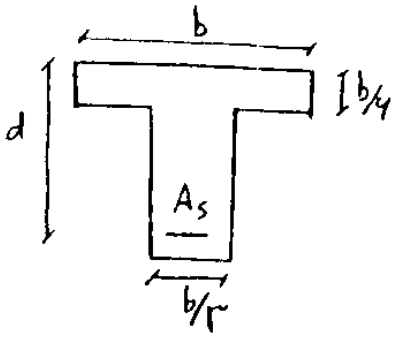
۳) $0.17\beta\frac{6100}{6100+f_y}\frac{f'_c}{f_y}bd$

۴) $0.17\beta\frac{6100}{6100+f_y}bd$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

آزاد ۸۷

۱۳۳- در یک تیر بتن آرمه با مقطع نشان داده شده در شکل، با فرض جاری شدن کلیه آرماتورهای کششی، ارتفاع بلوک فشاری تنش چقدر خواهد بود؟ ($\frac{f_y}{f'_c}=10$ ، $A_s = 1/7\times10^{-3}b^2$)

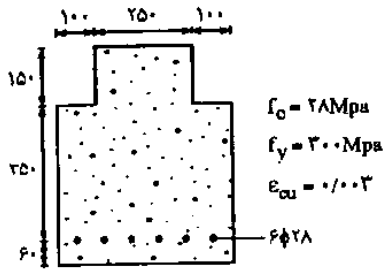


۱) $\frac{b}{5}$ ۲) $\frac{4}{15}b$

۳) $\frac{2}{15}b$ ۴) $\frac{b}{3}$

مقاومت خمشی طراحی مقطع نشان داده شده در شکل زیر را محاسبه کنید: (براساس آیین نامه آبا)

(مهندسی عمران آزاد ۸۳)



۱) ۳۰۳/۴ $kN.m$

۲) ۳۵۶/۹ $kN.m$

۳) ۴۰۱/۸ $kN.m$

۴) ۴۱۹/۹ $kN.m$

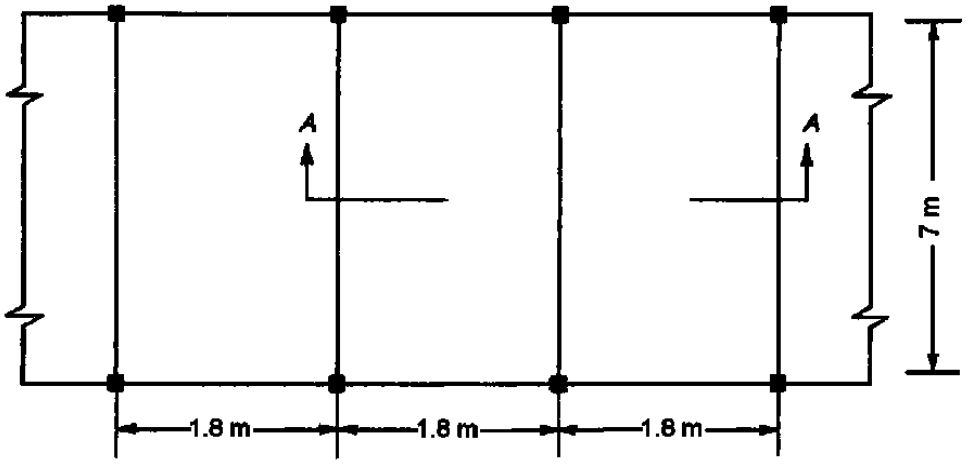
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

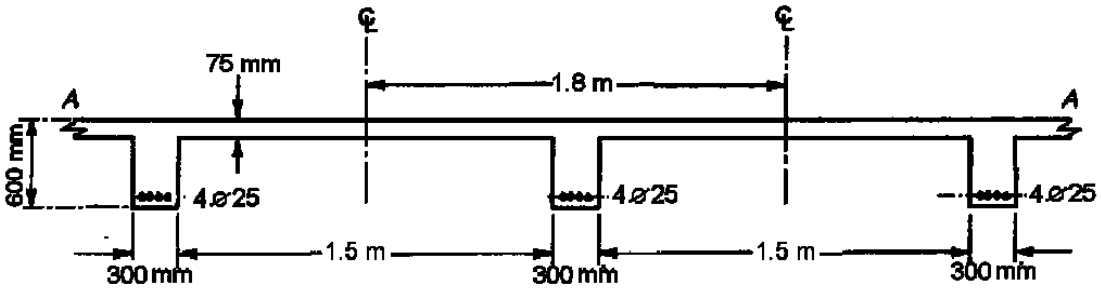
Example:

Calculate the design strength ϕM_n for one of the T beams in the positive moment region.

The beam has a clear span of 7 m (face to face).

$f_c' = 28\ MPa, \quad f_y = 420\ MPa.$



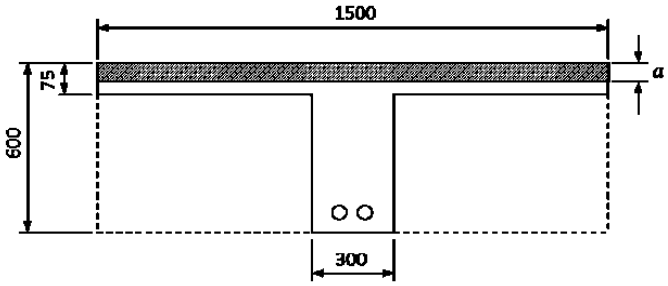


Solution:

From the Geometry of T-section:

$b_w = 300\ mm, \quad h = 600\ mm, \quad t = h_f = 75\ mm$

$A_s(4\varnothing 25) = 1963.5\ mm^2$



b_e is the smallest of:

$(a) \quad b_e \le b_w + \dfrac{L}{4} = 300 + \dfrac{7000}{4} = 2050\ mm,$

$(b) \quad b_e \le b_w + 16h_f = 300 + 16 \cdot 75 = 1500\ mm, \qquad -\ control$

$(c) \quad b_e \le$ Center to Center spacing between adjacent beams $= 1800\ mm.$

Take $b_e = 1500\ mm.$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85\, f_c' b_e} = \frac{1963.5 \cdot 420}{0.85 \cdot 28 \cdot 1500} = 23.1\ mm \ < h_f = 75\ mm$$

The beam section will be considered as rectangular with $b = b_e = 1500\ mm.$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 537.5\ mm$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1963.5 \cdot 420 \left(537.5 - \frac{23.1}{2}\right) \times 10^{-6} = 433.74\ KN \cdot m$$

Check for strain $\varepsilon_s \ge 0.005$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.1}{0.85} = 27.18\ mm, \qquad \beta_1 = 0.85$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{537.5 - 27.18}{27.18}\right) = 0.0565 > 0.005 \qquad OK$$

Take $\phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section.

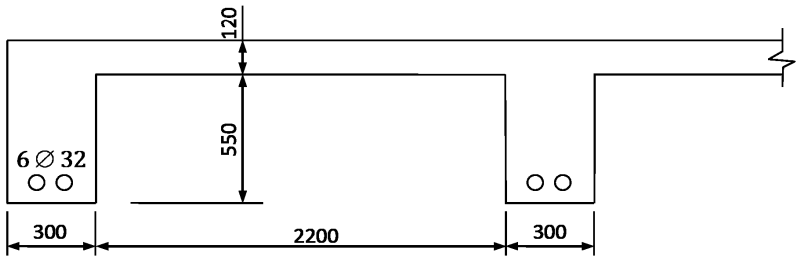
$$M_u = \phi M_n = 0.9 \cdot 433.74 = 390.37\ KN \cdot m$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

Example:

Determine the positive moment capacity of the edge L-section beam. The beam has a clear span of 6 m (face to face).

$f_c' = 20\ MPa, \quad f_y = 400\ MPa.$



Solution:

From the Geometry of T-section:

$b_w = 300\ mm, \qquad h = 670\ mm, \qquad t = h_f = 120\ mm$

$A_s(6\varnothing 32) = 4825.5\ mm^2$

b_e is the smallest of:

$(a)\ \ b_e \le b_w + \frac{L}{12} = 300 + \frac{6000}{12} = 800\ mm, \quad -control$

$(b)\ \ b_e \le b_w + 6h_f = 300 + 6 \cdot 120 = 1020\ mm,$

$(c)\ \ b_e \le b_w + \frac{1}{2}$ the clear distance to the next beam web $= 300 + \frac{2200}{2} = 1400\ mm.$

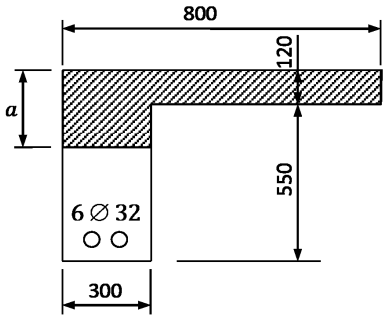
Take $b_e = 800\ mm.$

Check if $a > h_f$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85\ f_c' b_e} = \frac{4825.5 \cdot 400}{0.85 \cdot 20 \cdot 800} = 141.93\ mm > h_f = 120\ mm$$

The beam section will be considered as L-section with

$b_e = 800\ mm.$



$$A_{sf} = \frac{0.85\ f_c'(b_e - b_w)h_f}{f_y} =$$

$$= \frac{0.85 \cdot 20(800 - 300)120}{400} = 2550\ mm^2$$

$$A_{sw} = A_s - A_{sf} = 4825.5 - 2550 = 2275.5\ mm^2$$

$$a = \frac{A_{sw} f_y}{0.85\ f_c' b_w} = \frac{2275.5 \cdot 400}{0.85 \cdot 20 \cdot 300} = 178.47\ mm$$

$A_s\ (6\varnothing 32)$ are arranged in two layers

$$d = 670 - 40 - 10 - 32 - \frac{25}{2} = 575.5\ mm$$

$$M_n = A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2}\right) + A_{sw} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) =$$

$$= \left[2550 \cdot 400\left(575.5 - \frac{120}{2}\right) + 2275.5 \cdot 400\left(575.5 - \frac{178.47}{2}\right)\right] \times 10^{-6} = 968.4\ KN \cdot m$$

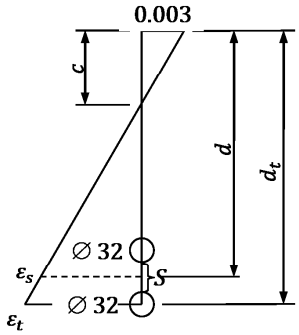
Check for strain $\varepsilon_s \ge 0.005$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{178.47}{0.85} = 209.96\ mm, \qquad \beta_1 = 0.85$$

$$d_t = d + \frac{S}{2} + \frac{d_b}{2} = 575.5 + \frac{25}{2} + \frac{32}{2} = 604\ mm$$

$$\varepsilon_t = 0.003\left(\frac{d_t - c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{604 - 209.96}{209.96}\right) =$$

$$= 0.00563 > 0.005 \qquad OK$$



Take $\phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section.

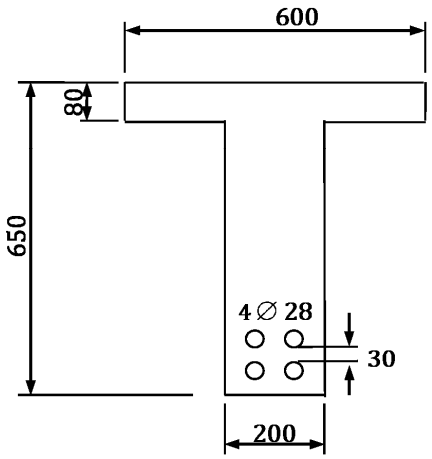
$$M_u = \phi M_n = 0.9 \cdot 961.65 = 865.49\ KN \cdot m$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

Example:

Compute the positive design moment capacity of the T-section beam.

$f_c' = 20\ MPa, \quad f_y = 420\ MPa.$



Solution:

From the Geometry of T-section:

$b_w = 200\ mm, \quad h = 650\ mm, \quad t = h_f = 80\ mm$

$A_s(4\varnothing 28) = 2463\ mm^2$

Check if $a > h_f$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85\, f_c' b_e} = \frac{2463 \cdot 420}{0.85 \cdot 20 \cdot 600} = 101.42\ mm$$

$a = 101.42\ mm > h_f = 80\ mm$. The beam section will be considered as T-section.

$$A_{sf} = \frac{0.85\, f_c'(b_e - b_w)h_f}{f_y} = \frac{0.85 \cdot 20(600 - 200)80}{420} = 1295.2\ mm^2$$

$$A_{sw} = A_s - A_{sf} = 2463 - 1295.2 = 1167.76\ mm^2$$

$$a = \frac{A_{sw} f_y}{0.85\, f_c' b_w} = \frac{1167.76 \cdot 420}{0.85 \cdot 20 \cdot 200} = 144.25\ mm$$

$A_s\ (4\varnothing 28)$ are arranged in two layers

$$d = 650 - 40 - 10 - 28 - \frac{30}{2} = 557\ mm$$

$$M_n = A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2}\right) + A_{sw} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) =$$

$$= \left[1295.2 \cdot 420\left(557 - \frac{80}{2}\right) + 1167.76 \cdot 420\left(557 - \frac{144.25}{2}\right)\right] \times 10^{-6} = 519.05\ KN \cdot m$$

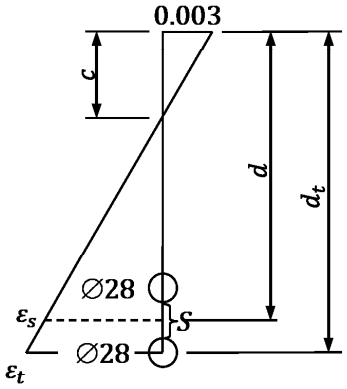
Check for strain $\varepsilon_s \geq 0.005$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{144.25}{0.85} = 169.7\ mm, \qquad \beta_1 = 0.85$$

$$d_t = d + \frac{S}{2} + \frac{d_b}{2} = 557 + \frac{30}{2} + \frac{28}{2} = 586\ mm$$

$$\varepsilon_t = 0.003\left(\frac{d_t - c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{586 - 169.7}{169.7}\right) =$$

$$= 0.00736 > 0.005 \qquad OK$$



Take $\phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section.

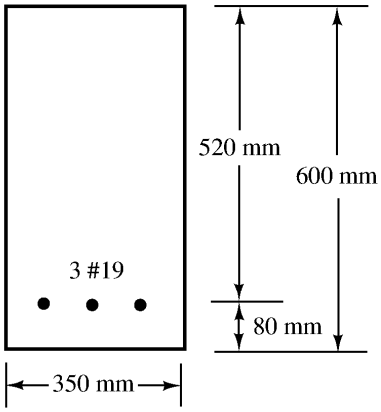
$$M_u = \phi M_n = 0.9 \cdot 519.05 = 467.15\ KN \cdot m$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

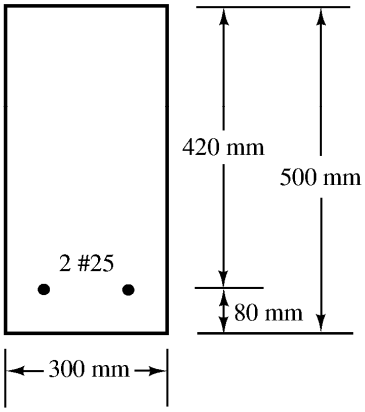
Problems in SI Units

For Problems 2.42 to 2.44, determine the cracking moments for the sections shown if $f'_c = 28$ MPa and the modulus of rupture is $f_r = 0.7\sqrt{f'_c}$ with f'_c in MPa.

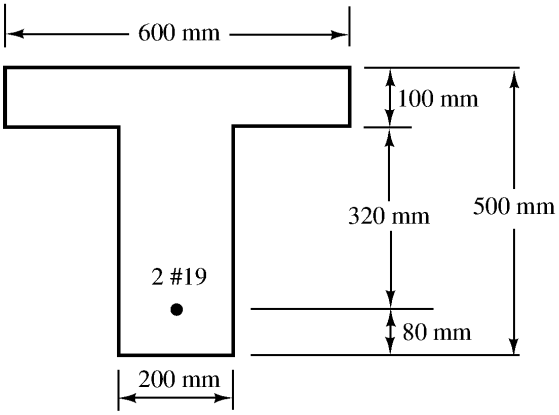
Problem 2.42



Problem 2.43 (*Ans.* 46.30 kN-m)

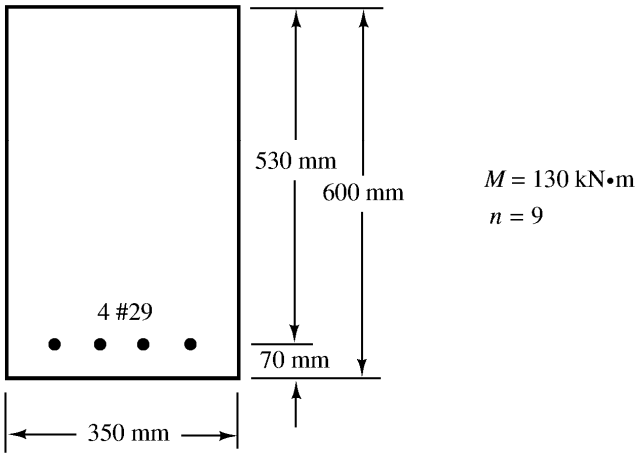


Problem 2.44

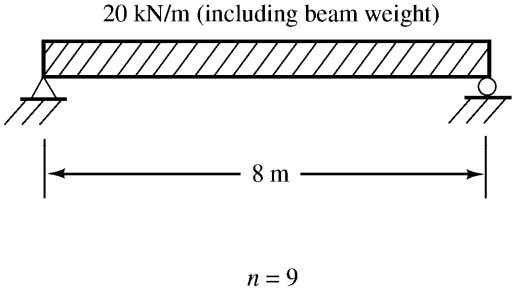


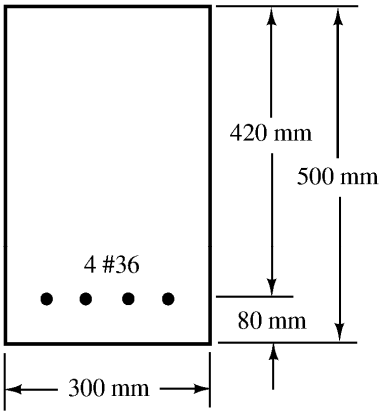
For Problems 2.45 to 2.47, compute the flexural stresses in the concrete and steel for the beams shown using the transformed-area method.

Problem 2.45 (*Ans.* $f'_c = 7.785$ MPa, $f_s = 109.31$ MPa)



Problem 2.46



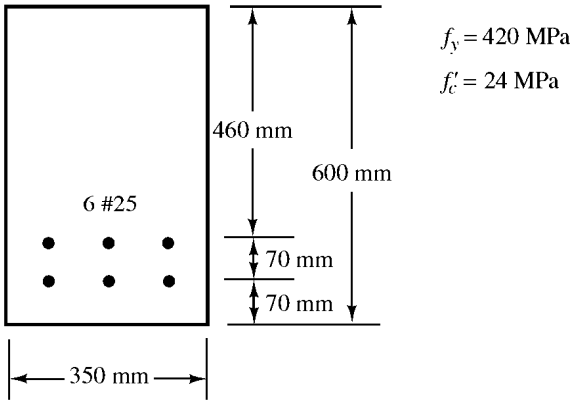


هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

For Problems 2.48 to 2.55, compute M_n values.

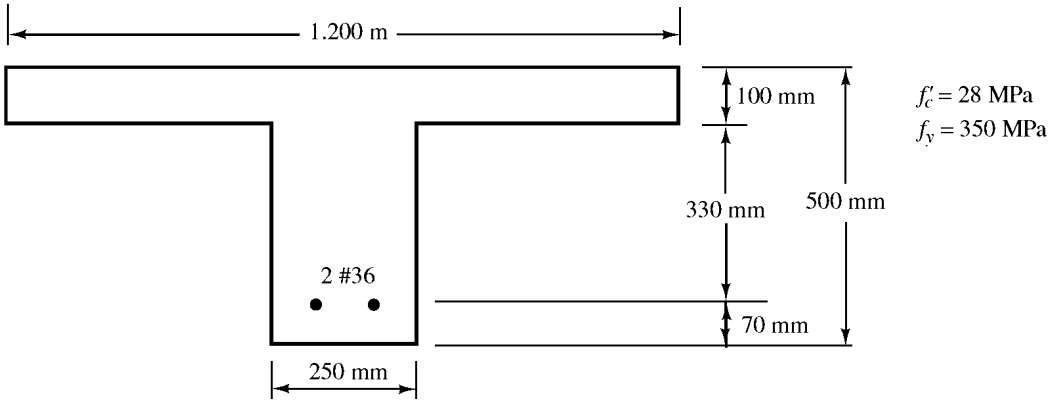
Problem No.	b (mm)	d (mm)	Bars	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	Ans.
2.48	300	600	3 #36	35	350	—
2.49	320	600	3 #36	28	350	560.5 kN-m
2.50	350	530	3 #25	24	420	—
2.51	370	530	3 #25	24	420	313 kN-m

Problem 2.52

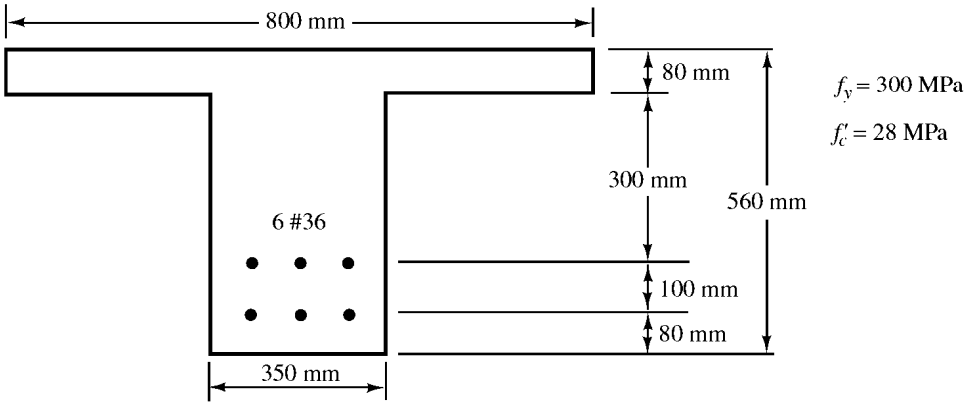


Problem 2.53 Repeat Problem 2.48 if four #36 bars are used. (*Ans.* 734 kN·m)

Problem 2.54



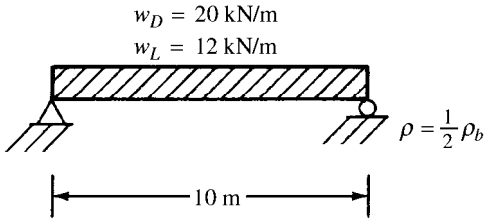
Problem 2.55 (*Ans.* 689.7 kN·m)



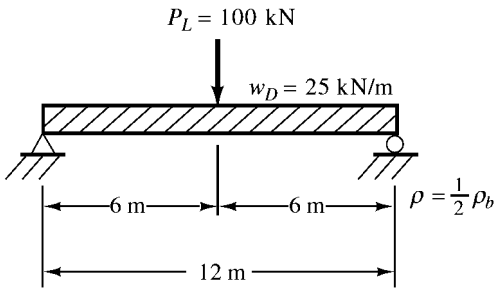
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

For Problems 4.34 to 4.39, design rectangular sections for the beams, loads, and ρ values shown. Beam weights are not included in the loads given. Show sketches of cross sections including bar sizes, arrangements, and spacing. Assume concrete weighs 23.5 kN/m^3. $f_y = 420$ MPa and $f'_c = 28$ MPa.

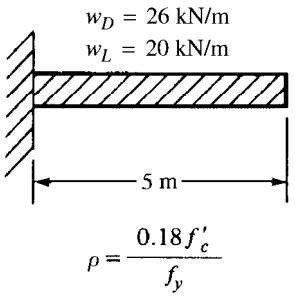
Problem 4.34



Problem 4.35 (*One ans.* 450 mm × 890 mm with 6 #32 bars)

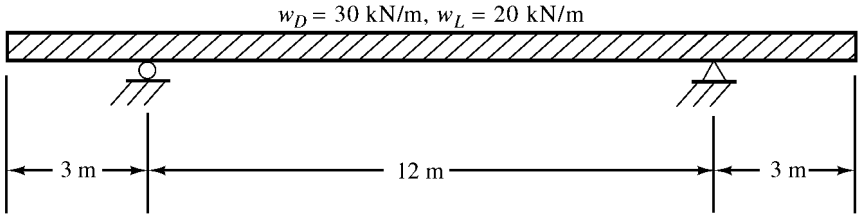


Problem 4.36

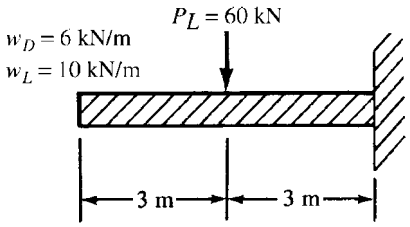


$$\rho = \frac{0.18 f'_c}{f_y}$$

Problem 4.37 Place live loads to cause maximum positive and negative moments. $\rho = 0.18 f'_c / f_y$. (*One ans.* 450 mm × 900 mm with 6 #32 bars positive reinf.)

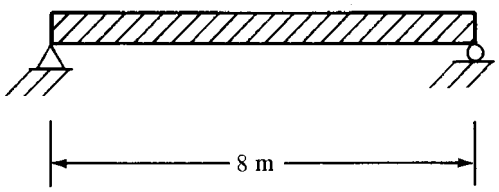


Problem 4.38



$$\rho = \frac{1}{2}\rho_b$$

Problem 4.39 Design the one-way slab shown in the accompanying figure to support a live load of 12 kN/m^2. Do not use the ACI thickness limitation for deflections. Assume concrete weighs 23.5 kN/m^3. $f'_c = 28$ MPa and $f_y = 420$ MPa. Use $\rho = \rho_{max}$. (*One ans.* 240-mm slab with #25 @ 140-mm main steel)

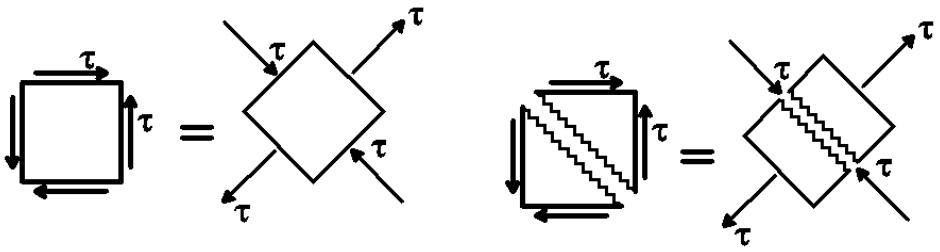


هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴-برش

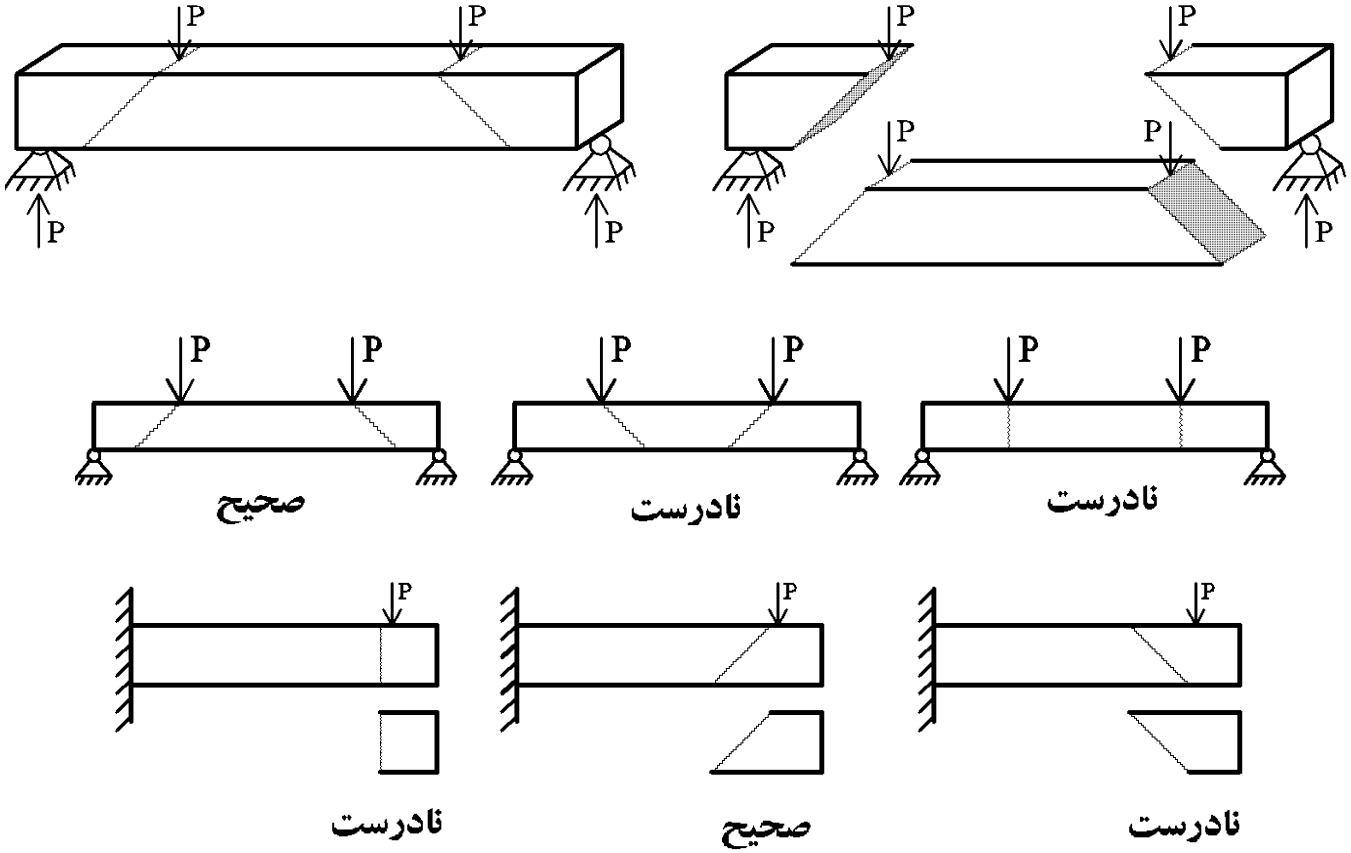
زمانی که یک المان تحت برش خالص قرار دارد، این المان در حقیقت تحت ترکیب کشش و فشار قرار دارد.

بتن تحت کشش ضعیف است و ترک می خورد:

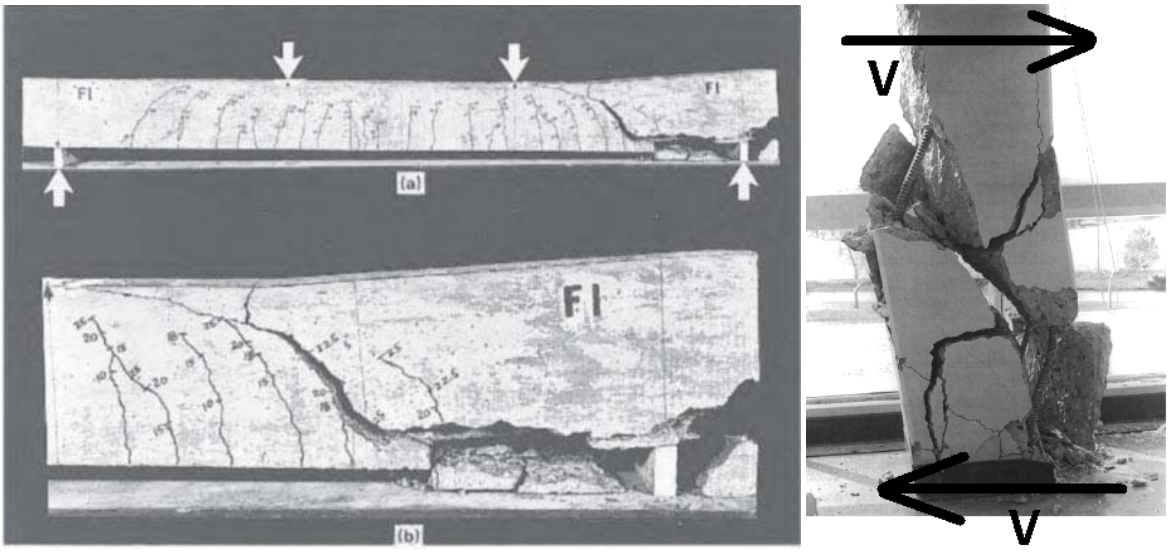


ترکهای برشی با راستای نیروی وارده زاویه ۴۵ درجه می سازند. در حقیقت بتن تحت "برش" به صورت کششی "ترک" می خورد.

نحوه تشخیص ترک: تیر به صورتی ترک می خورد که بتواند در راستای اعمال نیرو حرکت کند:

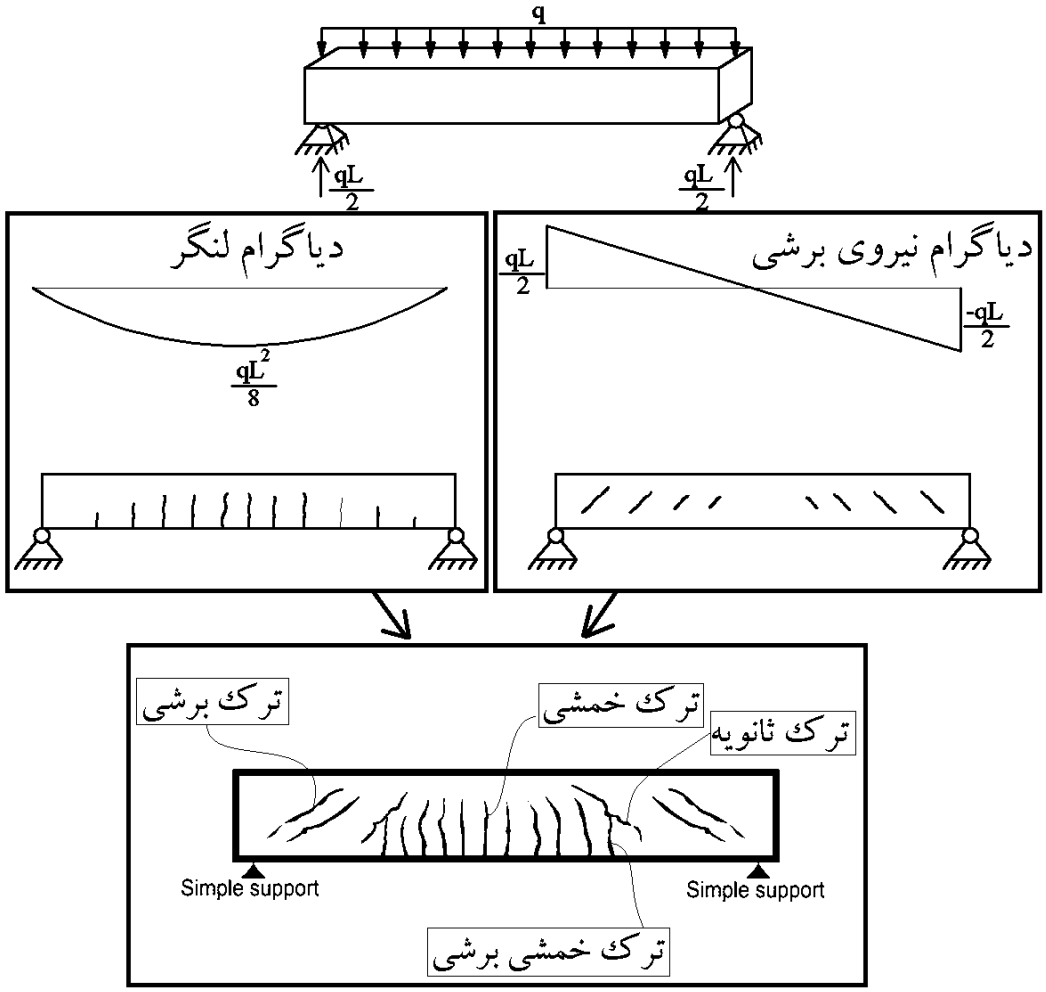


شکست برشی ستون در زلزله San Fernando 1971 (شکل سمت راست):



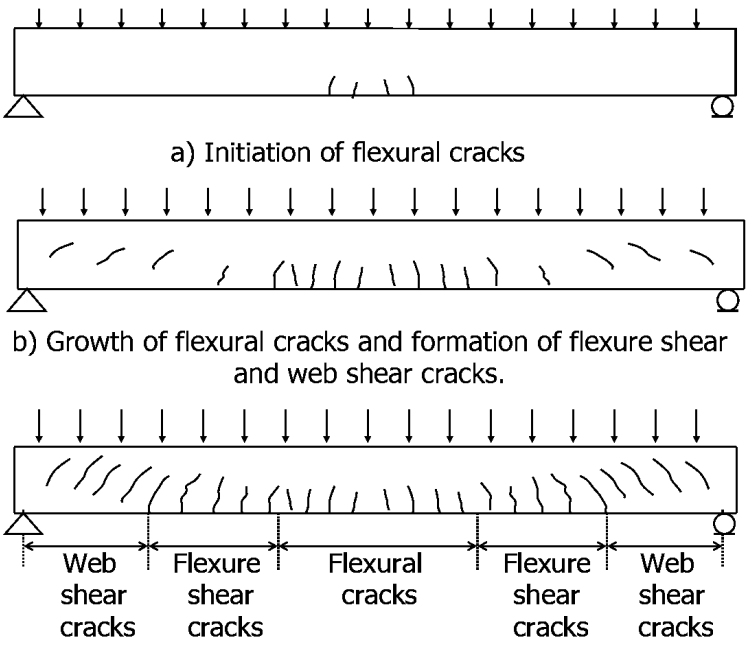
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴-۱- ترکیب برش و خمش در تیر ساده تحت بار گسترده



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.



a) Initiation of flexural cracks

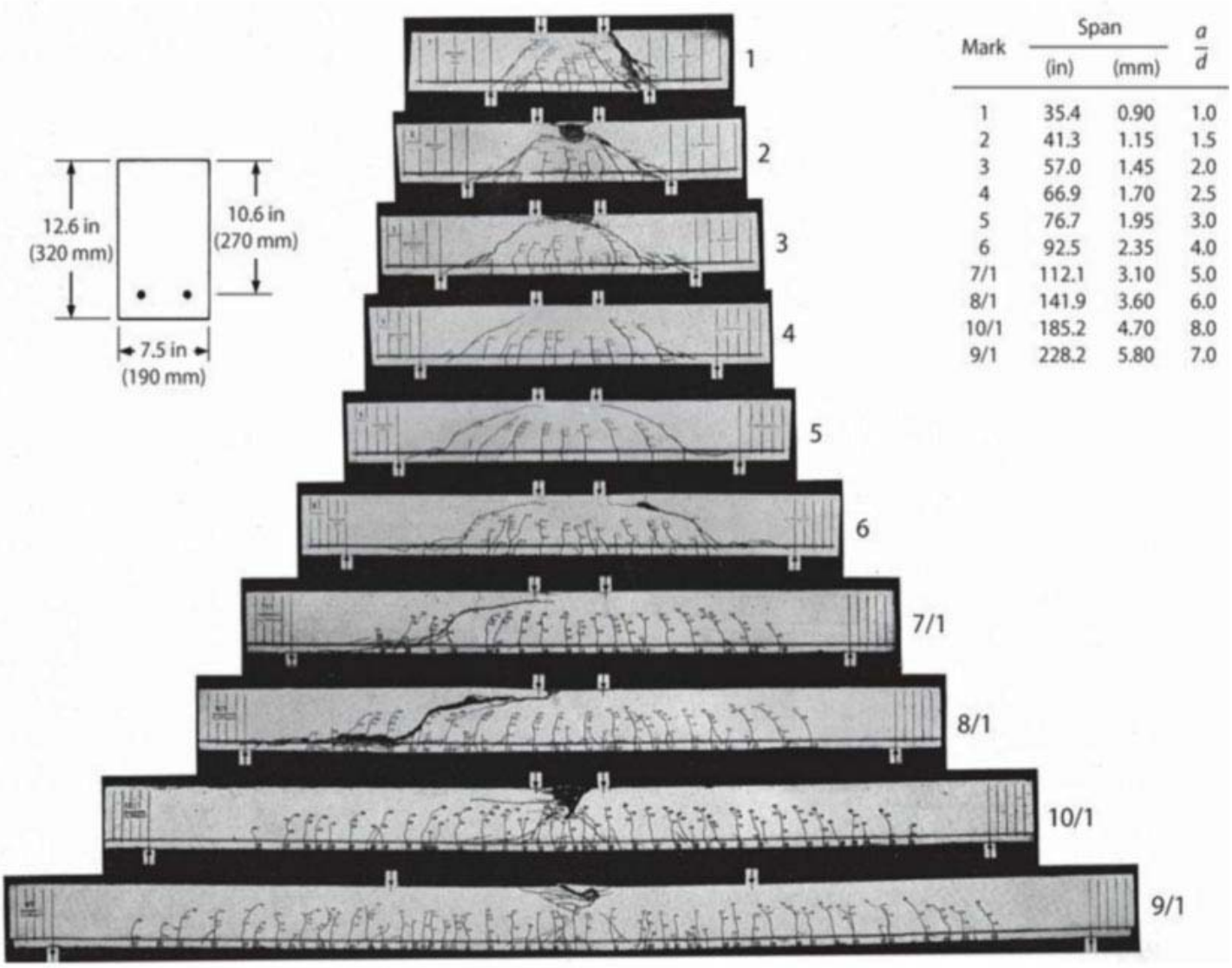
b) Growth of flexural cracks and formation of flexure shear and web shear cracks.

c) Cracks before failure

نکته: در تیرهای عادی با طول متعارف، ابتدا ترک خمشی ایجاد می شوند و سپس با افزایش بار ترک های برشی و ترک های خمشی برش ایجاد می شوند.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

نمونه الگوی ترک در یک تیر سراسری تحت اثر بار گسترده یکنواخت در شکل زیر نشان داده شده است. لنگر در دو انتهای تیر منفی بوده و ترکهای خمشی در بالای مقطع ظاهر می شوند.



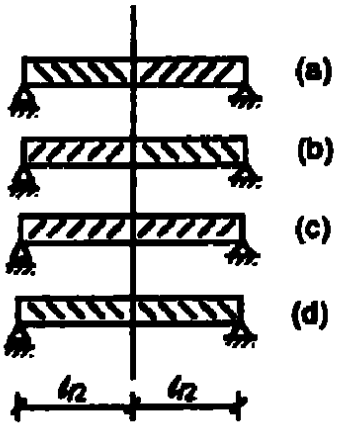
Mark	Span (in)	Span (mm)	$\frac{a}{d}$
1	35.4	0.90	1.0
2	41.3	1.15	1.5
3	57.0	1.45	2.0
4	66.9	1.70	2.5
5	76.7	1.95	3.0
6	92.5	2.35	4.0
7/1	112.1	3.10	5.0
8/1	141.9	3.60	6.0
10/1	185.2	4.70	8.0
9/1	228.2	5.80	7.0

FIGURE 7.29 Damage at failure in series of tests on beams without transverse reinforcement. (*After Leonhardt, 1962.*)

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

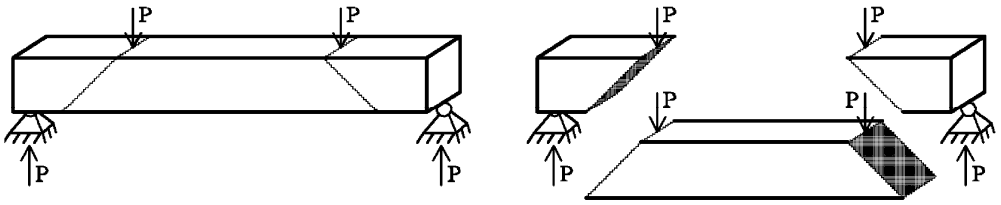
محاسبات ۹۳

۳۵- در یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده تحت اثر بار گسترده ثقلی یکنواخت از نظر آرایش آرماتورهای برشی، گزینه صحیح را انتخاب نمایید؟



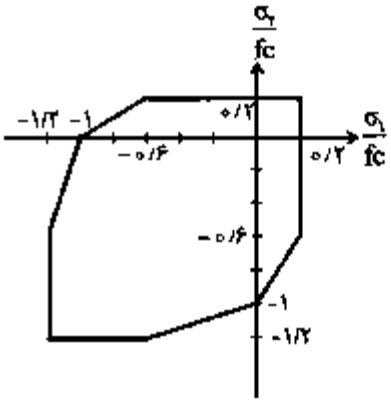
۱) (a)
۲) (d)
۳) (c)
۴) (b)

با توجه به نحوه ترک خوردن تیرهای بتنی تحت بار ثقلی که در شکل زیر نشان داده شده است، خاموت ها باید عمود بر راستای ترک ها قرار داده شوند تا بتوانند ترکها را بدوزند. بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



سراسری ۹۶

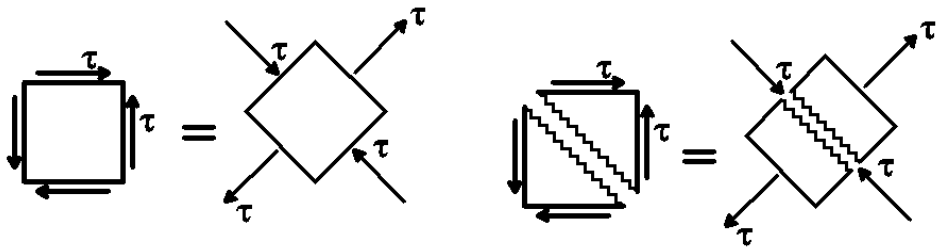
۱۱۸- اگر برای بتن با مقاومت فشاری f_c پوش شکست تحت اثر حالات تنش دو محوره به‌صورت شکل زیر باشد، مقاومت بتن در برش خالص، چه ضریبی از f_c است؟



۱) ۰/۱
۲) ۰/۱۵
۳) ۰/۲
۴) ۰/۲۵

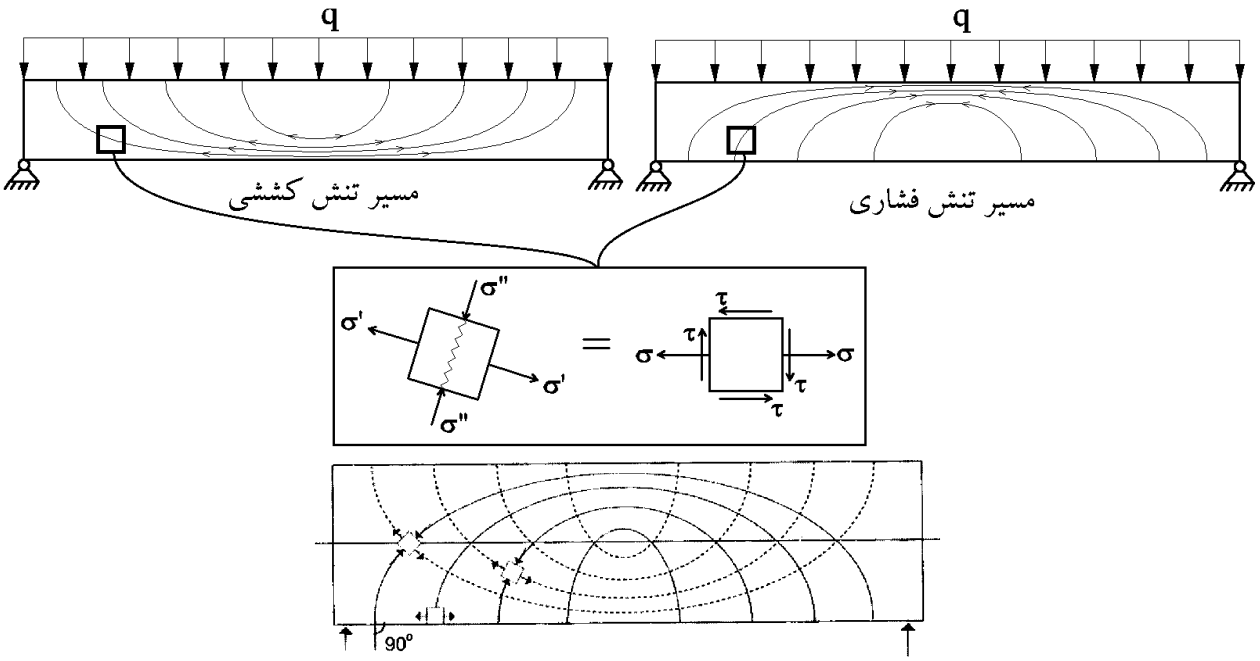
گزینه ۳

برش خالص معادل با کشش و فشار در دو راستای عمود بر هم می باشد (شکل زیر). با توجه به منحنی سطح شکست ارائه شده، مقاومت برشی برابر 0.2fc خواهد بود.

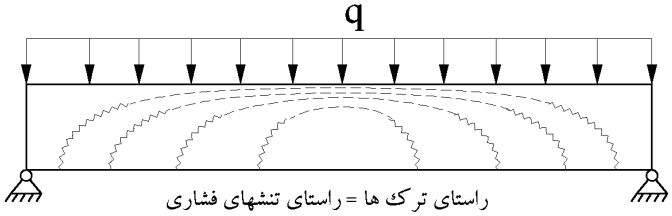


هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴-۲- مسیر تنشهای کششی و فشاری در تیر



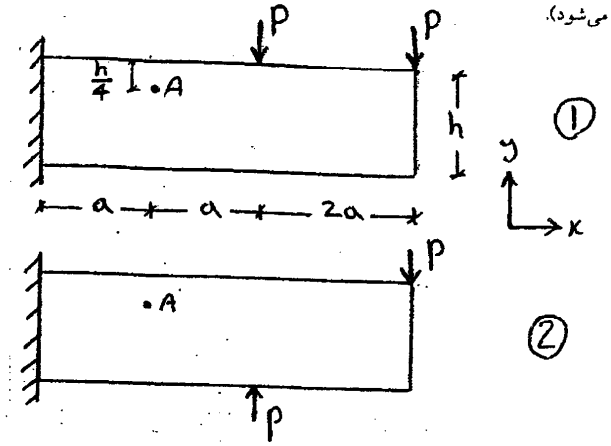
در وسط تیر برش داخلی تیر صفر است و تنها لنگر خمشی داریم و بنابراین راستای تنش های کششی و فشاری افقی می باشند.
در المان نشان داده شده در بالا، هم نیروی برشی داریم و هم لنگر خمشی و راستای تنش کششی اصلی مطابق شکل می باشد.
با توجه به المان فوق، راستای ترکها همیشه با راستای تنشهای فشاری اصلی یکسان می باشند:



آزاد ۸۹

۱۳۵- یک تیر بتنی کنسول با مقطع مستطیلی در دو حالت زیر بارگذاری شده است. با فرض ایجاد ترک در دو حالت بارگذاری در نقطهٔ A در عمق $\frac{h}{4}$ ، زاویهٔ ترک نسبت به محور x در حالت اول به حالت دوم کدام است. $\left(\frac{\theta_{A1}}{\theta_{A2}} = ?\right)$

(وزن تیر در برابر بارگذاری خارجی ناچیز فرض می‌شود).



۱) $\frac{\theta_{A1}}{\theta_{A2}} > 1$

۲) $\frac{\theta_{A1}}{\theta_{A2}} = 1$

۳) $\frac{\theta_{A1}}{\theta_{A2}} < 1$

۴) مقدار عددی P و a لازم می‌باشد

گزینه ۳

سراسری ۹۵

۱۱۶- ترک‌های برشی ـ خمشی در یک تیر بتن مسلح نسبت به محور طولی چه خصوصیت مهمی دارند؟

۱) موازی هستند.

۲) زاویه ۴۵° دارند.

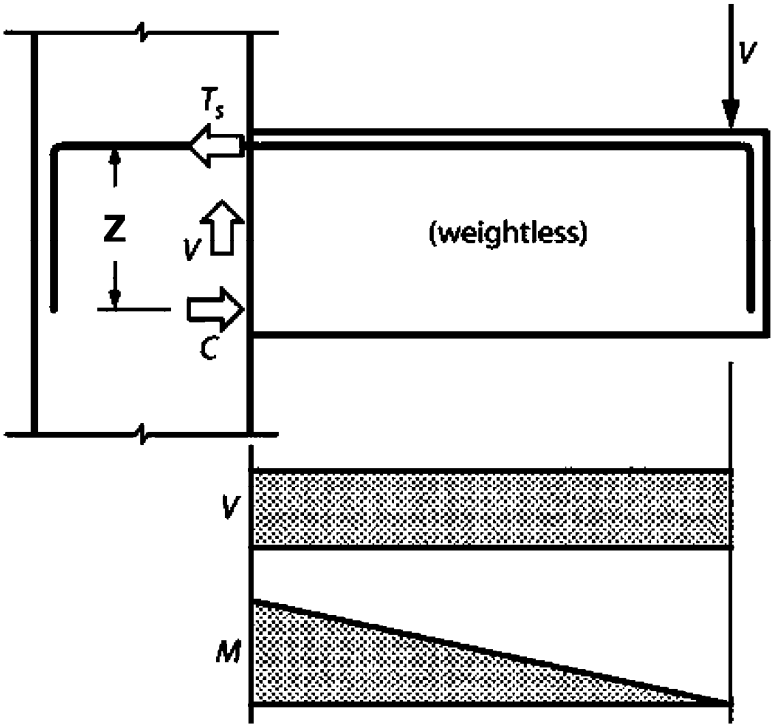
۳) زاویه ۹۰° دارند.

۴) زاویه ۴۵° تا ۹۰° دارند.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴-۳- نحوه انتقال برش

به شکل زیر توجه کنید. فرض کنید وزن تیر ناچیز است.



از درس مقاومت مصالح داریم:

$$Vdx = d(M)$$

با جاگذاری $M = TZ$ در رابطه فوق داریم:

$$Vdx = d(T \times Z) \qquad \rightarrow \qquad Vdx = d(T) \times Z + d(Z) \times T$$

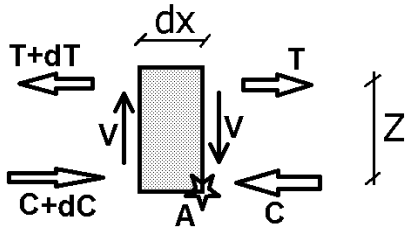
رابطه فوق نشان میدهد برش به دو طریق در تیر تشکیل میشود. ترم اول در رابطه فوق نشان دهنده مکانیزم انتقال برش با عملکرد تیر می باشد و ترم دوم نیز نشان دهنده انتقال برش با عملکرد قوسی می باشد.

انتقال برش با عملکرد تیر (**Beam action**)

فرض کنید مقدار بازوی لنگر (**Z**) در طول تیر ثابت باشد. در این حالت مقدار $d(Z) = 0$ خواهد بود و خواهیم داشت:

$$\rightarrow \qquad Vdx = d(T)Z$$

حال به شکل زیر توجه کنید.

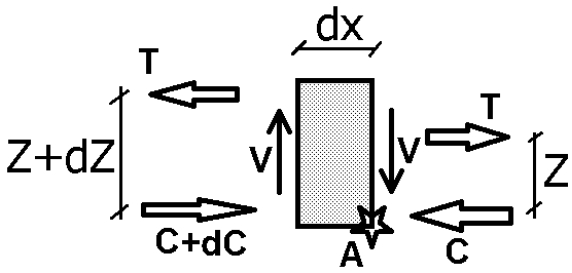


اگر حول نقطه A لنگر گیری کنیم، خواهیم داشت:

$$Vdx = d(T) \times Z$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

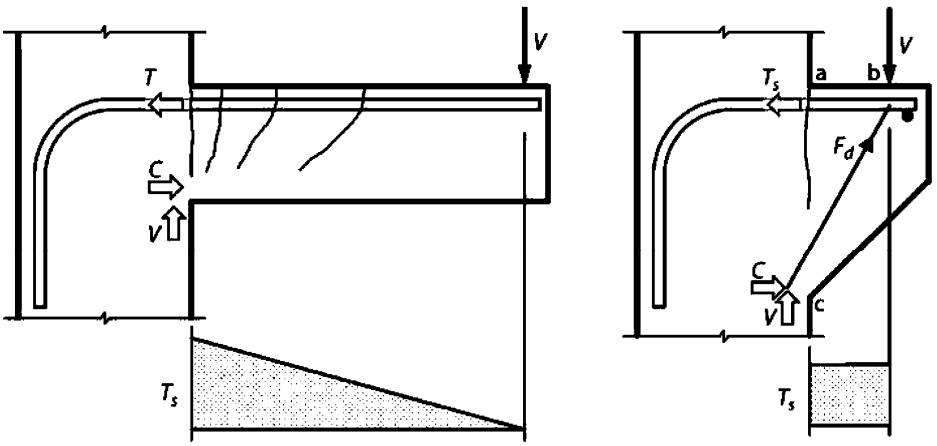
عملکرد قوس انتقال برش (**Arch action**)



اگر حول نقطه A لنگرگیری کنیم، خواهیم داشت:

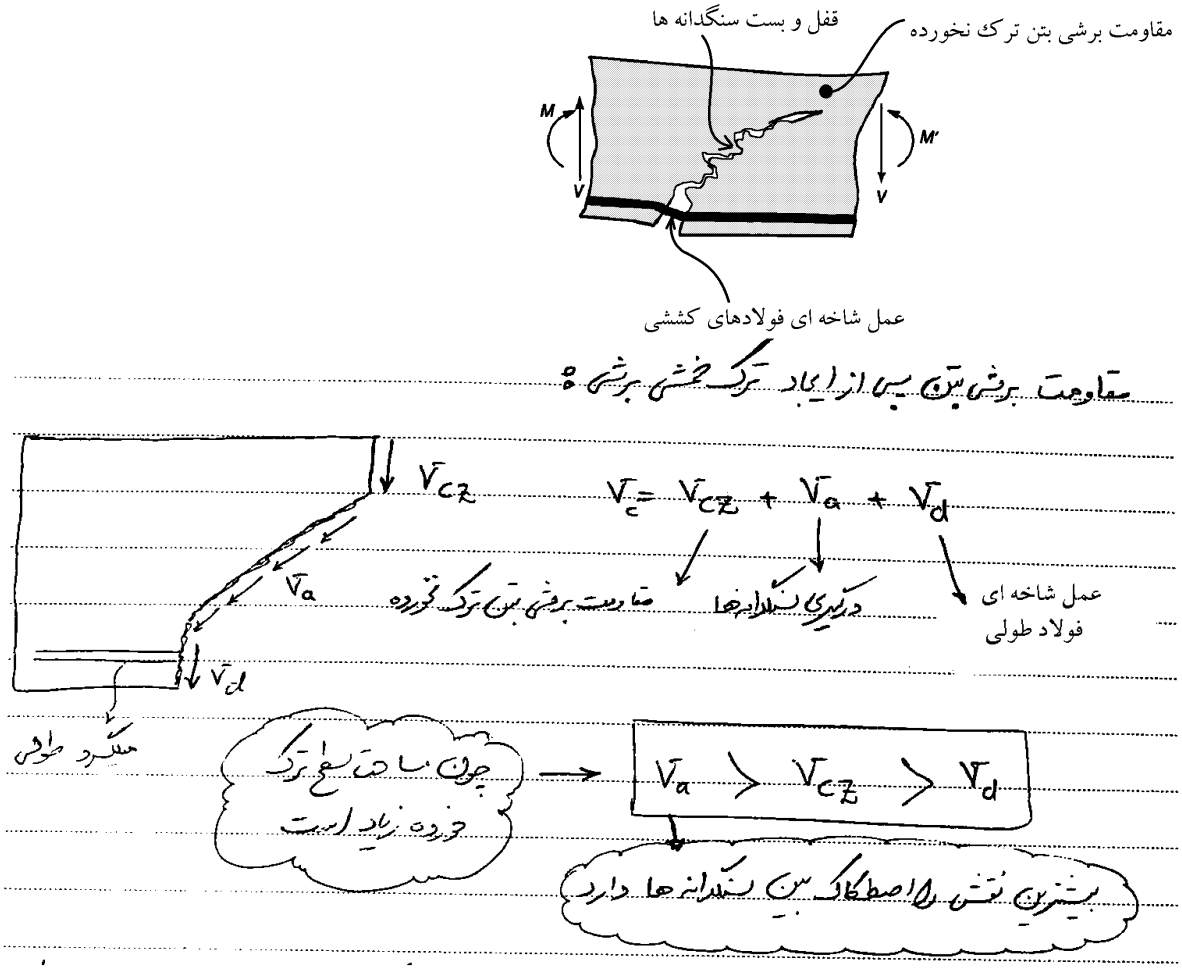
$$Vdx = d(Z) \times T$$

این عملکرد در تیرهای کوتاه و اتفاق می افتد که هنوز فشار به قسمت فوقانی مقطع منتقل نشده است.

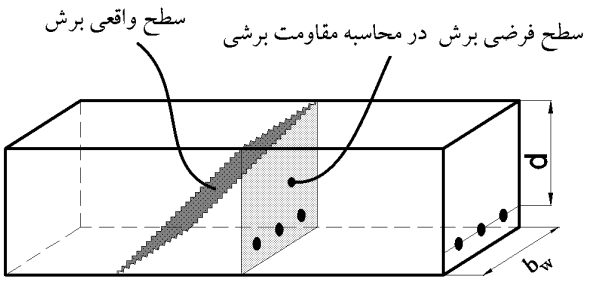


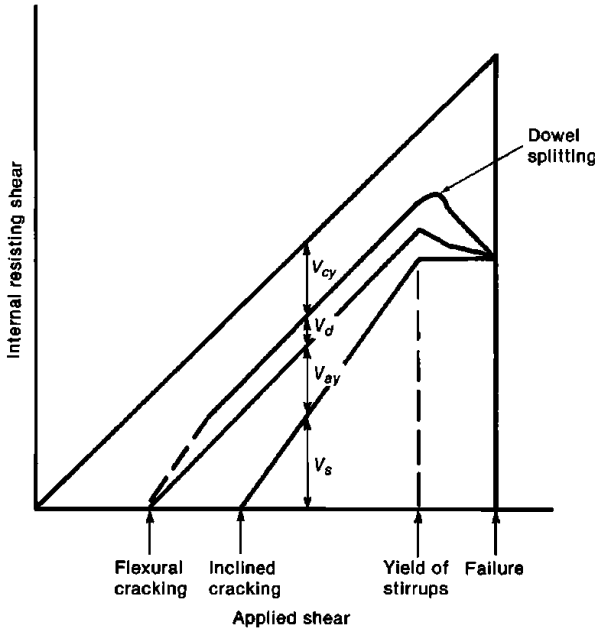
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴-۴- مقاومت برشی تیر بتنی ترک خورده



برای محاسبه مقاومت برشی مقطع دو روش داریم: ۱- روش تقریبی، ۲- روش دقیق. در هر دو روش مقاومت مقطع بر اساس سطح فرضی عمود بر صفحه محاسبه می شود:





هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴-۵- روابط آیین نامه برای محاسبه مقاومت برشی بتن

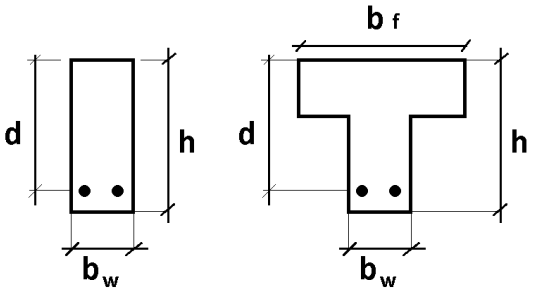
مقاومت برشی بتن با رابطه تقریبی برای **اعضای بدون نیروی محوری**:

22.5.5 V_c *for nonprestressed members without axial force*

22.5.5.1 For nonprestressed members without axial force, V_c shall be calculated by:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \qquad (22.5.5.1)$$

unless a more detailed calculation is made in accordance with Table 22.5.5.1.



رابطه تقریبی مقاومت برشی بتن برای **اعضای با فشار محوری**:

22.5.6 V_c *for nonprestressed members with axial compression*

22.5.6.1 For nonprestressed members with axial compression, V_c shall be calculated by:

$$V_c = 0.17\left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \qquad (22.5.6.1)$$

unless a more detailed calculation is made in accordance with Table 22.5.6.1, where N_u is positive for compression.

رابطه مقاومت برشی بتن برای **اعضای با کشش محوری**:

22.5.7 V_c *for nonprestressed members with significant axial tension*

22.5.7.1 For nonprestressed members with significant axial tension, V_c shall be calculated by:

$$V_c = 0.17\left(1+\frac{N_u}{3.5A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \qquad (22.5.7.1)$$

where N_u is negative for tension, and V_c shall not be less than zero.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۳

۳۳-یک مقطع بتن مسلح تحت اثر برش و خمش قرار دارد. چنانچه نیروی محوری نهایی فشاری برابر $Nu=7Ag$ نیز اضافه شود، بدون استفاده از جزئیات دقیق‌تر، نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن مقطع چند برابر خواهد شد؟

۱) 0.5 ۲) 3 ۳) 1.5 ۴) 1

گزینه ۳

$$\frac{V_{c2}}{V_{c1}}=\left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)=1+\frac{1}{2}=1.5$$

محاسبات ۹۳

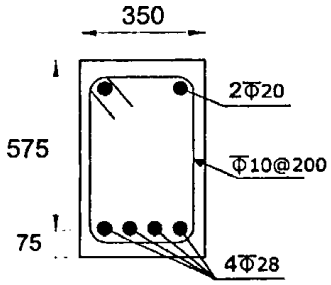
۵۷- در مورد نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن (V_c) اعضایی که تحت اثر نیروی برشی و لنگر خمشی و نیروی محوری قرار دارند، گزینه صحیح را انتخاب کنید.

۱) نیروی محوری فشاری، مقدار V_c را افزایش و نیروی محوری کششی، مقدار V_c را کاهش می‌دهد.
۲) نیروی محوری فشاری، مقدار V_c را کاهش و نیروی محوری کششی، مقدار V_c را افزایش می‌دهد.
۳) نیروی محوری فشاری و نیروی محوری کششی هر دو، مقدار V_c را افزایش می‌دهند.
۴) نیروی محوری تأثیری بر نیروی مقاوم برشی V_c ندارد.

گزینه ۱

محاسبات ۹۵

۳۴-یک مقطع بتنی درجا با شکل مقابل تحت نیروی برشی نهایی 150 kN و نیروی محوری نهایی 250 kN قرار دارد. نسبت نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن در حالتی که نیروی محوری به صورت فشاری وارد شود، به حالتی که نیروی محوری به صورت کششی وارد شود، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (رده بتن C25، فولاد میلگردها S400 هستند. ابعاد روی شکل به میلی‌متر است.)



۱) 1.0
۲) 1.3
۳) 1.7
۴) 2.0

گزینه ۳

$$\left.\begin{aligned}V_{c-comp}&=\varphi 0.17\sqrt{f_c'}\left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)b_w d\\ V_{c-ten}&=\varphi 0.17\sqrt{f_c'}\left(1+\frac{N_u}{3.5A_g}\right)b_w d\end{aligned}\right\}\quad \frac{V_{c-comp}}{V_{c-ten}}=\frac{\left(1+\frac{N_u}{12A_g}\right)}{\left(1+\frac{N_u}{3A_g}\right)}=\frac{\left(1+\frac{250000}{14\times350\times650}\right)}{\left(1+\frac{-250000}{3.5\times350\times650}\right)}=1.57$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۶

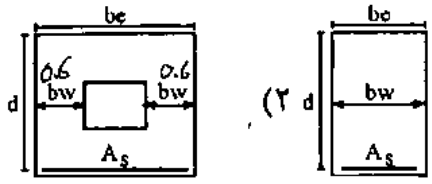
۲۷- شالوده منفرد با بتن از رده C30 را درنظر بگیرید. اگر در نظر باشد که از بتن C25 استفاده شده و ابعاد پلان شالوده تغییر داده نشود، مقدار عمق مؤثر d (فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی) حدوداً چند درصد اضافه شود که نیروی برشی مقاوم تأمین شده یک‌طرفه توسط بتن از طرح اولیه کمتر نشود؟ (از رابطه ساده‌تر مقاومت برشی استفاده شود).

۱) 20 ۲) 5 ۳) 10 ۴) 12

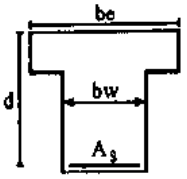
گزینه ۳

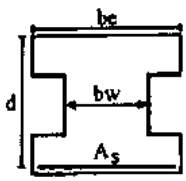
$$\left(\varphi 0.17\sqrt{30}\right) bd_1 = \left(\varphi 0.17\sqrt{25}\right) bd_2 \quad \rightarrow \quad \sqrt{30}d_1 = \sqrt{25}d_2 \quad \rightarrow \quad 1.095d_1 = d_2$$

۲ـ مقطع تیر بتن ارمه مطابق شکل‌های زیر در نظر است. در صورتی که عمق مؤثر تیر، مقدار فولادهای عرضی (خاموت) و مشخصات مصالح مصرفی آنها یکسان باشد، مقاومت کدام شکل در مقابل نیروهای برشی بیشتر است؟ $d=۴۵cm$ و $be=۶۰cm$ و $bw=۳۰cm$ (مهندسی عمران ۸۹)

۱) 

۲)

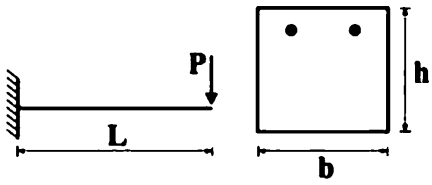
۳) 

۴) 

گزینه ۲

سراسری ۹۷

۱۱۸- در تیر شکل زیر در کدام حالت ترک برشی و ترک خمشی همزمان رخ می‌دهد؟
(مقاومت برشی بتن از رابطه $V_c = ۰/۲\sqrt{f_c}\,bh$ و اساس شکست مقطع از رابطه $f_r = ۰/۶\sqrt{f_c}$ محاسبه می‌شوند)



۱) $\frac{h}{L} = ۴/۰$

۲) $\frac{h}{L} = ۲/۰$

۳) $\frac{h}{L} = ۱/۰$

۴) $\frac{h}{L} = ۰/۵$

ترک برشی زمانی رخ می دهد که:

$$P_1 = 0.2\sqrt{f_c}bh$$

ترک خمشی زمانی رخ می دهد که:

$$P_2 L = M_{cr} \quad \rightarrow P_2 L = \frac{f_r I}{c} \quad \rightarrow \quad P_2 L = \frac{\left(0.6\sqrt{f_c}\right) \times \left(\frac{bh^3}{12}\right)}{\left(\frac{h}{2}\right)} \quad \rightarrow \quad P_2 = \frac{0.1\sqrt{f_c}bh^2}{L}$$

$$P_1 = P_2 \quad \rightarrow 0.2\sqrt{f_c}bh = \frac{0.1\sqrt{f_c}bh^2}{L} \quad \rightarrow \quad \frac{h}{L} = 2$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۷

۱۲۵- برای ستون با مقطع ۳۰۰×۶۰۰ میلی‌متر و با پوشش بتن از مرکز میلگردهای مقطع برابر ۵۰ میلی‌متر، مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در امتداد طولی چند درصد بیشتر از مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در امتداد عرضی مقطع است؟

۱) صفر

۲) ۵

۳) ۱۰

۴) ۲۰

$$\left.\begin{aligned} V_{c1} &= \varphi 0.17\sqrt{f'_c}\,b_1 d_1 = \varphi 0.17\sqrt{f'_c}\times 300\times 550 \\ V_{c2} &= \varphi 0.17\sqrt{f'_c}\,b_2 d_2 = \varphi 0.17\sqrt{f'_c}\times 600\times 250 \end{aligned}\right\} \frac{V_{c1}}{V_{c2}} = \frac{300\times 550}{600\times 250} = 1.1$$

۳۲- وجود نیروی محوری در بتن چه تأثیری بر مقاومت برشی مقطع دارد؟ **(مهندسی عمران آزاد ۸۲)**

۱) اگر نیروی محوری فشاری باشد، سبب کاهش مقاومت برشی مقطع است.

۲) اثری بر روی مقاومت برشی ندارد.

۳) اگر نیروی محوری کششی باشد، سبب کاهش مقاومت برشی مقطع است.

۴) کاهش یا افزایش مقاومت برشی مقطع، بستگی به نسبت نیروی محوری به لنگر خمشی دارد.

گزینه ۳

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مقاومت برشی بتن با رابطه **دقیق** برای **اعضای بدون نیروی محوری**:

Table 22.5.5.1—Detailed method for calculating V_c

V_c		
Least of (a), (b), and (c):	$\left(0.16\lambda\sqrt{f'_c}+17\rho_w\frac{V_u d}{M_u}\right)b_w d$ [1]	(a)
	$(0.16\lambda\sqrt{f'_c}+17\rho_w)b_w d$	(b)
	$0.29\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	(c)

[1] M_u occurs simultaneously with V_u at the section considered.

رابطه **دقیق** مقاومت برشی بتن برای **اعضای با فشار محوری**:

Table 22.5.6.1—Detailed method for calculating V_c for nonprestressed members with axial compression

V_c		
Lesser of (a) and (b):	$\left(0.16\lambda\sqrt{f'_c}+17\rho_w\frac{V_u d}{M_u-N_u\frac{(4h-d)}{8}}\right)b_w d$ [1] Equation not applicable if $M_u-N_u\frac{(4h-d)}{8}\le 0$	(a)
	$0.29\lambda\sqrt{f'_c}b_w d\sqrt{1+\frac{0.29N_u}{A_g}}$	(b)

[1] M_u occurs simultaneously with V_u at the section considered.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۴

۲۱- تیری با مقطع مستطیلی به عرض 300 میلی‌متر و ارتفاع مؤثر 500 میلی‌متر با بتن درجا مفروض است. در صورتی‌که آرماتور کششی 4Φ25، رده بتن C25، نوع فولاد S400 و نیروی برشی و لنگر خمشی در مقطع موردنظر برابر V_u= 300 kN و M_u= 100 kN.m باشد، نسبت مقدار V_c (با جزییات دقیق‌تر) مقطع تیر به مقدار V_c (فرمول ساده‌تر) آن مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 1.10 ۲) 1.20 ۳) 1.30 ۴) 1.40

گزینه ۳

رابطه تقریبی:

$$V_c = \varphi 0.17 \times \sqrt{25} \times 300 \times 500 = 0.6375 \times bd = 95625\ N = 95.6\ kN$$

رابطه دقیق:

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{300 \times 0.5}{100} = 1.5 > 1 \quad \rightarrow \quad \frac{V_u d}{M_u} = 1$$

$$\rho_w = \frac{4 \times 3.14 \times 12.5^2}{300 \times 500} = 0.013$$

$$V_{c-\text{دقیق}} = Min \begin{Bmatrix} \varphi\left(0.16\sqrt{25} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) \times 300 \times 500 = 0.75 \times (0.8 + 17 \times 0.013 \times 1) \times 300 \times 500 = 115\ kN \\ \varphi\left(0.29 \times \sqrt{25}\right) \times 300 \times 500 = 0.75 \times (1.45) \times 300 \times 500 = 163\ kN \end{Bmatrix}$$

$$\frac{115}{95.6} = 1.2$$

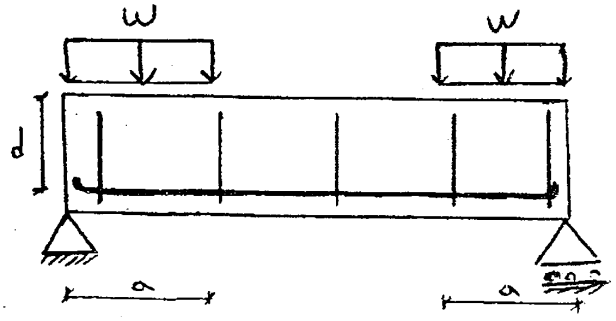
Table 22.5.5.1—Detailed method for calculating V_c

V_c		
Least of (a), (b), and (c):	$\left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ [1]	(a)
	$(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w) b_w d$	(b)
	$0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	(c)

[1] M_u occurs simultaneously with V_u at the section considered.

آزاد۸۹

۱۳۶- برای تیر بتنی نشان داده شده با ابعاد و آرماتورهای طولی و عرض ثابت، مقاومت برشی تیر در نواحی نزدیک تکیه‌گاه نسبت به وسط دهانه ...

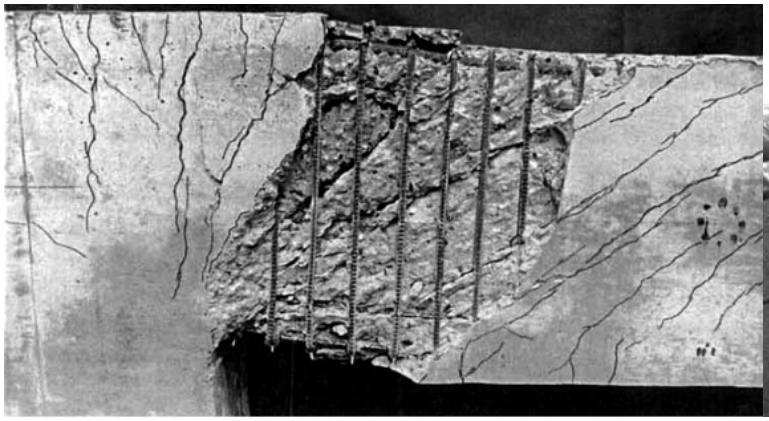


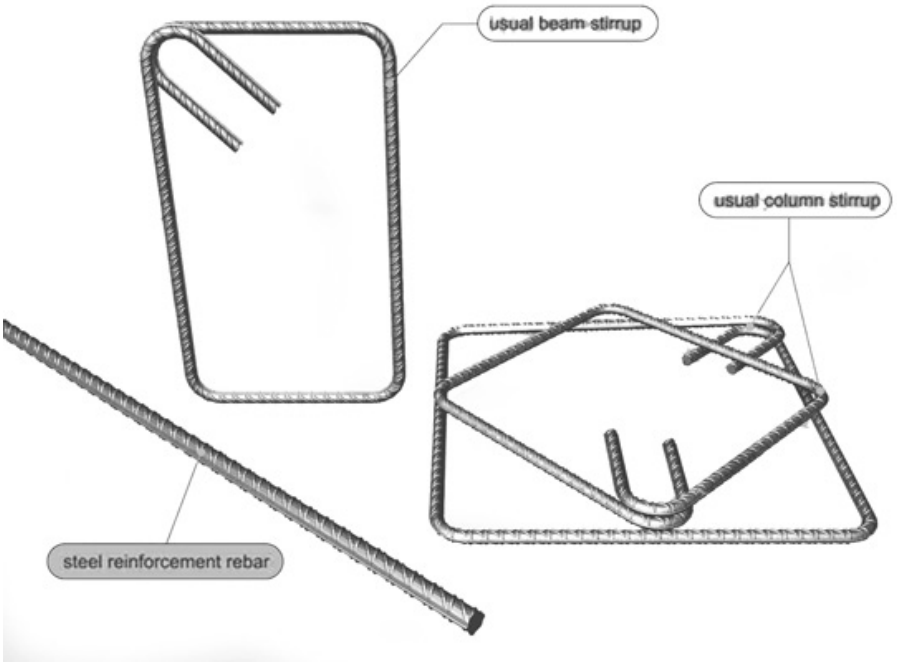
۱) بیشتر است
۲) کمتر است
۳) تفاوتی ندارد
۴) نمی‌توان اظهار نظر قطعی کرد

گزینه ۱

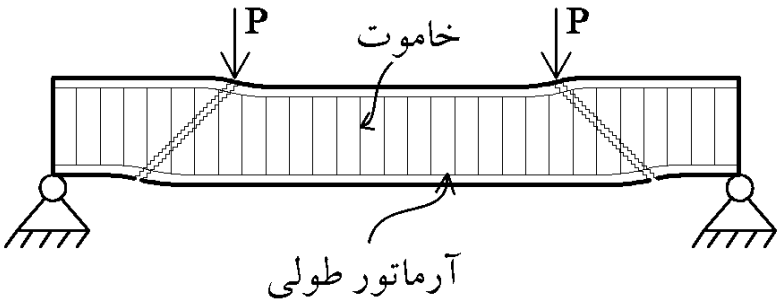
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

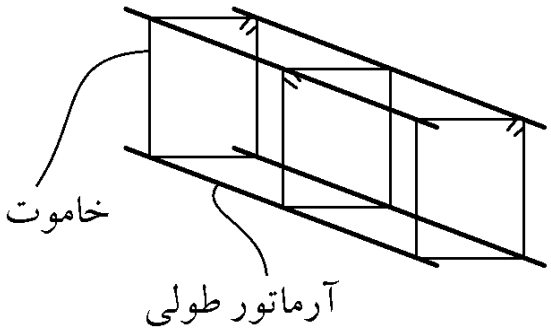
۴-۶- مقاومت برشی آرماتورهای عرضی

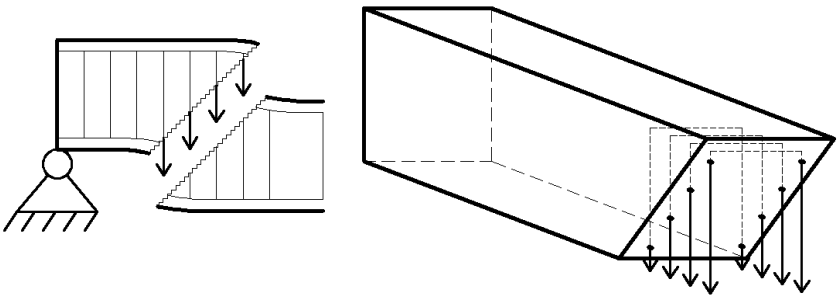




با توجه به اینکه راستای ترک برشی تقریبا ۴۵ درجه می باشد، مطابق شکل زیر خاموت ها میتوانند با تحمل کشش از حرکت برشی تیر ممانعت کنند.







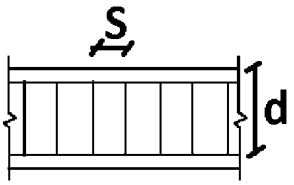
پس از ترک خوردن بتن، آرماتورهای عرضی (خاموت ها) تحت "کشش" قرار گرفته و در تحمل برش به تیر کمک می کنند.
در شکل فوق چهار خاموت بسته (۸ شاخه) در نگهداری بتن مشارکت دارند.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مقاومت برشی آرماتورهای عرضی قائم به صورت زیر محاسبه می شود:

22.5.10.5.3 V_s for shear reinforcement in 22.5.10.5.1 shall be calculated by:

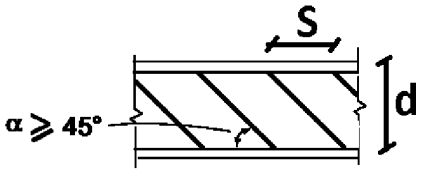
$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \qquad (22.5.10.5.3)$$



مقاومت برشی آرماتورهای عرضی مایل به صورت زیر محاسبه می شود:

22.5.10.5.4 V_s for shear reinforcement in 22.5.10.5.2 shall be calculated by:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin\alpha + \cos\alpha) d}{s} \qquad (22.5.10.5.4)$$



مقاومت برشی میلگردهای طولی خم شده به صورت زیر محاسبه می شود:

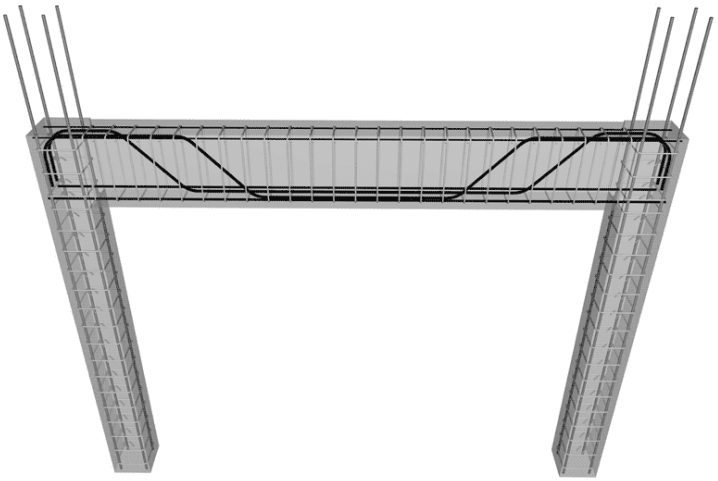
22.5.10.6.1 The center three-fourths of the inclined portion of bent-up longitudinal bars shall be permitted to be used as shear reinforcement in nonprestressed members if the angle α between the bent-up bars and the longitudinal axis of the member is at least 30 degrees.

22.5.10.6.2 If shear reinforcement consists of a single bar or a single group of parallel bars having an area A_v, all bent the same distance from the support, V_s shall be the lesser of (a) and (b):

(a) $V_s = A_v f_y \sin\alpha$ (22.5.10.6.2a)

(b) $V_s = 0.25\sqrt{f_c'} b_w d$ (22.5.10.6.2b)

where **α** is the angle between bent-up reinforcement and longitudinal axis of the member.



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مقاومت برشی کل مقطع برابر مجموع مقاومت برشی بتن و آرماتورهای عرضی خواهد بود:

22.5—One-way shear strength

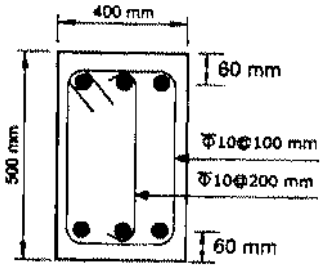
22.5.1 *General*

22.5.1.1 Nominal one-way shear strength at a section, V_n, shall be calculated by:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (22.5.1.1)$$

محاسبات ۹۵

۲۸-مقدار نیروی برشی مقاوم مقطع تیر بتنی درجا نشان داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن C25 و از نوع معمولی و فولاد خاموت‌ها S340 هستند. از اثر خمش و فشار محوری در تعیین مقاومت برشی صرفنظر شود)



۱) 247 kN

۲) 291 kN

۳) 363 kN

۴) 385 kN

حل بر اساس ACI318-14:

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{f_c'}bd\right) \\ \varphi V_s = 0.75 \left(\dfrac{d}{s} A_v F_{yt}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{25} \times 400 \times 440\right) = 112.2\ kN \\ \varphi V_s = 0.75 \left(\dfrac{440}{200}(\pi \times 5^2) \times 340\right) + 0.75 \left(\dfrac{440}{100}(2\pi \times 5^2) \times 340\right) = 220\ kN \end{cases}$$

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s = 112.2 + 220 = 332\ kN$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۸۳- پایه ۲و پایه ۳

۳۶- در یک تیر مستطیلی با عرض ۳۵ سانتیمتر و عمق موثر ۵۰ سانتیمتر، از خاموت‌های بسته T10/25cm بصورت مایل با زاویه ۶۰ درجه و نیز از خاموت‌های بسته T12/25cm بصورت قائم استفاده شده است. مقاومت برشی نهایی مقطع این تیر چقدر است؟

$f_c = 300kg/cm^2$ و $f_y = 3000kg/cm^2$

۱) $V_r = 11.5$ Ton

۲) $V_r = 22.5$

۳) $V_r = 34.0$

۴) $V_r = 45.5$

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{f_c'} bd\right) \\ \varphi V_s = 0.75 \left(\frac{d}{s} A_v F_{yt}\right)(\sin 60 + \cos 60) + 0.75 \left(\frac{d}{s} A_v F_{yt}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{30} \times 350 \times 500\right) = 122.2\ kN \\ \varphi V_s = 0.75 \left(\frac{500}{250}(2\pi \times 5^2) \times 300\right)\left(\frac{\sqrt{3}}{2} + \frac{1}{2}\right) + 0.75 \left(\frac{500}{250}(2\pi \times 5^2) \times 300\right) = 101\ kN \end{cases}$$

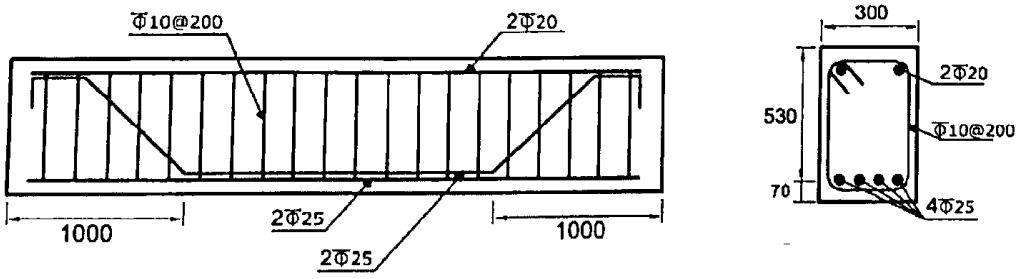
$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s = 122.2 + 101 = 222\ kN = 22\ ton$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۵

۳۳-در یک تیر بتنی پیش‌ساخته با مقطع نشان داده شده، برای تأمین مقاومت برشی کافی دو عدد از چهار میلگرد Φ25 در فاصله یک متری از تکیه‌گاه با زاویه 45 درجه خم شده‌اند. نیروی برشی مقاوم مقطع (بدون درنظر گرفتن اثر خمش و نیروی محوری) در ناحیه خم برحسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فولاد میلگردها S400 و بتن C25 است. ابعاد روی شکل برحسب میلی‌متر است).

۱) 416　　۲) 436　　۳) 498　　۴) 505



مقاومت برشی بتن:

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{f_c'} b d\right) \\ \varphi V_s = 0.75 \left(\frac{d}{s} A_v F_{yt}\right) + Min \begin{cases} 0.75 \left(A_v F_y\right) \sin 45 \\ 0.75 \times \left(0.25 \times \sqrt{f_c'} b_w d\right) \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{25} \times 300 \times 530\right) = 101.4\ kN \\ \varphi V_s = 0.75 \left(\frac{530}{200} (2 \times 3.14 \times 5^2) \times 400\right) + Min \begin{cases} 0.75 \left((2 \times 3.14 \times 12.5^2) \times 400\right) sin\, 45 \\ 0.75 \times \left(0.25 \times \sqrt{25} \times 300 \times 530\right) \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 101.4\ kN \\ \varphi V_s = 124.8\ kN + Min \begin{cases} 208.1\ kN \\ 149\ kN \end{cases} = 273.8\ kN \end{cases}$$

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_{s1} + \varphi V_{s2} = 101.4 + 273.8 = 375.2\ kN$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۸۷

۴۰- مقطعی از یک تیر بتن آرمه مفروض است. در این مقطع، برای تحمل برش از تعدادی آرماتور موازی، که همگی در فاصله ای یکسان از تکیه گاه خم شده اند، استفاده می شود. ارتفاع موثر مقطع برابر با 600 میلیمتر، عرض مقطع برابر با 400 میلیمتر، زاویه آرماتورهای خم شده به بالا نسبت به افق برابر با 45 درجه، مقاومت مشخصه آرماتور های خم شده به بالا برابر با $340MP_a$، مقاومت مشخصه بتن برابر با $25MP_a$ و قطر آرماتور خم شده به بالا برابر با 12 mm است. V_C و V_S به ترتیب از راست به چپ برابرند با:

۱) 144 KN و 23 KN
۲) 144 KN و 138 KN
۳) 54 KN و 23 KN
۴) 0.6 KN و 216 K.N

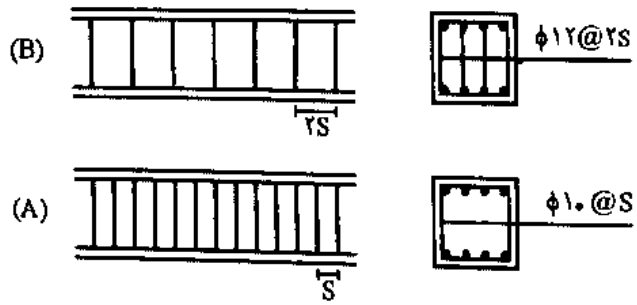
بر اساس ACI-318-14:

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{f_c'} bd\right) \\ \varphi V_s = Min \begin{cases} 0.75 \left(A_v F_y\right) \sin 45 \\ 0.75 \times \left(0.25 \times \sqrt{f_c'} b_w d\right) \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{25} \times 400 \times 600\right) = 153\ kN \\ \varphi V_s = Min \begin{cases} 0.75 \left((3.14 \times 6^2) \times 340\right) sin\, 45 = 20.4\ kN \\ 0.75 \times \left(0.25 \times \sqrt{25} \times 400 \times 600\right) = 225\ kN \end{cases} = 20.4\ kN \end{cases}$$

۳- دو طرح (A) و (B) برای خاموت‌گذاری برشی یک تیر بتن آرمه پیشنهاد شده است. مقاومت تأمین شده توسط آرماتورهای عرضی در طرح (B) چند برابر مقاومت مربوطه در طرح (A) خواهد بود؟

(مهندسی عمران ۸۱)



۱) $\frac{V_{SB}}{V_{SA}} = ۱/۰$
۲) $\frac{V_{SB}}{V_{SA}} = ۱/۳۱$
۳) $\frac{V_{SB}}{V_{SA}} = ۱/۴۳۹$
۴) $\frac{V_{SB}}{V_{SA}} = ۰/۶۹۴$

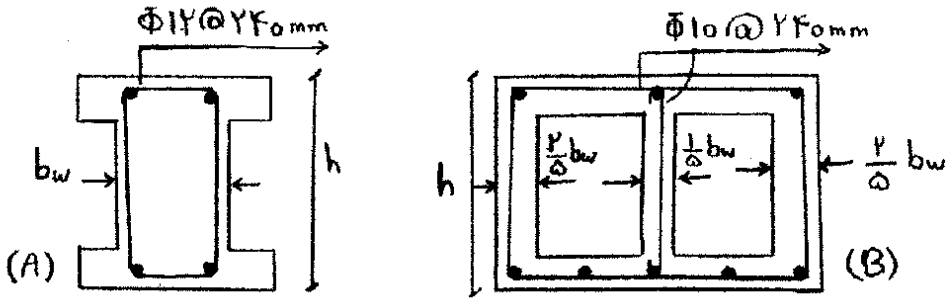
گزینه ۳

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۸۹

۱۱۴- دو مقطع A و B به صورت زیر می‌باشند. مطلوبست تعیین نسبت ظرفیت برشی مقطع A به مقطع B در صورتی‌که مقاومت مشخصه فولاد و مقاومت مشخصه بتن در دو مقطع یکسان باشد؟

۱) $\frac{۱}{۲}$
۲) ۱
۳) ۲
۴) $\frac{۲}{۳}$



در هر دو مقطع مقاومت برشی بتن یکسان است. چون مساحت جان آنها یکسان است.

مقاومت برشی خاموت دو مقطع نیز برابر است با:

$$V_{sA} = \frac{d}{s}A_v = \frac{d}{240} \times (2\pi \times 6^2) = 0.942d$$

$$V_{sB} = \frac{d}{s}A_v = \frac{d}{240} \times (3\pi \times 5^2) = 0.981d$$

که تقریبا برابر هستند.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

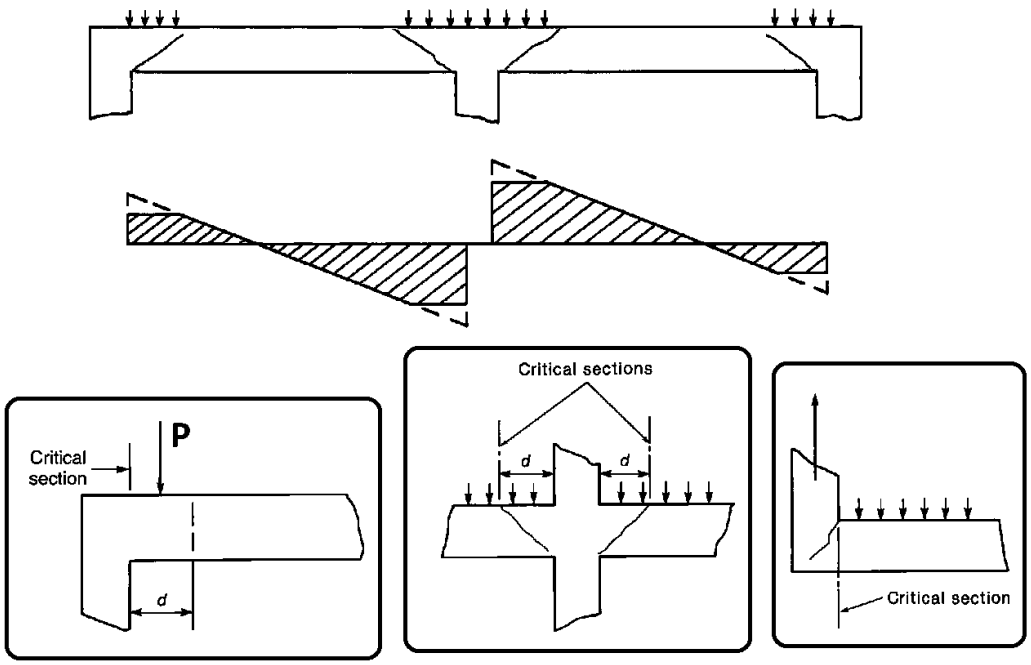
۴-۷- مقطع بحرانی کنترل برش

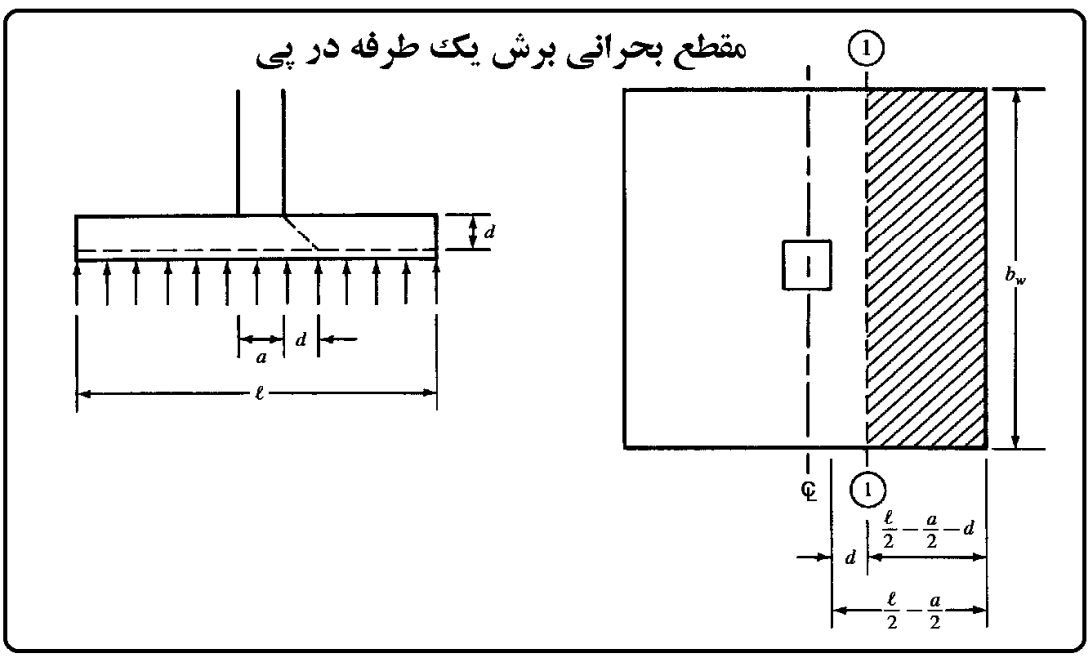
7.4.3 *Factored shear*

7.4.3.1 For slabs built integrally with supports, V_u at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

7.4.3.2 Sections between the face of support and a critical section located d from the face of support for nonprestressed slabs or $h/2$ from the face of support for prestressed slabs shall be permitted to be designed for V_u at that critical section if (a) through (c) are satisfied:

(a) Support reaction, in direction of applied shear, introduces compression into the end region of the slab
(b) Loads are applied at or near the top surface of the slab
(c) No concentrated load occurs between the face of support and critical section





 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

آزاد ۸۵

۱۱۸- در یک تیر ساده با طول ۱۰ متر و عمق مؤثر ۱۰۰ سانتیمتر و بار نهایی گسترده ۲۰ KN.m برش نهایی طراحی برابر است با:

۱) ۸۰ KN ۲) ۱۰۰ KN ۳) ۲۰۰ KN ٤) ۱۲۰ KN

گزینه ۱

۴-۸- فواصل آرماتورهای عرضی

برای اطمینان از اینکه ترک های مایل (ناشی از برش) به تعداد کافی آرماتورهای عرضی را قطع کند، فواصل ارماتورهای عرضی از یک حدی نباید بیشتر باشد.

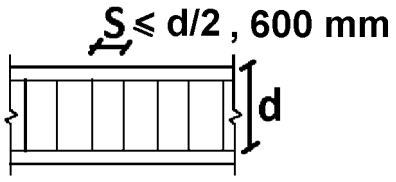
9.7.6.2 *Shear*

9.7.6.2.1 If required, shear reinforcement shall be provided using stirrups, hoops, or longitudinal bent bars.

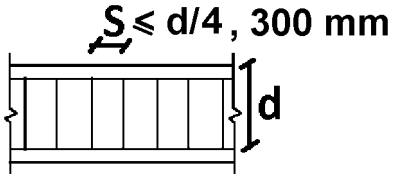
9.7.6.2.2 Maximum spacing of shear reinforcement shall be in accordance with Table 9.7.6.2.2.

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of shear reinforcement

V_s		Maximum s, mm	
		Nonprestressed beam	Prestressed beam
$\le 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/4$	$3h/8$
		300	



9.7.6.2.3 Inclined stirrups and longitudinal bars bent to act as shear reinforcement shall be spaced so that every 45-degree line, extending ***d*/2** toward the reaction from mid-depth of member to longitudinal tension reinforcement, shall be crossed by at least one line of shear reinforcement.



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴-۹- حداقل حجم آرماتور برشی

علاوه بر کنترل حداکثر فواصل، حجم آرماتور عرضی برشی نیز باید از یک حد مشخصی کمتر نباشد.

CHAPTER 9—BEAMS

9.6.3 *Minimum shear reinforcement*

9.6.3.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_c$ except for the cases in Table 9.6.3.1. For these cases, at least $A_{v,min}$ shall be provided where $V_u > \phi V_c$.

Table 9.6.3.1—Cases where $A_{v,min}$ is not required if $0.5\phi V_c < V_u \le \phi V_c$

Beam type	Conditions
Shallow depth	$h \le 250$ mm
Integral with slab	$h \le$ greater of $2.5t_f$ or $0.5b_w$ and $h \le 600$ mm
Constructed with steel fiber-reinforced normalweight concrete conforming to 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(d), and 26.12.5.1(a) and with $f_c' \le 40$ MPa	$h \le 600$ mm and $V_u \le \phi 0.17\sqrt{f_c'}b_w d$
One-way joist system	In accordance with 9.8

9.6.3.3 If shear reinforcement is required and torsional effects can be neglected according to 9.5.4.1, $A_{v,min}$ shall be in accordance with Table 9.6.3.3.

Table 9.6.3.3—Required $A_{v,min}$

Beam type	$A_{v,min}/s$		
Nonprestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	$0.062\sqrt{f_c'}\frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35\frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

CHAPTER 22—SECTIONAL STRENGTH

22.5—One-way shear strength

22.5.1 *General*

22.5.1.1 Nominal one-way shear strength at a section, V_n, shall be calculated by:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (22.5.1.1)$$

22.5.1.2 Cross-sectional dimensions shall be selected to satisfy Eq. (22.5.1.2).

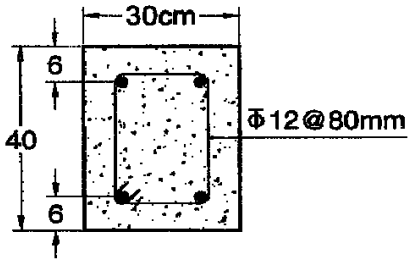
$$V_u \le \phi(V_c + 0.66\sqrt{f'_c}\,b_w d) \qquad (22.5.1.2)$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۸۹

۳۶- نیروی برشی مقاوم مقطع تیر زیر که به صورت در جا بتن ریزی می‌شود، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر می‌باشد؟ (f_{yv} =400 MPa , f_c =22.5 MPa)

۱) $V_r = 390$ kN
۲) $V_r = 373$ kN
۳) $V_r = 350$ kN
۴) $V_r = 327$ kN



$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s$$

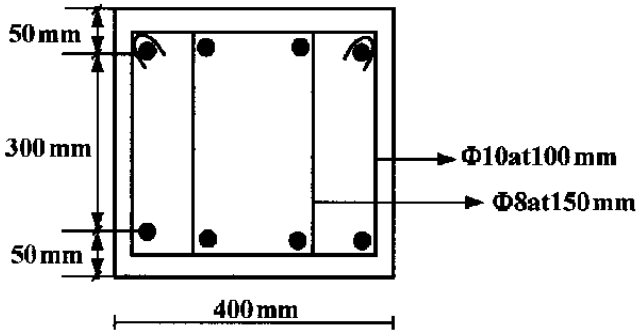
$$= 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{f_c'} bd\right) + 0.75 \left(\frac{d}{s} A_v F_{yt}\right)$$

$$= 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{22.5} \times 300 \times 340\right) + 0.75 \left(\frac{340}{80} (2\pi \times 6^2) \times 400\right)$$
$$= 61.688\ kN + 288.25\ kN = 350\ kN$$

محاسبات – ۹۱

۳۱- نیروی برشی مقاوم مقطع تیر روبه‌رو، چند kN است؟ (f_c = ۲۵MPa f_y = ۳۰۰MPa)

۱) ۱۹۲
۲) ۲۱۱
۳) ۲۱۹
۴) ۲۹۱



$$A_{\emptyset 10} = 78.5\ mm^2$$
$$A_{\emptyset 8} = 50.24\ mm^2$$

$$\left.\begin{array}{l} V_c = 0.17 \times \sqrt{25}(400 \times 350) = 119\ \text{kN} \\ V_s = \left(\frac{78.5 \times 2}{100} + \frac{50.24 \times 2}{150}\right) \times 350 \times 300 = 235\ kN \end{array}\right\} V_n = 354\ kN \quad \rightarrow \quad \varphi V_n = 265\ kN$$

کنترل خاموت حداقل:

$$\left(\frac{A_v}{s} = \frac{2 \times 3.14 \times 5^2}{100} + \frac{2 \times 3.14 \times 4^2}{150} = 2.24\right) > Max\left(0.062\sqrt{f_c'}\frac{b_w}{F_y} = 0.4, 0.35\frac{b_w}{F_y} = 0.46\right) \qquad OK$$

کنترل مقاومت برشی حداکثر:

$$V_u < \varphi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c} b_w d\right) = 0.75\left(119000 + 0.66\sqrt{25} \times 400 \times 350\right) = 436\ kN \qquad OK$$

کنترل فاصله خاموت ها:

$$V_s = 235\ kN \nleq 0.33\sqrt{f_c} b_w d = 231 \qquad s < \frac{d}{4} = \frac{350}{4} = 87.5\ mm$$

فواصل خاموت ها بیش از مقدار مجاز است. بنابراین حداکثر مقاومت مجاز مقطع برابر است با:

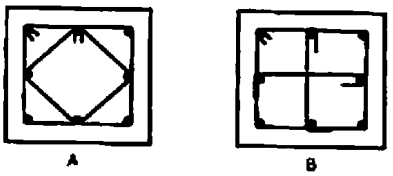
$$\varphi V_n = \varphi(V_c + V_s) = \varphi(119 + 231) = 262.5\ kN$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۲

۴۱- دوستون با مقاطع A و B مفروضند. اگر غیر از آرایش تنگها، سایر مشخصات (بارگذاری، ابعاد، رده بتن، سایز، تعداد و نوع میلگردها، فواصل تنگها و...) کاملاً یکسان باشند، درخصوص مقاومت برشی این دو ستون، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

۱) مقاومت برشی هر دو ستون برابر است.
۲) مقاومت برشی ستون B بیش از ستون A می‌باشد.
۳) مقاومت برشی ستون A بیش از ستون B می‌باشد.
۴) مقاومت برشی هر دو ستون، فقط در بارگذاری‌های عیرلرزه‌ای برابر است.



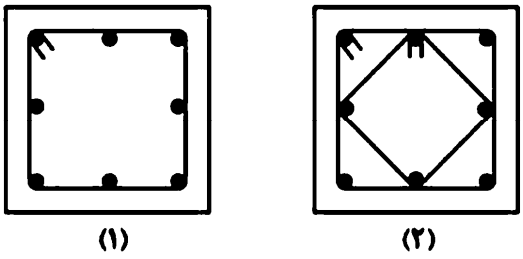
گزینه ۳

$$(A_v)_A = 2\pi r^2 + 2\pi r^2 \sin 45 = 3.4\pi r^2$$
$$(A_v)_B = 3\pi r^2$$

سراسری ۹۷

۱۱۶- در دو مقطع بتن آرمه (۱) و (۲) ابعاد، قطر آرماتورهای طولی و عرضی و فواصل خاموت‌گذاری یکسان است. در مقطع (۱) از یک خاموت بسته مربعی و در مقطع (۲) از دو خاموت بسته مربعی مطابق شکل استفاده شده است. نسبت مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتورهای عرضی (Vs) در مقطع (۲) به مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتورهای عرضی در مقطع (۱) حدوداً کدام است؟

۱) ۱
۲) ۲
۳) ۱٫۴
۴) ۱٫۷

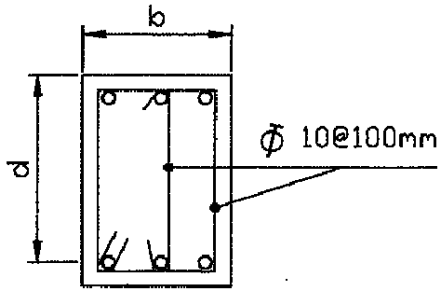


گزینه ۴

$$(A_v)_2 = 2\pi r^2 + 2\pi r^2 \sin 45 = 2\pi r^2 \times 1.7$$
$$(A_v)_1 = 2\pi r^2$$

۳۵- در صورتی که b=25 cm ، d=40 cm و $f_c = 25$ MPa و $f_y = 400$ MPa و از آرماتورهای برشی عمود بر محور تیر مطابق شکل استفاده شده باشد، نیروی برشی مقاوم مقطع برحسب کیلونیوتن به کدام گزینه نزدیک‌تر است.

۱) 385
۲) 400
۳) 350
۴) 420



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۵

۲۳- در یک تیر بتن‌آرمه با آرماتور برشی، نیروی برشی مقاوم تمام عوامل به جز آرماتور برشی (V_c) نصف مقاومت ناشی از آرماتور برشی (V_s) می‌باشد. چنانچه فاصله آرماتورهای برشی در تیر به $\frac{2}{3}$ مقدار قبلی آن کاهش یابد و مقررات آیین‌نامه رعایت شده باشد، نسبت نیروی برشی مقاوم تیر در این حالت به حالت قبلی به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 1.25 ۲) 1.33 ۳) 1.50 ۴) 1.75

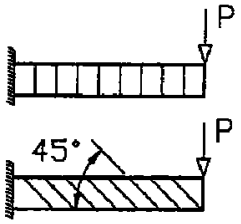
گزینه ۲

$$V_r = V_c + V_s \quad \begin{cases} (V_r)_I = V_c + V_s = 0.5V_s + V_s = 1.5V_s \\ (V_r)_{II} = V_c + V_s = 0.5V_s + \frac{3}{2}V_s = 2V_s \end{cases} \rightarrow \frac{(V_r)_{II}}{(V_r)_I} = \frac{2}{1.5} = 1.33$$

محاسبات ۸۹

۴۳- در یک تیر کنسول بتنی از آرماتورهای برشی مطابق شکل‌های ۱ و ۲ استفاده شده است. با فرض یکسان بودن A_v و S در هر دو حالت، نسبت نیروی برشی مقاوم آرماتورهای برشی حالت ۲ نسبت به حالت ۱ برابر است با :

۱) ۲/۰۰
۲) ۰/۷۱
۳) ۱/۰۰
۴) ۱/۴۱



گزینه ۴

$$Sin45 + Cos45 = 1.41$$

سراسری ۹۷

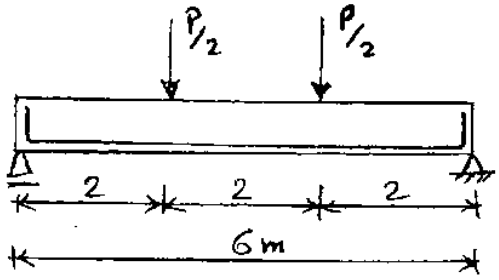
۱۱۹- در یک مقطع بتن مسلح، کدام‌یک از موارد زیر در مقاومت برشی تیر تأثیر چندانی ندارد؟

۱) درصد فولاد فشاری تیر
۲) درصد فولاد کششی تیر
۳) نیروی محوری در مقطع
۴) مقدار لنگر خمشی، M_u، وارد بر مقطع

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۲

۱۱۹- تیر بتن آرمه‌ی نشان داده شده در شکل زیر، مفروض است. لنگر مقاوم مقطع در تمام طول تیر ۶۰۰ kN.m و مقاومت برشی حداقل تیر بدون فولاد برشی $V_c = 50\ kN$ است. برای افزایش مقاومت برشی تیر، دهانه‌های برش را تا حداکثر ممکن با خاموت برشی تقویت می‌کنیم. گزینه‌ی صحیح در این حالت، کدام است؟



۱) بار گسیختگی کل تیر از ۱۰۰ kN به ۳۰۰ kN افزایش پیدا می‌کند.
۲) بار گسیختگی کل تیر از ۱۰۰ kN به ۵۰۰ kN افزایش پیدا می‌کند.
۳) بار گسیختگی کل تیر از ۱۰۰ kN به ۶۰۰ kN افزایش پیدا می‌کند.
۴) بار گسیختگی کل تیر تفاوتی نمی‌کند، چون در وسط دهانه برش صفر بوده و خمش حاکم است.

گزینه ۲

حداکثر برش در تیر برابر است با: $V_u = \frac{P}{2}$

قبل از تقویت بار گسیختگی برابر است با:

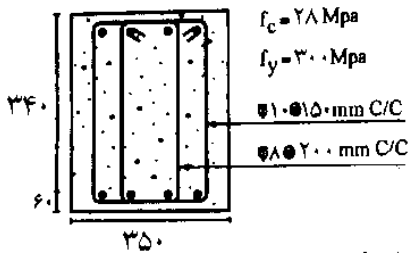
$$\frac{P}{2} < V_c = 50\ kN \quad \rightarrow \quad P < 100\ kN$$

پس از تقویت مقاومت برشی تیر حداکثر برابر $V_n = 5V_c = 250\ kN$ خواهد بود و بنابراین بار گسیختگی برابر است با:

$$\frac{P}{2} < 250\ kN \quad \rightarrow \quad P < 500\ kN$$

مقاومت برشی طراحی مقطع نشان داده شده در شکل زیر چقدر می‌باشد: (براساس آیین نامه آبا)

(مهندسی عمران آزاد ۸۳)



۱) ۱۹۵/۴ kN
۲) ۱۸۲/۴ kN
۳) ۱۶۶/۴ kN
۴) ۲۱۶/۸ kN

حداکثر فاصله خاموت ها در تیر d/2=340/2=170 mm می باشد و بنابراین در محاسبه مقاومت برشی باید از آرماتور عرضی $\varphi 8@200$ صرف نظر شود:

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s = 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{28} \times 350 \times 340 + 0.75 \times \frac{340}{150} \times 2 \times \pi \times 5^2 \times 300$$
$$= 80.2 + 80.07 = 160\ kN$$

۳۴- علت اصلی محدودیت حداکثر آرماتور برشی در اعضای بتن مسلح چیست؟ (مهندسی عمران آزاد ۸۱)

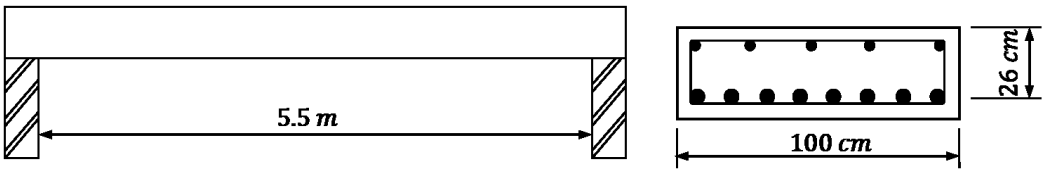
۱) جلوگیری از شکست برشی ـ کششی
۲) جلوگیری از شکست برشی ـ فشاری
۳) جلوگیری از تراکم آرماتور برشی
۴) کاهش هزینه‌ها و ارائه طرح بهینه

گزینه۲

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

Example:

The simply supported beam shown below is loaded by a service dead load of $40\ KN/m$, and a uniformly distributed service live load of $25\ KN/m$. Design vertical stirrups for this beam. The concrete strength is $25\ MPa$, and the yield strength of the stirrups is $412\ MPa$.

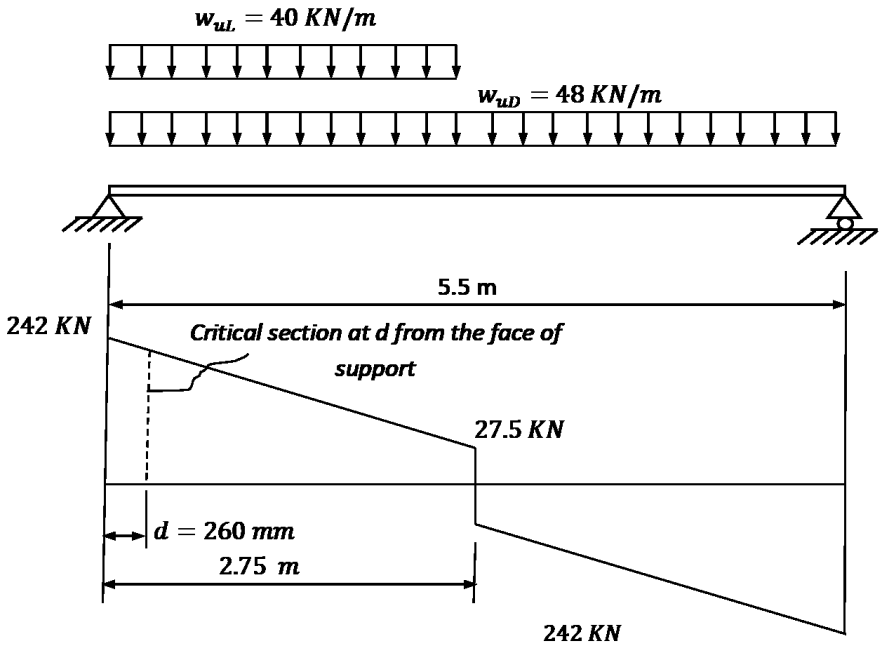


Solution:

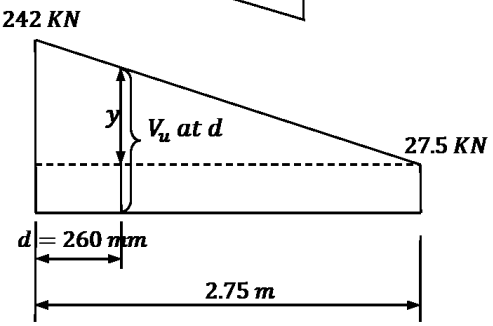
$w_{uD} = 1.2 \cdot 40 = 48\ \ KN/m,$ $\qquad$ $w_{uL} = 1.6 \cdot 25 = 40\ \ KN/m$

$$V_u\ at\ face\ of\ support = \frac{wl}{2} = \frac{(48+40)\cdot 5.5}{2} = 242\ KN,$$

$$V_u\ at\ midspan = \frac{w_{uL}l}{8} = \frac{40 \cdot 5.5}{8} = 27.5\ KN,$$



Critical section at $d = 260\ mm$ from the face of support.



V_u at $d = 260\ mm$.

$$\frac{242 - 27.5}{2.75} = \frac{y}{2.75 - 0.26} \quad \rightarrow y = 194.22\ KN$$

$$V_u = y + 27.5 = 194.22 + 27.5 = 221.72\ KN$$

$$V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{6}\cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 260 \cdot 10^{-3} = 216.67\ KN.$$

Check for section dimensions:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{221.72}{0.75} - 216.67 = 79\ KN.$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{2}{3}\sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 260 \cdot 10^{-3} = 866.67\ KN$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

$V_s = 79\ KN < V_{s,max} = 866.67\ KN \quad -$ *the section is large enough.*

Check for $V_{s,min}$:

$$A_{v,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad \textit{but not less than}$$

$$A_{v,min} = \frac{1}{3}\frac{b_w s}{f_{yt}}, \qquad -\ control \qquad \left(\frac{1}{16}\sqrt{f_c'} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3}\right)$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{25}\cdot 1000\cdot 260\cdot 10^{-3} = 81.25\ KN$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3}b_w d = \frac{1}{3}1000\cdot 260\cdot 10^{-3} = 86.67\ KN \qquad -\ control$$

$$\phi V_c < V_u \le \phi\left(V_c + V_{s,min}\right)$$

$$0.75(216.67) = 162.5\ KN < V_u = 221.72\ KN < 0.75(216.67 + 86.67) = 227.51\ KN$$

Or $V_s = 79\ KN < V_{s,min} = 86.67\ KN$ – Case III

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\frac{b_w}{f_{yt}} \qquad \textit{but not less than} \qquad \frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{3}\frac{b_w}{f_{yt}},$$

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{16}\sqrt{25}\frac{1000}{412} = 0.7585$$

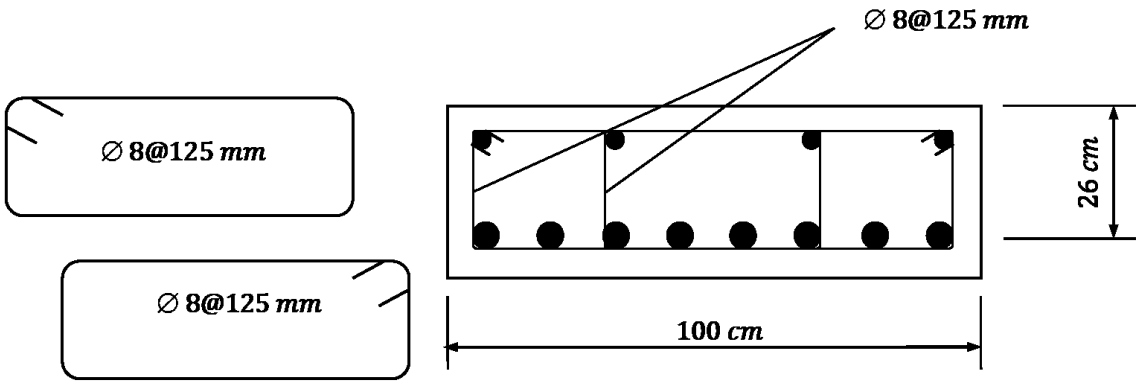
$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{3}\times\frac{1000}{412} = 0.80906 \quad -\ control$$

Use stirrups 2U-shape (4-leg stirrups) $\varnothing\ 8\ mm$ with $A_v = 4\cdot 50.27 = 201.1\ mm^2$

$$\frac{201.1}{s} = \ = 0.80906 \qquad \Longrightarrow \qquad s = 248.6\ mm$$

$$s_{max} \le 600\ mm, \qquad s_{max} \le \frac{d}{2} = \frac{260}{2} = 130\ mm - control$$

Take 2U-shape (4-leg stirrups) $\varnothing$ 8@125 mm $< s_{max} = 130\ mm$



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

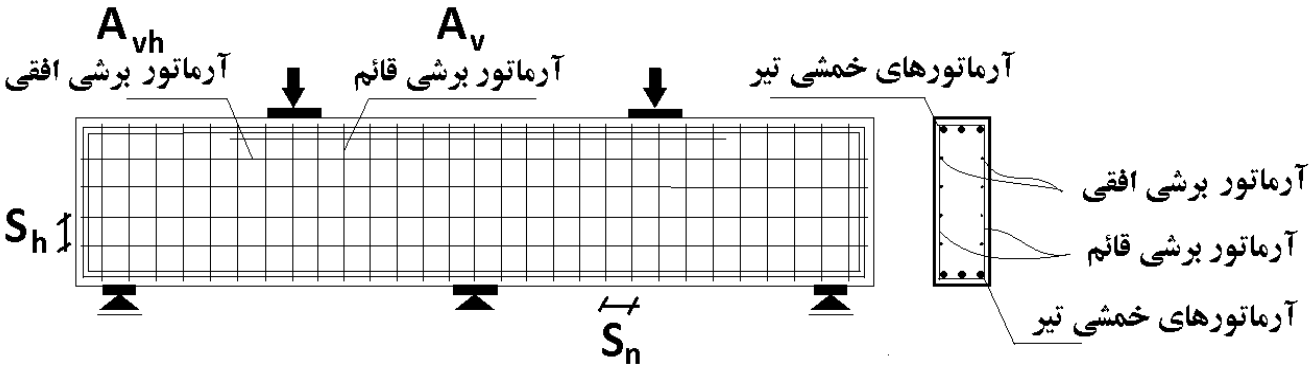
9.9—Deep beams

9.9.1 *General*

9.9.1.1 Deep beams are members that are loaded on one face and supported on the opposite face such that strut-like compression elements can develop between the loads and supports and that satisfy (a) or (b):

(a) Clear span does not exceed four times the overall member depth ***h***
(b) Concentrated loads exist within a distance ***2h*** from the face of the support

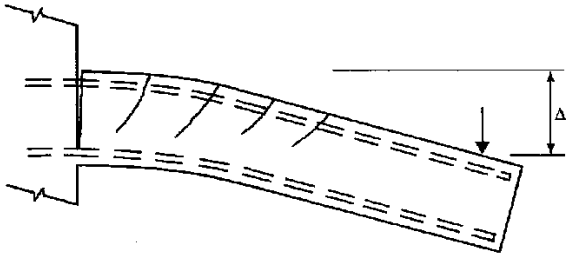
9.9.1.2 Deep beams shall be designed taking into account nonlinear distribution of longitudinal strain over the depth of the beam.



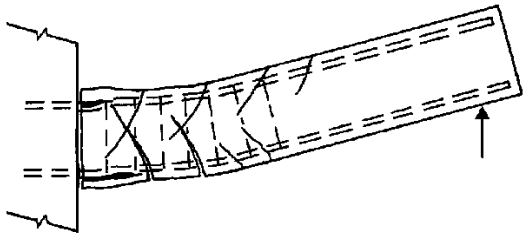
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵-ضوابط لرزه ای تیرها

به شکل زیر توجه کنید. در اثر بارگذاری (برش و خمش) ترک های خمشی و برشی در تیر ایجاد می شود. با تغییر جهت بار، ترکهای قبلی بسته شده و ترک های جدید ایجاد می شود.
پس از چندین بار تغییر جهت بار شکل ترک ها مانند شکل دوم خواهد شد.



ترک در تیر در اثر خمش تیر به سمت پایین



ترک در تیر در اثر خمش تیر به سمت بالا

سپس پوسته بتن خواهد ریخت. پس از ریزش پوسته بتن، میلگردهای طولی کمانش خواهند کرد مگر اینکه توسط تنگ بسته با فواصل مناسب مهار شده باشند.

۵-۱- لنگر خمشی محتمل

به تعاریف زیر دقت نمایید:

- لنگر خمشی طراحی تیر:

$$\varphi M_n = \varphi A_s F_y Z$$

- لنگر خمشی اسمی تیر:

$$M_n = A_s F_y Z$$

- لنگر خمشی محتمل تیر:

$$M_{pr} = A_s\left(1.25 \times F_y\right)Z$$

علت افزایش 1.25 برابری تنش تسلیم میلگرد: اثرات سخت شوندگی کرنش در کرنش های زیاد موجب بالا رفتن تنش در میلگرد می شود. همچنین ممکن است تنش تسلیم واقعی میلگرد بیش از مقدار اسمی آن باشد.

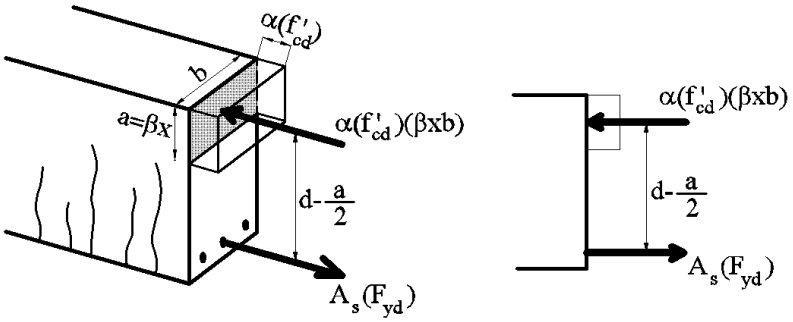
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۷

۴۲- در یک تیر بتن‌آرمه در محاسبه لنگر خمشی مقاوم اسمی، عمق ناحیه فشاری ($\beta_1 x$) برابر 0.22d بدست آمده است که d فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی است. نسبت لنگر خمشی مقاوم محتمل به لنگر خمشی مقاوم اسمی برای این مقطع حدوداً چقدر خواهد بود؟

۱) 1.25 ۲) 1.21 ۳) 1.16 ۴) 1.10

گزینه ۲



هنگام محاسبه مقاومت خمشی "اسمی"، مقدار βx و در نتیجه مقاومت خمشی از رابطه زیر بدست میاید:

$$a = \beta x = \frac{A_s(F_y)}{(b)(0.85f_c')} = 0.22d$$

$$\rightarrow \quad M_n = A_s F_y Z = A_s F_y \left(d - \frac{0.22d}{2}\right) = A_s F_y (0.89d)$$

محاسبه مقاومت خمشی "محتمل"، مقدار βx و در نتیجه مقاومت خمشی از رابطه زیر بدست میاید:

$$a = \beta x = \frac{A_s(1.25F_y)}{(b)(0.85f_c')} = 1.25 \times 0.22d = 0.275d$$

$$\rightarrow \quad M_{pr} = A_s(1.25F_y)Z = A_s 1.25F_y \left(d - \frac{0.275d}{2}\right) = A_s F_y (1.0781d)$$

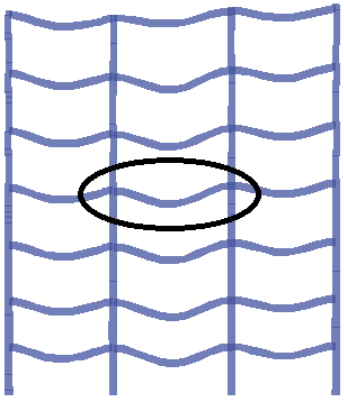
$$\frac{M_{pr}}{M_n} = \frac{1.0781}{0.89} = 1.21$$

- در موارد طراحی برش بر اساس ظرفیت خمشی (که در بند های بعدی آمده است) از لنگر محتمل استفاده خواهد شد.

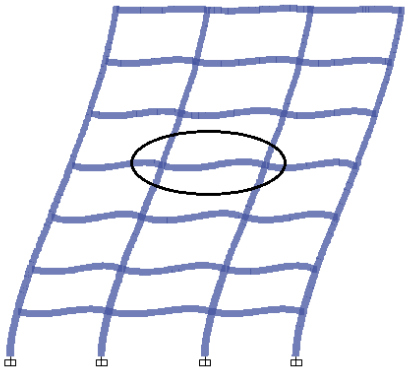
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵-۲- محاسبه نیروی برشی تیرهای قابهای خمشی بر اساس ظرفیت خمشی

قبل از بحث در رابطه با محاسبه نیروی برشی بر اساس ظرفیت تیر، به دیاگرام های لنگر تحت بارهای ثقلی و بارهای جانبی توجه نمایید:

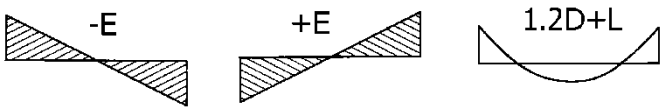


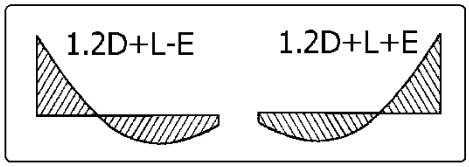
تغییر شکل تیرها تحت اثر بارهای ثقلی



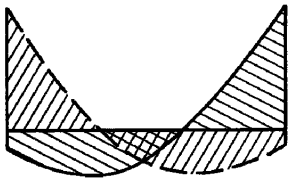
تغییر شکل تیرها تحت اثر بارهای جانبی

در شکل زیر دیاگرام لنگر ناشی از ترکیب بارهای 1.2D+L+E و نیز 1.2D+L-E ترسیم شده است:





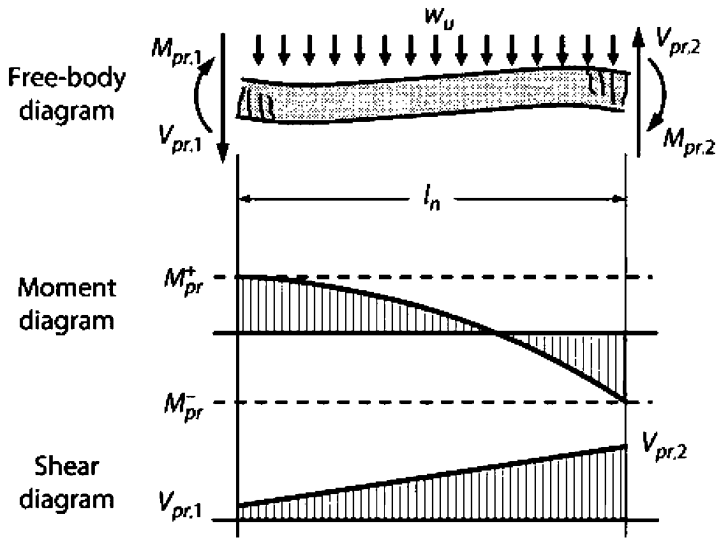
شکل زیر دیاگرام "پوش" لنگر را برای دو ترکیب بار فوق نشان می دهد:



- با توجه به دیاگرام پوش حداکثر لنگر (منفی) معمولا در دو انتهای تیر اتفاق می افتد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

حال به دیاگرام آزاد تیر در شکل زیر توجه نمایید:



در شکل اول فرض بر این است که تیر از نظر خمشی به حداکثر ظرفیت خود (Mpr) رسیده است.

در این حالت با لنگر گیری حول سمت راست تیر خواهیم داشت:

$$\sum M_2 = 0 \quad \rightarrow \quad -V_{pr1} \times L_n - \frac{w_u L_n^2}{2} + M_{pr1} + M_{pr2} = 0 \quad \rightarrow V_{pr1} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} - \frac{w_u L_n}{2}$$

و با لنگر گیری حول سمت چپ تیر خواهیم داشت:

$$\sum M_1 = 0 \quad \rightarrow \quad -V_{pr2} \times L_n + \frac{w_u L_n^2}{2} + M_{pr1} + M_{pr2} = 0 \quad \rightarrow V_{pr2} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{w_u L_n}{2}$$

V_{pr} برش سازگار با تشکیل مفاصل پلاستیک محتمل در دو انتهای تیر و بار ثقلی می باشد.

روابط مقدار برشی را نشان میدهد که در لحظات نهایی شکست (که تیر در دو انتها تحت لنگر به ظرفیت نهایی خمشی خود رسیده است) تجربه می کند. در این روابط فرض شده است که:

- در لحظه نهایی شکست خمشی تیر در دو انتهای آن اتفاق می افتد.
- w_u تنها مربوط به بارهای ثقلی و بدون در نظر گرفتن اثر زلزله قائم می باشد. مقدار w_u را می توان برابر قسمتی بار ثقلی که با زلزله ترکیب می شود در نظر گرفت (1.2D+L+0.2S)

سراسری ۹۵

۱۲۱- اگر در یک تیر از قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد با طول دهانه بین دو ستون برابر ۸ متر، مقادیر لنگر خمشی مقاوم محتمل منفی و مثبت در هر دو انتهای تیر به ترتیب برابر ۶۴۰kN.m و ۴۰۰kN.m و نیروی برشی نهایی تیر در لبه ستون حاصل از بارهای قائم برابر ۱۴۰kN باشد، مقطع تیر باید برای چه نیروی برشی نهایی کنترل شود؟

۱) ۲۷۰

۲) ۲۲۰

۳) ۱۹۰

۴) ۱۷۰

گزینه ۱

$$V_u = \frac{M_{pr-left} + M_{pr-rigth}}{L_n} + V_{gravity} = \frac{640 + 400}{8} + 140 = 270\ kN$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵-۳- مقاومت برشی تیرها و ستونها با شکل پذیری متوسط

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.

18.4.2 *Beams*

18.4.2.3 ϕV_n shall be at least the lesser of (a) and (b):

(a) The sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the beam at each restrained end of the clear span due to reverse curvature bending and the shear calculated for factored gravity loads
(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E, with E taken as twice that prescribed by the general building code

18.4.3 *Columns*

18.4.3.1 ϕV_n shall be at least the lesser of (a) and (b):

(a) The shear associated with development of nominal moment strengths of the column at each restrained end of the unsupported length due to reverse curvature bending. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the highest flexural strength
(b) The maximum shear obtained from factored load combinations that include E, with $\Omega_o E$ substituted for E

The factored axial force P_u should be chosen to develop the largest moment strength of the column within the range of design axial forces. Provision 18.4.3.1(b) for columns is similar to 18.4.2.3(b) for beams except it bases V_u on load combinations including the earthquake effect E, with E increased by the overstrength factor Ω_o rather than the factor 2.0. In ASCE/SEI 7, Ω_o = **3.0** for intermediate moment frames. The higher factor for columns relative to beams is because of greater concerns about shear failures in columns.

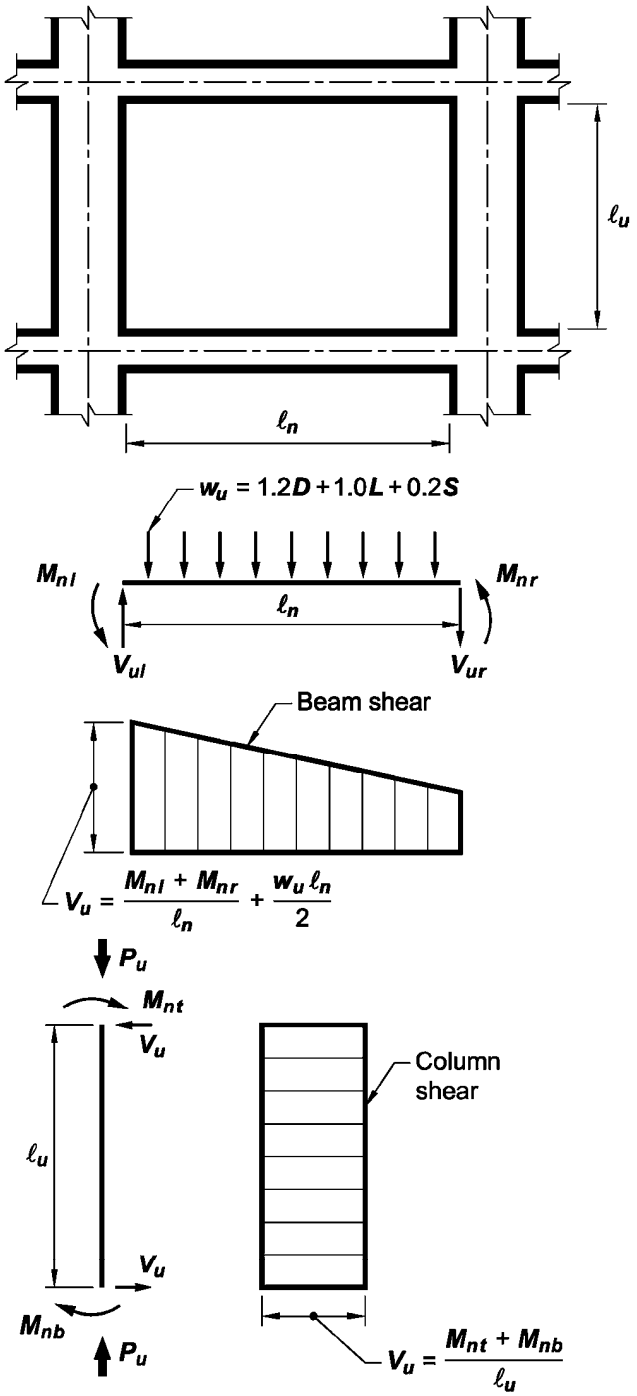


Fig. R21.3.3—Design shears for intermediate moment frames.

۱۷- مقاطع خمشی بتن آرمه را باید طوری طراحی کرد که: (مهندسی عمران ۷۱)

۱) گسیختگی خمشی و برشی هم‌زمان اتفاق بیفتد تا طرح اقتصادی باشد.
۲) گسیختگی برشی قبل از گسیختگی خمشی اتفاق بیفتد.
۳) گسیختگی خمشی قبل از گسیختگی برشی اتفاق بیفتد.
۴) گسیختگی خمشی و برشی با هم اتفاق نیفتد.

گزینه ۳

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵-۴- مقاومت برشی تیرها و ستونها با شکل پذیری ویژه

18.6—Beams of special moment frames

18.6.5 *Shear strength*

18.6.5.1 *Design forces*—The design shear force V_e shall be calculated from consideration of the forces on the portion of the beam between faces of the joints. It shall be assumed that moments of opposite sign corresponding to probable flexural strength, M_{pr}, act at the joint faces and that the beam is loaded with the factored tributary gravity load along its span.

Because the actual yield strength of the longitudinal reinforcement may exceed the specified yield strength and because strain hardening of the reinforcement is likely to take place at a joint subjected to large rotations, required shear strengths are determined using a stress of at least $1.25f_y$ in the longitudinal reinforcement.

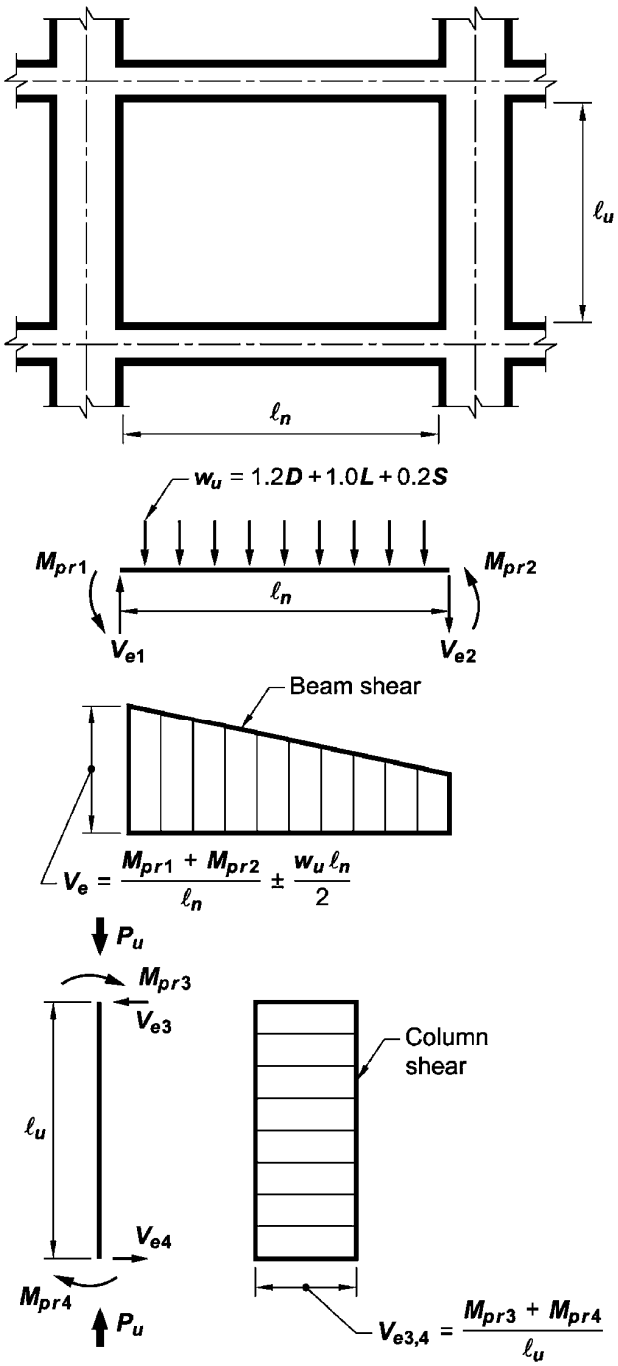


Fig. R21.5.4—Design shears for beams and columns.

Notes on Fig. R21.5.4:

1. Direction of shear force V_e depends on relative magnitudes of gravity loads and shear generated by end moments.
2. End moments M_{pr} based on steel tensile stress of $1.25f_y$, where f_y is specified yield strength. (Both end moments should be considered in both directions, clockwise and counter-clockwise).
3. End moment M_{pr} for columns need not be greater than moments generated by the M_{pr} of the beams framing into the beam-column joints. V_e should not be less than that required by analysis of the structure.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

18.7.6.2 *Transverse reinforcement*

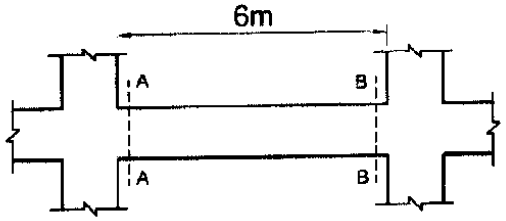
18.7.6.2.1 Transverse reinforcement over the lengths ℓ_o, given in 18.7.5.1, shall be designed to resist shear assuming $V_c = 0$ when both (a) and (b) occur:

(a) The earthquake-induced shear force, calculated in accordance with 18.7.6.1, is at least one-half of the maximum required shear strength within ℓ_o.
(b) The factored axial compressive force P_u including earthquake effects is less than $A_g f_c'/20$.

محاسبات ۹۴

۵۱- در صورتی‌که لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع A-A و B-B تیر یک ساختمان با شکل‌پذیری متوسط برابر مقادیر زیر باشد، حداکثر نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی در مقطع B-B با فرض تشکیل مفصل‌های پلاستیکی در مقاطع انتهایی تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (مقاطع A-A و B-B در برستون می‌باشند و از بار روی تیر و وزن تیر صرفنظر شود.)

M_A^-=150 kN.m
M_A^+ =60 kN.m
M_B^-= 120 kN.m
M_B^+= 66 kN.m



۱) 21 **۲) 30** **۳) 36** **۴) 45**

گزینه ۳

$$V_1 = \frac{M_A^- + M_B^+}{6} = \frac{150 + 66}{6} = 36\ kN$$
$$V_2 = \frac{M_A^+ + M_B^-}{6} = \frac{60 + 120}{6} = 30\ kN$$
$$V = Max(V_1, V_2) = 36\ KN$$

محاسبات ۹۴

۳۰- اگر در یک تیر از قاب خمشی بتن‌آرمه با شکل‌پذیری زیاد به‌طول دهانه آزاد 7.2 متر لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در هریک از دو انتها برابر 800 kN.m – و 640 kN.m + بوده و نیروی برشی نهایی در بَر ستون حاصل از بارهای ثقلی ضریب‌دار (با ضرایب بار در حضور زلزله) برابر 160 kN باشد، مقطع تیر در دو انتها حدوداً برای چه نیروی برشی نهایی برحسب kN باید طراحی شود؟

۱) 410 **۲) 360** **۳) 290** **۴) 230**

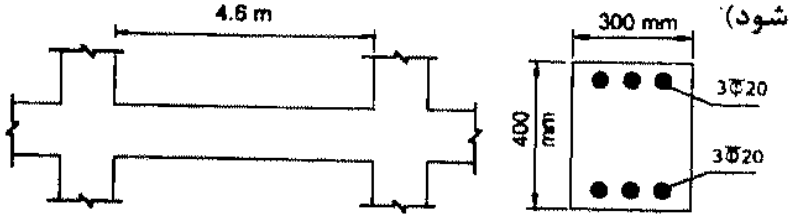
گزینه ۲

$$V_u = \frac{M_{pr-left} + M_{pr-rigth}}{7.2} + 160 = \frac{640 + 800}{7.2} + 160 = 360\ kN.m$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۵

۳۱- تیر شکل زیر مربوط به یک سازه بتنی درجا با شکل‌پذیری متوسط است. در صورتی‌که بار مرده و زنده وارد بر تیر ناچیز بوده و از وزن واحد طول تیر صرفنظر شود، مقدار برش طراحی (V_u) این تیر بر حسب کیلونیوتن بر اساس تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض نمایید عمق مؤثر مقطع برابر 340 میلی‌متر، میلگردها از رده S400 و بتن از رده C25 است. همچنین در محاسبه لنگر خمشی اسمی از اثر آرماتور فشاری صرفنظر شود)



۱) 40
۲) 50
۳) 60
۴) 70

گزینه ۲

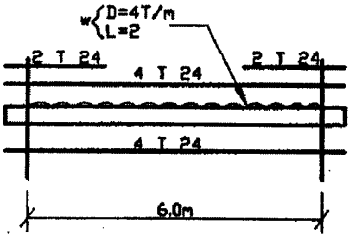
$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{A_s(F_y)}{2(b)\left(0.85 f_c^{'}\right)} \right) = 3 \times 314 \times 400 \left(340 - \frac{3 \times 314 \times 400}{2 \times 300 \times 0.85 \times 25} \right)$$

$$M_n = 117\ kN.m$$

$$V_u = \frac{2M_n}{4.6} = \frac{2 \times 117}{4.6} = 50.87\ kN$$

محاسبات ۸۳-پایه ۱

۴۱- تیر زیر دارای مقطع ۶۰×۴۰ سانتیمتر است. بارها در حد سرویس‌اند. آرماتورگذاری در تیر مطابق با شکل است. برش وارده به تیر در هنگام زلزله در حد سرویس $V_E = 8.0T$ است. تیر برای شکل‌پذیری زیاد طراحی می‌شود. بگوئید خاموت لازم در نزدیک تکیه‌گاه چه اندازه است؟ d=50cm $f_c = 200kg/cm^2$ و $f_y = 4000kg/cm^2$



۱) $A_v = 1.35cm^2/12.5cm$
۲) $A_v = 1.80cm^2/12.5$
۳) $A_v = 2.10cm^2/12.5$
۴) $A_v = 2.55cm^2/12.5$

$$A_{s-bot} = 4\pi * 12^2 = 1808.64\ mm^2$$
$$A_{s-top} = 6\pi * 12^2 = 2712.96\ mm^2$$

$$M_{pr+} = A_{s-bot}(1.25F_y)Z = (1808.64)(1.25 \times 400) \times (0.9d) = 406944000\ N.mm = 406.9\ kN.m$$
$$M_{pr-} = A_{s-top}(1.25F_y)Z = (2712.96)(1.25 \times 400) \times (0.9d) = 610.416\ kN.m$$

$$V_u = \frac{610 + 410}{6} + \frac{(1.2 \times 40 + 20) \times 6}{2} = 374\ kN$$

$$\varphi\left(V_c + \frac{A_v}{s} dF_y\right) > 374000 \rightarrow$$

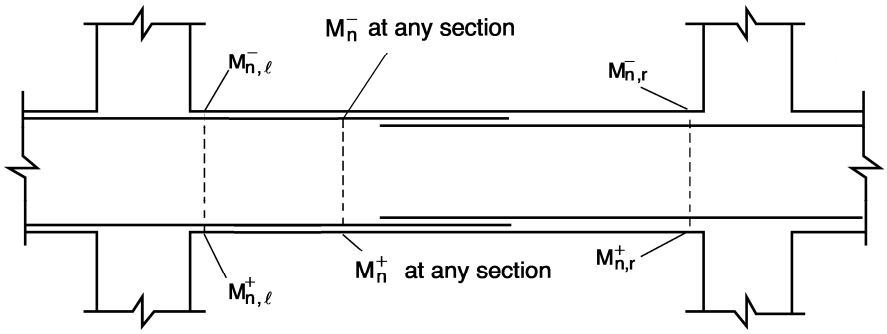
$$0.17 \times \sqrt{20} \times 400 \times 500 + \frac{A_v}{125} \times 500 \times 400 > \frac{374000}{0.75} \qquad A_v = 216\ mm^2\ @125mm$$

اگر شکل پذیری متوسط بود، باید برش مربوط به تحلیل سازه با زلزله دو برابر نیز محاسبه می شد:

$$V_u = Min \begin{cases} V_u = \dfrac{(1.2q_D + q_L)L}{2} + (2E) = \dfrac{(1.2 \times 40 + 20) \times 6}{2} + (2 \times 80) = 364\ kN \\ V_u = \dfrac{488 + 328}{6} + \dfrac{(1.2 \times 40 + 20) \times 6}{2} = 340\ kN \end{cases}$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵-۵- ضوابط مقاومت خمشی در طول تیر



در **شکل پذیری متوسط** باید حداقل دو میلگرد سراسری در بالا و پایین مقطع ادامه داشته باشند. مساحت میلگرد سراسری نباید کمتر از 1/5 مساحت حداکثر تیر در وجه تحتانی باشد.

18.4.2 *Beams*

18.4.2.1 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. Continuous bottom bars shall have area not less than one-fourth the maximum area of bottom bars along the span. These bars shall be anchored to develop f_y in tension at the face of support.

در **شکل پذیری متوسط** مقاومت خمشی مقطع تحت لنگر مثبت ($M_{n,l}^+$ و $M_{n,r}^+$) باید حداقل برابر 1/3 لنگر مقاوم منفی تکیه گاه مربوطه باشد.
همچنین در طول تیر باید مقاومت خمشی مثبت و یا منفی تیر حداقل برابر 1/5 حداکثر مقاومت خمشی در دو انتهای تیر باشد:

18.4.2.2 The positive moment strength at the face of the joint shall be at least one-third the negative moment strength provided at that face of the joint. Neither the negative nor the positive moment strength at any section along the length of the beam shall be less than one-fifth the maximum moment strength provided at the face of either joint.

$$M_{n,r}^+ > \frac{M_{n,r}^-}{3}$$
$$M_{n,l}^+ > \frac{M_{n,l}^-}{3}$$
$$M_n^+ > \text{Max}\left(\frac{M_{n,r}^-}{5}, \frac{M_{n,l}^-}{5}\right)$$
$$M_n^- > \text{Max}\left(\frac{M_{n,r}^-}{5}, \frac{M_{n,l}^-}{5}\right)$$

18.6—Beams of special moment frames

18.6.3 *Longitudinal reinforcement*

18.6.3.1 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. At any section, for top as well as for bottom reinforcement, the amount of reinforcement shall be at least that required by 9.6.1.2 and the reinforcement ratio **ρ** shall not exceed 0.025.

18.6.3.2 Positive moment strength at joint face shall be at least one-half the negative moment strength provided at that face of the joint. Both the negative and the positive moment strength at any section along member length shall be at least one-fourth the maximum moment strength provided at face of either joint.

$$M_{n,r}^+ > \frac{M_{n,r}^-}{2}$$
$$M_{n,l}^+ > \frac{M_{n,l}^-}{2}$$
$$M_n^+ > \text{Max}\left(\frac{M_{n,r}^-}{4}, \frac{M_{n,l}^-}{4}\right)$$
$$M_n^- > \text{Max}\left(\frac{M_{n,r}^-}{4}, \frac{M_{n,l}^-}{4}\right)$$

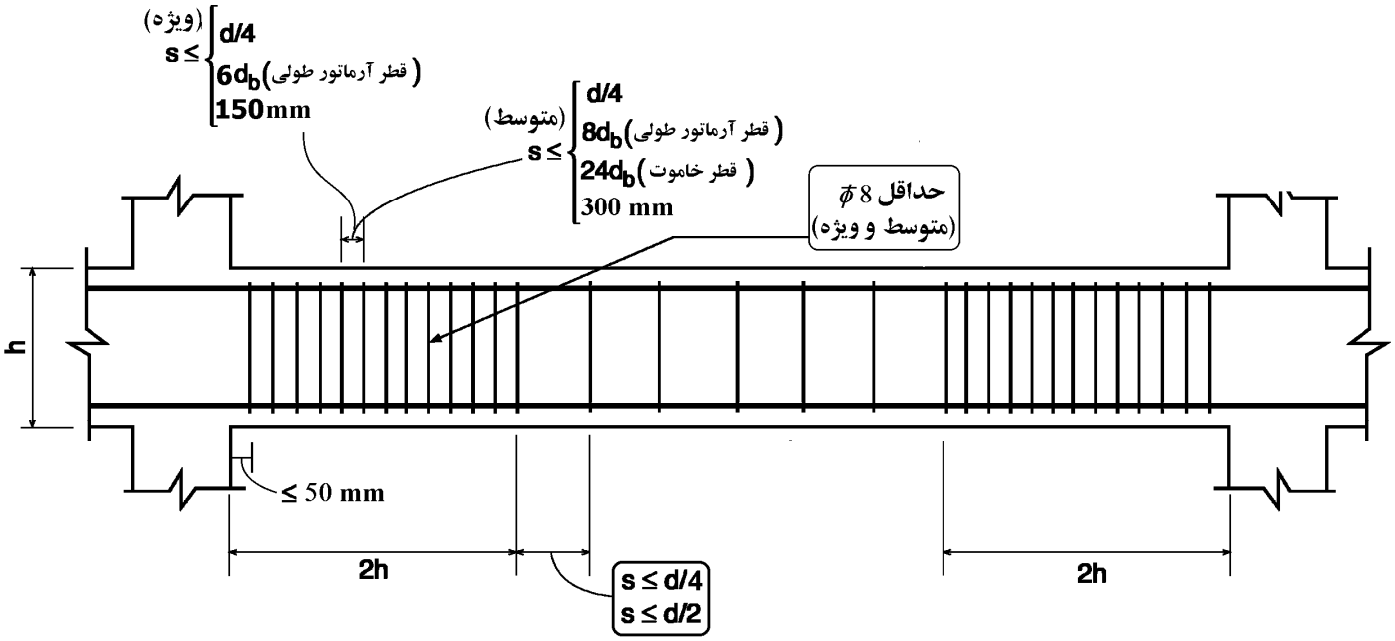
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵-۶- فواصل آرماتورهای عرضی در ابتدا و انتهای تیر و شکل آنها

18.4—Intermediate moment frames

18.4.2.4 At both ends of the beam, hoops shall be provided over a length of at least **2*h*** measured from the face of the supporting member toward midspan. The first hoop shall be located not more than 50 mm from the face of the supporting member. Spacing of hoops shall not exceed the smallest of (a) through (d):

(a) ***d*/4**
(b) Eight times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed
(c) 24 times the diameter of the hoop bar
(d) 300 mm



18.6—Beams of special moment frames

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 (c):

(a) ***d*/4**
(b) Six times the diameter of the smallest primary flexural reinforcing bars excluding longitudinal skin reinforcement required by 9.7.2.3
(c) 150 mm

محاسبات ۸۹

۳۹- در نواحی بحرانی یک تیر بتنی با شکل‌پذیری متوسط با ارتفاع مؤثر ۶۰۰ میلیمتر و دارای میلگردهای طولی با قطر ۲۰ میلیمتر و خاموت با قطر ۸ میلیمتر، حداکثر فاصله خاموت‌ها چقدر می‌تواند باشد؟

۱) ۱۶۰ mm
۲) ۱۵۰ mm
۳) ۳۰۰mm
۴) ۲۰۰ mm

گزینه ۲

$$S < Min\left(\frac{600}{4}, 8 \times 20, 24 \times 8, 300\right) = 150\ mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۴

۵۰- در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد، ابعاد مقطع یکی از ستون‌های طبقه بام برابر 500×500 mm (d=440 mm) است. چنانچه حداکثر نیروی محوری نهایی مؤثر به این ستون برابر 500 kN، قطر میلگردهای عرضی برابر 10 mm، قطر میلگردهای طولی برابر 25 میلی‌متر، نوع فولاد S400 و رده بتن C25 باشد، بدون توجه به نیازهای محاسباتی حداکثر فاصله میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی این عضو به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 100 mm ۲) 125 mm ۳) 150 mm ۴) 200 mm

گزینه ۱

ابتدا باید بررسی شود که عضو مورد نظر عضو فشاری محسوب می شود یا نه:

$$\left.\begin{matrix} N_u = 500\ kN \\ 0.1 f_c A_g = 0.1 \times 25 \times 500 \times 500 = 625\ kN \end{matrix}\right\} N_u < 0.1 f_c A_g$$

با توجه به اینکه نیروی محوری کمتر از مقدار عنوان شده می باشد، عضو یک عضو خمشی محسوب می شود و ضوابط مربوط به اعضای خمشی را باید ارضا کند:

$$S < Min\left(\frac{440}{4}, 6 \times 25, 24 \times 10, 150\right) = 110\ mm$$

محاسبات ۹۵

۲۷- یک عضو تحت خمش در یک قاب بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد که ابعاد کلی مقطع b=300 mm و h=500 mm می‌باشد، با توجه به دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی به‌دست آمده از تحلیل سازه به صورت زیر در تمام طول عضو مسلح گردیده است. آرماتور فوقانی 3Φ20 و آرماتور تحتانی 2Φ20 و خاموت بسته Φ10 @ 150 mm می‌باشند. در صورتی‌که پوشش بتن برابر 45 mm و نوع بتن C30 و رده فولاد S400 باشد، گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

۱) آرماتور طولی تحتانی و فوقانی از نظر حداکثر سطح مقطع، قابل قبول نیستند.
۲) آرماتور طولی تحتانی مقطع از نظر حداقل سطح مقطع، قابل قبول نیست.
۳) آرماتور طولی فوقانی مقطع از نظر حداقل سطح مقطع، قابل قبول نیست.
۴) آرماتور برشی به‌کار برده شده قابل قبول نیست.

گزینه ۴

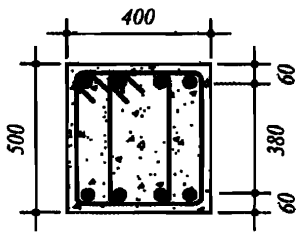
با توجه به شکل زیر فواصل آرماتورهای عرضی در انتهای تیرهای ویژه و متوسط نباید از $d/4$ فراتر رود. بنابراین حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در تیر برابر است با:

$$\frac{d}{4} = \frac{(500 - 45 - 10 - 10)}{4} = 108.75\ mm$$

$$S < Min\left(\frac{d}{4} = 108.75\ mm, 6d_b = 120, 24d = 240, 150\right) = 108.75\ mm$$

محاسبات ۹۴

۲۰- فرض کنید مقدار V_u در طول یک تیر بتنی ثابت و برابر 400 کیلونیوتن است. چنانچه تیر مذکور مربوط به یک ساختمان بتنی با شکل‌پذیری متوسط بوده و بتن از رده C25 باشد، فاصله خاموت‌های برشی عمود بر محور تیر در خارج از ناحیه بحرانی تیر، برحسب میلی‌متر حداکثر چقدر می‌تواند باشد؟ (ابعاد مقطع به میلی‌متر است).



۱) 250
۲) 220
۳) 125
۴) 110

گزینه ۴

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

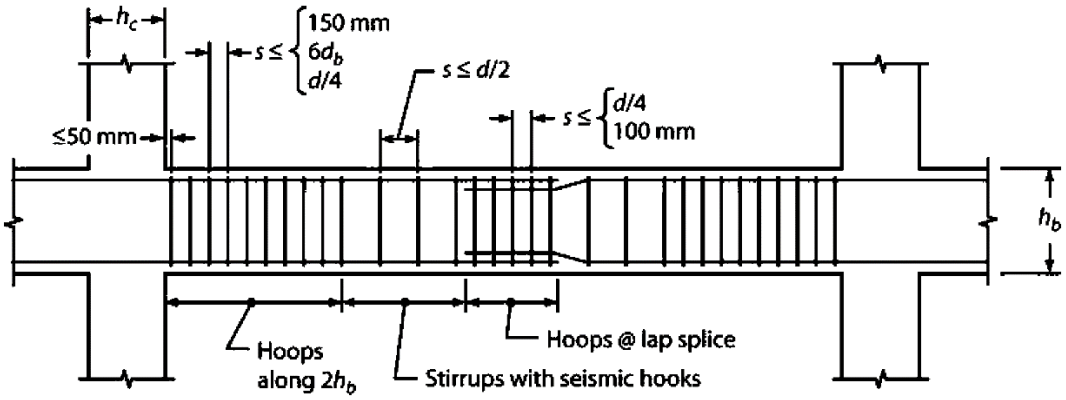
۵-۷- ضوابط خاموت در محل وصله ها در تیرهای با شکل پذیری ویژه

مطابق بندهای زیر از ACI-318-14، وصله پوششی تیرهای با شکل پذیری ویژه باید:

۱- خارج از ناحیه بحرانی تیرها باشد.

۲- توسط آرماتورهای عرضی با فواصل حداکثر $Min\left(\frac{d}{4}, 100mm\right)$ محصور شود.

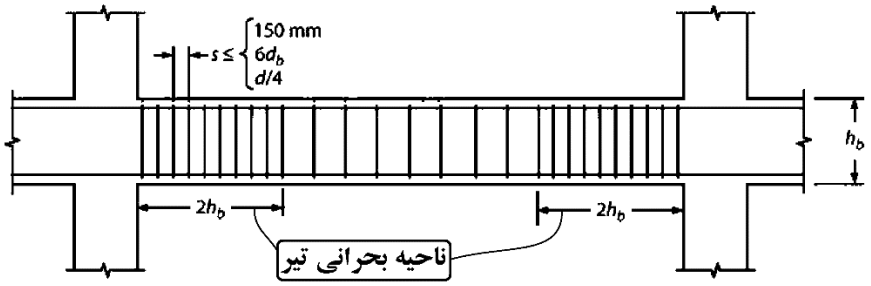
۳- علاوه بر یک حلقه بسته لازم است میلگردهای طولی تیر توسط آرماتورهای عرضی به صورت یک در میان مهار شوند (مانند ستونهای با شکل پذیری متوسط).



(شکل برگرفته از کتاب بتن Moehle)

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵-۸- مهار جانبی آرماتورهای طولی در تیرهای ویژه



ضوابط ACI در مورد مهار جانبی میلگردهای طولی تیرهای ویژه:

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.

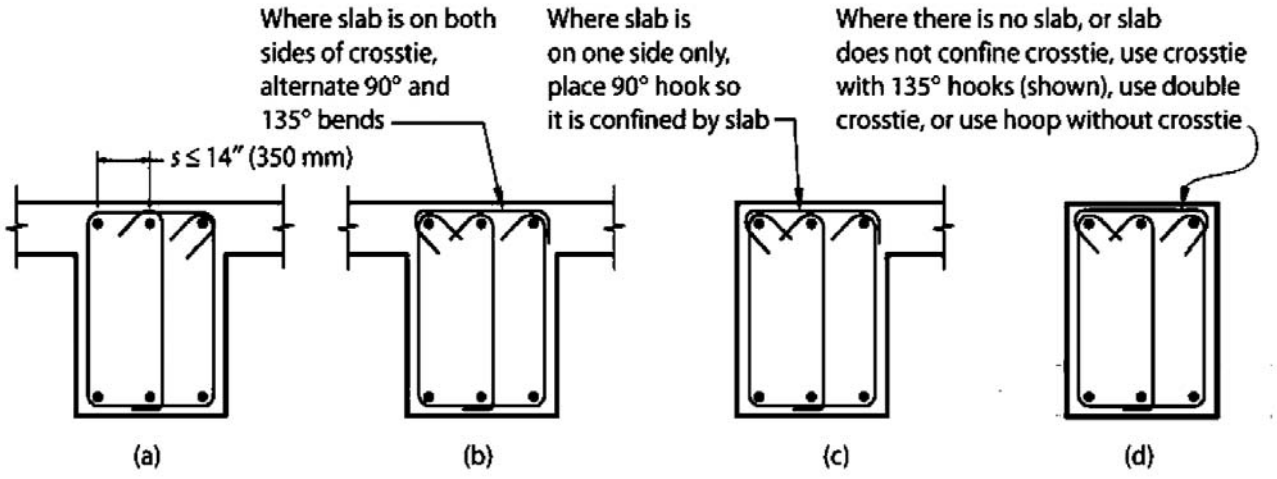
18.6.4.2 Where hoops are required, primary longitudinal reinforcing bars closest to the tension and compression faces shall have lateral support in accordance with 25.7.2.3 and 25.7.2.4. The spacing of transversely supported flexural reinforcing bars shall not exceed 350 mm. Skin reinforcement required 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

- در تیرهای ویژه برخلاف تیرهای متوسط در دو انتهای تیر (نواحی بحرانی) میلگردهای طولی تیر باید یکی 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.
- حداکثر فاصله بین دو میگرد سراسری نیز نباید بیش از 350 mm باشد. بدین ترتیب مثلا برای یک تیر با عرض 500 mm حداقل باید 3 میلگرد طولی منظور نمود. ولی برای تیری به عرض 400 mm می توان تنها از دو میلگرد سراسری استفاده نمود.

شکل زیر نمونه ای از مهار جانبی آرماتورهای طولی تیرها در **ناحیه بحرانی تیر** را نشان می دهد:



Notes:
1. Beam longitudinal bars are to be supported by hoops and crossties to resist buckling under deformation reversals. Hoop legs and crossties are arranged such that every corner and alternate longitudinal bar has lateral support provided by the corner of a hoop or crosstie with no bar farther than 6 in (150 mm) clear from a supported bar.
2. Horizontal spacing of crossties or legs of overlapping hoops not to exceed 14 in (350 mm).
3. Alternate crossties ( ) end for end unless otherwise noted.

(شکل برگرفته از کتاب بتن Moehle)

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

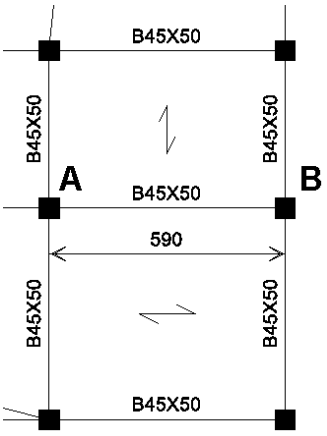
مثال:

ابعاد تیر AB برابر 500 x 450 می باشد. ابعاد ستونهای انتهایی تیر برابر 500x500 mm می باشد.

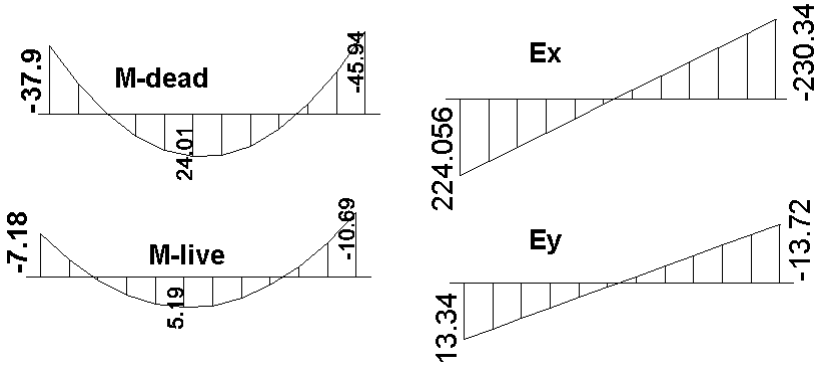
برای طرح آرماتورهای طولی از Φ22 استفاده نمایید.

دیاگرام لنگرهای خمشی تحت اثر بارهای مرده، زنده و زلزله بر حسب kN.m در شکل زیر داده شده است.

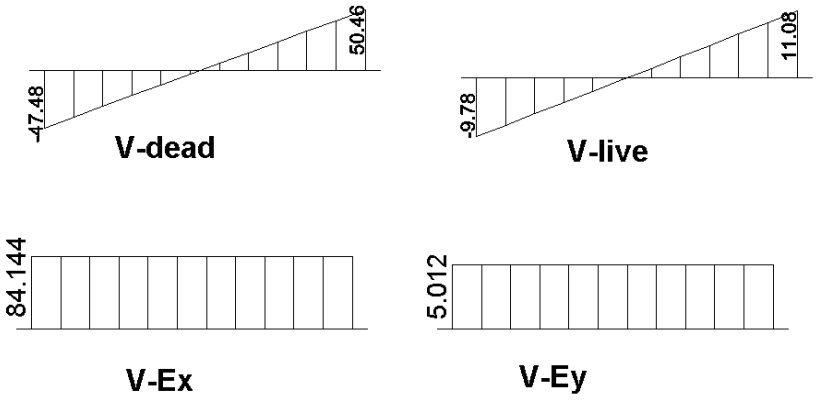
بار مرده وارد بر تیر برابر qD=18.1365 kN/m و بار زنده وارد بر تیر برابر qL=3.8638 kN/m می باشد.



دیاگرام لنگرهای خمشی تحت اثر بارهای مرده، زنده و زلزله بر حسب kN.m در شکل زیر داده شده است.



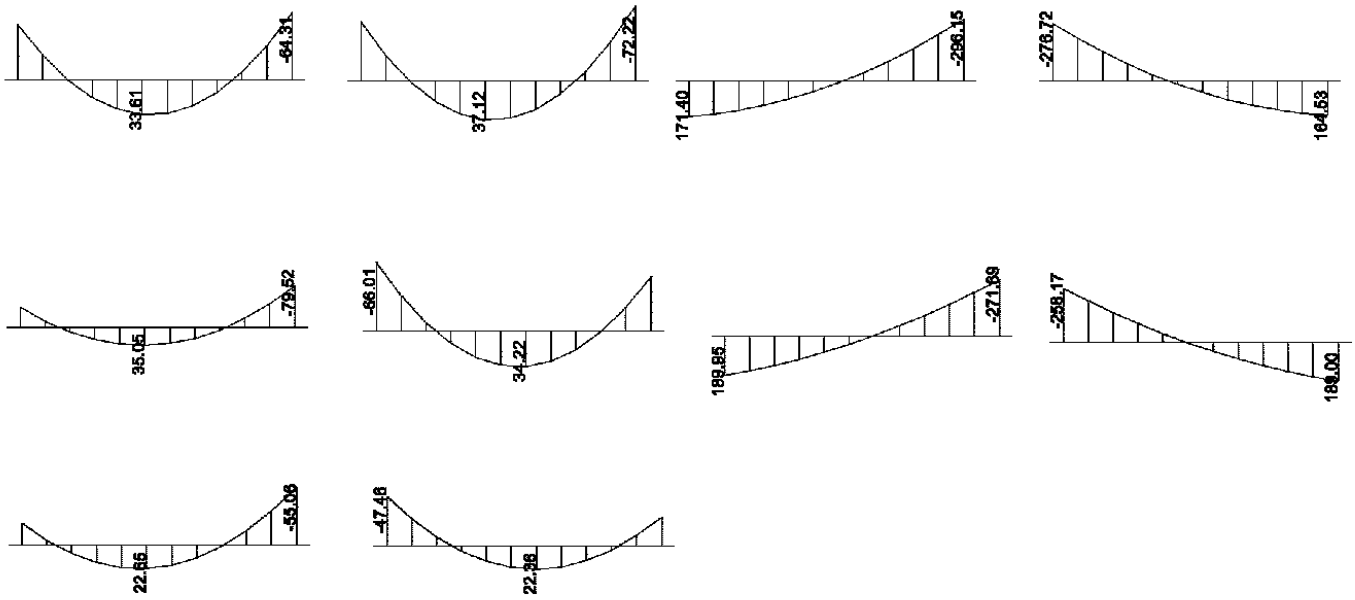
دیاگرام برش در تیر AB:



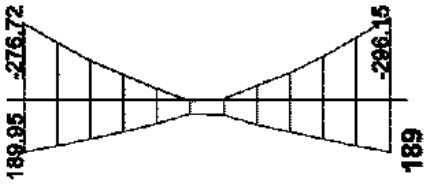
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

دیاگرام لنگر تحت اثر ترکیب بارها:

UDCON1=1.4D
UDCON2=1.2D+1.6L
UDCON3=1.2D+L+EX
UDCON4=1.2D+L-EX
UDCON5=1.2D+L+EY
UDCON6=1.2D+L-EY
UDCON7=0.9D+EX
UDCON8=0.9D-EX
UDCON9=0.9D+EY
UDCON10=0.9D-EY



دیاگرام پوش مربوط به کل ترکیب بارها به صورت زیر می باشد:



مقادیر لنگرهای انتهایی باید ضوابط حداقل تیرهای متوسط را ارضا نمایند:

Type of Check/ Design	Ordinary Moment Resisting Frames (Non-Seismic)	Intermediate Moment Resisting Frames (Seismic)	Special Moment Resisting Frames (Seismic)
Beam Min. Moment Override Check			
	No Requirement	$M^{+}_{uend} \geq \frac{1}{3} M^{-}_{uend}$	$M^{+}_{uend} \geq \frac{1}{2} M^{-}_{uend}$
		$M^{+}_{uspan} \geq \frac{1}{5} \max\left\{M^{+}_{u}, M^{-}_{u}\right\}_{end}$	$M^{+}_{uspan} \geq \frac{1}{4} \max\left\{M^{+}_{u}, M^{-}_{u}\right\}_{end}$
		$M^{-}_{uspan} \geq \frac{1}{5} \max\left\{M^{+}_{u}, M^{-}_{u}\right\}_{max}$	$M^{-}_{uspan} \geq \frac{1}{4} \max\left\{M^{+}_{u}, M^{-}_{u}\right\}_{end}$

$$\frac{M^{-}_{end}}{5} = \frac{296.15}{5} = 59.23\ kN.m \qquad \frac{M^{-}_{end}}{3} = \frac{296.15}{3} = 98.717\ kN.m$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبه آرماتورهای خمشی لازم برای دو انتهای تیر:

$$\left.\begin{aligned} R_n = \frac{M_u}{\varphi b d^2} = \frac{296.15 \times 10^6}{0.9 \times 450 \times (500-60)^2} = 3.777 \\ m = \frac{F_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82 \end{aligned}\right\} \rightarrow \rho = \frac{1}{18.82}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.777}{0.85 \times 25}}\right) = 0.010475$$

$$A_s^{top-Right} = \rho \times bd = 2074.13\ mm^2$$

$$\left.\begin{aligned} R_n = \frac{M_u}{\varphi b d^2} = \frac{189.00 \times 10^6}{0.9 \times 450 \times (500-60)^2} = 2.41 \\ m = \frac{F_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82 \end{aligned}\right\} \rightarrow \rho = \frac{1}{18.82}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.41}{0.85 \times 25}}\right) = 0.006413$$

$$A_s^{bot-Right} = \rho \times bd = 1269.83\ mm^2$$

$$\left.\begin{aligned} R_n = \frac{M_u}{\varphi b d^2} = \frac{276.72 \times 10^6}{0.9 \times 450 \times (500-60)^2} = 3.529 \\ m = \frac{F_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82 \end{aligned}\right\} \rightarrow \rho = \frac{1}{18.82}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.529}{0.85 \times 25}}\right) = 0.009711$$

$$A_s^{top-Left} = \rho \times bd = 1922.69\ mm^2$$

$$\left.\begin{aligned} R_n = \frac{M_u}{\varphi b d^2} = \frac{189.95 \times 10^6}{0.9 \times 450 \times (500-60)^2} = 2.422 \\ m = \frac{F_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82 \end{aligned}\right\} \rightarrow \rho = \frac{1}{18.82}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.422}{0.85 \times 25}}\right) = 0.006448$$

$$A_s^{bot-Left} = \rho \times bd = 1276.65\ mm^2$$

کنترل آرماتور حداقل و آرماتور حداکثر:

$$\rho_{min} = \text{Max}\left(\frac{1.4}{400}, \frac{\sqrt{25}}{4 \times 400}\right) = 0.0035$$

$$\rho_{max} = 0.85 \times \beta_1 \times \frac{25}{400} \times \frac{3}{7} = 0.019$$

در محاسبات فوق از تاثیر فولاد فشاری صرف نظر شده است.

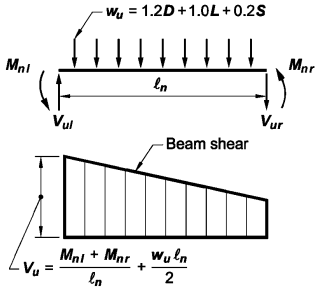
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبه برش طراحی تیر بر اساس ضوابط لرزه ای با شکل پذیری متوسط:

مقادیر لنگرهای مقاوم دو انتها (با منظور کردن میلگردهای فشاری) به صورت زیر می باشد:

M-Left-Negative	309.38541 kN.m
M-Left-Positive	210.93597 kN.m
M-Right- Negative	332.2184 kN.m
M-Right- Positive	209.88925 kN.m

با توجه به بار مرده و زنده (q_L=3.8638 kN/m q_D=18.1365 kN/m)، مقدار برش طبق بند 18.4.2.3(a) به صورت زیر محاسبه می شود:

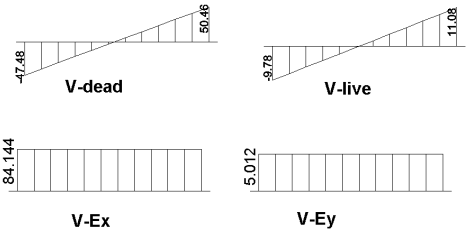


$$q = 1.2D + L = 1.2 \times 18.1365 + 3.8638 = 25.6276 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Left-capacity} = \frac{309.4 + 209.9}{5.9 - 0.5} + \frac{25.6276 \times (5.9 - 0.5)}{2} = 165.35\ kN$$

$$V_{Right-capacity} = \frac{332.2 + 210.9}{5.9 - 0.5} + \frac{25.6276 \times (5.9 - 0.5)}{2} = 169.8\ kN$$

با توجه به بار مرده و زنده (q_L=3.8638 kN/m q_D=18.1365 kN/m)، مقدار برش طبق بند 18.4.2.3 (b) به صورت زیر محاسبه می شود:



$$V_{Left-with\ 2E} = 1.2V_D + V_L - (2V_E) = -235$$
$$V_{Right-with\ 2E} = 1.2V_D + V_L + (2V_E) = 239.94$$

$$V_{Left-max} = Min\left(V_{Left-with\ 2E}, V_{Left-capacity}\right) = 165.35\ kN$$
$$V_{Right-max} = Min\left(V_{Right-with\ 2E}, V_{Right-capacity}\right) = 169.8\ kN$$

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 169.8 kN انجام داد:

$$V_u = \varphi(V_c + V_s)$$
$$169.8 = 0.75\left(0.17\sqrt{25} \times 450 \times 440\right) + 0.75\left(\frac{A_v}{s} \times 440 \times 300\right) \quad \rightarrow \quad \frac{A_v}{s} = 0.44$$
$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = Max\left(\frac{0.35b}{F_y}, \frac{0.062\sqrt{25}b}{F_y}\right) = \frac{0.35 \times 450}{300} = 0.525$$

حداکثر فاصله خاموت ها، (با فرض اینکه میلگردهای طولی Φ22 و قطر خاموت ها برابر Φ8) برابر است با:

$$s_{max} = Min\left[\frac{440}{4}, 8 \times 22, 24 \times 8, 300\right] = 110\ mm$$

فواصل خاموت ها را برابر 100mm انتخاب می کنیم. در این صورت مساحت لازم برای خاموت ها برابر $A_v = 52.5\ mm^2$ خواهد بود. با فرض یک حلقه بسته خاموت، قطر محاسباتی برای خاموت برابر 5.78 mm می باشد.

می توان در دو انتهای تیر از Φ8 @100mm استفاده نمود. این خاموت ها باید تا فاصله دو برابر ارتفاع تیر در دو انتها قرار گیرند.

در خارج از ناحیه 2h در دو انتها، مقدار خاموت لازم بر اساس حداکثر برش تیر تعیین می شود و از انجا که در دو انتها خاموت حداقل حاکم شده است، مسلما برای قسمت های میانی که برش کمتر است، نیز حداقل حاکم خواهد شد.

در قسمت های میانی حداکثر فواصل میلگردها d/2=220mm می باشد. با توجه به اینکه قطر خاموت ها برابر Φ8 انتخاب شده است:

$$\left(\frac{2 \times 3.14 \times 4^2}{s}\right) = 0.525 \quad \rightarrow \quad s = 191\ mm \ \rightarrow \ Use \ \ \Phi 8\ @150mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبه برش طراحی تیر بر اساس ضوابط لرزه ای با شکل پذیری ویژه:

مقادیر لنگرهای مقاوم دو انتها (با منظور کردن میلگردهای فشاری)، با فرض اینکه تنش تسلیم میلگردها برابر 1.25Fy باشد، به صورت زیر می باشد:

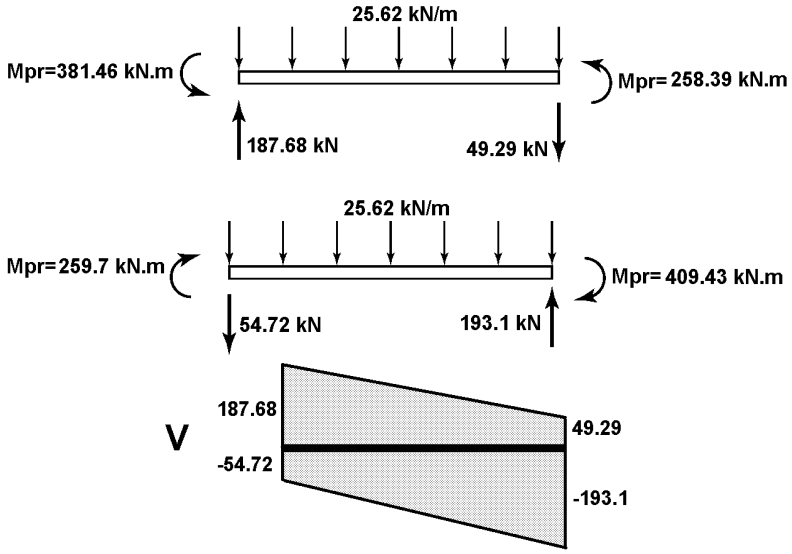
M-Left-top	381.45961
M-Left-bot	259.6998
M-Right-top	409.43229
M-Right-Bot	258.38791

با توجه به بار مرده و زنده (q_L=3.8638 kN/m q_D=18.1365 kN/m)، مقدار برش طبق بند 18.6.5.1 به صورت زیر محاسبه می شود:

$$q = 1.2D + L = 1.2 \times 18.1365 + 3.8638 = 25.6276 \frac{kN}{m}$$

$$V_{Left-capacity} = \frac{381.46 + 258.39}{5.9 - 0.5} + \frac{25.6276 \times (5.9 - 0.5)}{2} = 187.68\ kN$$

$$V_{Right-capacity} = \frac{409.43 + 259.7}{5.9 - 0.5} + \frac{25.6276 \times (5.9 - 0.5)}{2} = 193.1\ kN$$



21.5.4.2 — Transverse reinforcement

Transverse reinforcement over the lengths identified in 21.5.3.1 shall be proportioned to resist shear assuming $V_c = 0$ when both (a) and (b) occur:

(a) The earthquake-induced shear force calculated in accordance with 21.5.4.1 represents one-half or more of the maximum required shear strength within those lengths;

(b) The factored axial compressive force, P_u, including earthquake effects is less than $A_g f'_c/20$.

$$\frac{381.46 + 258.39}{5.9 - 0.5} > \frac{1}{2}\left[\frac{381.46 + 258.39}{5.9 - 0.5} + \frac{25.6276 \times (5.9 - 0.5)}{2}\right] \rightarrow V_c = 0$$

$$\frac{409.43 + 259.7}{5.9 - 0.5} > \frac{1}{2}\left[\frac{409.43 + 259.7}{5.9 - 0.5} + \frac{25.6276 \times (5.9 - 0.5)}{2}\right] \rightarrow V_c = 0$$

مقادیر برش در دو انتهای تیر تفاوت کمی با هم دارند و طراحی خاموت ها را می توان در هر دو انتها بر اساس برش 193.1 kN انجام داد:

$$V_u = \varphi(0 + V_s)$$

$$193.1 = 0.75\left(\frac{A_v}{s} \times 440 \times 300\right)$$

$$\frac{A_v}{s} = 1.95$$

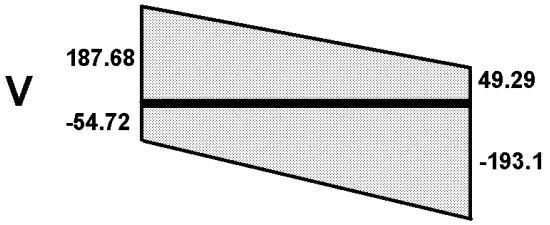
حداکثر فاصله خاموت ها، (با فرض اینکه میلگردهای طولی Φ22 و قطر خاموت ها برابر Φ10) برابر است با:

$$s_{max} = Min\left[\frac{440}{4}, 6 \times 22, 24 \times 10, 150\right] = 110\ mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبه برش در قسمت میانی تیر

مقدار برش به فاصله 2h=2*0.5=1 m از بر تکیه گاه برابر است با:



$$V_{2h} = 193 - \frac{2h}{L_h} \times (193.1 - 54.72) = 167.37\ kN$$

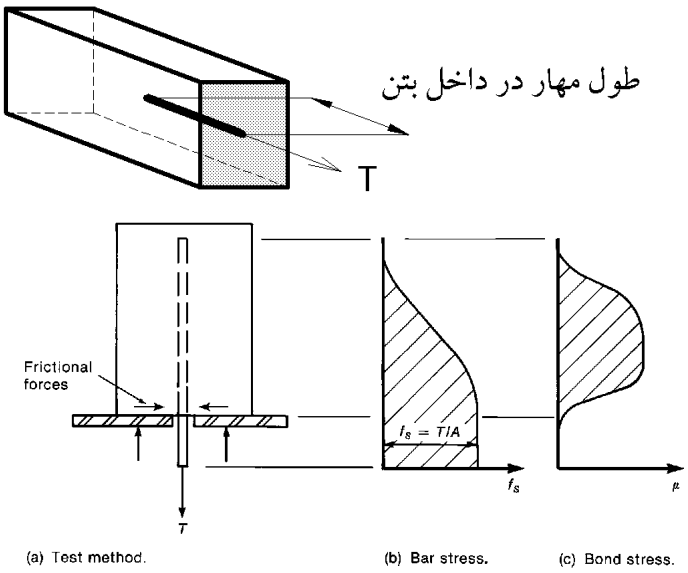
$$167.37 = 0.75\left(450 \times 440 \times 0.17\sqrt{25} + \frac{A_v}{s} \times 440 \times 400\right)$$

$$\frac{A_v}{s} = 0.312$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = Max\left(\frac{0.35b}{F_y}, \frac{0.062\sqrt{25}b}{F_y}\right) = \frac{0.35 \times 450}{300} = 0.525$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

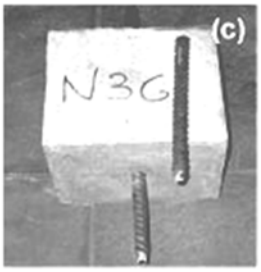
۶-مهار آرماتورها

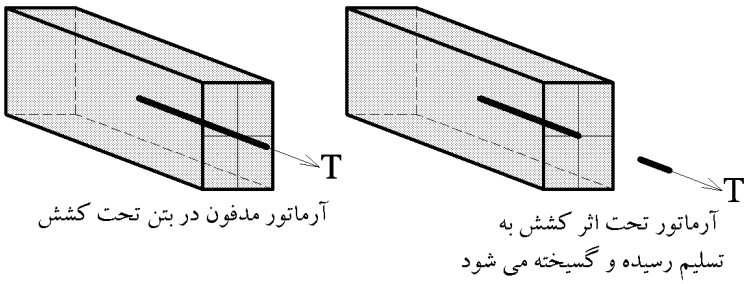


با افزایش نیروی وارد بر میلگرد دو حالت ممکن است اتفاق افتد:

۱- نیروی T به نیروی تسلیم فولاد رسیده و موجب تسلیم فولاد شود.

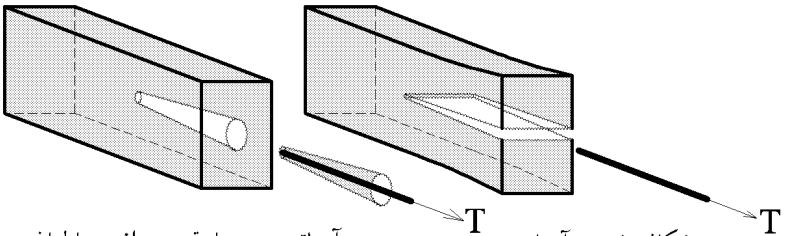
۲- قبل از اینکه T به نیروی تسلیم فولاد برسد، میلگرد از داخل بتن سر خورده و بیرون کشیده شود.





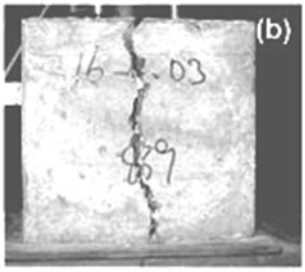
آرماتور مدفون در بتن تحت کشش

آرماتور تحت اثر کشش به تسلیم رسیده و گسیخته می شود



آرماتور به همراه قسمتی از بتن اطراف آن از داخل بتن خارج می شود

بتن شکافته شده و آرماتور از داخل آن خارج می شود

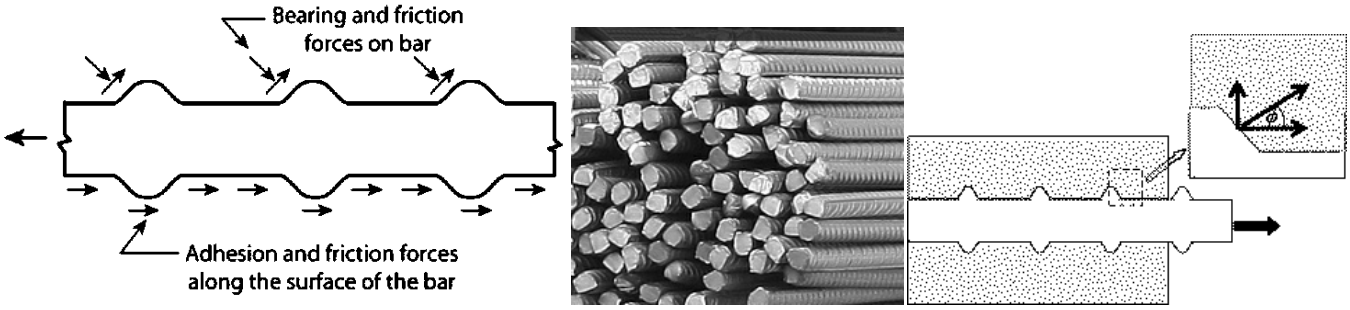


هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

انتقال نیرو از میلگرد به بتن از سه طریق انجام می شود:

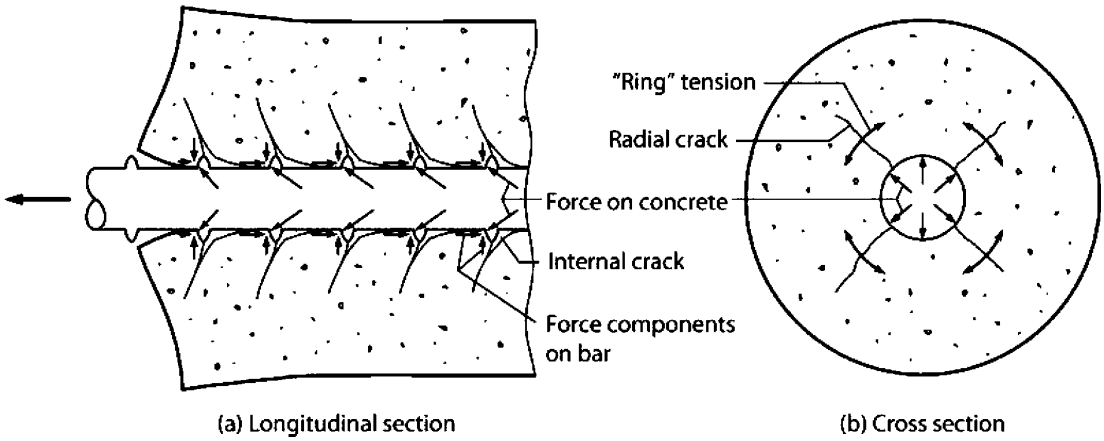
- چسبندگی شیمیایی بین فولاد و بتن (chemical adhesion)
- اصطکاک ناشی از زبری سطح میلگرد (frictional forces)
- مهار مکانیکی و یا برجستگی روی میلگرد (آج)

در شکل زیر این نیروها نشان داده شده اند:



چسبندگی شیمیایی ضعیف است و پس از لغزش جزئی میلگرد از بین می رود. عمده انتقال نیرو از طریق آجها انجام می شود.

شکل زیر یک میلگرد آجدار را تحت کشش نشان میدهد. کشش در میلگرد موجب افزایش طول آن میشود و کرنش طولی آن افزایش می یابد. این افزایش طول موجب لغزش میلگرد داخل بتن می شود. پس از ایجاد لغزش، میلگرد از طریق آجها به بتن اتکا می کند.
نیروهای اتکایی که از طرف آجها به بتن وارد می شود همراه با تنش های برشی وارد بر بتن موجب ایجاد ترک در بتن می شود.
بیشترین لغزش در انتهای بارگذاری شده میلگرد رخ می دهد و با افزایش بار ممکن است تنش پیوستگی بین بتن و میلگرد در انتهای میلگرد کاهش یابد.



در شکل سمت راست مشاهده میشود ترک های شعاعی در داخل بتن ایجاد میشود.

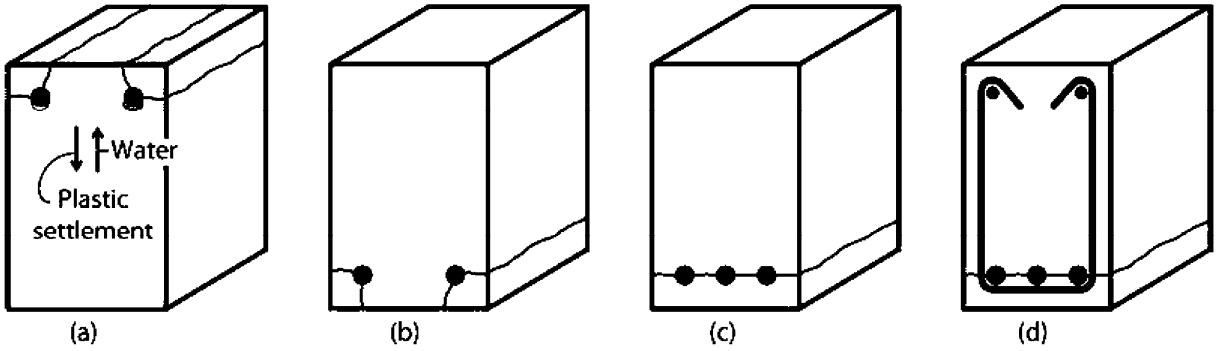
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

- در مواردی که پوشش روی میلگرد کم باشد (کمتر از حدودا ۲ برابر قطر میلگرد) ترک های شعاعی می تواند مانند شکل (b) تا سطح آزاد بتن گسترش یابد.

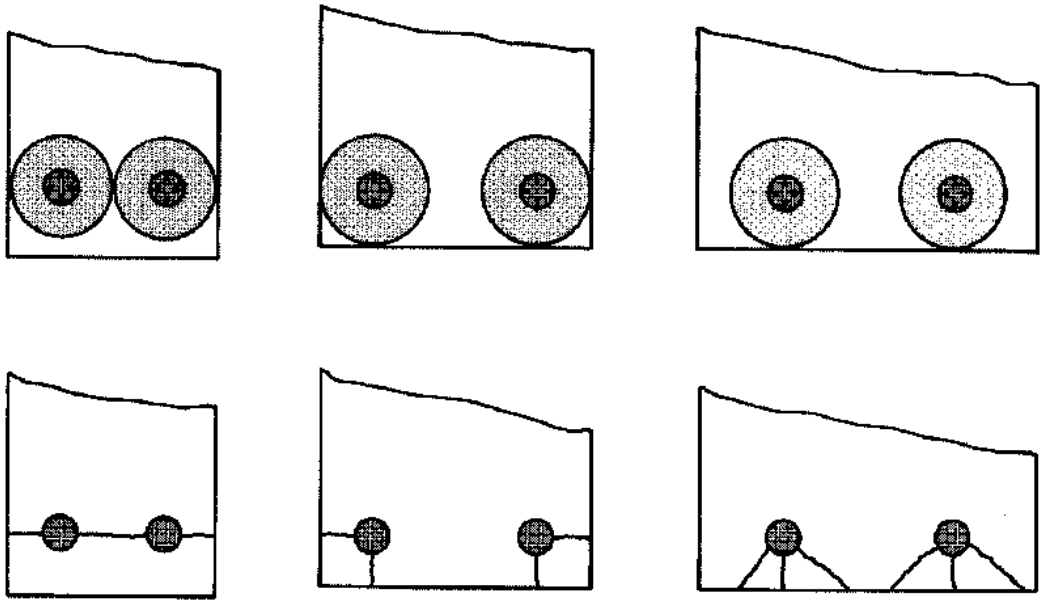
- در مواردی مانند حالت (a) و (b) که فاصله میلگردها از هم زیاد است، تعداد ۲ یا چند ترک می تواند موجب خرابی شود.

- در مواردی مانند شکل (c) که فاصله میلگردها در داخل کم است، علاوه بر ترکهای کناری، ممکن است مابین میلگردها نیز ترک ایجاد می شود که در این حالت یک سطح ترک کلی ایجاد می شود.

- شکل (d) نشان میدهد که وجود آرماتور عرضی (که از سطح ترک عبور می کند) می تواند از باز شدن ترک ممانعت کند.



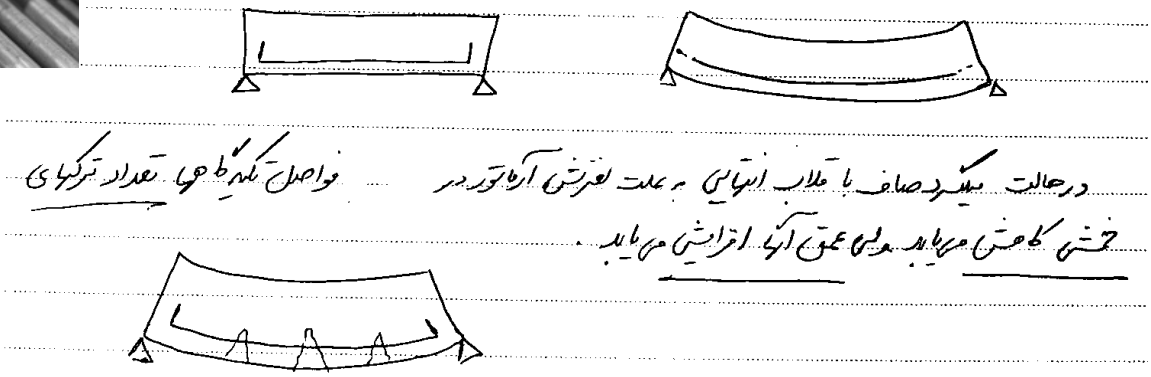
(شکل برگرفته از کتاب بتن Moehle)



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

رفتار آرماتورهای صاف:

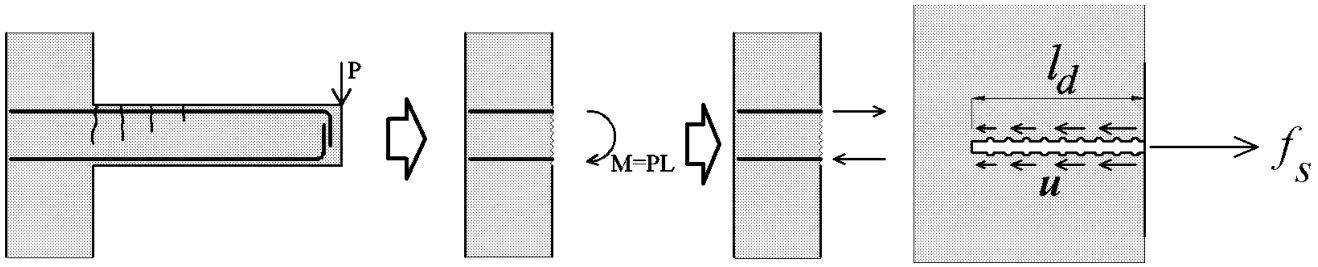
آرماتور صاف نیاز به طول مهار زیادی دارد و در صورت افزایش بار وارد بر آن
بدون ایجاد شکاف در بتن، در داخل آن می لغزد.
یک راه مناسب برای مهار آرماتور صاف استفاده از قلاب در انتهای میلگرد می باشد.

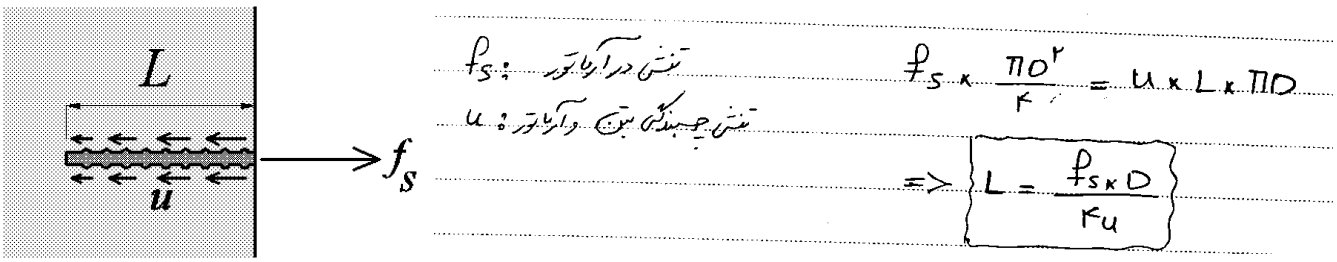


مفهوم پیوستگی بین بتن و میلگرد در دو حالت مطالعه می شود:

۱- پیوستگی مهاری

در شکل زیر بتن به فولاد (و برعکس فولاد هم به بتن) تنش های اصطکاکی (u) وارد می کند. اگر این تنشها نباشند، آرماتور از داخل بتن سر خورده و بیرون کشیده می شود. بنابراین این تنشها موجب ایجاد پیوستگی بین فولاد و بتن می شوند و آنها را تنشهای پیوستگی (و یا چسبندگی) می نامند. در شکل زیر تنش موجود در آرماتور (fs) از طریق تنشهای پیوستگی مهاری (u) به بتن منتقل می شود. هرچه طول ld در شکل زیر بیشتر باشد توانایی بتن در مهار آرماتور افزایش یافته و تنش پیوستگی مهاری (u) کاهش می یابد. با کاهش ld تنشهای u افزایش یافته و ممکن است بتن تاب تحمل u بالا را نداشته و گسیخته شود.

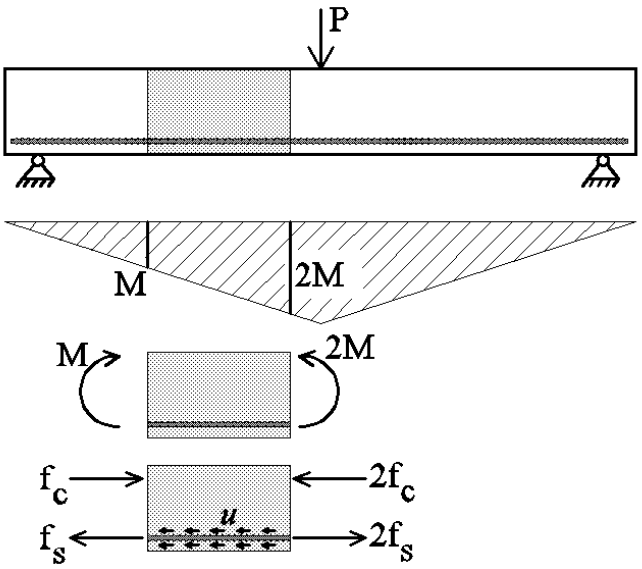




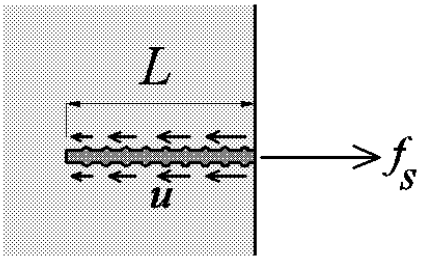
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲- پیوستگی خمشی

در شکل زیر به دلیل تغییر مقدار لنگر در طول تیر، تنش کششی در آرماتور تغییر می کند. در این حالت برای حفظ تعادل در راستای افقی برای آرماتور، تنش های پیوستگی خمشی (u) را خواهیم داشت.



۶-۱- پیوستگی مهاری



f_s: تنش در آرماتور

u: تنش چسبندگی بتن و آرماتور

$$f_s \times \frac{\pi D^2}{4} = u \times L \times \pi D$$

$$\Rightarrow \boxed{L = \frac{f_s \times D}{4u}}$$

نکته: $\times 2 \uparrow f_y \longrightarrow$ طول مهاری لازم $\times 2 \uparrow L$

قطر آرماتور $\times 2 \uparrow D \longrightarrow \times 2 \uparrow L$

$\times 2 \uparrow A \; (D \uparrow \times \sqrt{2}) \longrightarrow \times \sqrt{2} \uparrow L$

بستگی به مقاومت کششی بتن دارد $\times 2 \uparrow u \longrightarrow 0.5 \downarrow L$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۵

۱۲۵- یک آرماتور ϕ۱۶ جهت بلند کردن بلوکی بتنی به وزن W در طول L درون بلوک تعبیه شده است. در صورتی که متوسط تنش پیوستگی بین آرماتور و بتن ۱۰MPa باشد، حداقل مقدار L برای آن که بیشینه وزن W قابل حمل باشد چند میلی‌متر (mm) است؟ بتن از رده C۳۰ و فولاد از رده S۴۰۰ است.

۱) ۱۲۰

۲) ۱۴۰

۳) ۱۶۰

۴) ۱۸۰

حداکثر نیروی W مطابق رابطه زیر، بر اساس طول مهار میلگرد و نیز مقاومت تسلیم میلگرد بدست می آید.

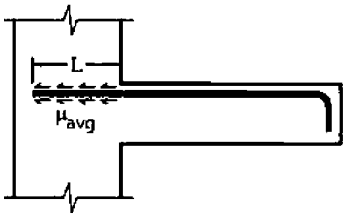
$$W = Min\begin{cases} u \times L \times \pi D = 10 \times L \times 3.14 \times 16 = 502.4L \\ A_s F_y = 3.14 \times 8^2 \times 400 = 80384 \end{cases}$$

برای حداکثر شدن مقدار W باید:

$$502.4L \geq 80384 \qquad \rightarrow \qquad L \geq 160\ mm$$

سراسری ۹۴

۱۱۴- در شکل زیر انتقال نیروی کششی به بتن در میلگرد فوقانی تیرکنسولی نمایش داده شده است که در آن μ_{avg} تنش پیوستگی متوسط، L طول مستقیم میلگرد در ستون و d_b قطر میلگرد می‌باشد. در حالتیکه فولاد به حد تسلیم برسد، با دو برابر شدن قطر میلگرد و ثابت بودن سایر مشخصات، μ_{avg} چه تغییری می‌کند؟



۱) ثابت می‌ماند.

۲) نصف می‌شود.

۳) دو برابر می‌شود.

۴) چهار برابر می‌شود.

اگر نیروی وارد بر میگرد ثابت بماند مطابق رابطه زیر گزینه ۲ صحیح خواهد بود.

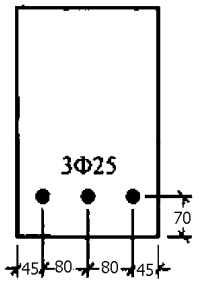
$$u_{avg} \times L \times \pi D = \text{نیروی ثابت اولیه} \qquad \rightarrow \qquad u_{avg} = \frac{\text{نیروی ثابت اولیه}}{L \times \pi D}$$

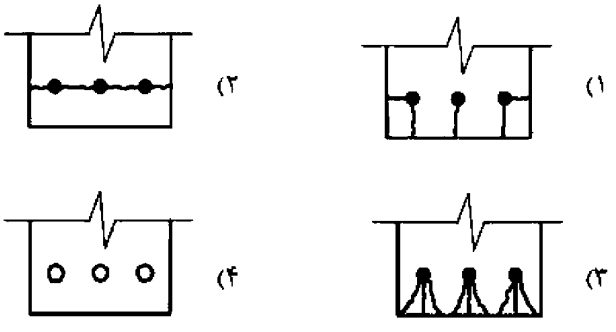
اگر تنش بر میگرد ثابت بماند مطابق رابطه زیر گزینه ۳ صحیح خواهد بود.

$$u_{avg} \times L \times \pi D = \frac{\pi D^2}{4} F_y \qquad \rightarrow \qquad u_{avg} = \frac{D F_y}{4L}$$

سراسری ۹۴

۱۱۷- در صورتی که مقطع تیر زیر دچار گسیختگی ناشی از تنش پیوستگی بین فولاد و بتن گردد، کدام یک از حالات زیر محتمل‌تر است؟ (اندازه‌ها به میلیمتر است)





گزینه ۲

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۶-۲- روابط آیین نامه ای محاسبه طول مهار میلگردهای کششی

25.4—Development of reinforcement

25.4.1.3 Development lengths do not require a strength reduction factor ϕ.

25.4.2 *Development of deformed bars and deformed wires in tension*

25.4.2.1 Development length ℓ_d for deformed bars and deformed wires in tension shall be the greater of (a) and (b):

(a) Length calculated in accordance with 25.4.2.2 or 25.4.2.3 using the applicable modification factors of 25.4.2.4
(b) 300 mm

25.4.2.3 For deformed bars or deformed wires, ℓ_d shall be calculated by:

$$\ell_d = \left(\frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \qquad (25.4.2.3a)$$

in which the confinement term $(c_b + K_{tr})/d_b$ shall not exceed 2.5, and

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn} \qquad (25.4.2.3b)$$

where n is the number of bars or wires being developed or lap spliced along the plane of splitting. It shall be permitted to use $K_{tr} = 0$ as a design simplification even if transverse reinforcement is present.

25.4.2.4 For the calculation of ℓ_d, modification factors shall be in accordance with Table 25.4.2.4.

Table 25.4.2.4—Modification factors for development of deformed bars and deformed wires in tension

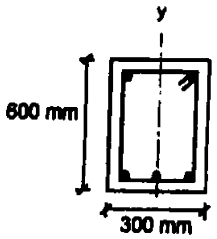
Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Lightweight concrete, where f_{ct} is specified	In accordance with 19.2.4.3
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy[1] ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement with clear cover less than $3d_b$ or clear spacing less than $6d_b$	1.5
	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement for all other conditions	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Size ψ_s	No. 22 and larger bars	1.0
	No. 19 and smaller bars and deformed wires	0.8
Casting position[1] ψ_t	More than 300 mm of fresh concrete placed below horizontal reinforcement	1.3
	Other	1.0

[1]The product $\psi_t\psi_e$ need not exceed 1.7.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۳

۳۱- در تیری با مقطع مطابق شکل تحت اثر لنگر خمشی مثبت (قسمت پایین مقطع تحت اثر کشش) در صورتیکه $A_s = 3\Phi25$ و $A'_s = 2\Phi20$، خاموت‌ها $\Phi12@150\ mm$ c/c، پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر و آرماتورگذاری متقارن نسبت به محور y‌ها و آرماتور طولی از نوع S400 و آرماتور عرضی (خاموت) از نوع S340 باشد، ضریب دقیق محاسباتی $\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)$ برای تعیین طول مهاری آرماتورهای کششی که در یک محل قطع و یا وصله می‌شوند، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (C برابر کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگرد از نزدیک‌ترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردها می‌باشد)



۱) 3.30
۲) 2.50
۳) 2.20
۴) 2.00

فاصله مرکز میلگرد تا رویه بتن برابر است با:

$$Cover\ to\ rebar\ center = 50 + 12 + 12.5 = 74.5\ mm$$

فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای کششی از هم برابر است با:

$$S_{bar\ to\ bar} = \frac{300 - 74.5 \times 2}{2} = 75.5 \quad \rightarrow \quad c = Min\left(74.5, \frac{75.5}{2}\right) = 37.75\ mm$$

$$K_{tr} = \frac{40(2\pi \times 6^2)}{150 \times 3} = 20.1\ mm$$

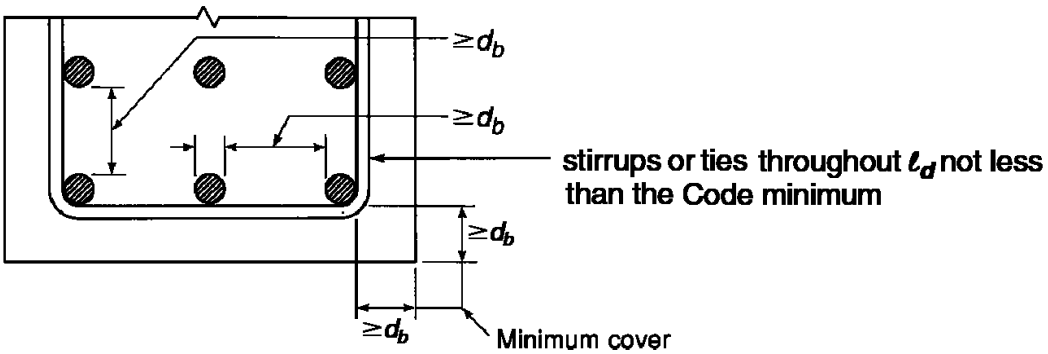
$$\frac{k_{tr} + c}{d_b} = \frac{20.1 + 37.75}{25} = 2.3$$

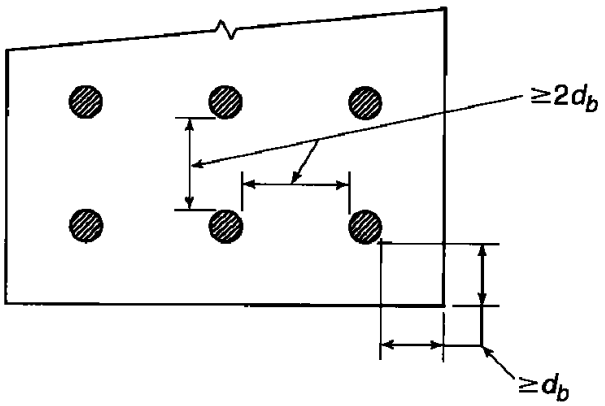
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

25.4.2.2 For deformed bars or deformed wires, ℓ_d shall be calculated in accordance with Table 25.4.2.2.

Table 25.4.2.2—Development length for deformed bars and deformed wires in tension

Spacing and cover	No. 19 and smaller bars and deformed wires	No. 22 and larger bars
Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced not less than d_b, clear cover at least d_b, and stirrups or ties throughout ℓ_d not less than the Code minimum or Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced at least $2d_b$ and clear cover at least d_b	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{2.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{1.7\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$
Other cases	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{1.4\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b$

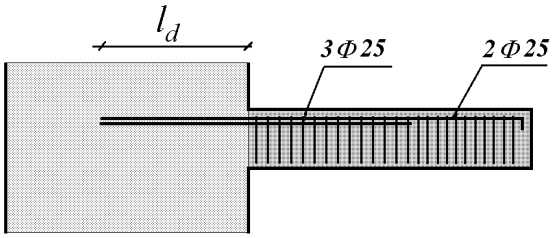




 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

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 $5 \times \Phi 25$ و با فواصل مساوی می باشد.



b	400	mm
h	600	mm
bar-D	25	mm
No. of bars	5	
Stirrup-D	10	mm
Stirrup-S	100	mm

پوشش بتن تا مرکز میلگردهای طولی:

$$40 + 10 + \frac{25}{2} = 62.5\ mm$$

فاصله خالص بین میلگردهای طولی:

$$\frac{(400 - 2 \times 50 - 5 \times 25)}{4} = 43.75\ mm$$

محاسبه طول مهار در داخل دیوار

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:

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}} \times d = \frac{400 \times 1.3 \times 1}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25}} \times d = 94.5 \times d = 2363\ mm$$

با استفاده از رابطه دقیق:

$$\left.\begin{array}{c} c = Min\left(62.5, \dfrac{43.75 + 25}{2}\right) = 34.375\ mm \\ Ktr = \dfrac{40A_v}{sn} = 0 \end{array}\right\} \rightarrow \left(\frac{c + ktr}{d}\right) = \frac{34.375}{25} = 1.375 < 2.5$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{c+ktr}{d}\right)} \times d = \frac{400 \times 1.3 \times 1}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25}(1.375)} \times d = 68.76 \times d = 1719\ mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبه طول مهار میلگردهای تقویتی در داخل تیر

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:

$$\left.\begin{array}{c} 43.75 > 25 \\ \frac{A_v}{s} = 1.57mm > \left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} \\ Bar\ size = 25mm > 19mm \end{array}\right\} l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e}{1.7\lambda\sqrt{f_c'}} \times d = \frac{400 \times 1.3 \times 1}{1.7 \times 1 \times \sqrt{25}} \times d = 61.17 \times d = 1529\ mm$$

با استفاده از رابطه دقیق:

$$\left.\begin{array}{l} c = Min\left(62.5, \frac{43.75 + 25}{2}\right) = 34.375\ mm \\ Ktr = \frac{40A_v}{sn} = \frac{40 \times 2 \times (\pi \times 5^2)}{100 \times 3} = 20.93 \end{array}\right\} \rightarrow \left(\frac{c + ktr}{d}\right) = 2.21 < 2.5$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{c+ktr}{d}\right)} \times d = \frac{400 \times 1.3 \times 1}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25}(2.21)} \times d = 42 \times d = 1068\ mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۷-طول مهار میلگردهای فشاری

25.4.9 *Development of deformed bars and deformed wires in compression*

25.4.9.1 Development length ℓ_{dc} for deformed bars and deformed wires in compression shall be the greater of (a) and (b)

(a) Length calculated in accordance with 25.4.9.2
(b) 200 mm

25.4.9.2 ℓ_{dc} shall be the greater of (a) and (b), using the modification factors of 25.4.9.3:

(a) $\left(\dfrac{0.24 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b$

(b) $0.043 f_y \psi_r d_b$

25.4.9.3 For the calculation of ℓ_{dc}, modification factors shall be in accordance with Table 25.4.9.3, except ψ_r shall be permitted to be taken as 1.0.

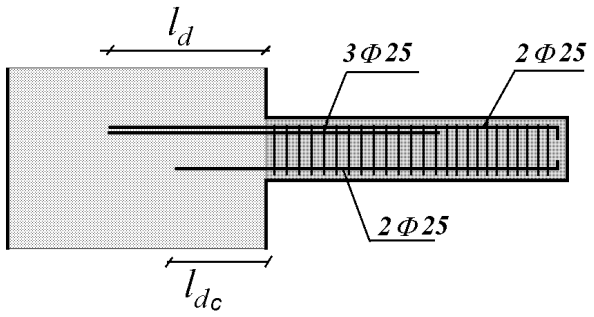
Table 25.4.9.3—Modification factors for deformed bars and wires in compression

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Lightweight concrete, if f_{ct} is specified	In accordance with 19.2.4.3
	Normalweight concrete	1.0
Confining reinforcement ψ_r	Reinforcement enclosed within (1), (2), (3), or (4): (1) a spiral (2) a circular continuously wound tie with $d_b \geq 6$ mm and pitch 100 mm (3) No. 13 bar or MD130 wire ties in accordance with 25.7.2 spaced ≤ 100 mm on center (4) hoops in accordance with 25.7.4 spaced ≤ 100 mm on center	0.75
	Other	1.0

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

طول مهاری لازم برای میلگردهای فشاری در پایین تیر زیر را در داخل دیوار تعیین کنید.

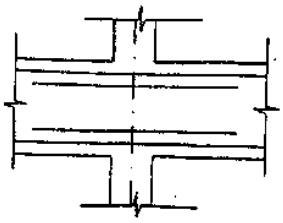
b	400	mm
h	600	mm



$$l_{dc} = Max\left(200\ mm, \frac{0.24\Psi_r F_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} d_b, 0043\Psi_r F_y d_b\right)$$
$$= Max\left(200\ mm, \frac{0.24 \times 1 \times 400}{\sqrt{25}} d_b, 0.0043 \times 1 \times 400 \times d_b\right) = 19.2d_b = 480\ mm$$

نظارت ۱۳۸۳

۴۳- در یک اتصال میانی تیر به ستون میلگردهای تقویتی از (۴Φ۱۸(۱۰/ ۱۶ cm^2) به (۳Φ۲۲(۱۱/۴ cm^2) تغییر داده می‌شوند کدام‌یک از جملات زیر در مورد طول میلگرد تقویتی صحیح است؟



۱) تغییر قطر و تعداد میلگردها تأثیری در طول میلگرد نخواهد داشت.

۲) با توجه به کاهش تعداد میلگرد تقویتی، طول میلگرد کاهش می‌یابد.

۳) با توجه به افزایش قطر میلگردها، احتمال افزایش طول میلگردها وجود دارد.

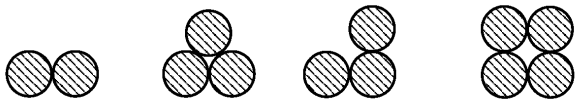
۴) با توجه به افزایش سطح مقطع میلگرد کار گذاشته شده، طول میلگرد کاهش می‌یابد.

گزینه ۳

طول مهار میلگردها با افزایش قطر آنها افزایش می یابد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۷-۱- طول مهار گروه میلگرد



CHAPTER 25—REINFORCEMENT DETAILS

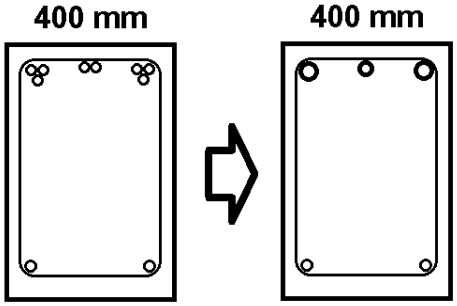
25.6—Bundled reinforcement

25.6.1.5 Development length for individual bars within a bundle, in tension or compression, shall be that of the individual bar, increased 20 percent for a three-bar bundle, and 33 percent for a four-bar bundle.

25.6.1.6 A unit of bundled bars shall be treated as a single bar with an area equivalent to that of the bundle and a centroid coinciding with that of the bundle. The diameter of the equivalent bar shall be used for d_b in (a) through (e):

(a) Spacing limitations based on d_b
(b) Cover requirements based on d_b
(c) Spacing and cover values in 25.4.2.2
(d) Confinement term in 25.4.2.3
(e) ψ_e factor in 25.4.2.4

مثال: در صورتی که میلگردهای فوقانی به صورت گروه میلگرد ۲تایی و ۳ تایی مطابق شکل قرار گیرند، طول مهاری لازم برای گروه میلگردهای فوقانی در داخل دیوار با استفاده از رابطه دقیق محاسبه کنید. قطر میلگردها برابر 25mm منظور شود.



قطر معادل میلگرد ۲تایی = 35.35 mm
قطر معادل میلگرد ۳تایی = 43.3 mm

محاسبه طول مهار میلگردهای سه تایی (در داخل دیوار)

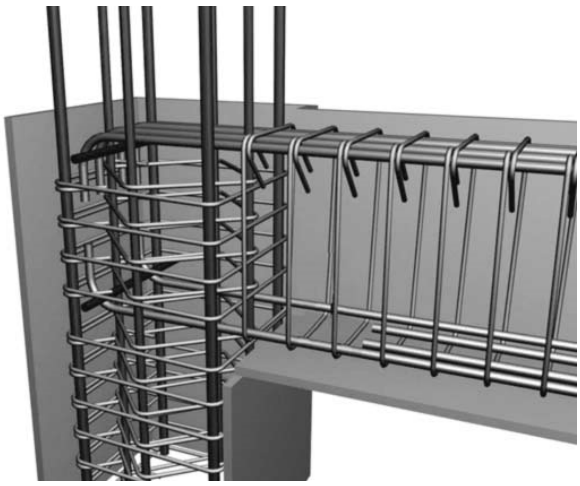
$$c = Min\left(50 + \frac{43.3}{2} = 71.65\ ,\quad \frac{400 - 2\times 71.65}{4} = 64.175\right) = 64.175\ mm \Big\} \rightarrow \left(\frac{64.175}{43.3}\right) = 1.48 < 2.5$$

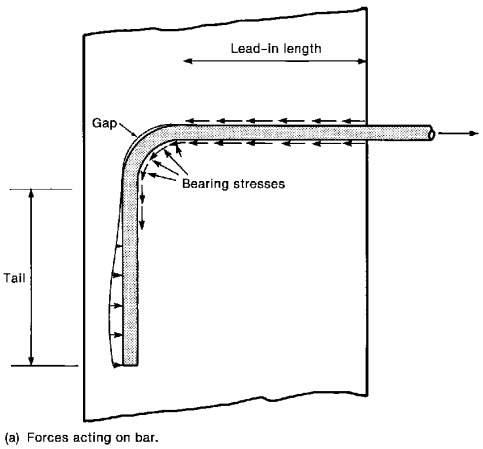
$$Ktr = 0$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{c+ktr}{d}\right)} \times (1.2d) = \frac{400 \times 1.3 \times 1}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25}(1.48)} \times (1.2 * 25) = 76.65 \times d = 1916\ mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۷-۲- قلاب انتهای میلگرد



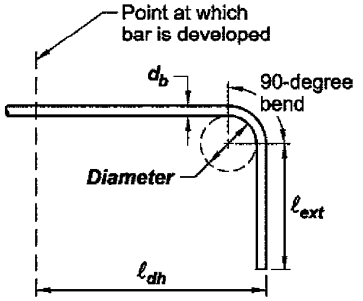
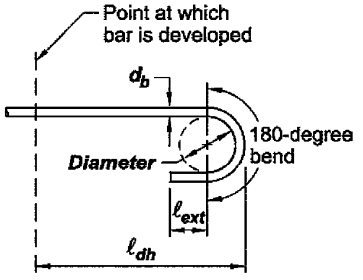


(a) Forces acting on bar.

25.3—Standard hooks, seismic hooks, crossties, and minimum inside bend diameters

25.3.1 Standard hooks for the development of deformed bars in tension shall conform to Table 25.3.1.

Table 25.3.1—Standard hook geometry for development of deformed bars in tension

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, mm	Straight extension[1] ℓ_{ext}, mm	Type of standard hook
90-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 and No. 57	$10d_b$		
180-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	Greater of $4d_b$ and 65 mm	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 and No. 57	$10d_b$		

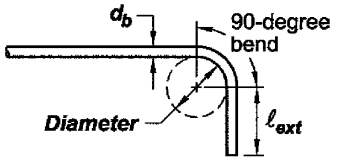
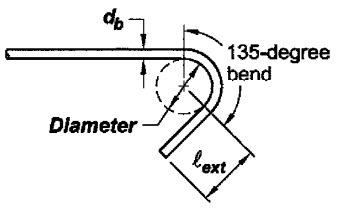
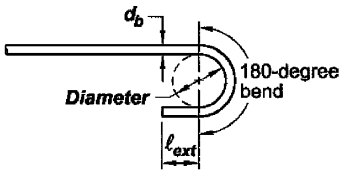
[1]A standard hook for deformed bars in tension includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

ضوابط قلاب انتهایی برای خاموت ها:

25.3.2 Minimum inside bend diameters for bars used as transverse reinforcement and standard hooks for bars used to anchor stirrups, ties, hoops, and spirals shall conform to Table 25.3.2. Standard hooks shall enclose longitudinal reinforcement.

Table 25.3.2—Minimum inside bend diameters and standard hook geometry for stirrups, ties, and hoops

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, mm	Straight extension[1] ℓ_{ext}, mm	Type of standard hook
90-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $6d_b$ and 75 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
135-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $6d_b$ and 75 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$		
180-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $4d_b$ and 65 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$		

[1]A standard hook for stirrups, ties, and hoops includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

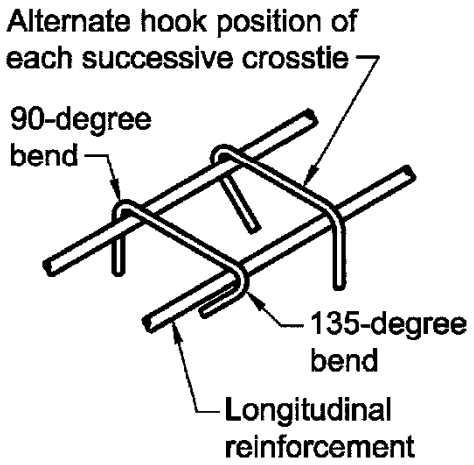
25.3.4 Seismic hooks used to anchor stirrups, ties, hoops, and crossties shall be in accordance with (a) and (b):

(a) Minimum bend of 90 degrees for circular hoops and 135 degrees for all other hoops
(b) Hook shall engage longitudinal reinforcement and the extension shall project into the interior of the stirrup or hoop

25.3.5 Crossties shall be in accordance with (a) through (e):

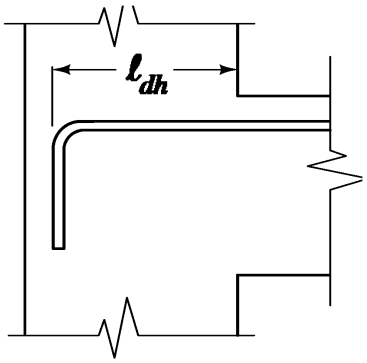
to Table 25.3.2. Standard hooks shall enclose longitudinal reinforcement.

(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



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۷-۳- طول مهار میلگردهای کششی با قلاب



25.4.3 *Development of standard hooks in tension*

25.4.3.1 Development length ℓ_{dh} for deformed bars in tension terminating in a standard hook shall be the greater of (a) through (c):

(a) $\left(\dfrac{0.24 f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b$ with ψ_e, ψ_c, ψ_r, and λ given in 25.4.3.2.

(b) $8d_b$

(c) 150 mm

25.4.3.2 For the calculation of ℓ_{dh}, modification factors shall be in accordance with Table 25.4.3.2. Factors ψ_c and ψ_r shall be permitted to be taken as 1.0. At discontinuous ends of members, 25.4.3.3 shall apply.

Table 25.4.3.2—Modification factors for development of hooked bars in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Cover ψ_c	For No. 36 bar and smaller hooks with side cover (normal to plane of hook) ≥ 65 mm and for 90-degree hook with cover on bar extension beyond hook ≥ 50 mm	0.7
	Other	1.0
Confining reinforcement ψ_r[2]	For 90-degree hooks of No. 36 and smaller bars (1) enclosed along ℓ_{dh} within ties or stirrups[1] perpendicular to ℓ_{dh} at $s \le 3d_b$, or (2) enclosed along the bar extension beyond hook including the bend within ties or stirrups[1] perpendicular to ℓ_{ext} at $s \le 3d_b$	0.8
	For 180-degree hooks of No. 36 and smaller bars enclosed along ℓ_{dh} within ties or stirrups[1] perpendicular to ℓ_{dh} at $s \le 3d_b$	
	Other	1.0

[1]The first tie or stirrup shall enclose the bent portion of the hook within $2d_b$ of the outside of the bend.

[2]d_b is the nominal diameter of the hooked bar.

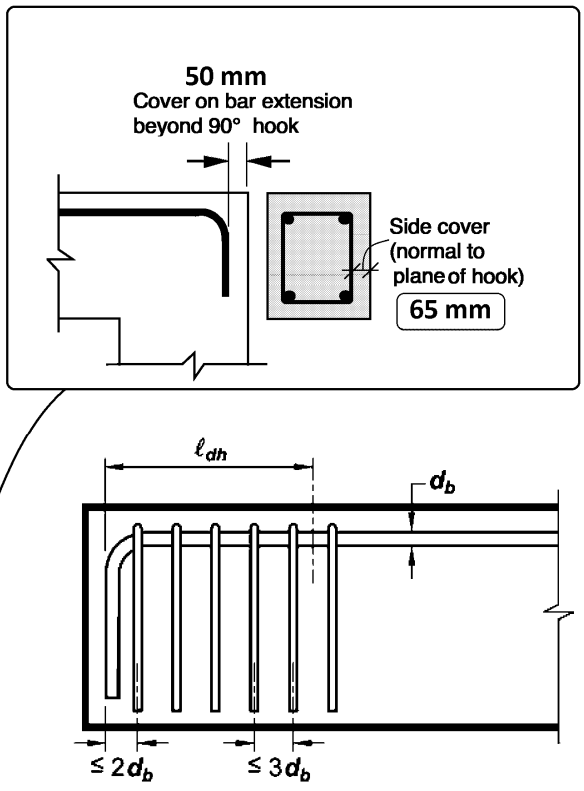


Fig. R25.4.3.2a—*Ties or stirrups placed perpendicular to the bar being developed, spaced along the development length* ℓ_{dh}.

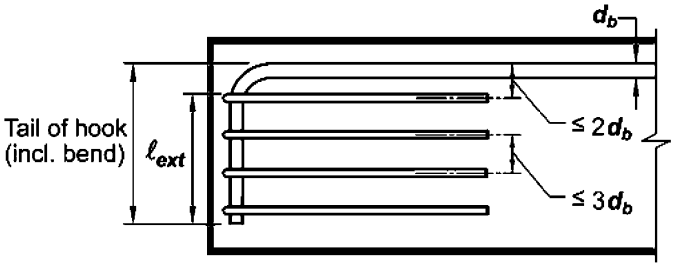
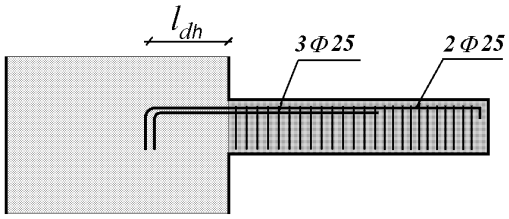


Fig. R25.4.3.2b—*Ties or stirrups placed parallel to the bar being developed, spaced along the length of the tail extension of the hook plus bend.*

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال: در مثال تیر طره، طول مهار میلگردهای طولی در داخل دیوار را با فرض اینکه از قلاب انتهایی ۹۰ درجه استفاده شود، محاسبه نمایید. فرض کنید پوشش جانبی میلگردهای طولی در داخل دیوار برابر 50 mm می باشد.



$$l_{dh} = \frac{0.24 F_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b = \frac{0.24 \times 400 \times 1 \times 1 \times 1}{5} d_b = 19.2 d_b = 480\ mm$$

۷-۴- ضوابط خاموت های اطراف میلگردهای انتهایی در تیرهای طره

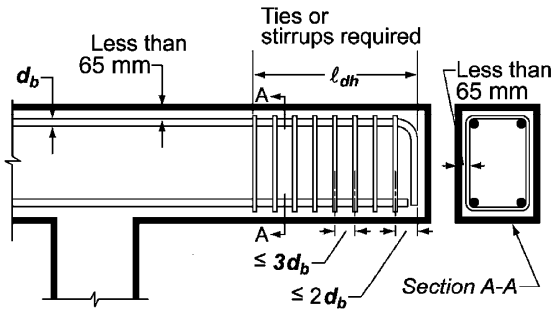
25.4.3.3 For bars being developed by a standard hook at discontinuous ends of members with both side cover and top (or bottom) cover to hook less than 65 mm, (a) through (c) shall be satisfied:

(a) The hook shall be enclosed along ℓ_{dh} within ties or stirrups perpendicular to ℓ_{dh} at $s \le 3d_b$

(b) The first tie or stirrup shall enclose the bent portion of the hook within $2d_b$ of the outside of the bend

(c) ψ_r shall be taken as 1.0 in calculating ℓ_{dh} in accordance with 25.4.3.1(a)

where d_b is the nominal diameter of the hooked bar.



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات-۹۱

۶- ستونی به ابعاد 40×40 cm در مرکز یک پی منفرد به ابعاد 180×180×50 cm قرار دارد. در قسمت تحتانی پی از 10Φ25 در هر جهت استفاده شده است. در صورتی که پوشش بتن برابر 6 cm و رده بتن C25 و رده فولاد S400 باشد، از نظرطول مهاری گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

۱) آرماتورها در مقطع بحرانی حتی با تعبیه قلاب استاندارد انتهایی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند.

۲) در صورت وجود آرماتور فوقانی، آرماتورهای تحتانی با وجود قلاب استاندارد انتهایی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند.

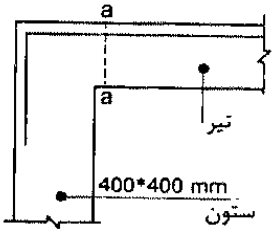
۳) آرماتورها در مقطع بحرانی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند، مگر آنکه قلاب استاندارد انتهایی داشته باشند.

۴) آرماتورها در مقطع بحرانی می‌توانند بدون قلاب استاندارد انتهایی به حد جاری شدن برسند.

گزینه ۳

محاسبات ۹۵

۲۹- میلگردهای کششی اندود نشده لنگر خمشی منفی انتهای تیر بتنی درجا در یک ساختمان با شکل‌پذیری زیاد با استفاده از قلاب 90° استاندارد در داخل ستونی به ابعاد مقطع 400 mm ×400 مهار شده است. در صورتی‌که پوشش روی میلگرد قلاب‌شده برابر 50 میلی‌متر باشد، حداکثر قطر میلگرد قابل استفاده برای اینکه در مقطع a – a تنش در میلگرد بتواند به حد جاری شدن برسد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (نوع فولاد S340، نوع بتن C25 و بتن از نوع معمولی می‌باشد)



۱) 25 میلی‌متر

۲) 20 میلی‌متر

۳) 18 میلی‌متر

۴) 16 میلی‌متر

گزینه ۲

$$l_{dh}=\frac{0.24F_y\Psi_e\Psi_c\Psi_r}{\lambda\sqrt{f'_c}}d_b=\frac{0.24\times340\times1\times1\times1}{1\times\sqrt{25}}d_b<350^{mm}\quad\rightarrow\quad d_b<21.44\,mm$$

تمرین: محاسبات ۸۶

۳۸- برای آنکه بتوان میلگردهای Φ28 یک تیر را در یک ستون کناری مهار نمود، حداقل بعد ستون به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ حداکثر پوشش همه جانبه روی میلگردهای Φ28، 5cm، میلگرد از نوع S400 و بتن از رده C25 فرض شود. (میلگردها بدون اندود اپوکسی هستند).

۱) 45 ۲) 55

۳) 65 ۴) 75

طول مهار لازم برای میلگرد برابر است با:

$$l_{dh}=\frac{0.24F_y\Psi_e\Psi_c\Psi_r}{\lambda\sqrt{f'_c}}d_b=\frac{0.24\times400\times1\times1\times1}{1\times\sqrt{25}}\times28=537\,mm$$

بنابراین حداقل بعد ستون لازم برابر است با:

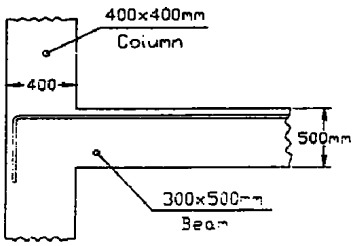
$$537+50=587\,mm$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

تمرین: محاسبات ۸۹

۳۳- حداکثر قطر آرماتوری که می‌توان بعنوان آرماتور ممان منفی تیر استفاده نمود و آن آرماتور بتواند به حد تسلیم خود برسد، چقدر است؟ (پوشش بتن روی آرماتور = ۵ cm ، f_c =۲۵ MPa , f_y =۳۰۰MPa و میلگرد بدون اندود)

۱) ۲۲ mm
۲) ۲۵ mm
۳) ۲۰ mm
۴) ۱۸ mm



گزینه ۱

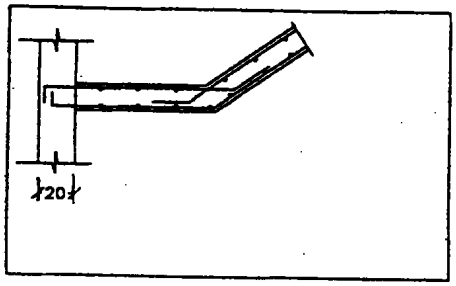
$$l_{dh}=\frac{0.24F_y\Psi_e\Psi_c\Psi_r}{\lambda\sqrt{f_c'}}d_b=\frac{0.24\times300\times1\times1\times1}{1\times\sqrt{25}}\times d_b<(400-50)\quad\rightarrow\quad d_b<24.3\,mm$$

تمرین: محاسبات ۸۴- پایه ۳

۴۱- رمپ پله در پاگرد خود به یک دیوار برشی به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر متصل است، در صورتی‌که در انتهای قلاب میلگردهای پله ۲۰ سانتی‌متر پوشش بتنی باقی بماند، حداکثر قطر این میلگردها چه اندازه می‌تواند باشد؟

$f_c=۲۰۰\,kg/cm^2$ $f_y=۳۰۰۰\,kg/cm^2$

۱) $\bar{\phi}$۱۴
۲) $\bar{\phi}$۱۲
۳) $\bar{\phi}$۱۰
۴) $\bar{\phi}$۸



گزینه ۳

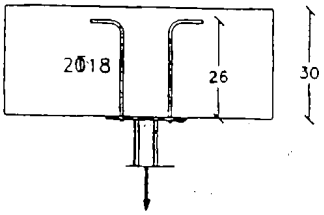
$$l_{dh}=\frac{0.24F_y\Psi_e\Psi_c\Psi_r}{\lambda\sqrt{f_c'}}d_b=\frac{0.24\times300\times1\times1\times1}{1\times\sqrt{20}}\times d_b<(200-20)\quad\rightarrow\quad d_b<11.18\,mm$$

تمرین: محاسبات ۸۴- پایه ۲

۳۹- از دو میلگرد $\bar{\phi}$۱۸ برای انتقال بار کششی به یک عضو بتن آرمه استفاده می‌شود. در صورتی‌که از قلاب استاندارد ۹۰ درجه در انتها استفاده شود، با توجه به ابعاد نشان داده شده در شکل، حداکثر نیروی کششی نهائی قابل اعمال چقدر خواهد بود؟

$f_c=۲۰۰\,kg/cm^2$ $f_y=۴۰۰۰\,kg/cm^2$

۱) ۲۰/۳T
۲) ۱۸/۳T
۳) ۱۲/۸T
۴) ۱۰/۲T



$$l_{dh}=\frac{0.24F_y\Psi_e\Psi_c\Psi_r}{\lambda\sqrt{f_c'}}d_b=\frac{0.24\times400\times1\times1\times1}{1\times\sqrt{20}}\times18=386\,mm$$

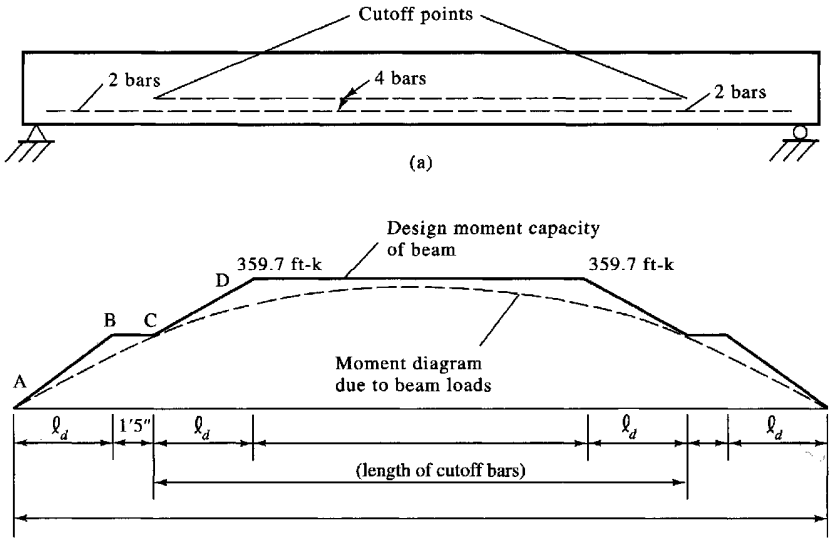
طول مهار مهیا شده $=260\,mm$

$$\text{نیروی مجاز}=\left(\frac{260}{386}\right)\times A_sF_y$$

$$=\left(\frac{260}{386}\right)\times(2\pi\times9^2)\times400=137\,kN$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۷-۵- نقطه قطع تئوریک و عملی میلگردهای خمشی



9.7.3 *Flexural reinforcement in nonprestressed beams*

9.7.3.3 Reinforcement shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist flexure for a distance equal to the greater of d and $12d_b$, except at supports of simply-supported spans and at free ends of cantilevers.

9.7.3.4 Continuing flexural tension reinforcement shall have an embedment length at least ℓ_d beyond the point where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure.

9.7.3.8.4 At least one-third of the negative moment reinforcement at a support shall have an embedment length beyond the point of inflection at least the greatest of d, $12d_b$, and $\ell_n/16$.

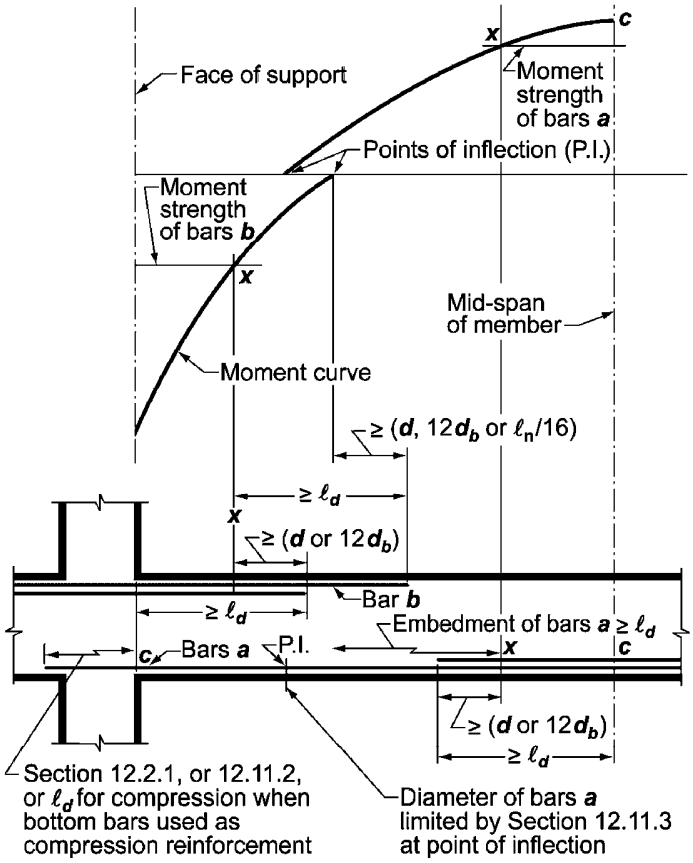
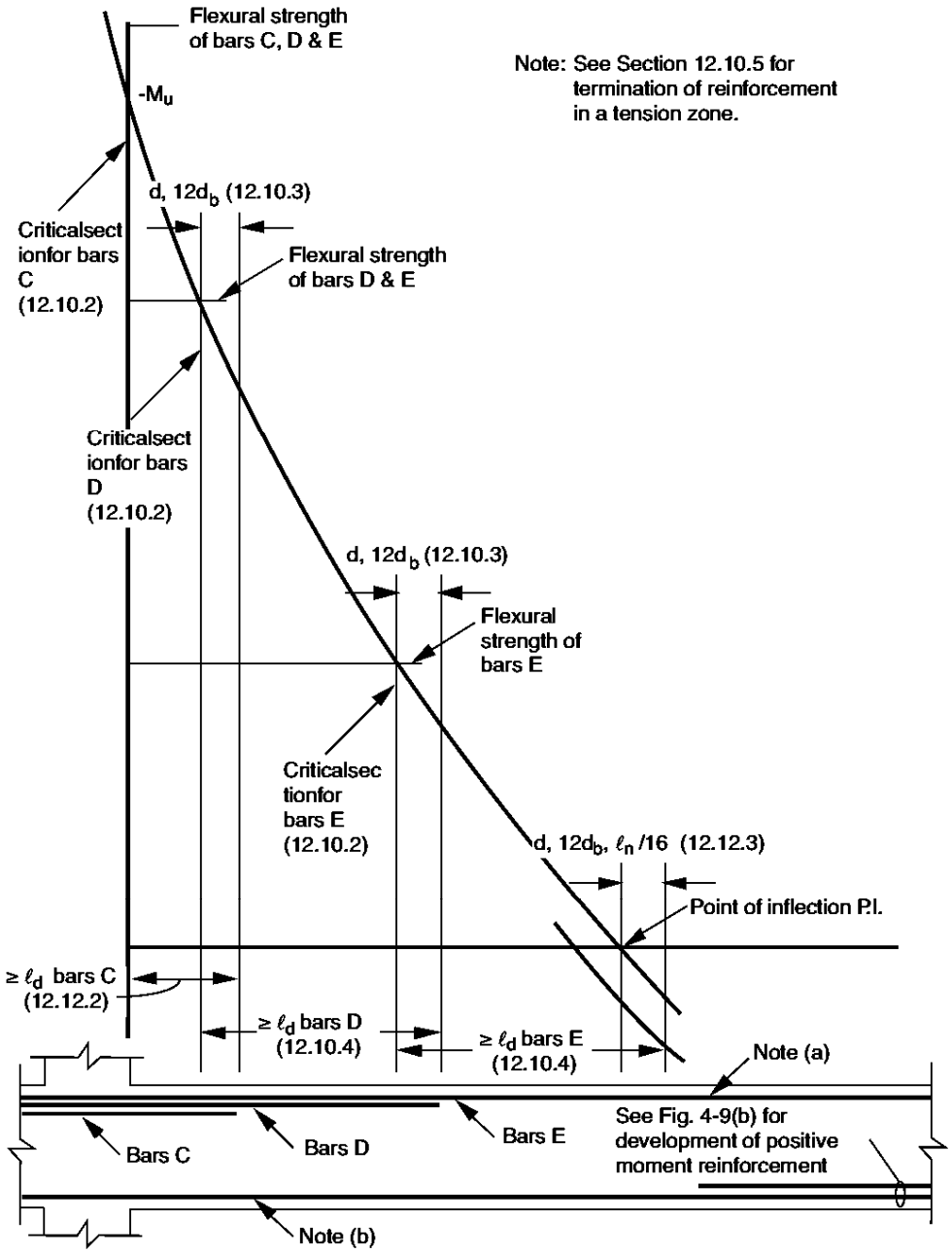


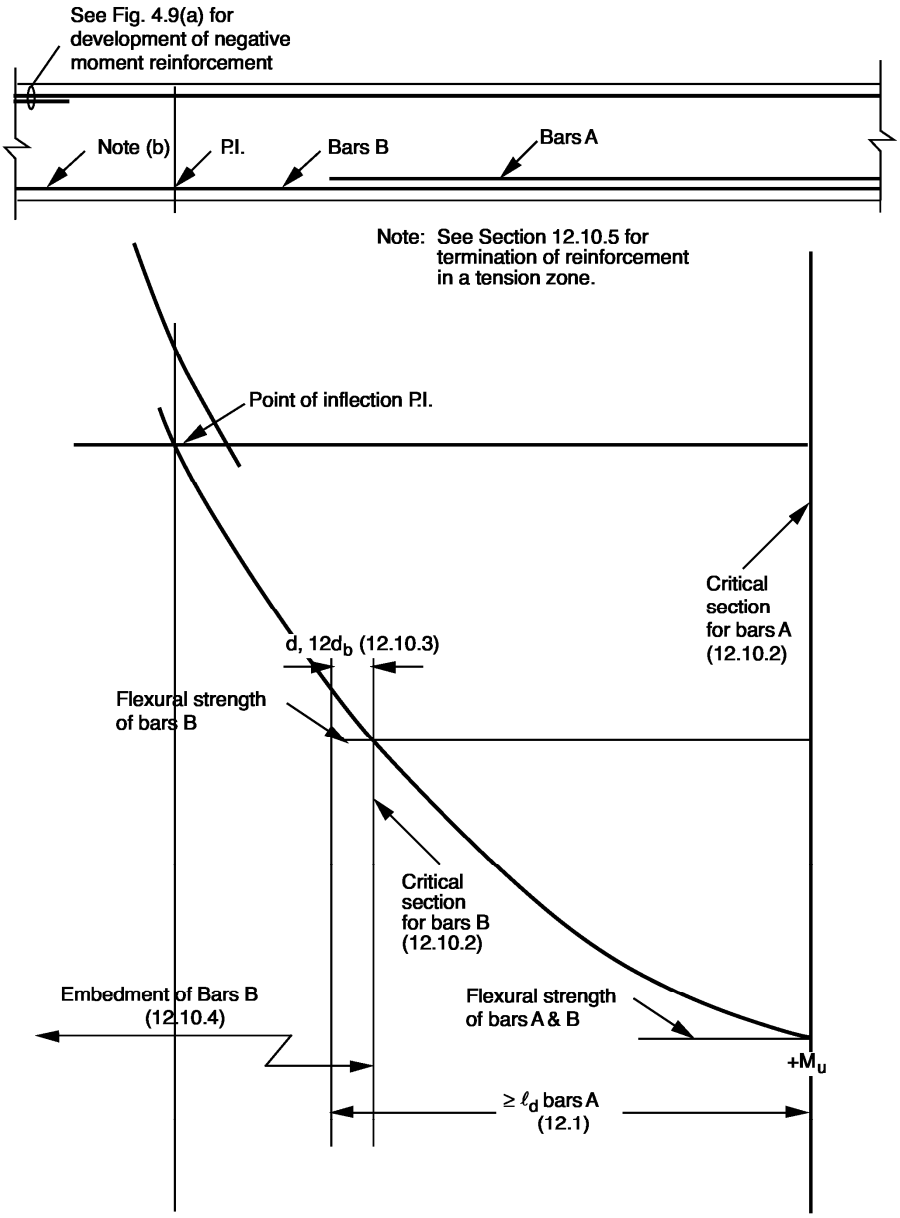
Fig. R12.10.2—Development of flexural reinforcement in a typical continuous beam.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.



Note (a): Portion of total negative reinforcement $\left(A_s^-\right)$ must be continuous (or spliced with a Class B splice or a mechanical or welded splice satisfying 12.14.3) along full length of perimeter beams (7.13.2.2).

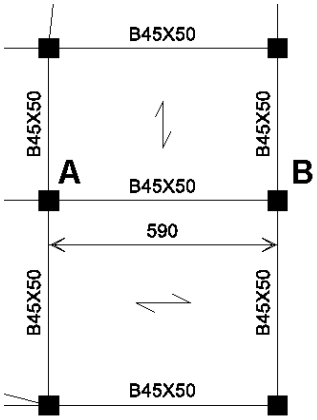
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

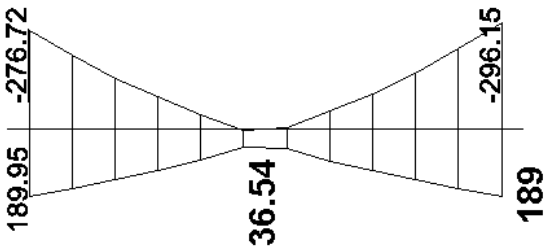


Note (b): Portion of total positive reinforcement $\left(A_s^+\right)$ must be continuous (or spliced with a Class B splice or a mechanical or welded splice satisfying 12.14.3) along full length of perimeter beams and of beams without closed stirrups (7.13.2.2). See also 7.13.2.4.

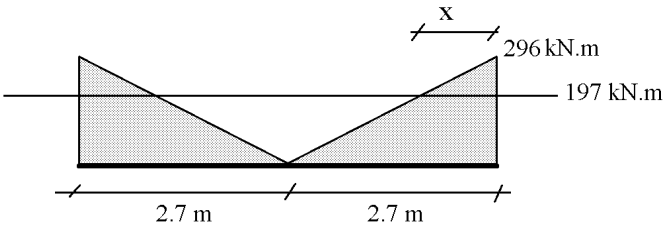
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال: در تیر AB در شکل زیر، با فرض اینکه تقریبا یک سوم میلگردهای طولی فوقانی قطع شوند، محل قطع میلگردها را شخص نمایید. شکل سمت راست پوش دیاگرام لنگر تیر را نشان می دهد. بعد ستونها 500 mm فرض شود. فرض کنید قطر میلگردهای طولی تیر φ22 و عمق موثر تیر 440 mm می باشد. همچنین فرض کنید طول مهار میلگردها برابر 1100 mm باشد.





فرض کنید مقاومت خمشی میلگردهای سراسری فوقانی برابر $\frac{2}{3} \times 296 = 197\ kN.m$ باشد.



$$x = \frac{296 - 197}{296} \times 2.7^{m} = 0.9\ m$$

محل قطع میلگرد تقویت از بر ستون برابر است با:

$$\text{میلگرد تقویتی از بر ستون} = Min\begin{Bmatrix} x + Max\begin{Bmatrix} 12d_b \\ d \end{Bmatrix} \\ l_d \end{Bmatrix} = Min\begin{Bmatrix} 900 + Max\begin{Bmatrix} 12 \times 22 \\ 440 \end{Bmatrix} \\ 1100 \end{Bmatrix} = 1340\ mm$$

۷-۶- قطع میلگردها در ناحیه کششی

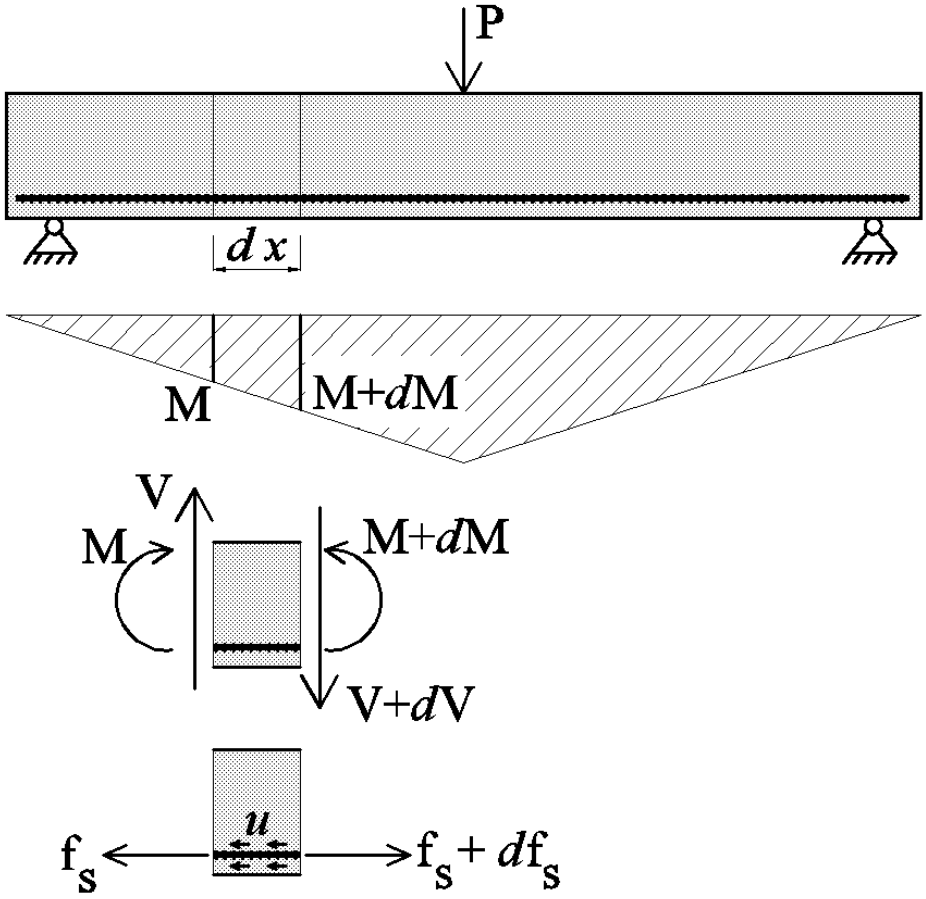
9.7.3.5 Flexural tension reinforcement shall not be terminated in a tension zone unless (a), (b), or (c) is satisfied:

(a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ at the cutoff point
(b) For No. 36 bars and smaller, continuing reinforcement provides double the area required for flexure at the cutoff point and $V_u \leq (3/4)\phi V_n$
(c) Stirrup or hoop area in excess of that required for shear and torsion is provided along each terminated bar or wire over a distance $3/4d$ from the termination point. Excess stirrup or hoop area shall be at least $0.41 b_w s/f_{yt}$. Spacing s shall not exceed $d/(8\beta_b)$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۷-۷- پیوستگی خمشی

تیر زیر تحت اثر بار متمرکز در وسط قرار دارد. دیاگرام لنگر خمشی تیر در زیر رسم شده است. در طول dx مقدار لنگر تغییر می کند به طوریکه در سمت راست آن مقدار لنگر M+dM و در سمت چپ آن برابر M می باشد.

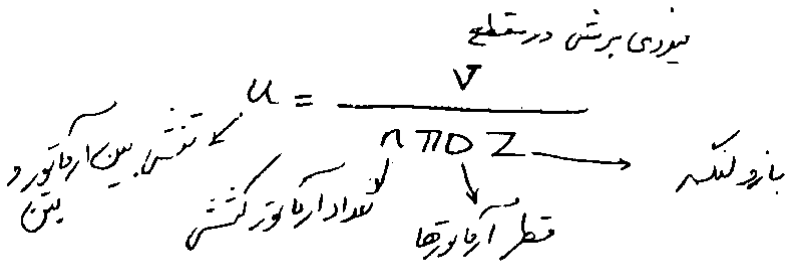


$$u \times (\pi D \times dx) = df_s$$

$$u \times (\pi D \times dx) = \frac{dM}{Z}$$

$$u = \frac{1}{\pi DZ}\frac{dM}{dx}$$

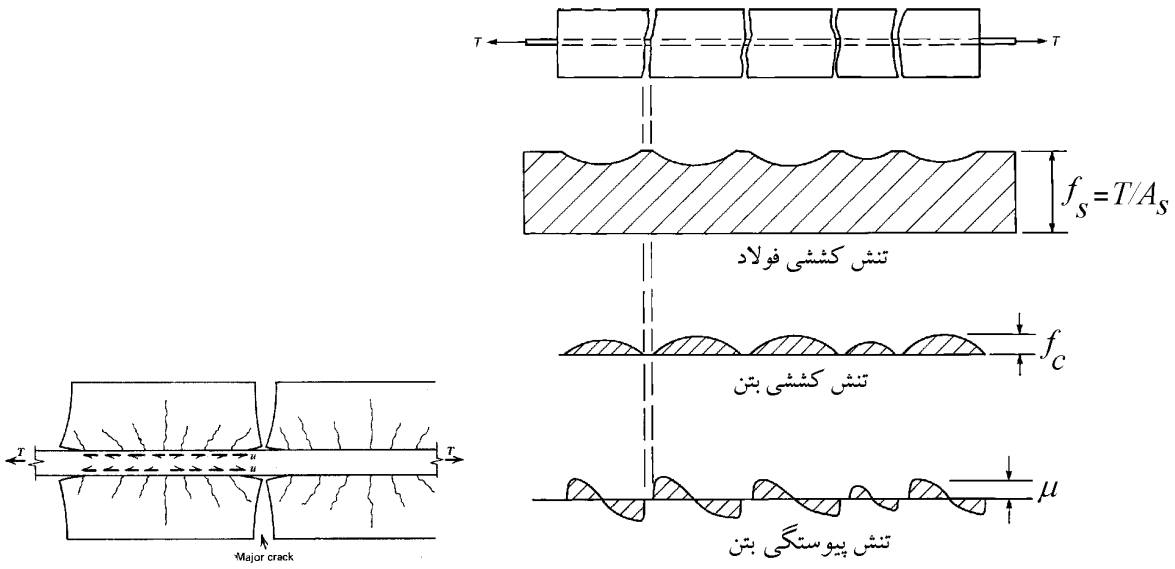
$$u = \frac{1}{\pi DZ}V$$

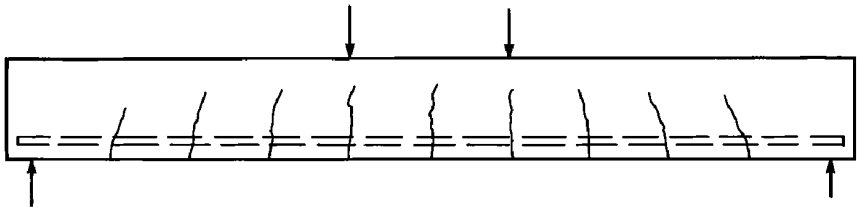


رابطه فوق تنش پیوستگی (چسبندگی) بین فولاد و بتن را در اعضای تحت خمش (تیرها) نشان می دهد.

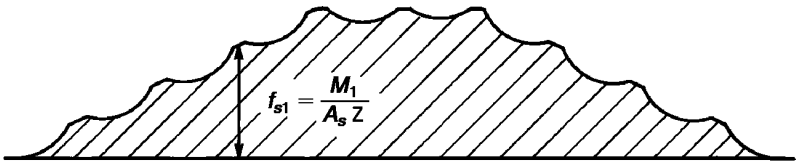
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۷-۸- تاثیر ترک ها بر تنشهای فولاد و بتن



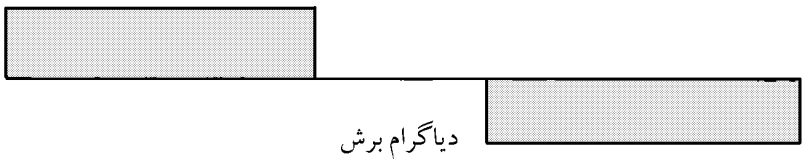


دیاگرام لنگر

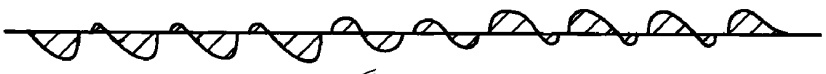


تنش کششی فولاد

تنش کششی بتن



دیاگرام برش



تنش پیوستگی بتن

نکته: وجود بتن کششی بین دو ترک خمشی تیر باعث می شود

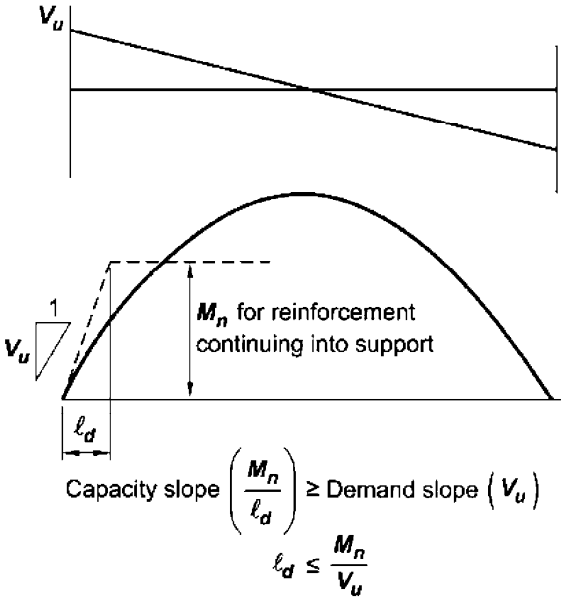
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۷-۹- نحوه منظور کردن پیوستگی خمشی در آیین نامه

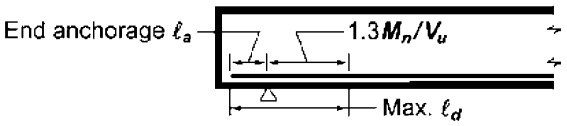
9.7.3.8.3 At simple supports and points of inflection, d_b for positive moment tension reinforcement shall be limited such that ℓ for that reinforcement satisfies (a) or (b). If reinforcement terminates beyond the centerline of supports by a standard hook or a mechanical anchorage at least equivalent to a standard hook, (a) or (b) need not be satisfied.

(a) $\ell_d \le (1.3M_n/V_u + \ell_a)$ if end of reinforcement is confined by a compressive reaction
(b) $\ell_d \le (M_n/V_u + \ell_a)$ if end of reinforcement is not confined by a compressive reaction

M_n is calculated assuming all reinforcement at the section is stressed to f_y, and V_u is calculated at the section. At a support, ℓ_a is the embedment length beyond the center of the support. At a point of inflection, ℓ_a is the embedment length beyond the point of inflection limited to the greater of d and $12d_b$.

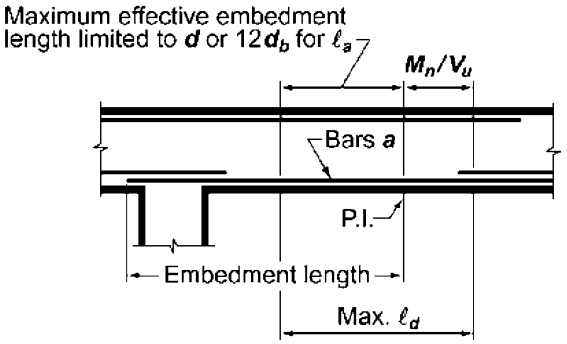


(a) Positive M_u Diagram



Note: The 1.3 factor is applicable only if the reaction confines the ends of the reinforcement.

(b) Maximum ℓ_d at simple support



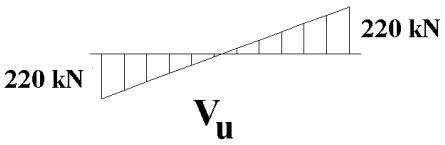
(c) Maximum ℓ_d for bars "a" at point of inflection

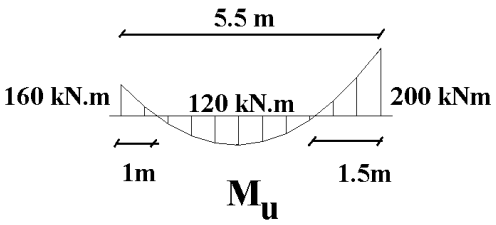
***Fig. R9.7.3.8.3**—Determination of maximum bar size according to 9.7.3.8.3.*

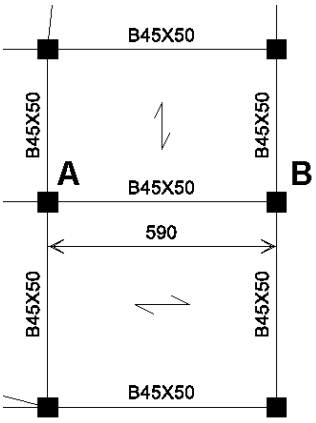
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال: دیاگرام لنگر خمشی و برشی تیر AB تحت اثر ترکیب بار ثقلی در شکل نشان داده شده است.

فرض کنید در محل نقاط عطف، آرماتورهای فوقانی مقطع برای طرح آرماتورهای طولی از $A_s = 3 \times \Phi 22 = 1140\ \text{mm}^2$ استفاده شده است و طول مهار آنها طبق محاسبات انجام شده برابر 1200mm می باشد.







پاسخ:

مقدار نیروی برشی ضریب دار در محل نقطه عطف برابر است با:

$$V_u = 220 \times \frac{1.75}{2.75} = 140\ kN$$

عمق موثر تیر برابر d=500-40-10-11=439mm می باشد.

مقدار la برابر است با:

$$l_a = Max(d, 12d_b) = Max(439, 12 \times 22) = 439mm$$

مقاومت خمشی اسمی مقطع برابر است با:

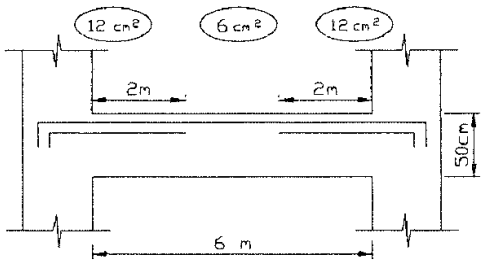
$$Mn = A_s F_y (d - 0.5a) = 1140 \times 400 \times \left(439 - 0.5 \times \frac{1140 \times 400}{450 \times 0.85 \times 25}\right) = 189311529\ N.mm$$

$$l_d = 1200 < \left[\frac{Mn}{V_u} + l_a = \frac{189311529}{140000} + 439 = 1791\ mm\right] \quad OK$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۰

۳۹- نتایج محاسبه مقادیر آرماتور فوقانی یک تیر بتنی در ابتدا، وسط وانتهای تیر به صورت زیر است. چنانچه میزان آرماتور مورد نیاز از وسط تا انتها به صورت خطی فرض شود. مقدار سطح مقطع آرماتورهای سراسری می‌تواند کدامیک از مقادیر زیر اختیار شود. فرض شود از آرماتورهای با قطر کمتر از Φ25 استفاده گردد.



۱) $4\ cm^2$

۲) $7.5\ cm^2$

۳) $6\ cm^2$

۴) $9\ cm^2$

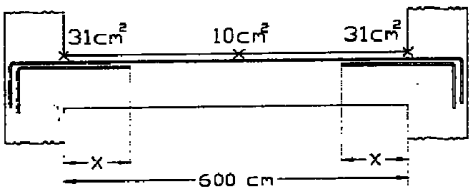
$$6 + 6 \times \frac{(3 - 2 + 0.44)}{3} = 8.88\ cm^2$$

محاسبات ۸۹

۳٤- در طراحی یک تیر بتنی با استفاده از یک نرم افزار مناسب مقادیر سطح مقطع آرماتورهای فوقانی در نقاط ابتـدا، وسط و انتهای تیر به صورت شکل زیر گزارش شده است. فرض کنید توزیع مساحت آرماتورها از نقطه وسط دهانه تا نقاط ابتدا و انتهای تیر خطی بوده و مقادیر حداقل‌ها و حداکثر در مساحت‌های گزارش شده لحاظ شده است. چنانچـه مساحت آرماتورهای سراسری برابر $۱۷cm^۲$ اختیار شود. طول صحیح آرماتورهای اضـافی (تقـویتی) در نقـاط ابتـدا و انتهای تیر (x) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

ارتفاع مؤثر مقطع تیر ٤۰cm و قطر آرماتورهای مصرفی کمتر از ۲۵mm می‌باشد.

$A_s=۱۷cm^۲$ سراسری و $A_s=۱٤cm^۲$ تقویتی



۱) X= ۱۵۰cm

۲) X= ۲۰۰cm

۳) X= ۲۴۰cm

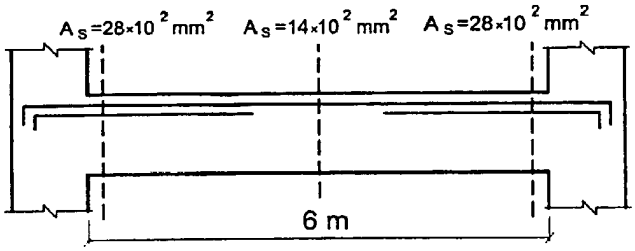
۴) X= ۱۸۰cm

گزینه ۳

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۵

۴۰- در تیربتنی شکل زیر مقدار آرماتور موردنیاز فوقانی با رعایت مقادیر حداقل و حداکثر در سه ایستگاه گزارش شده است. چنانچه توزیع مقدار آرماتورهای موردنیاز در بین هر دو نیمه تیرخطی فرض شود، کدامیک از آرماتورهای زیر برای تهیه کروکی این تیر مناسب‌تر است؟



۱) 4Φ25 برای آرماتورهای سراسری به علاوه 2Φ25 برای آرماتورهای تقویتی
۲) 3Φ25 برای آرماتورهای سراسری به علاوه 3Φ25 برای آرماتورهای تقویتی
۳) 2Φ25 برای آرماتورهای سراسری به علاوه 4Φ25 برای آرماتورهای تقویتی
۴) 3Φ25 برای آرماتورهای سراسری به علاوه 6Φ25 برای آرماتورهای تقویتی

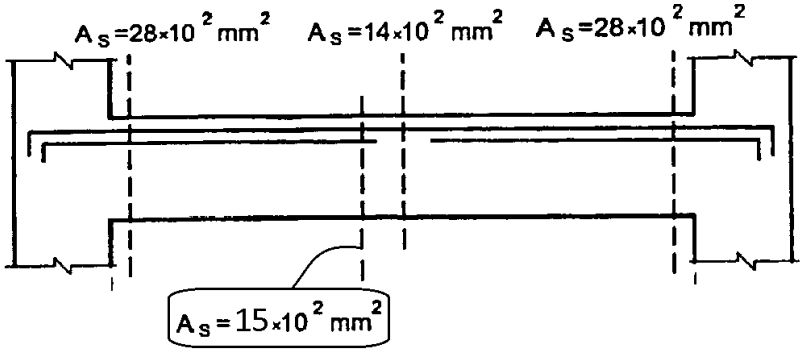
گزینه ۱

باید با حذف گزینه ها پاسخ دهیم:

گزینه ۴: در انتهای تیر $6\varphi25 = 2946\ mm^2$ کفایت می کند. در حالیکه در گزینه ۴ در دو انتها $(3 + 6 = 9)\ \varphi25$ میلگرد منظور شده است که غیر اقتصادی است و بنابراین گزینه ۴ پاسخ نمی باشد.

گزینه ۳: در وسط تیر $3\varphi25 = 1473\ mm^2$ لازم است. در حالیکه در گزینه ۳ برای وسط تیر تنها $2\varphi25$ منظور شده است که کافی نیست و بنابراین گزینه ۳ پاسخ نمی باشد.

گزینه۲: در صورتی که میلگردهای سراسری $3\varphi25 = 1473\ mm^2$ انتخاب شوند، عملا میلگردهای تقویتی باید تا وسط تیر ادامه یابند. به شکل زیر توجه کنید. اگر وسط تیر $1400mm^2$ میلگرد لازم باشد، مسلما اندکی جلوتر $1500mm^2$ لازم خواهد بود. بنابراین میلگردهای تقویتی تا نزدیکی وسط تیر باید ادامه یابند که غیر اقتصادی خواهد بود



بنابراین باید طراح میلگردهای سراسری را کمی بیشتر از مقدار مورد نیاز در وسط تیر منظور کند تا تقویتی ها را بتوان عقب تر قطع کرد.

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۸-وصله میلگردها

۸-۱- انواع وصله

1- Lapped splice
2- Mechanical splice
3- Welded splice
4- End-bearing splice

۹-۲۱-۴ وصله میلگردها

۹-۲۱-۴-۱ ضوابط کلی

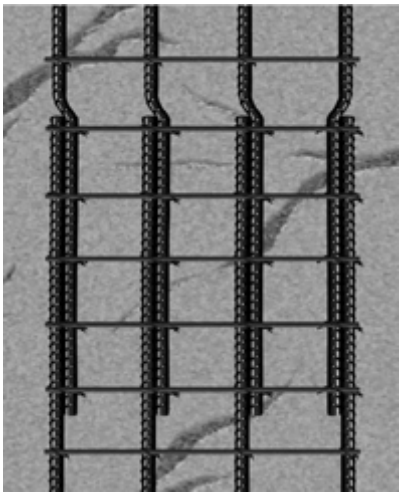
۹-۲۱-۴-۱-۱ وصله میلگردها به یکدیگر به یکی از چهار طریق (الف) تا (ت) این بند و یا ترکیبی از آنها مجاز است:

الف- وصله پوششی: کـه بـا مجـاور هـم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی می‌شود. طـولـی که دو میـلـگرد باید در مـجـاور هم قرار داده شونـد، «طول پوشش» نامیده می‌شود.

ب- وصله جوشی: که با جوش دادن دو میلگرد به یکدیگر انجام می‌شود.

پ- وصله مکانیکی: که با بکارگیری وسایل مکانیکی خاص حاصل می‌شود.

ت- وصله اتکایی: که با بر روی هم قرار دادن دو انتهای میلگردهای فشاری عملی می‌گردد.



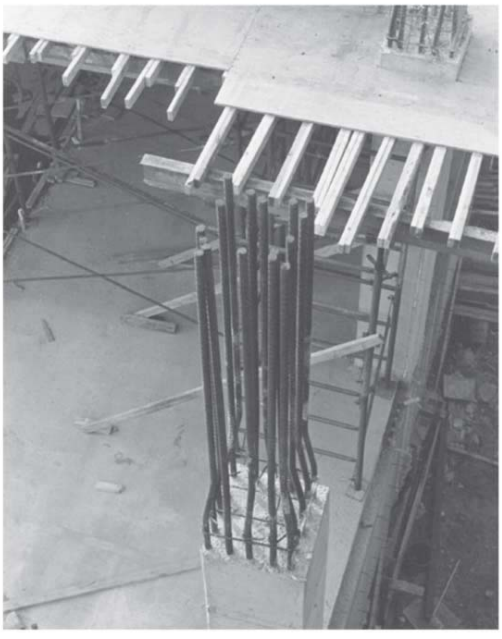


Fig. 11-1
Tied column under construction. (Photograph courtesy of J. G. MacGregor.)

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۸-۲- وصله پوششی میلگرد کششی (Tension lap splice)

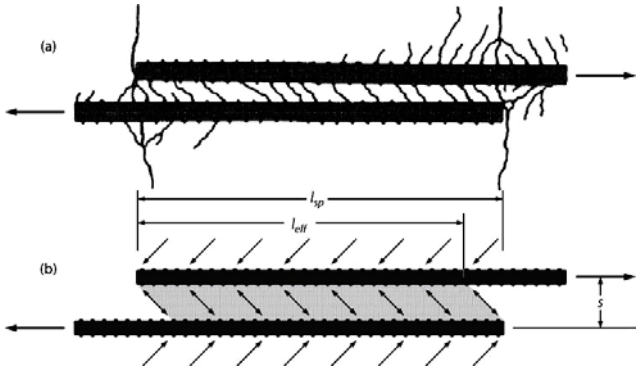
وصله پوششی تماسی

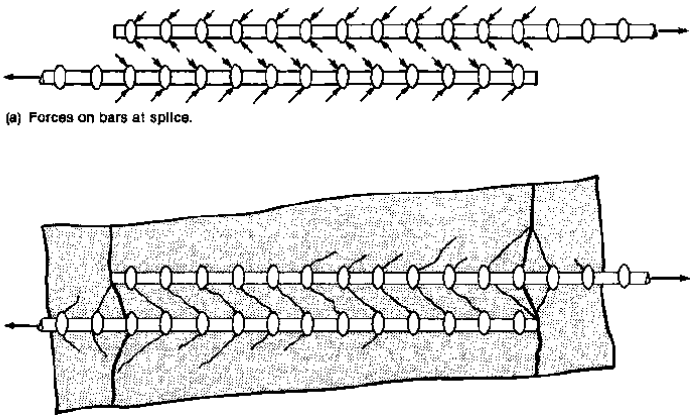
contact lap splices

وصله پوششی غیرتماسی

Noncontact lap splices

نحوه انتقال بار در وصله پوششی به چه صورت می باشد؟





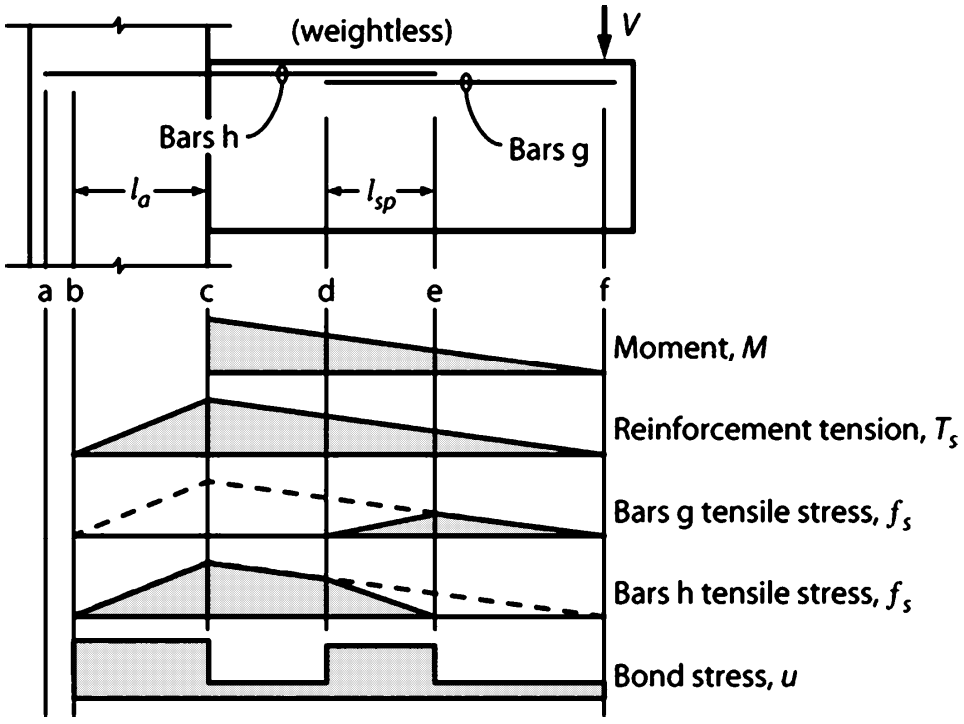
به شکل فوق توجه کنید. در محل وصله نیرو از طریق بتن منتقل می شود. بنابراین در محل وصله تنشهای قابل توجه در بتن ایجاد می شود.

در شکل زیر میلگردهای g توسط وصله پوششی نیرو را به میلگردهای h منتقل می کنند.

نیروی کششی میلگردها (Ts) به صورت خطی افزایش می یابد.

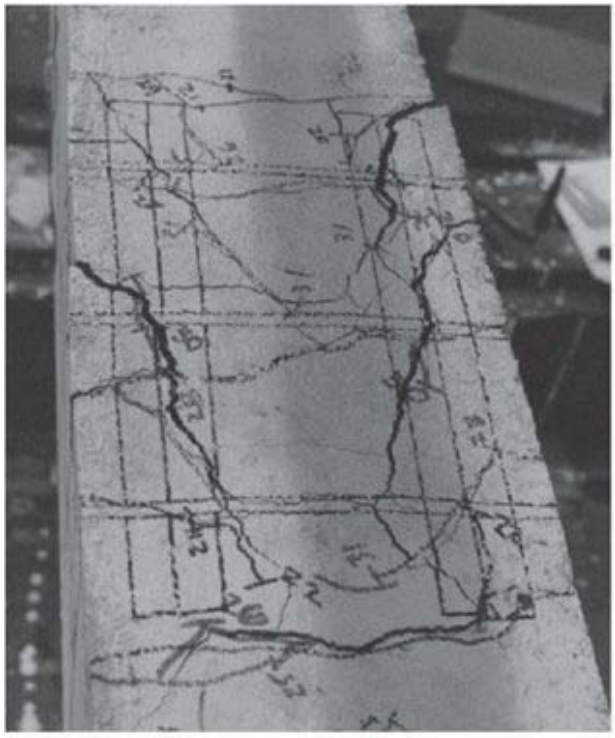
به دیاگرام تنش در میلگردهای g در طول تیر توجه کنید. در ناحیه وصله تنش در میلگردهای g به تدریج کاهش میابد.

- به دیاگرام تنش پیوستگی در بتن توجه نمایید. در ناحیه وصله مقدار bond stress افزایش می یابد.
- در محل مهار میلگرد در داخل ستون نیز تنش پیوستگی افزایش میابد.

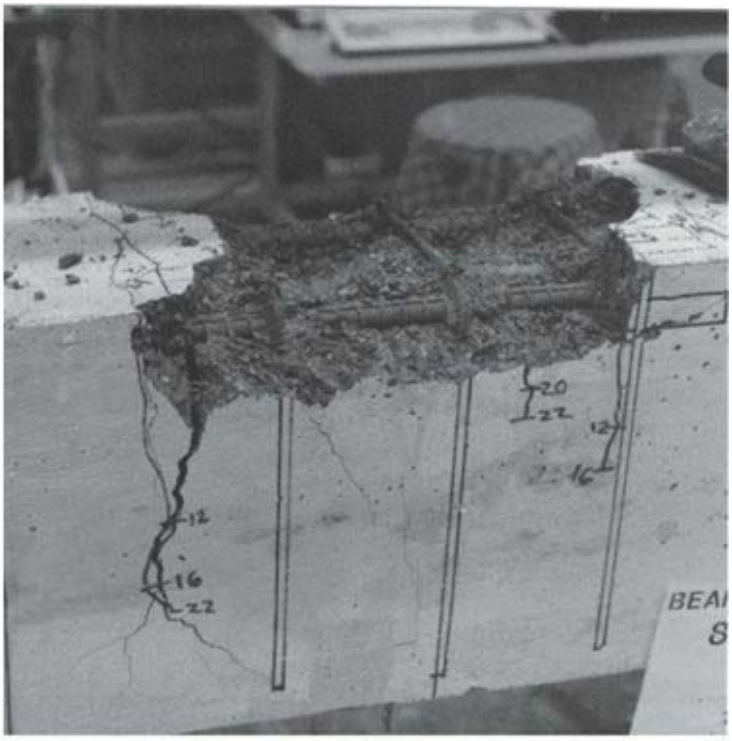


هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

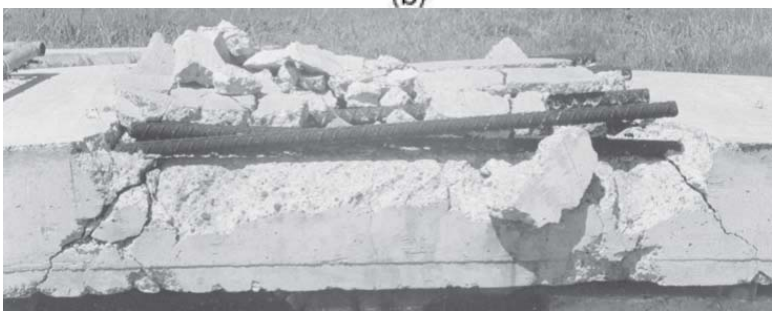
تنشهای پیوستگی در محل وصله می تواند موجب ایجاد ترکهایی در راستای طولی میلگرد ها در محل وصله شود.
در صورتی که تنش ها افزایش یابند ممکن است مانند شکل سمت چپ پوشش بتن از بین برود. در این حالت میلگردهای وصله شونده نسبت به هم خواهند لغزید و امکان انتقال نیرو در محل وصله به صورت کامل وجود نخواهد داشت.



(a)



(b)



تاثیر خاموت ها بر رفتار وصله چیست؟

محدودیت قطر آرماتور در وصله پوششی:

۹-۲۱-۴-۱-۲ وصله پوششی، تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتراز ۳۶ میلیمـتر مـجـاز می‌باشد.

25.5.1.1 Lap splices shall not be permitted for bars larger than No. 36, except as provided in 25.5.5.3.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

حداکثر فاصله عرضی بین دو میلگرد در وصله پوششی "غیر تماسی" چقدر می تواند باشد؟

25.5.1.3 For noncontact splices in flexural members, the transverse center-to-center spacing of spliced bars shall not exceed the lesser of one-fifth the required lap splice length and 150 mm.

R25.5.1.3 If individual bars in noncontact lap splices are too widely spaced, an unreinforced section is created.

فرض کنید در محل وصله میزان میلگرد موجود بیش از مقدار لازم باشد. آیا می توان طول وصله را کمتر از مقدار محاسباتی در نظر گرفت؟

25.5.1.4 Reduction of development length in accordance with 25.4.10.1 is not permitted in calculating lap splice lengths.

25.5.2 *Lap splice lengths of deformed bars and deformed wires in tension*

25.5.2.1 Tension lap splice length ℓ_{st} for deformed bars and deformed wires in tension shall be in accordance with Table 25.5.2.1, where ℓ_d shall be in accordance with 25.4.2.1(a).

Table 25.5.2.1—Lap splice lengths of deformed bars and deformed wires in tension

$A_{s,provided}/A_{s,required}$[1] over length of splice	Maximum percent of A_s spliced within required lap length	Splice type	ℓ_{st}	
≥ 2.0	50	Class A	Greater of:	$1.0\ell_d$ and 300 mm
	100	Class B	Greater of:	$1.3\ell_d$ and 300 mm
< 2.0	All cases	Class B		

[1]Ratio of area of reinforcement provided to area of reinforcement required by analysis at splice location.

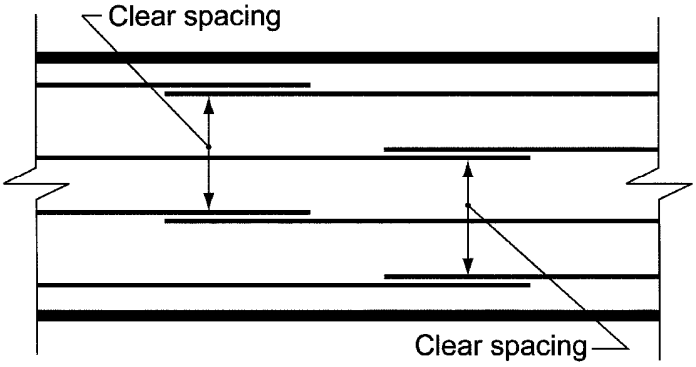


***Fig. R25.5.2.1**—Clear spacing of lap-spliced bars for determination of ℓ_d for staggered splices.*

محاسبات ۹۳

۲۶- طول پوشش لازم برای دو میلگرد Φ20 که در یک عضو خمشی با وصله پوششی به هم وصله شده‌اند، برابر 900 میلی‌متر می‌باشد. حداکثر فاصله مجاز محور تا محور آن دو میلگرد برحسب میلی‌متر برابر است با:

۱) 150 ۲) 250 ۳) 180 ۴) 100

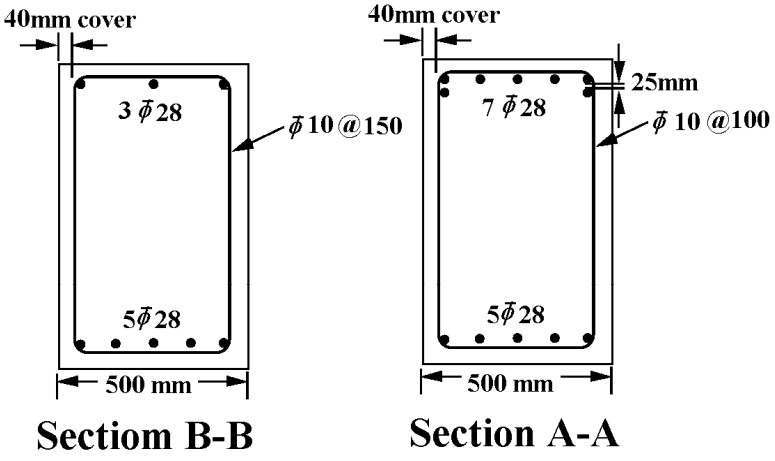
گزینه ۱

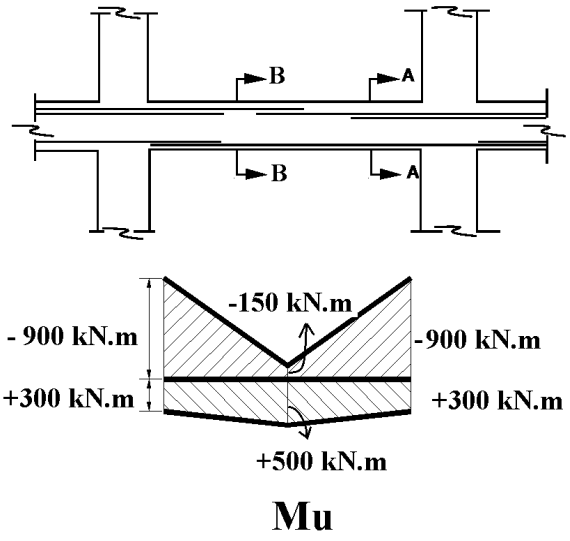
$$S = Min\left(\frac{900}{5}, 150\right) = 150\ mm$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال: در تیر زیر طول وصله لازم برای میلگردهای فوقانی و تحتانی را محاسبه نمایید. سازه با شکل پذیری متوسط می باشد..

- عمق موثر تیر برابر d=700 mm می باشد.
- طول خالص تیر برابر 7m می باشد.
- $f_c' = 25MPa,\ F_y = 400MPa,\ F_{yt} = 300MPa$
- میلگردهای پایین به صورت مرحله ای وصله می شوند، به صورتی که در مرحله اول سه تا از میلگردها و در مرحله دوم ۲ تا از میلگردها وصله می شوند.





پاسخ:

محاسبه طول مهاری میلگردهای فوقانی در وسط مقطع به روش تقریبی:

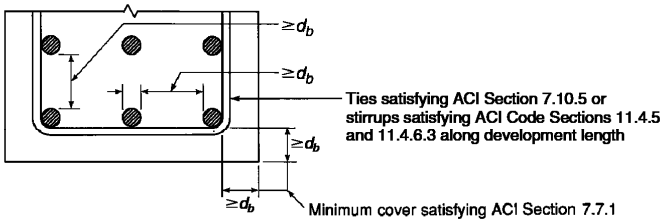
$$clear\ bar\ space = \frac{500 - 2 \times (40 + 10) - 3 \times 28}{2} = 158\ mm$$

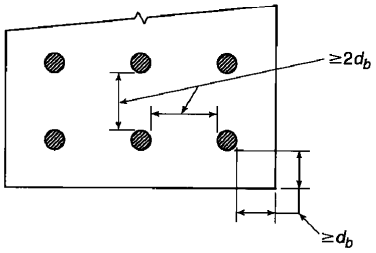
$$clear\ cover = 40 + 10 = 500\ mm$$

$$l_d = \frac{1.3\mathrm{F_y}}{1.7\lambda\sqrt{f_c'}} d_b = \frac{1.3 \times 400}{1.7 \times 1 \times \sqrt{25}} d_b = 61.17 \times 28 = 1713\ mm$$

12.2.2 — For deformed bars or deformed wire, ℓ_d shall be as follows:

Spacing and cover	No. 19 and smaller bars and deformed wires	No. 22 and larger bars
Clear spacing of bars or wires being developed or spliced not less than d_b, clear cover not less than d_b, and stirrups or ties throughout ℓ_d not less than the Code minimum or Clear spacing of bars or wires being developed or spliced not less than $2d_b$ and clear cover not less than d_b	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{2.1\lambda\sqrt{f_c'}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{1.7\lambda\sqrt{f_c'}}\right)d_b$
Other cases	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{1.4\lambda\sqrt{f_c'}}\right)d_b$	$\left(\frac{f_y\psi_t\psi_e}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}}\right)d_b$





 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبه طول مهاری میلگردهای فوقانی در وسط مقطع به روش دقیق:

$$\left.\begin{aligned} c &= Min\left(64, \frac{500-2\times(64)}{4}\right) = 64\ mm \\ Ktr &= \frac{40A_v}{sn} = \frac{40\times 2\times(\pi\times 5^2)}{150\times 3} = 13.96 \end{aligned}\right\} \rightarrow \left(\frac{c+ktr}{d}\right) = 2.78 > 2.5 \rightarrow \quad Use\ 2.5$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{c+ktr}{d}\right)} \times d = \frac{400\times 1.3\times 1}{1.1\times 1\times\sqrt{25}(2.5)} \times d = 38\times d = 1059\ mm$$

تعیین طول وصله میلگردهای فوقانی:

با توجه به اینکه تمامی میلگردهای سراسری در یک نقطه وصله شده اند، وصله از نوع ClassB می باشد و طول وصله برابر است با:

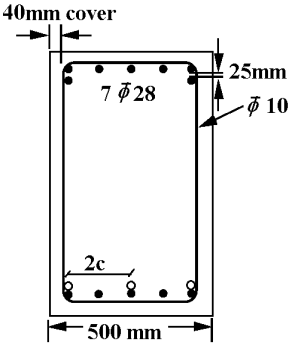
روش دقیق $l_{splice} = 1.3l_d = 1.3\times 1059 = 1376\ mm$

روش تقریبی $l_{splice} = 1.3l_d = 1.3\times 1713 = 2227\ mm$

محاسبه طول مهاری میلگردهای تحتانی در انتهای تیر در محل وصله ۳ میلگرد به روش دقیق:

$$\left.\begin{aligned} c &= Min\left(64, \frac{500-2\times(64)}{4}\right) = 64\ mm \\ Ktr &= \frac{40A_v}{sn} = \frac{40\times 2\times(\pi\times 5^2)}{100\times 3} = 20.94 \end{aligned}\right\} \rightarrow \left(\frac{c+ktr}{d}\right) = 3.03 > 2.5 \rightarrow \quad Use\ 2.5$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{c+ktr}{d}\right)} \times d = \frac{400\times 1\times 1}{1.1\times 1\times\sqrt{25}(2.5)} \times d = 29\times d = 818\ mm$$



طول وصله میلگردهای تحتانی در انتهای تیر در محل وصله ۳ میلگرد:

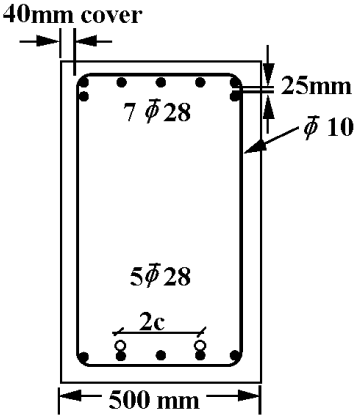
با توجه به اینکه بیش از نصف میلگردهای سراسری در یک نقطه وصله شده اند، وصله از نوع ClassB می باشد و طول وصله برابر است با:

روش دقیق $l_{splice} = 1.3l_d = 1.3\times 818 = 1063\ mm$

محاسبه طول مهاری میلگردهای تحتانی در انتهای تیر در محل وصله ۲ میلگرد به روش دقیق:

$$\left.\begin{aligned} c &= Min\left(64, \frac{500-2\times(64)}{4}\right) = 64\ mm \\ Ktr &= \frac{40A_v}{sn} = \frac{40\times 2\times(\pi\times 5^2)}{100\times 2} = 31.4 \end{aligned}\right\} \rightarrow \left(\frac{c+ktr}{d}\right) = 3.4 > 2.5 \rightarrow \quad Use\ 2.5$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{c+ktr}{d}\right)} \times d = \frac{400\times 1\times 1}{1.1\times 1\times\sqrt{25}(2.5)} \times d = 29\times d = 818\ mm$$



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

طول وصله میلگردهای تحتانی در انتهای تیر در محل وصله ۲ میلگرد:

کمتر از نصف میلگردهای سراسری وصله شده اند و اگر مقاومت خمشی تیر در این نقطه بیش از دو برابر لنگر وارد بر تیر باشد، می توان نوع وصله را ClassA فرض کرد. ظرفیت خمشی مثبت در بر تیکه گاه (با صرف نظر از وجود آرماتور خمشی منفی) برابر است با:

$$\varphi Mn = 0.9A_sF_y(d - 0.5a) = 0.9 \times 3077 \times 400 \times \left(700 - 0.5 \times \frac{3077 \times 400}{500 \times 0.85 \times 25}\right) = 711286916N.mm = 711\ kN.m$$

لنگر خمشی ناشی از بارهای ضریب دار در انتهای وصله و با فرض اینکه طول وصله برابر 0.818m باشد، برابر است با:

$$M_u = 300 + \frac{0.818}{3.5} \times 200 = 347\ kN.m$$

لنگر وارد بر مقطع (347 kN.m) کمتر از نصف مقاومت خمشی مقطع می باشد و بنابراین وصله از نوع ClassA محسوب می شود و طول وصله برابر است با:

$$l_{splice} = l_d = 818\ mm \quad \text{روش تقریبی}$$

وصله پوششی دو میلگرد با قطر متفاوت

۹-۲۱-۴-۳-۲ در مـواردی که میـلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوشش بهم متصل می‌شوند طول پوشش باید برابر بزرگتـریـن دو مقدار، طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر یا طول پوشش لازم برای میلگرد با قطر کوچکتر، در نظر گرفته شود. میلگردهای با قطر بزرگتر از ۳۶ میلیمتر را می‌توان به میلگردهای با قطر کوچکتر از ۳۶ میلیمتر اتصال داد.

25.5.2.2 If bars of different size are lap spliced in tension, ℓ_{st} shall be the greater of ℓ_d of the larger bar and ℓ_{st} of the smaller bar.

وصله پوششی گروه میلگرد

۹-۲۱-۴-۱-۳ وصلـه پوششی برای گروه میلگـردها، به عنوان یک مجموعه میلگرد، مجاز نیست. اما هریک از میـلـگردها را می‌توان جداگانه با وصله پوششی بهم متصل نمود. در این حالت نواحی وصله میلگردهای مختلف نباید با هم تداخل داشته باشند.

۹-۲۱-۴-۱-۴ طول پوشش لازم برای وصلـه پوششی هر دو میلگرد در گروه میلگردها باید براساس طول پوشش لازم بـرای هریک از مـیـلـگـردها تعیین شود و در آن ضوابط بند ۹-۲۱-۲-۶ نیز رعایت شود.

25.6.1.7 Lap splices of bars in a bundle shall be based on the lap splice length required for individual bars within the bundle, increased in accordance with 25.6.1.5. Individual bar splices within a bundle shall not overlap. Entire bundles shall not be lap spliced.

۸-۳- وصله اعضای کششی

25.5.7.4 Splices in tension tie members shall be made with a mechanical or welded splice in accordance with 25.5.7.1. Splices in adjacent bars shall be staggered at least 750 mm.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۸-۴- وصله پوششی میلگرد فشاری (Compression lap splice)

۹-۲۱-۴-۳ وصله میلگردهای فشاری

۹-۲۱-۴-۳-۱ در وصله‌های پوششی، طول پوشش برای فولادهای از رده $S۴۰۰$ یا پایین‌تر باید حداقل برابر با $۰/۰۸f_{yd}d_b$ و برای فولادهای مقاوم‌تر برابر با $(۰/۱۵f_{yd}-۲۴)d_b$ باشد. این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

25.5.5 *Lap splice lengths of deformed bars in compression*

25.5.5.1 Compression lap splice length ℓ_{sc} of No. 36 or smaller deformed bars in compression shall be calculated in accordance with (a) or (b):

(a) For $f_y \le 420$ MPa: ℓ_{sc} is the greater of $0.071 f_y d_b$ and 300 mm
(b) For $f_y > 420$ MPa: ℓ_{sc} is the greater of $(0.13 f_y - 24) d_b$ and 300 mm

For $f_c' < 21$ MPa, the length of lap shall be increased by one-third.

25.5.5.2 Compression lap splices shall not be used for bars larger than No. 36, except as permitted in 25.5.5.3.

چرا طول وصله میلگرد فشاری کمتر از طول وصله میلگرد کششی می باشد؟

۸-۵- وصله مکانیکی و جوشی

- وصله مکانیکی یک جایگزین برای وصله پوششی است.
- در مواردی که طول اتصال کم است ممکن است از وصله مکانیکی استفاده شود (برای مثال در مواردی که سازه جدید به یک سازه از قبل ساخته شده وصل می شود).
- در مواردی که تراکم میلگرد بالاست می توان از وصله مکانیکی استفاده کرد (برای مثال در ستونهایی که درصد میلگرد بالایی دارند، در محل وصله تراکم میلگرد بالا خواهد بود).
- در مواردی که قطر میلگرد بیش از ۳۶ میلیمتر است، نمی توان از وصله پوششی استفاده کرد و یک جایگزین می تواند وصله مکانیکی باشد.
- در مواردی ممکن است طول وصله پوششی به حدی زیاد شود که محل وصله در ناحیه غیر مجاز قرار گیرد. در این حالت می توان از وصله مکانیکی استفاده کرد. برای مثال در ستونهای ویژه باید محل وصله خارج از ناحیه بحرانی باشد.
- در اعضای کششی نمی توان از وصله پوششی استفاده کرد و یک جایگزین می تواند وصله مکانیکی باشد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۸-۵-۱- انواع وصله مکانیکی

دو نوع وصله مکانیکی داریم:

18.2.7 *Mechanical splices in special moment frames and special structural walls*

18.2.7.1 Mechanical splices shall be classified as (a) or (b):

(a) Type 1 – Mechanical splice conforming to 25.5.7
(b) Type 2 – Mechanical splice conforming to 25.5.7 and capable of developing the specified tensile strength of the spliced bars

18.2.7.2 Type 1 mechanical splices shall not be located within a distance equal to twice the member depth from the column or beam face for special moment frames or from critical sections where yielding of the reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the linear range of behavior. Type 2 mechanical splices shall be permitted at any location, except as noted in 18.9.2.1(c).

R18.2.7 *Mechanical splices in special moment frames and special structural walls*—In a structure undergoing inelastic deformations during an earthquake, the tensile stresses in reinforcement may approach the tensile strength of the reinforcement. The requirements for Type 2 mechanical splices are intended to avoid a splice failure when the reinforcement is subjected to expected stress levels in yielding regions. Type 1 mechanical splices are not required to satisfy the more stringent requirements for Type 2 mechanical splices, and may not be capable of resisting the stress levels expected in yielding regions. The locations of Type 1 mechanical splices are restricted because tensile stresses in reinforcement in yielding regions can exceed the strength requirements of 25.5.7. The restriction on Type 1 mechanical splices applies to all reinforcement resisting earthquake effects, including transverse reinforcement.

Recommended detailing practice would preclude the use of splices in regions of potential yielding in members resisting earthquake effects. If use of mechanical splices in regions of potential yielding cannot be avoided, there should be documentation on the actual strength characteristics of the bars to be spliced, on the force-deformation characteristics of the spliced bar, and on the ability of the Type 2 mechanical splice to be used to meet the specified performance requirements.

Although mechanical splices as defined by 18.2.7 need not be staggered, staggering is encouraged and may be necessary for constructibility or provide enough space around the splice for installation or to meet the clear spacing requirements.

R18.2.7.1 The additional requirement for a Type 2 mechanical splice is intended to result in a mechanical splice capable of sustaining inelastic strains through multiple cycles.

25.5.7 *Mechanical and welded splices of deformed bars in tension or compression*

25.5.7.1 A mechanical or welded splice shall develop in tension or compression, as required, at least $1.25f_y$ of the bar.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

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

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \le ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۱-۲ آرماتور طولی

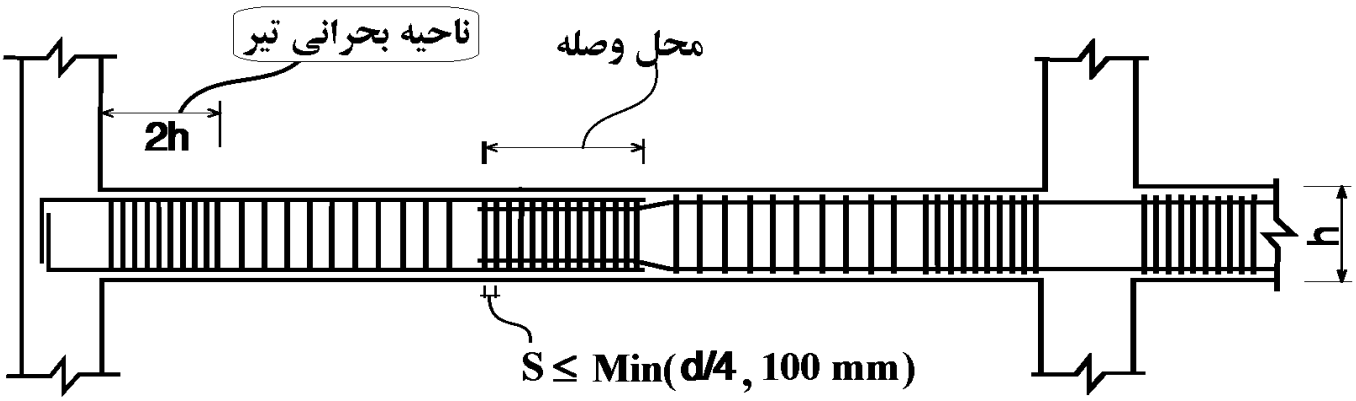
۹-۲۳-۴-۱-۲-۵ استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ‌یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفره‌های آرماتور عرضی دربرگیرنده وصله از یکدیگر نباید بیشتر از یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و ۱۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۳-۴-۱-۲-۶ استفاده از وصله پوششی در محل‌های زیر مجاز نیست:

الف- در اتصالات تیرها به ستون‌ها

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه

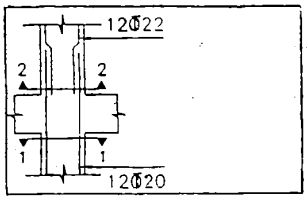
۹-۲۳-۴-۱-۲-۷ وصله‌های جوشی یا مکانیکی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۱-۴-۱-۶ و ۹-۲۱-۴-۱-۷ به شرطی مجاز است‌که وصله میلگرد در هر سفره میلگرد به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر در امتداد طول عضو، کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر نباشد.



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات-۸۴- پایه ۲

۳۸- **نتایج خروجی طراحی یک ستون مقدار فولاد لازم در مقطع ۱ – ۱ را ۱۲ϕ̄۲۰ و در مقطع ۲ – ۲ را ۱۲ϕ̄۲۲ تعیین کرده است. با توجه به شکل کدام عبارت صحیح است؟**



۱) میلگردهای پائین باید به ۱۲ϕ̄۲۲ تغییر پیدا کنند.

۲) میلگردهای طبقه فوقانی همواره باید کمتر از طبقه پائین باشند.

۳) در صورتی‌که طول وصله بر اساس قطر میلگرد کوچکتر انجام شود (ϕ̄۲۰)، طرح صحیح است.

۴) در صورتی‌که طول وصله بر اساس قطر میلگرد بزرگتر انجام شود (ϕ̄۲۲)، طرح صحیح است.

گزینه ۱

محاسبات-۹۱

۱۳- در مورد وصله پوشش دو میلگرد فشاری با قطرهای 20 و 25 میلیمتر گزینه صحیح‌تر را انتخاب کنید؟

۱) طول پوشش برابر کوچکترین دو مقدار طول گیرائی میلگرد Φ25 و طول پوشش لازم برای میلگرد Φ20 در نظر گرفته می‌شود.

۲) طول پوشش برابر بزرگترین دو مقدار طول گیرائی میلگرد Φ25 و طول پوشش لازم برای میلگرد Φ20 در نظر گرفته می‌شود.

۳) طول پوشش فقط براساس طول پوشش میلگرد 25 میلیمتری تعیین می‌گردد.

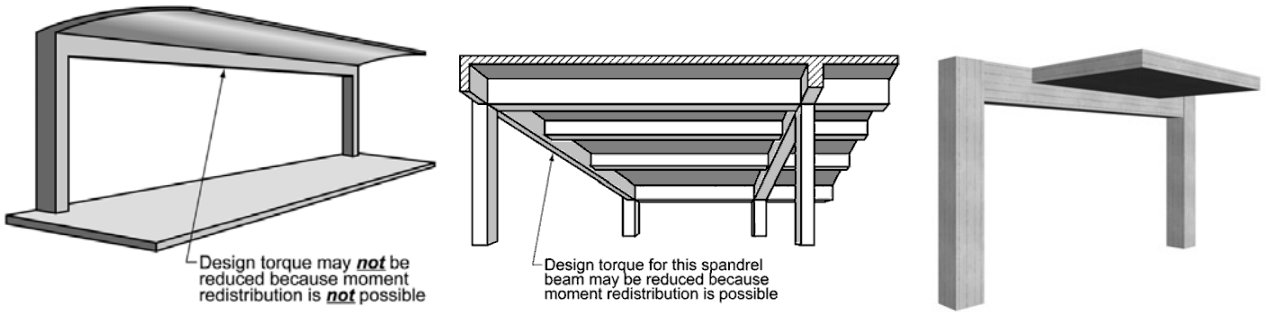
۴) طول پوشش فقط براساس طول گیرایی میلگرد 20 میلیمتری تعیین می‌شود.

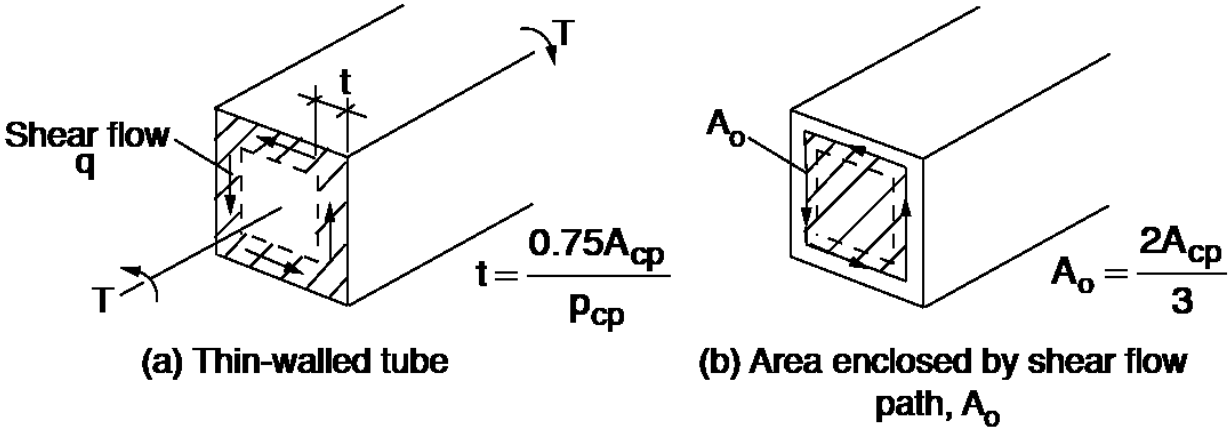
گزینه ۲

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۹-پیچش

۹-۱- پیچش تعادل و پیچش همسازی





(a) Thin-walled tube

(b) Area enclosed by shear flow path, A_o

$$\tau = \frac{T}{2A_m t}$$

$$T_{cr} = 2A_m t \times \tau_0 \quad = 2\,\frac{2A_{cp}}{3}\frac{0.75A_{cp}}{P_{cp}} \times \tau_0 = \frac{(A_{cp})^2}{P_{cp}} \times 0.33\sqrt{f_c'}$$

22.7.5 *Cracking torsion*

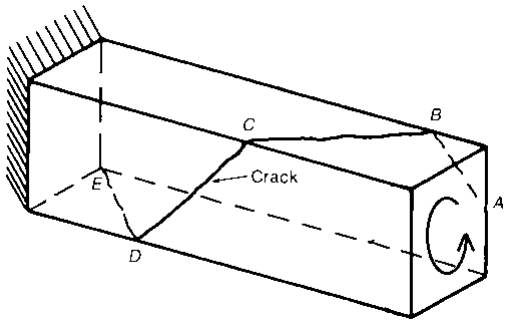
22.7.5.1 Cracking torsion T_{cr} shall be calculated in accordance with Table 22.7.5.1 for solid and hollow cross sections, where N_u is positive for compression and negative for tension.

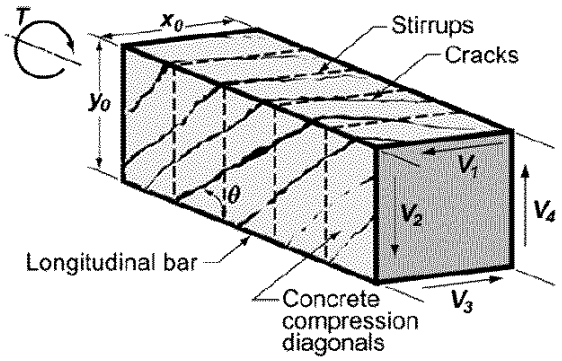
Table 22.7.5.1—Cracking torsion

Type of member	T_{cr}	
Nonprestressed member	$0.33\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Prestressed member	$0.33\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f_c'}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.33\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f_c'}}}$	(c)

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۹-۲- ترک های پیچشی





۹-۳- شرط صرف نظر کردن از لنگر پیچشی

22.7—Torsional strength

22.7.1 *General*

22.7.1.1 This section shall apply to members if $T_u \geq \phi T_{th}$, where ϕ is given in Chapter 21 and threshold torsion T_{th} is given in 22.7.4. If $T_u < \phi T_{th}$, it shall be permitted to neglect torsional effects.

22.7.4 *Threshold torsion*

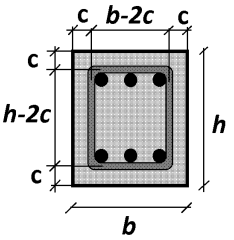
22.7.4.1 Threshold torsion T_{th} shall be calculated in accordance with Table 22.7.4.1(a) for solid cross sections and Table 22.7.4.1(b) for hollow cross sections, where N_u is positive for compression and negative for tension.

Table 22.7.4.1(a)—Threshold torsion for solid cross sections

Type of member	T_{th}	
Nonprestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Prestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

Table 22.7.4.1(b)—Threshold torsion for hollow cross sections

Type of member	T_{th}	
Nonprestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Prestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

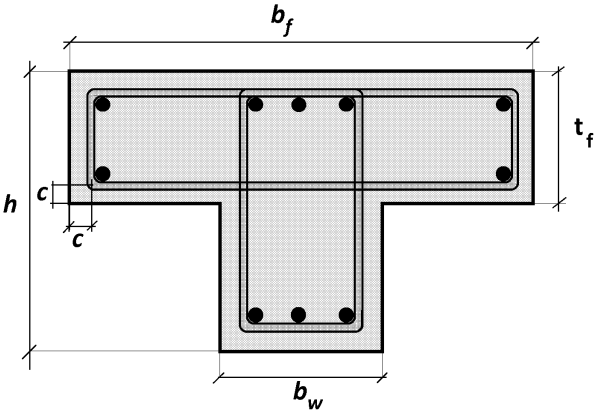


$A_c = bh$

$P_c = 2(b+h)$

$A_{oh} = (b-2c)(h-2c)$

$P_h = 2(b-2c)+2(h-2c)$



$A_c = b_w h + t_f (b_f - b_w)$

$P_c = 2b_f + 2h$

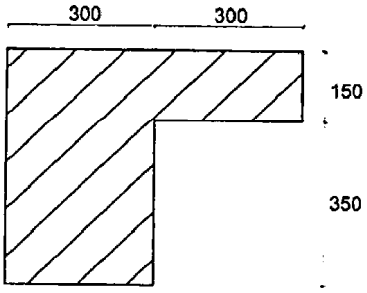
$A_{oh} = (b_w - 2c)(h-2c) + (t_f - 2c)(b_f - 2c - b_w)$

$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h-2c)$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۵

۲۸- لنگر پیچشی ترک‌خوردگی مقطع بتنی معمولی درجا مطابق شکل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (نوع بتن C25 است و مقادیر بر روی شکل بر حسب میلی‌متر است.)



۱) 21.35 KN.m

۲) 17.35 kN.m

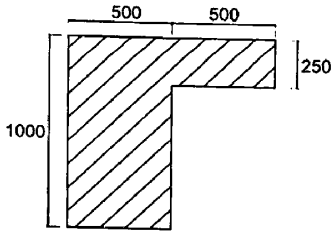
۳) 16.25 kN.m

۴) 23.45 kN.m

$$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) = 0.33\sqrt{25}\left(\frac{(300\times 500 + 300\times 150)^2}{500\times 2 + 600\times 2}\right) = 28.5\ kN.m$$

محاسبات ۹۵

۴۱- مقطع یک تیر بتن مسلح درجا مطابق شکل زیر که با بتن معمولی و از رده C30 و آرماتورها از رده S400 می‌باشند، تحت تأثیر پیچش قرار می‌گیرد. لنگر نهایی پیچشی حداکثر چه مقدار باشد که مقطع به لحاظ محاسباتی نیازی به آرماتورهای پیچشی نداشته باشد؟ (ابعاد شکل به میلی‌متر است.)



۱) 43 kN

۲) 53 kN

۳) 23 kN

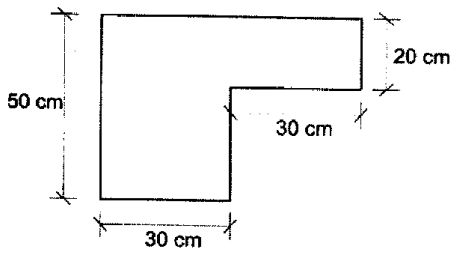
۴) 33 kN

$T_u < 0.25T_{cr}$ → نیاز به آماتور پیچشی نخواهد بود

$$T_u < 0.25T_{cr} = 0.25\times 0.33\sqrt{30}\left(\frac{(500\times 1000 + 500\times 250)^2}{1000\times 2 + 1000\times 2}\right) = 44\ kN.m$$

محاسبات-۹۱

۲۲- درصورتی‌که رده بتن C25 باشد، لنگر پیچشی ترک‌خوردگی مقطع مطابق شکل (بر حسب kN.m) به کدام یک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 26

۲) 22

۳) 24

۴) 28

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۹-۴- حداکثر نیروی پیچشی در مقطع

22.7.7 *Cross-sectional limits*

22.7.7.1 Cross-sectional dimensions shall be selected such that (a) or (b) is satisfied:

(a) For solid sections

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad (22.7.7.1a)$$

(b) For hollow sections

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad (22.7.7.1b)$$

۹-۵- مقاومت پیچشی خاموت ها

22.7.6.1 For nonprestressed and prestressed members, T_n shall be the lesser of (a) and (b):

(a) $$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s}\cot\theta \qquad (22.7.6.1a)$$

(b) $$T_n = \frac{2A_o A_t f_y}{p_h}\cot\theta \qquad (22.7.6.1b)$$

where A_o shall be determined by analysis, θ shall not be taken less than 30 degrees nor greater than 60 degrees; A_t is the area of one leg of a closed stirrup resisting torsion; A_ℓ is the area of longitudinal torsional reinforcement; and p_h is the perimeter of the centerline of the outermost closed stirrup.

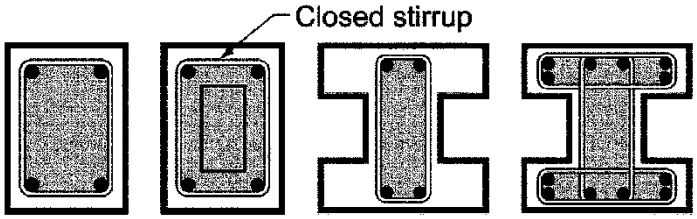
22.7.6.1.1 In Eq. (22.7.6.1a) and (22.7.6.1b), it shall be permitted to take A_o equal to $0.85A_{oh}$.

22.7.6.1.2 In Eq. (22.7.6.1a) and (22.7.6.1b), it shall be permitted to take θ equal to (a) or (b):

(a) 45 degrees for nonprestressed members or members with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$

(b) 37.5 degrees for prestressed members with $A_{ps}f_{se} \ge 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$

A_{oh} = area enclosed by centerline of the outermost closed transverse torsional reinforcement, mm^2



A_{oh} = shaded area

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۹-۶- محدودیت خاموتهای پیچشی

9.7.5 *Longitudinal torsional reinforcement*

9.7.5.1 If torsional reinforcement is required, longitudinal torsional reinforcement shall be distributed around the perimeter of closed stirrups that satisfy 25.7.1.6 or hoops with a spacing not greater than 300 mm. The longitudinal reinforcement shall be inside the stirrup or hoop, and at least one longitudinal bar or tendon shall be placed in each corner.

9.7.5.2 Longitudinal torsional reinforcement shall have a diameter at least 0.042 times the transverse reinforcement spacing, but not less than 10 mm.

9.7.5.3 Longitudinal torsional reinforcement shall extend for a distance of at least $(b_t + d)$ beyond the point required by analysis.

9.7.6.3.3 Spacing of transverse torsional reinforcement shall not exceed the lesser of $p_h/8$ and 300 mm.

9.6.4.2 If torsional reinforcement is required, minimum transverse reinforcement $(A_v + 2A_t)_{min}/s$ shall be the greater of (a) and (b):

(a) $0.062\sqrt{f_c'}\dfrac{b_w}{f_{yt}}$

(b) $0.35\dfrac{b_w}{f_{yt}}$

۹-۷- آرماتورهای پیچشی طولی

9.6.4.3 If torsional reinforcement is required, minimum area of longitudinal reinforcement $A_{t,min}$ shall be the lesser of (a) and (b):

(a) $0.42\sqrt{f_c'}\dfrac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\dfrac{A_t}{s}\right)p_h\dfrac{f_{yt}}{f_y}$

(b) $0.42\sqrt{f_c'}\dfrac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\dfrac{0.175b_w}{f_{yt}}\right)p_h\dfrac{f_{yt}}{f_y}$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال:

یک تیر به ابعاد 650x400 mm تحت اثر لنگر پیچشی T_u=41 kN.m و برش V_u=270 kN قرار گرفته است. فرض کنید که میلگردها خمشی عضو

$\varphi 25$ می باشند.

$$f_c' = 28\,MPa \quad F_{yt} = 300MPa$$

۱- کنترل نیاز یا عدم نیاز به منظور کردن لنگر پیچشی

$$A_{cp} = 650 \times 400 = 260000 \quad P_{cp} = 800 + 1300 = 2100$$

$$T_{cr} = 0.33\sqrt{28}\frac{(A_{cp})^2}{P_{cp}} = 56.2 \times 10^6 N.mm = 56.2\,kN.mm \quad \rightarrow \quad T_u = 41 > 0.75 \times \frac{56.2}{4}$$

۲- کنترل حداکثر پیچش قابل تحمل توسط مقطع

$$\left.\begin{array}{c} A_{oh} = (650 - 80 - 10)(400 - 80 - 10) = 173600\,mm^2 \\ A_o = 0.85A_{oh} = 147560 \\ P_h = [(650 - 80 - 10) + (400 - 80 - 10)] \times 2 = 1740\,mm \\ d = 650 - 40 - 10 - 12.5 = 587.5\,mm \\ V_c = 0.17\sqrt{28} \times bd = 0.17 \times \sqrt{28} \times 587.5 \times 400 = 211\,kN \end{array}\right\}$$

$$\left[\sqrt{\left(\frac{270000}{bd}\right)^2 + \left(\frac{41 \times 10^6 \times P_h}{1.7 \times A_{oh}^2}\right)} = 1.805MPa\right] < \left[0.75\left(\frac{211000}{bd}\right) + 0.66\sqrt{28} = 3.29MPa\right] \quad OK.$$

۳- محاسبه خاموت تحت اثر پیچش

$$\left.\begin{array}{c} T_n = \dfrac{2A_0A_tF_{yt}}{s} = \dfrac{2 \times 147560 \times A_t \times 300}{s} \\ T_u = 41 \times 10^6 \end{array}\right\} T_u \le \varphi T_n \quad \rightarrow \frac{A_t}{s} = 0.617\,mm$$

۴- محاسبه خاموت لازم برای برش

$$\left.\begin{array}{c} V_c = 211\,kN \\ V_u = 270\,kN \end{array}\right\} \varphi V_s = V_u - \varphi V_c = 111\,kN \quad \rightarrow V_{s\ \text{لازم}} = 148.6\,kN.$$

$$\left.\begin{array}{c} V_s = \dfrac{A_v dF_{yt}}{s} = \dfrac{A_v \times 587.5 \times 300}{s} \\ V_{s\ \text{لازم}} = 148.6\,kN \end{array}\right\} \rightarrow \frac{A_v}{s} \ge 0.84\,mm$$

۵- محاسبه Av کل

$$\frac{A_{v-Total}}{s} = \frac{A_v + 2A_t}{s} = 0.84 + 2 \times 0.617 = 2.078$$

$$\overrightarrow{S = 100\,mm} \quad A_{v-Total} = 207.8\,mm^2 \rightarrow \ 2.6\,\varphi 10 \ \rightarrow Use\ 3\varphi 10$$

۶- کنترل محدودیت خاموتها:

$$100 < Min\left\{\frac{1740}{8}, 300\right\} \quad \text{OK.}$$

$$2.078 > Max\left\{0.062 \times \sqrt{28} \times \frac{400}{300}, 0.35 \times \frac{400}{300}\right\} = \text{Max}\{0.4374, 0.467\} \quad OK.$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

11.5.5.2 — Where torsional reinforcement is required by 11.5.5.1, the minimum area of transverse closed stirrups shall be computed by

$$(A_v + 2A_t) = 0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad (11\text{-}23)$$

but shall not be less than $(0.35 b_w s)/f_{yt}$.

۷- محاسبه آرماتورهای طولی پیچشی

$$\left.\begin{array}{c} T_n = \dfrac{2A_0 A_l F_y}{P_h} = \dfrac{2 \times 147560 \times A_l \times 400}{1740} \\ T_u = 41 \times 10^6 \end{array}\right\} \varphi T_n \le T_u \quad \rightarrow A_t = 805.77\ mm$$

۸- کنترل آرماتور پیچشی طولی حداقل

$$A_{l,min} = \frac{0.42\sqrt{28} \times 260000}{400} - 0.617 \times 1740 \times \frac{300}{400} = 1120.29\ mm^2$$

محاسبات ۹۴

۲۳- یک عضو بتن‌آرمه با مقطع مربع شکل به ابعاد 400×400 mm فقط تحت اثر لنگر پیچشی قرار دارد. در صورتی‌که آرماتورهای طولی شامل کلاً 4 عدد Φ20 در چهارگوشه مقطع، خاموت بسته Φ10@100 mm c/c عمود بر محور عضو، پوشش بتن روی خاموت برابر 50 میلی‌متر، نوع فولاد S400 و نوع بتن C25 باشد، لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی برحسب کیلونیوتن‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 44 ۲) 38 ۳) 34 ۴) 30

محاسبات ۹۵

۲۶- یک مقطع مستطیل‌شکل بتن آرمه با b=300 mm ،h = 500 mm ،d= 430 mm، نوع بتن C25، نوع فولاد S400، پوشش بتن 50 mm و خاموت بسته Φ10@100 mm تحت اثر نیروی برشی نهایی 100 kN و لنگر پیچشی نهایی 30 kN.m قرار دارد. حداکثر تنش بتن در این مقطع برحسب MPa به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 4.00
۲) 3.50
۳) 3.40
۴) 3.80

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات-۹۱

۱۲- در یک تیر بتن‌آرمه با مقطع مستطیلی به ارتفاع 50 cm و به پهنای 40 cm و با پوشش بتن 6 cm از مرکز آرماتورهای اصلی، چنانچه لنگر پیچشی نهایی برابر T_u=6 kN.m باشد، میزان آرماتور عرضی لازم ناشی از پیچش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

فرض کنید بتن از رده C25 و آرماتورها از رده S340 است.

۱) Φ10@150 ۲) Φ10@250

۳) Φ10@350 ۴) به لحاظ پیچش نیازی به آرماتور عرضی نمی‌باشد.

محاسبات ۹۵

۲۷- مقطع مستطیل‌شکل بتن آرمه به ابعاد b=300 mm ،h = 500 mm، پوشش بتن برابر 50 mm با خاموت بسته Φ10@100 mm، نوع بتن C25 و نوع فولاد خاموت S340 مفروض است. با فرض قابل قبول بودن آرماتورهای طولی مقطع، و در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق‌تر، لنگر پیچشی مقاوم تأمین‌شده توسط آرماتورهای پیچشی بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 28 ۲) 22 ۳) 41 ۴) 35

محاسبات-۹۰

۳۲- مقطع بتن آرمه‌ای به ابعاد 40×60 cm تحت اثر لنگر پیچشی T_u = 10 kN.m قرار دارد. در این مورد گزینه بهتر را انتخاب کنید. (f_c = 35 MPa و f_y = 400 MPa)

۱) طراحی برای آرماتورهای طولی پیچشی لازم بوده و می‌توان از آرماتورهای عرضی پیچشی صرفنظر کرد.

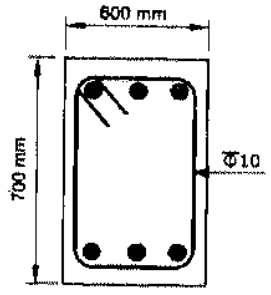
۲) طراحی برای پیچش لازم است.

۳) طراحی آرماتورهای عرضی پیچشی لازم بوده و می‌توان از آرماتورهای طولی پیچشی صرفنظر کرد.

۴) طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد.

محاسبات ۹۵

۳۰- با فرض اینکه برای یک تیر با مقطع نشان داده شده در شکل زیر طراحی برای برش و پیچش الزامی باشد، فقط از منظر حداقل آرماتور برشی و پیچشی و بدون توجه به سایر الزامات از جمله الزامات لرزه‌ای، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته به قطر 10 میلی‌متر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر، میلگردها از رده S340 و بتن از نوع C35 است)



۱) 150 mm

۲) 125 mm

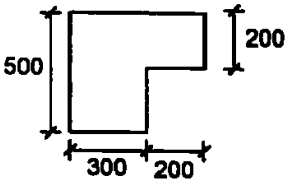
۳) 300 mm

۴) 250 mm

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۳

۳۲- لنگر پیچشی ترک‌خوردگی مقطع مطابق شکل در صورتیکه رده بتن C25 باشد، برحسب کیلونیوتن‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (واحدها در شکل بر حسب میلی‌متر است و $\phi_c = 0.65$).



۱) 24
۲) 22
۳) 16
۴) 18

محاسبات-۹۱

۷- در یک مقطع مستطیل شکل (b=30 cm , h=50 cm) در صورتی‌که پوشش بتن برابر 4 cm و خاموت مصرفی به صورت بسته از Φ12 و آرماتور طولی 6Φ20 (در گوشه‌ها و در گونه‌ها) و بتن از رده C25 و فولاد از رده S400 (آرماتور طولی و عرضی) و نیروی برشی و لنگر پیچشی نهایی موثر به مقطع به ترتیب برابر V_u=200 kN و T_u=40 kN.m باشد، گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

۱) مقطع قابل قبول نیست.
۲) با طراحی مناسب فاصله خاموت‌های بسته از یکدیگر می‌توان مقطع را قابل‌قبول دانست.
۳) با طراحی مناسب فاصله خاموت‌های بسته از یکدیگر و مقدار آرماتور طولی می‌توان مقطع را قابل قبول دانست.
۴) با طراحی مناسب مقدار آرماتور طولی می‌توان مقطع را قابل قبول دانست.

گزینه ۱:

این مقطع تحت اثر برش و پیچش بالا قرار دارد. با افزایش برش و پیچش، یا باید ابعاد مقطع را افزایش داد و یا اینکه خاموت ها را افزایش داد.در این سوال ابعاد مقطع ثابت است و تنها راه افزایش مقاومت افزایش حجم خاموت می باشد.از طرفی برای قرار دادن خاموت محدودیت داریم و مقدار خاموت نباید از یک حدی فراتر رود. آیین نامه برای کنترل خاموت گذاری در مقطع می گوید در مقاطع تحت اثر ترکیب برش و پیچش باید روابط زیر ارضا شوند

22.7.7 *Cross-sectional limits*

22.7.7.1 Cross-sectional dimensions shall be selected such that (a) or (b) is satisfied:

(a) For solid sections

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad (22.7.7.1a)$$

(b) For hollow sections

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad (22.7.7.1b)$$

در صورتی که رابطه 22.7.7.1a ارضا نشود، تنها راه افزایش مقاومت برشی و پیچشی مقطع افزایش ابعاد مقطع افزایش می باشد:

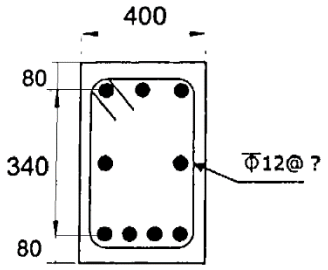
$$\left(\sqrt{\left(\frac{200000}{300\times 438}\right)^2+\left(\frac{40\times 10^6\times 2\times 616}{1.7(208\times 408)^2}\right)^2}=4.3\right) \not\le 0.75\left(0.17\sqrt{25}+0.66\sqrt{25}\right)=3.11\ MPa$$

بنابراین مقطع با ابعاد فعلی قابل قبول نمی باشد

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۵

۳۶- با فرض اینکه برای مقطع نشان‌داده شده در شکل زیر طراحی برای پیچش ضروری بوده و مقدار برش نهایی ناچیز باشد، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته، بدون توجه به مقدار محاسباتی ناشی از لنگر پیچشی، حدوداً چند میلی‌متر می‌باشد؟ (بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 فرض شود. ابعاد در شکل به میلی‌متر است.)



۱) 210

۲) 375

۳) 420

۴) 750

گزینه ۱

اگر پوشش بتن را "تا آکس خاموت" حدودا $c = 80 - 10 - 6 = 64mm$ فرض کنیم:

$$s < Min\left(\frac{P_h}{8}, 300\right) = Min\left(\frac{2(400 - 2\times 64) + 2(500 - 2\times 64)}{8}, 300\right) = 161\ mm$$

تمرین: محاسبات ۸۷

۴۵- چنانچه برای مقابله با پیچش و برش در یک تیر بتنی از تنگ بسته استفاده شده باشد و سطح مقطع آرماتور عرضی لازم برای برش برابر A_v و سطح مقطع آرماتور عرضی لازم برای پیچش برابر A_t باشد سطح مقطع یکی از شاخه های تنگ به کار رفته در مقطع کدامیک از مقادیر زیر باید باشد؟

۱) $\frac{A_v}{2} + \frac{A_t}{2}$

۲) $\frac{A_v}{2} + A_t$

۳) $A_v + \frac{A_t}{2}$

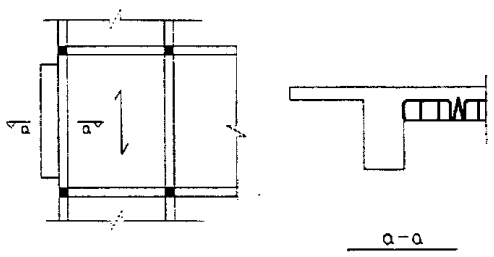
۴) $A_v + A_t$

گزینه ۲

تمرین: محاسبات ۸۳- پایه ۳

۴۰- در شکل زیر تیرچه‌ها موازی تیرکناری می‌باشند. دال طره متصل به این تیر لنگر پیچشی ضریبدار حداکثر برابر با $T_u = 1.0t.m$ را به آن وارد می‌کند. در صورتیکه بخواهیم از اثر پیچش در تیر صرفنظر کنیم حداقل ابعاد لازم برای آن چه مقدار باید باشد؟

$f_c = 200kg/cm^2$ و $f_y = 4000kg/cm^2$



۱) ۴۰×۸۰ سانتیمتر

۲) ۴۰×۷۰ //

۳) ۴۰×۶۰ //

۴) ۴۰×۵۰ //

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

تمرین: محاسبات ۸۳-پایه ۳

۳۵- در یک تیر T شکل، از تنگ‌های بسته در بال و در جان، با فواصل d/4 ، استفاده شده است. کدامیک از جملات زیر صحیح می‌باشد؟

۱) تنگ بسته واقع در جان فقط در برش، و تنگ بسته واقع در بال فقط در پیچش کار می‌کند.

۲) تنگ بسته واقع در جان در برش و پیچش، و تنگ بسته واقع در بال فقط در پیچش کار می‌کند.

۳) تنگ بسته واقع در جان در برش و پیچش کار کرده، و تنگ بسته واقع در بال در هیچ یک از برش و پیچش موثر نیست.

۴) هر دو تنگ بسته واقع در بال و در جان، در تحمل برش و پیچش کار می‌کنند.

تمرین: محاسبات ۸۹

۳۶- برای مسلح نمودن یک عضو بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل تحت اثر لنگر پیچشی تنها، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

۱) آرماتور عرضی لازم بوده و آرماتور طولی به عنوان آرماتورهای اجرایی بکار برده می‌شوند.

۲) هر دو نوع آرماتورهای طولی و عرضی مورد نیاز هستند.

۳) آرماتور طولی لازم بوده و آرماتور عرضی به عنوان آرماتور اجرایی بکار برده می‌شوند.

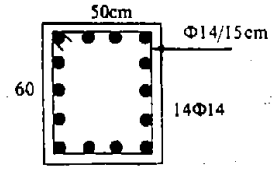
۴) فقط آرماتور گونه در دو وجه مقطع کفایت می‌کند.

گزینه ۲

تمرین: محاسبات ۸۳-پایه ۱

۳۷- مقطع زیر متعلق به یک تیر لبه است که در حالت حدی نهایی برای برش $V_u = ۴۰T$ و لنگر پیچشی $T_u = ۳T-m$ طراحی شده است. کدام گزاره صحیح است؟ ابعاد حلقه خاموت‌ها ۴۰×۵۰سانتی‌متر و ارتفاع مؤثر تیر ۵۴ سانتی‌متر است.

$f_c = ۲۰۰\frac{kg}{cm^۲}$ $f_y = ۴۰۰۰\frac{kg}{cm^۲}$



۱) خاموت‌ها و آرماتور طولی هر دو جوابگو هستند، مقطع نیز جوابگو است.

۲) خاموت‌ها و آرماتور طولی هر دو جوابگو هستند ولی مقطع جوابگو نیست.

۳) خاموت‌ها جوابگو نیستند، آرماتور طولی جوابگوست.

۴) خاموت‌ها جوابگو هستند، آرماتور طولی جوابگو نیست.

تمرین: محاسبات ۸۹

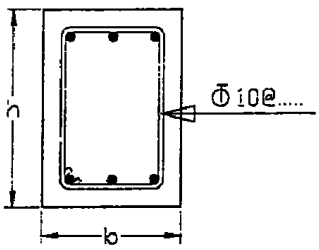
۳۲- در یک تیر بتنی مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای برش برابر ۱۰/۴۷ سانتیمتر مربع درهر متر طول و مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای پیچش ۵/۲۳ سانتیمتر مربع در هر متر طول محاسبه شده است. کدامیک از آرایش‌های زیر برای آرماتور عرضی این تیر صحیح می‌باشد؟

۱) Φ۱۰@ ۵ cm

۲) Φ۱۰@ ۷/۵ cm

۳) Φ۱۰@۱۲/۵ cm

۴) Φ۱۰@۱۵ cm



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

تمرین: محاسبات ۸۷

۴۴- چنانچه لنگر پیچشی نهایی ترک خوردگی یک عضو بتنی برابر *ton.m* ۱۰۰ باشد حداکثر لنگر پیچشی نهایی قابل تحمل برای آنکه بتوان اساسا از اثر پیچش در محاسبات صرفنظر نمود، کدامیک از مقادیر زیر است؟

۱) ۲۵ تن – متر
۲) ۵۰ تن – متر
۳) ۷۵ تن – متر
۴) ۱۰۰ تن – متر

تمرین: محاسبات ۸۶

۴۰- در طراحی مقاطع اعضای بتن آرمه تحت اثر برش و پیچش توأم، باید فولادهای برشی و پیچشی به صورت جدا محاسبه شده و .....

الف) از مقادیر به دست آمده هرکدام بزرگ تر است انتخاب شده و به فولادهای محاسبه شده برای سایر تلاشها اضافه شوند.

ب) ۱/۳۳ برابر بزرگ ترین مقدار فولاد برای برش یا پیچش همراه با فولادهای محاسبه شده برای سایر تلاش ها در مقطع استفاده شود.

ج) فولادهای عرضی پیچشی با فولادهای برشی جمع شده و در مقطع استفاده شوند.

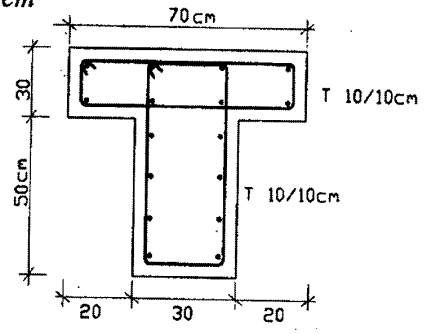
د) مقادیر فولاد به دست آمده با هم جمع و به فولادهای محاسبه شده برای سایر تلاش ها اضافه شوند.

گزینه ۴

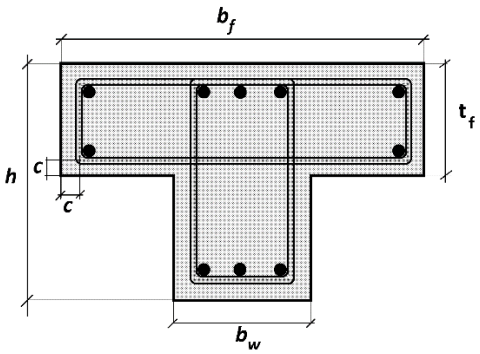
تمرین: محاسبات ۸۳- پایه ۲

۳۷- در تیر T شکل زیر با وجود تنگهای بسته پیچشی در بال و جان، مقاومت پیچشی نهایی مقطع چقدر است؟

$f_c = 300kg/cm^2$ و $f_y = 3000kg/cm^2$



۱) $T_r = 7.5$ T.m
۲) $T_r = 13.2$
۳) $T_r = 4.8$
۴) $T_r = 10.5$



$A_c = b_w h + t_f (b_f - b_w)$

$P_c = 2b_f + 2h$

$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - b_w)$

$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c)$

$A_o = 0.85 A_{oh}$

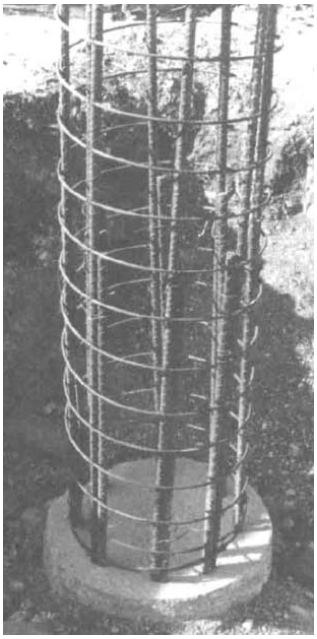
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

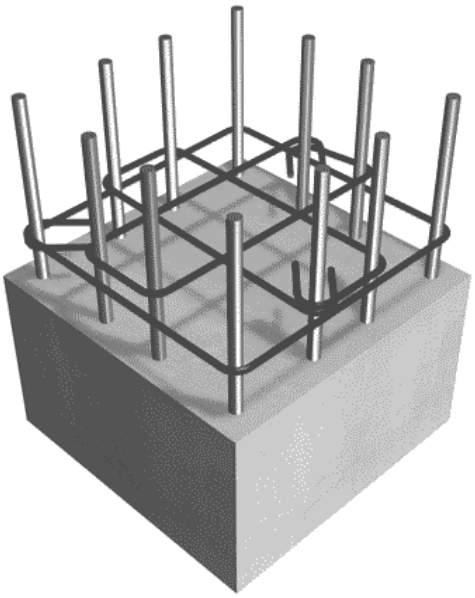
۱۰-ستونهای کوتاه

در این فصل به بررسی ستونها کوتاه پرداخته می شود. منظور از کلمه "کوتاه" یعنی ستونهایی که لاغری آنها به حدی کم است که کمانش تاثیری بر رفتار آنها نداشته و خرابی آنها وابسته به کمانش نیست.
اثر کمانش در فصل بعدی بررسی خواهد شد.

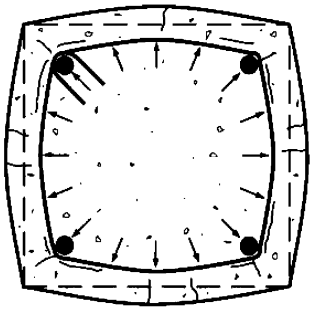
۱۰-۱- تاثیر محصور کردن بتن

به دو شکل زیر توجه کنید.
در سمت راست یک ستون مربع با تنگ بسته داریم.
در سمت چپ یک ستون گرد با دورپیچ (spiral) داریم.





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

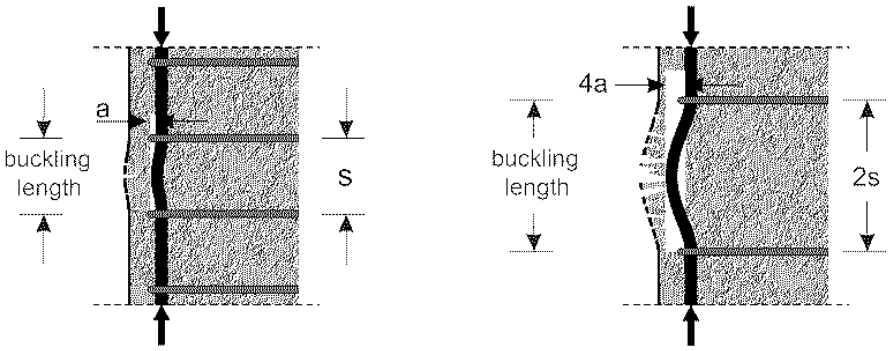


سوال: در شکل فوق تنگها تحت کشش خواهند بود یا فشار؟
پاسخ: تحت کشش

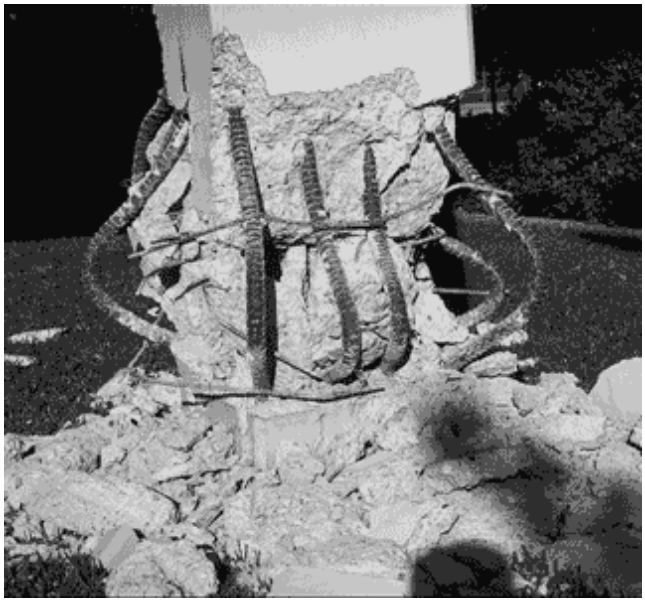
سوال: در شکل فوق بتن هسته داخلی (بتن قرار گرفته در داخل تنگ) تحت کشش جانبی است یا فشار جانبی؟
پاسخ: تحت فشار جانبی

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

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.

میلگردهایی که به صورت دایره توپر ترسیم شده اند، توسط سنجاق و یا گوشه تنگها به صورت مستقیم مهار شده اند ولی میلگردهایی که با دایره توخالی نشان داده شده اند، به صورت مستقیم مهار نشده اند.

احتمال کمانش میلگردهای بدون مهار بیشتر است.

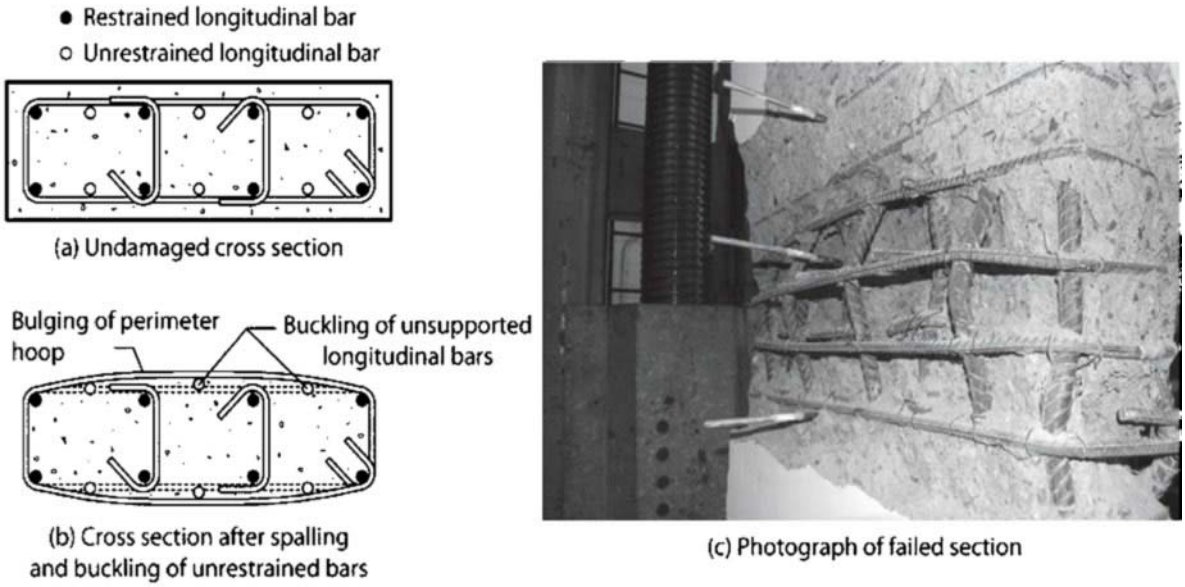
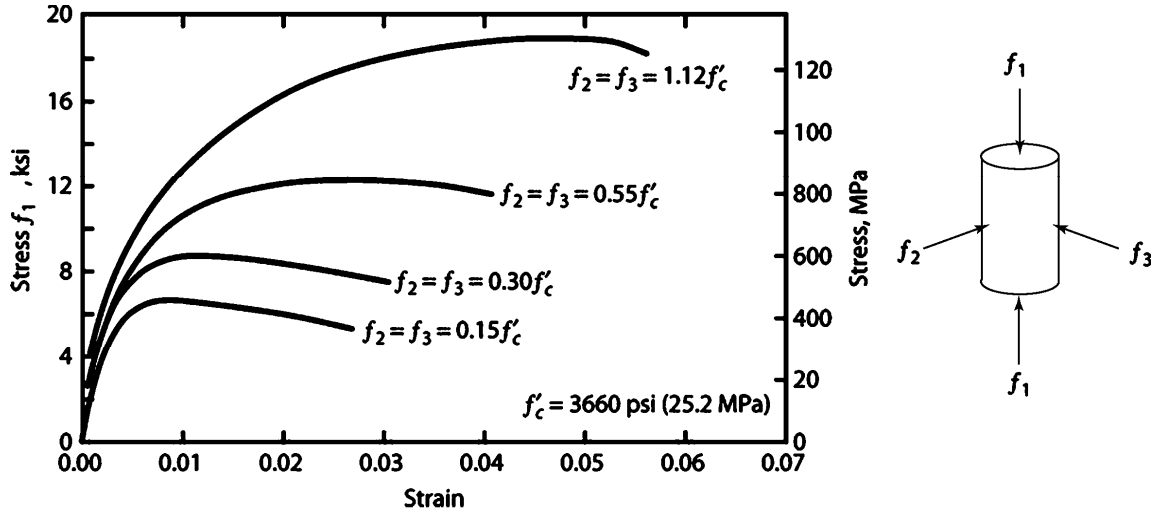


FIGURE 5.14 Failure of cross sections with unsupported longitudinal reinforcement. (*After Arteta and Moehle, 2014.*)

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سوال: فشار جانبی وارد بر بتن چه تاثیری بر مقاومت و رفتار آن دارد؟

شکل زیر نمودار تنش- کرنش نمونه بتنی را نشان می دهد که در دو راستای جانبی (راستای ۲ و ۳) تحت فشار محصور کننده قرار دارد.



Richart et al. (1928) proposed that the axial strength of confined concrete could be represented by

$$f_{c1max} = f'_c + kf_3 \qquad (3.11)$$

in which f3 is the smallest principal compressive stress (positive in compression). The test data show that the value of k is slightly higher for low confinement stress than for higher confinement stress. Richart et al. (1928) recommended a single value of k = 4.1. Subsequent comparisons with larger data sets demonstrate that Eq. (3.11) with k = 4.1 adequately models the data trend over a large range of confinement stresses (Figure 3.15).

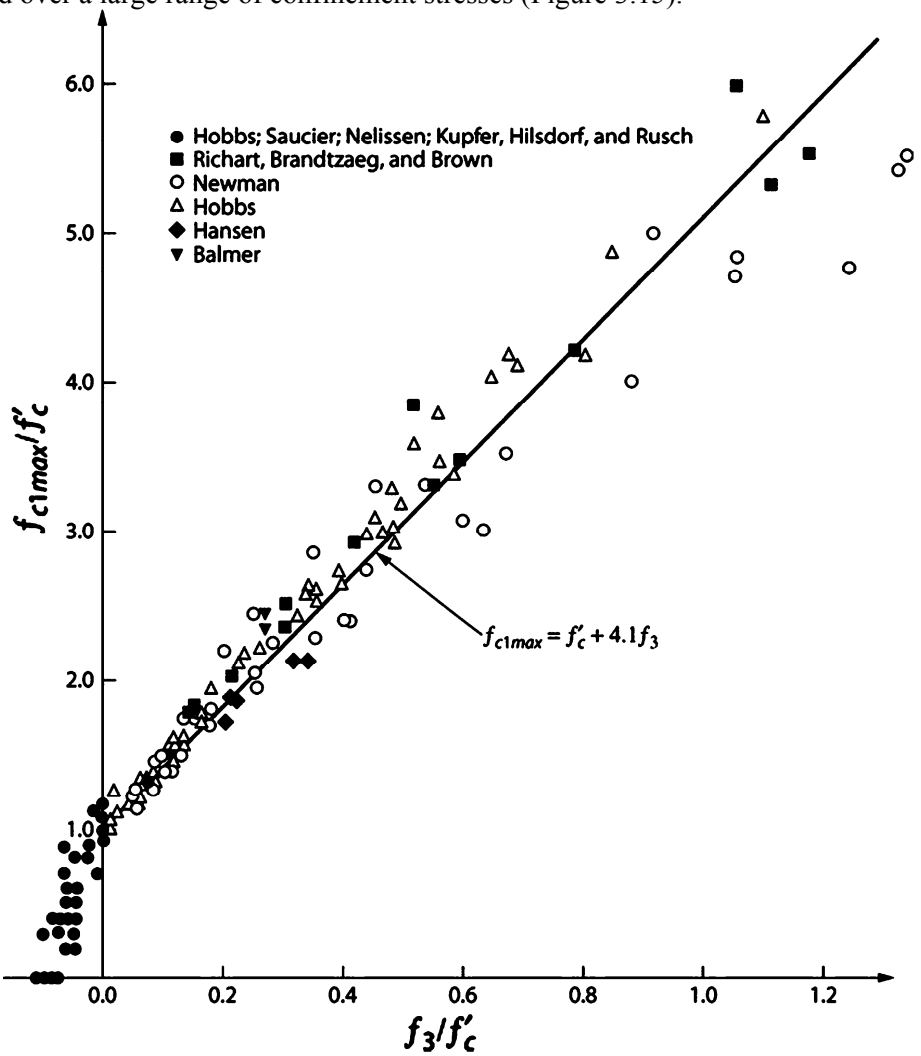


FIGURE 3.15 Comparison of measured confined concrete strength versus Eq. (3.11). (After Hobbs et al., 1977.)

نمودار فوق نشان میدهد می توان مقاومت بتن در راستای ۱ را با رابطه زیر تقریب زد:

$$\sigma_1 = f'_c + 4.1\sigma_3$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

شکل زیر نتایج آزمایش بر روی ستونی با آرایش مختلف تنگ را نشان می دهد.
محور افقی کرنش طولی ستونها را نشان می دهد.
شکل پذیری ستون A از همه نمونه بیشتر است.
نمونه P که یک ستون بدون میلگرد طولی و بدون تنگ می باشد، تحت کرنش 0.003 گسیخته شده است.

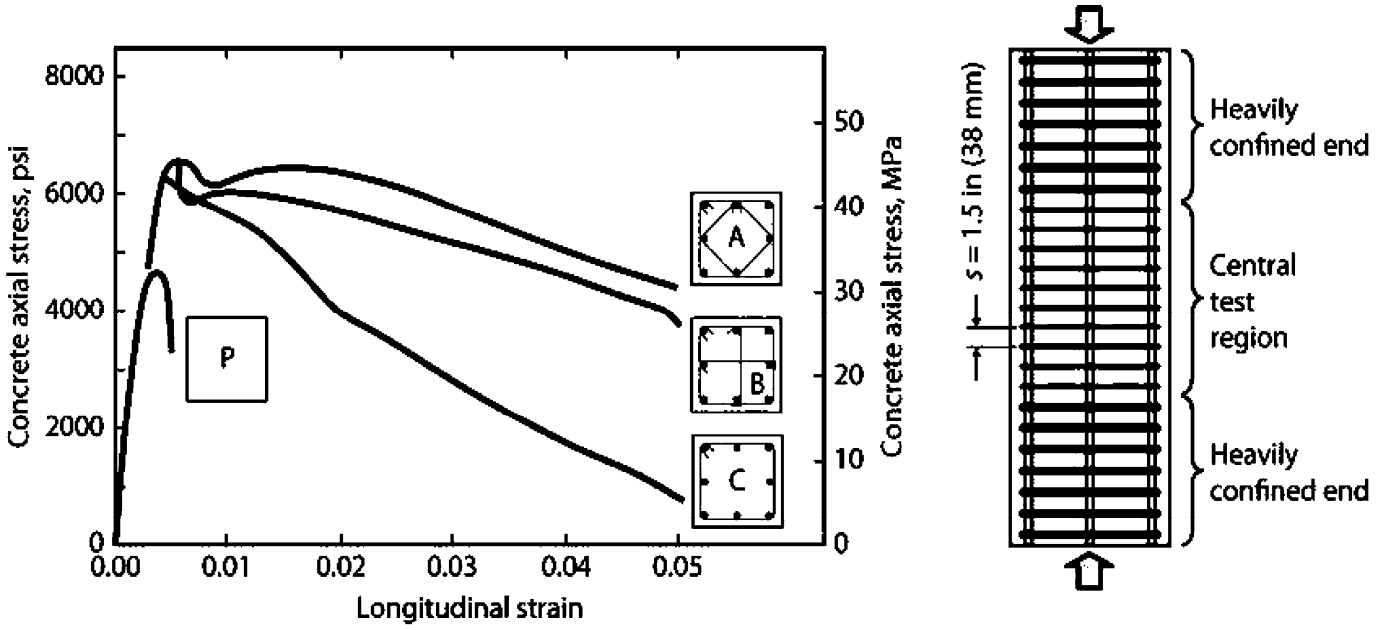


FIGURE 4.1 Stress–strain response of plain concrete (P) and three confined concrete cross sections. (*After Moehle and Cavanagh, 1985, used with permission from ASCE.*)

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۰-۲- ضوابط مهار میلگردهای طولی ستون

با توجه به اهمیت بالای آرماتورهای عرضی (تنگها) آیین نامه ضوابطی را برای آنها وضع کرده است. در بند زیر (مبحث نهم) ضوابط مهار میلگردهای طولی توسط تنگها قید شده است:

۹-۱۵ برش و پیچش

۹-۱۵-۱۲ جزئیات تکمیلی آرماتورهای عرضی

۹-۱۵-۱۲-۵ در هر مقطع تعداد خاموت‌ها باید طوری باشد که هریک از میلگردهای زیر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ درجه قرار گیرد و به طور جانبی نگهداشته شود:

الف- هر میلگردی که در گوشه‌های عضو واقع شود

ب- هر میلگرد غیر گوشه‌ای به صورت حداکثر یک در میان

پ- هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد نگهداری شده مجاور بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

در مواردی که میلگردهای طولی روی محیط دایره قرار گیرند، می‌توان از خاموت‌های مدور استفاده کرد مشروط بر آنکه انتهای آنها به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه ختم شود یا به نحوی مناسب در بتن قسمت داخلی دایره مهار شود.

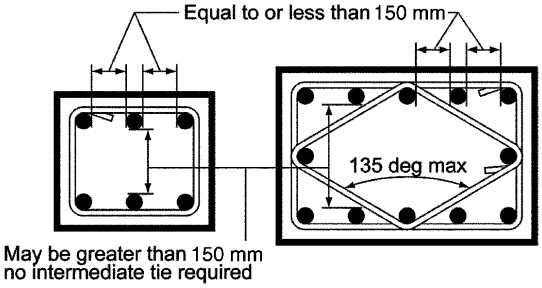
25.7—Transverse reinforcement

25.7.2 *Ties*

25.7.2.3 Rectilinear ties shall be arranged to satisfy (a) and (b):

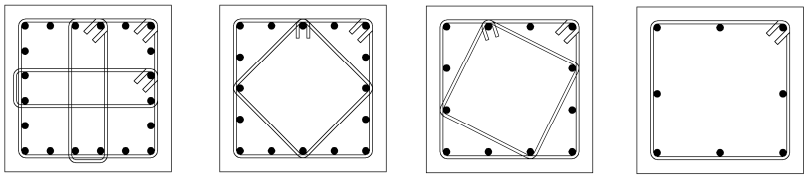
(a) Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees

(b) No unsupported bar shall be farther than 150 mm clear on each side along the tie from a laterally supported bar



طبق بندهای فوق میلگردهای غیر گوشه باید به صورت حداکثر یک در میان مهار شوند.

در شکل های زیر میلگرد ها به صورت یک در میان مهار شده اند.



محاسبات ۸۳- پایه۲

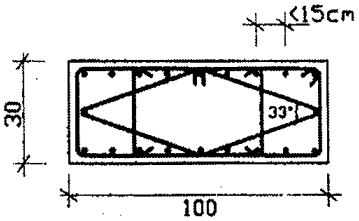
۳۳- در مقطع ستون بتن‌آرمه زیر، در صورتیکه فاصله آزاد ما بین آرماتورهای طولی کمتر از ۱۵ سانتیمتر باشد،

۱) از نظر فاصله آرماتورهای طولی از همدیگر مشکل فنی وجود دارد.

۲) از نظر نسبت ابعاد ستون مشکل فنی وجود دارد.

۳) عرض ستون کمتر از حد مجاز می‌باشد.

۴) از نظر تنگ‌گذاری مقطع ستون مشکل فنی وجود دارد.

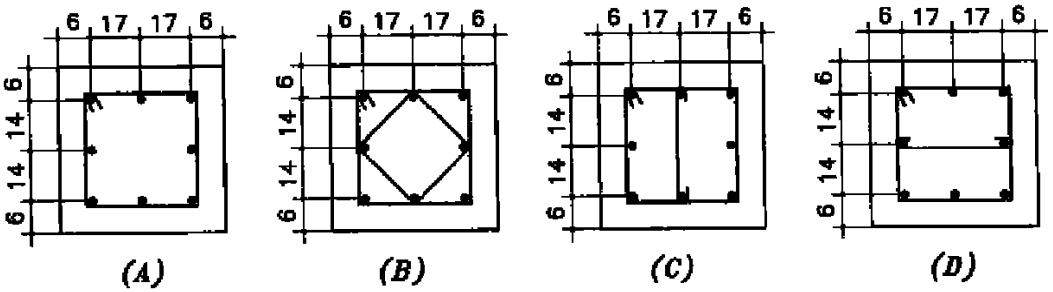


گزینه ۴ در شکل فوق میگرد میانی (که در ضلع بلندتر قرار گرفته) توسط یک لوزی بسته مهار شده است. زاویه این لوزی در وسط برابر 147 درجه می باشد که بیش از ۱۳۵ درجه بوده و توانایی کافی برای مهار میلگرد میانی را ندارد و قابل قبول نیست.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۸۷

۴۱- برای ستون بتن آرمه واقع در یک ساختمان بتنی با شکل پذیری متوسط کدامیک از مـوارد زیـر در مورد خاموت گذاری صحیح است؟ (اعداد بر حسب سانتیمتر می‌باشد.)



۱) فقط گزینه B قابل استفاده است.

۲) گزینه های A و B قابل استفاده هستند.

۳) گزینه های B و C قابل استفاده هستند.

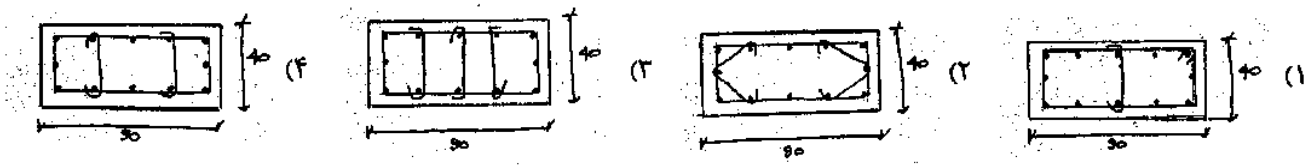
۴) هر سه گزینه B و C و D قابل استفاده هستند.

گزینه ۳

- در شکل فوق باید فواصل خالص بین میلگردها نشان داده شود و طراح به اشتباه فاصله آکس تا آکس میلگردها را نشان دهد است.

نظارت -۱۳۸۳

۴۵- در نقشه‌های یک ساختمان بتن مسلح که در شرایط اقلیمی متوسط ساخته می‌شود، ستون‌ها دارای مقطع ۴۰×۹۰(س م) می‌باشند و در آنها از ۱۲$\overline{\phi}$۲۸ به عنوان آرماتورهای طولی و $\overline{\phi}$/۱۰ برای آرماتورهای عرضی استفاده شده است. اگر در نقشه‌ها نحوه خاموت گذاری با جزئیات کافی ارائه نشده باشد و دسترسی به مهندس محاسبه نیز نباشد. کدام‌یک از گزینه‌های توصیه شده ذیل را که با شرایط آئین‌نامه آباً هم‌خوانی داشته باشد تأئید می‌کنید؟



گزینه ۳

فاصله خالص بین میلگردهای طولی بیش از 150 mm می باشد و بنابراین باید همگی مهار شوند.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۰-۳- مقایسه دورپیچ با تنگ بسته

به شکل توجه نمایید. در یکی از ستونها از تنگهای بسته مثلثی با فواصل 237 mm و در دیگری از آرماتور دورپیچ استفاده شده است.

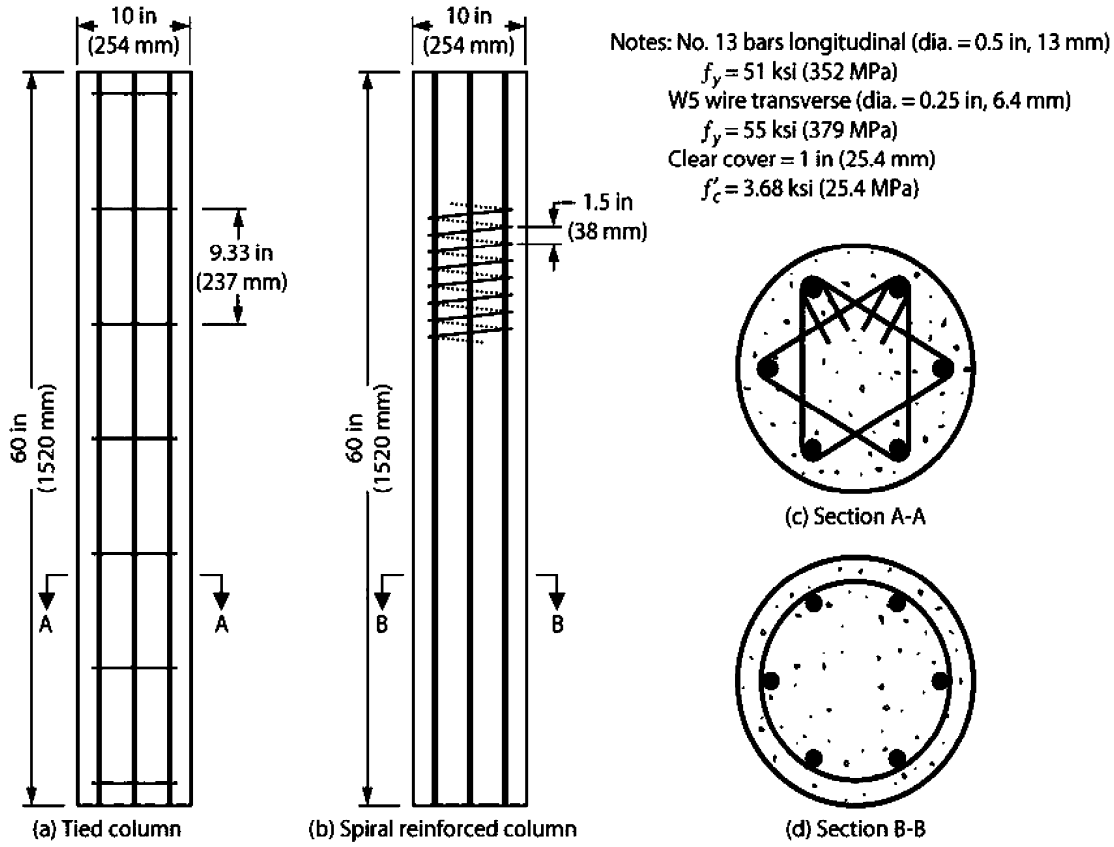


FIGURE 5.1 Two test columns. (*After Gamble and Thomson, 1977, courtesy of the University of Illinois* at Urbana–Champaign.)

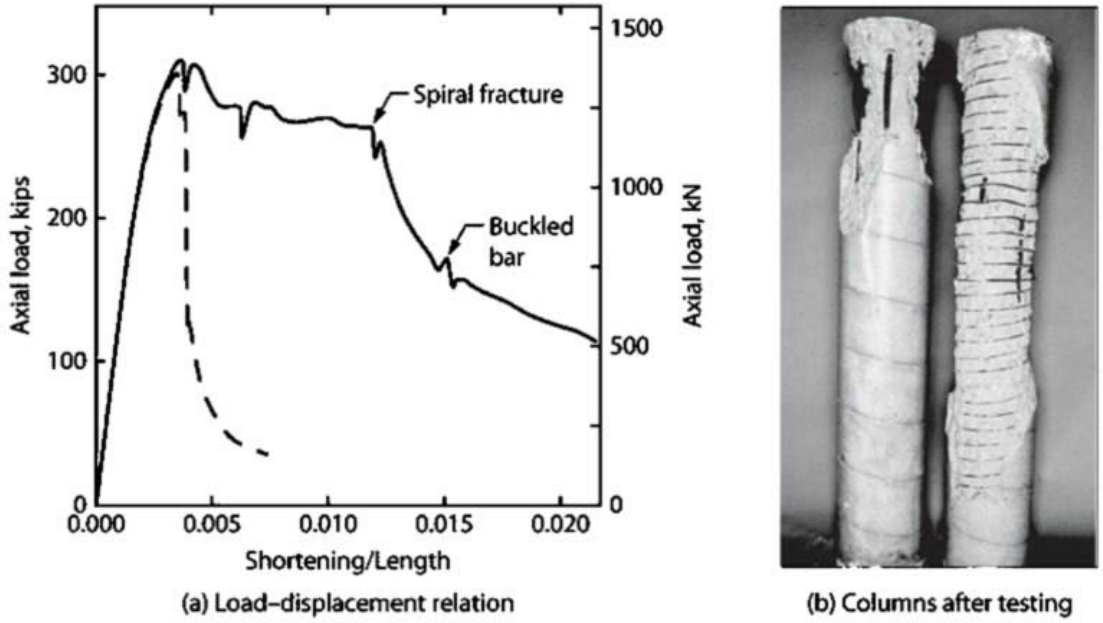


FIGURE 5.2 Behavior of test columns under concentric compression: (*a*) relation between total axial load and total column shortening; (*b*) photograph of columns after testing. (*After Gamble and Thomson, 1977, courtesy of the University of Illinois* at Urbana–Champaign.)

- در هر دو ستون مقاومت نهایی ستونها تقریبا یکسان است. منتها ستون با دورپیچ شکل پذیری بیشتری را دارد.

نکته: مراحل تخریب ستون با دورپیچ را به صورت زیر میتوان خلاصه کرد:

۱- تحت اثر بار محوری ابتدا پوسته تخریب می شود.

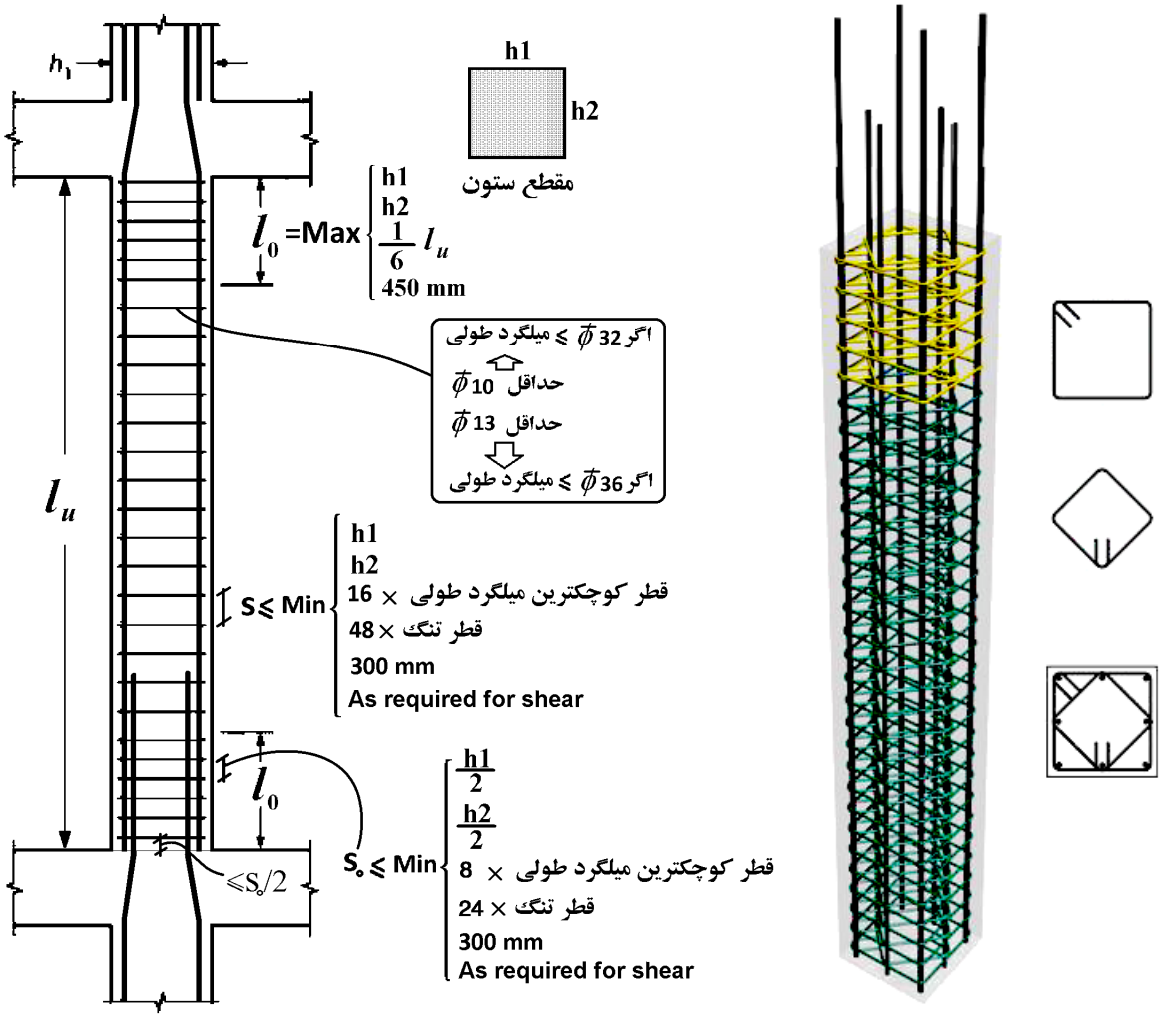
۲- افزایش تغییر شکل محوری در ستون در اثر افزایش بار محوری

۳- تسلیم دورپیچ ها و کاهش فشار جانبی آنها

۴- تخریب هسته

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۰-۴- فواصل تنگ - ستونهای با شکل پذیری متوسط



18.4—Intermediate moment frames

18.4.3 *Columns*

18.4.3.3 At both ends of the column, hoops shall be provided at spacing s_o over a length ℓ_o measured from the joint face. Spacing s_o shall not exceed the smallest of (a) through (d):

(a) 8 times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed
(b) 24 times the diameter of the hoop bar
(c) One-half of the smallest cross-sectional dimension of the column
(d) 300 mm

Length ℓ_o shall not be less than the greatest of (e), (f), and (g):

(e) One-sixth of the clear span of the column
(f) Maximum cross-sectional dimension of the column
(g) 450 mm

18.4.3.4 The first hoop shall be located not more than $s_o/2$ from the joint face.

CHAPTER 25—REINFORCEMENT DETAILS

25.7—Transverse reinforcement

25.7.2 *Ties*

25.7.2.1 Ties shall consist of a closed loop of deformed bar with spacing in accordance with (a) and (b):

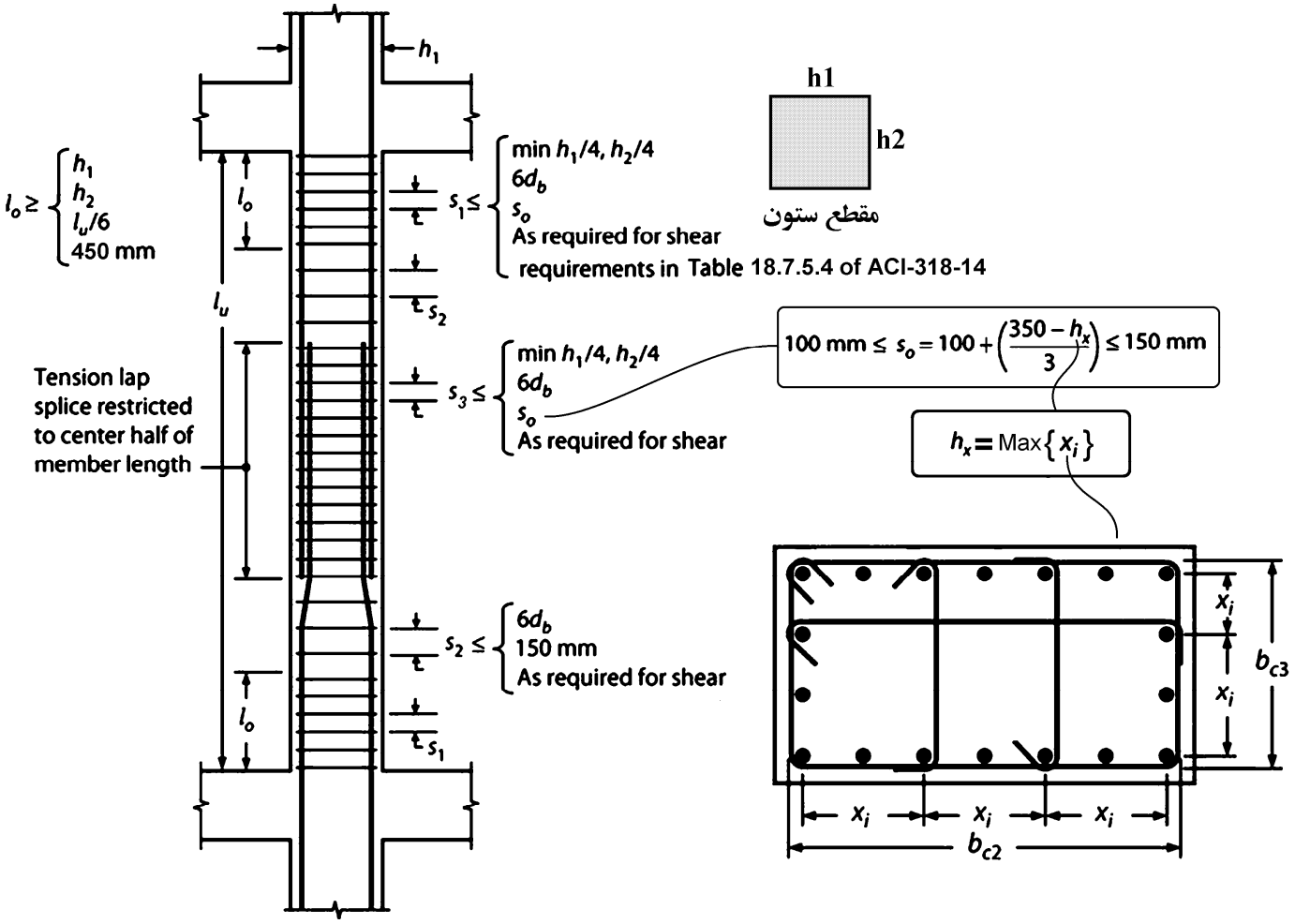
(a) Clear spacing of at least $(4/3)d_{agg}$
(b) Center-to-center spacing shall not exceed the least of $16d_b$ of longitudinal bar, $48d_b$ of tie bar, and smallest dimension of member

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

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۰-۵- ضوابط تنگ ها در ستونهای با شکل پذیری ویژه



ضوابط شکل فوق در بندهای زیر تشریح شده است:

18.7—Columns of special moment frames
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

18.7.5 *Transverse reinforcement*

18.7.5.3 Spacing of transverse reinforcement shall not exceed the smallest of (a) through (c):

(a) One-fourth of the minimum column dimension
(b) Six times the diameter of the smallest longitudinal bar
(c) s_o, as calculated by:

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad (18.7.5.3)$$

The value of s_o from Eq. (18.7.5.3) shall not exceed 150 mm and need not be taken less than 100 mm.

h_x = maximum center-to-center spacing of longitudinal bars laterally supported by corners of crossties or hoop legs around the perimeter of the column, mm

18.7.5.5 Beyond the length ℓ_o given in 18.7.5.1, the column shall contain spiral or hoop reinforcement satisfying 25.7.2 through 25.7.4 with spacing s not exceeding the lesser of six times the diameter of the smallest longitudinal column bars and 150 mm, unless a greater amount of transverse reinforcement is required by 18.7.4.3 or 18.7.6.

18.7.4.3 Mechanical splices shall conform to 18.2.7 and welded splices shall conform to 18.2.8. Lap splices shall be permitted only within the center half of the member length, shall be designed as tension lap splices, and shall be enclosed within transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 and 18.7.5.3.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۲

۲-در یک ستون به ارتفاع آزاد 3.3 متر از قاب خمشی بتن مسلح ویژه با مقطع 600×400 میلی‌متر، حداقل طولِ ناحیه بحرانی در دو انتها، که باید میلگرد عرضیِ ویژه به‌کار رود، چقدر می‌باشد؟ فرض کنید ستون دارای بار محوری فشاری قابل ملاحظه است.

۱) 450 mm　　۲) 550 mm

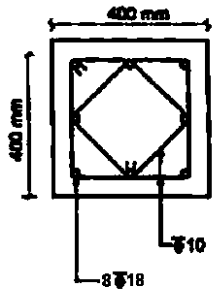
۳) 600 mm　　۴) 750 mm

گزینه ۳

$$l_0 = Max\left(\frac{3300}{6}, 600, 450\right) = 600\ mm$$

محاسبات ۹۲

۳۷-برای ستون با مقطع نشان داده شده حداکثر فاصله تنگ‌ها، برحسب میلیمتر در خارج از ناحیه بحرانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ستون برای شکل‌پذیری زیاد طرح شده، پوشش روی تنگ‌ها برابر 50 mm و آرماتور از نوع S400 و بتن از رده C25 می‌باشد. (فرض نمائید نیروی برشی کنترل‌کننده طرح نمی‌باشد).



۱) 100

۲) 150

۳) 200

۴) 250

گزینه ۱

$$Min(6d_b, 150, shear\ check) = Min(6 \times 18, 150) = 108\ mm$$

محاسبات ۹۲

۳۴-برای یک ستون بتنی با مقطع 500×500 میلی‌متر از 16Φ20 با توزیع یکنواخت در پیرامون مقطع ستون به عنوان آرماتور طولی و در سرتاسر طول ستون از تنگ‌هایی به قطر 8 میلی‌متر و به فاصله 80 میلی‌متر استفاده شده است. در صورتیکه در مراحل اجرا بنا به دلایلی قرار باشد از تنگ‌هایی به قطر 12 میلی‌متر برای این ستون استفاده شود، حداکثر فاصله لازم تنگ‌ها برای این ستون در نواحی بحرانی به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ستون برای شکل‌پذیری متوسط طراحی شده است.

۱) 160 میلی‌متر　　۲) 100 میلی‌متر　　۳) 140 میلی‌متر　　۴) 120 میلی‌متر

گزینه ۱

حداکثر فواصل در ناحیه بحرانی ستون متوسط:

$$s < Min\left(8 \times d_b, 24 \times d_{tie}, 0.5 \times \text{بعد ستون}, 300, shear\ check\right)$$

در مورد مقدار برش وارد بر ستون اطلاعات داده نشده است. اگر مقدار نیروی برشی وارد بر ستون معلوم باشد، بسته به مقدار نیروی برشی، محدود d/2 و یا d/4 نیز باید رعایت شود.

$$s < Min(8 \times 20, 24 \times 12, 0.5 \times 500, 300) = 160\ mm$$

همچنین حجم خاموت($\frac{A_v}{s}$) نباید کاهش یابد:

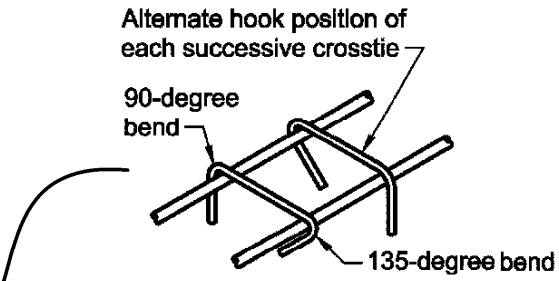
$$\frac{\pi \times 12^2}{S} \geq \frac{\pi \times 8^2}{80} \quad \rightarrow \quad S \leq 180\ mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۰-۵-۱- الزامات اضافی برای تنگهای ستونهای ویژه

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 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.
(f) Where $P_u > 0.3A_g f_c'$ or $f_c' > 70$ MPa in columns with rectilinear hoops, every longitudinal bar or bundle of bars around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook, and the value of h_x shall not exceed 200 mm P_u shall be the largest value in compression consistent with factored load combinations including E.

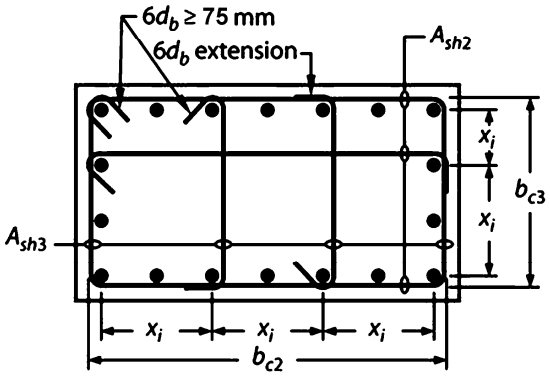


25.3.4 Seismic hooks used to anchor stirrups, ties, hoops, and crossties shall be in accordance with (a) and (b):
(a) Minimum bend of 90 degrees for circular hoops and 135 degrees for all other hoops
(b) Hook shall engage longitudinal reinforcement and the extension shall project into the interior of the stirrup or hoop

در نواحی بحرانی ستونهای ویژه (ناحیه l_0)
اگر نیروی فشاری ستون زیاد باشد ($P_u > 0.3A_g f_c'$)
- تمامی میلگردهای طولی ستون باید مهار جانبی داشته باشند.
- اگر از سنجاق استفاده شود هر دو انتهای سنجاق باید ۱۳۵ درجه باشد (لرزه ای باشد)

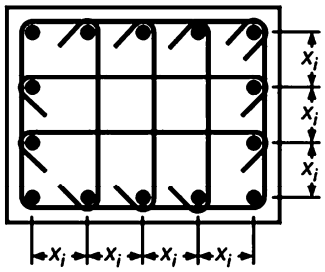
به شکل زیر توجه نمایید (بر گرفته از Moehle). شکلها مربوط به ناحیه بحرانی ستون ویژه می باشد.
در شکل سمت راست بار محوری ضریب دار ستون بیش از $0.3A_g f_c'$ می باشد و به همین جهت تمامی میلگردهای طولی توسط مهار شده اند. همچنین "هر دو" انتهای سنجاق ها دارای خم ۱۳۵ درجه هستند (seismic hook).
در شکل سمت چپ بار 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 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

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۰-۵-۲- کنترل حجم تنگ در ستونهای ویژه

18.7—Columns of special moment frames

18.7.5 *Transverse reinforcement*

18.7.5.4 Amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.7.5.4.

The concrete strength factor k_f and confinement effectiveness factor k_n are calculated according to Eq. (18.7.5.4a) and (18.7.5.4b).

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \qquad (18.7.5.4a)$$

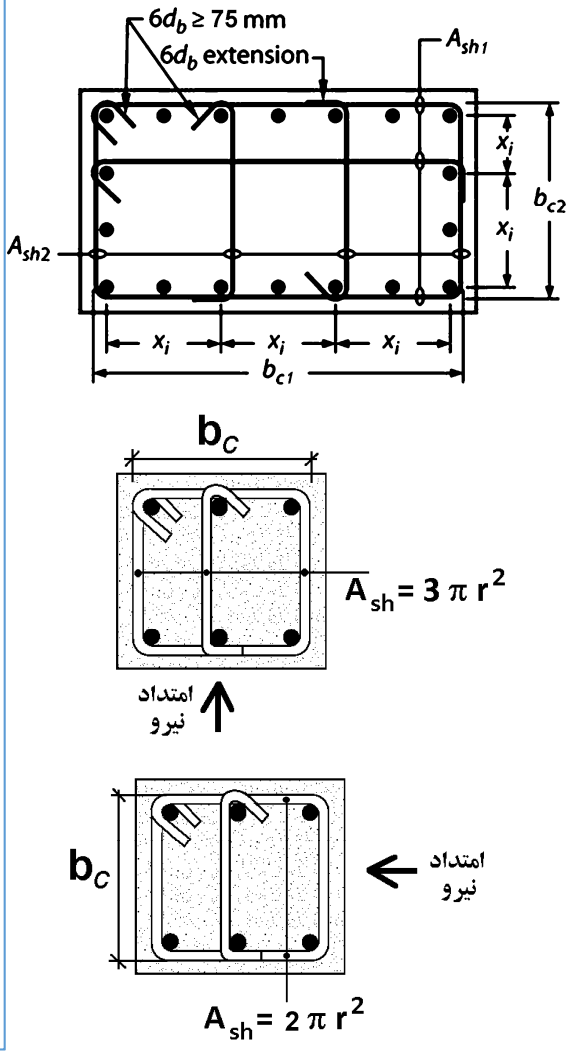
$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \qquad (18.7.5.4b)$$

where n_l is the number of longitudinal bars or bar bundles around the perimeter of a column core with rectilinear hoops that are laterally supported by the corner of hoops or by seismic hooks.

Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	
A_{sh}/sb_c for rectilinear hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa	Greater of (a) and (b)	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa	Greatest of (a), (b), and (c)	$0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
			$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (c)
ρ_s for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa	Greater of (d) and (e)	$0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa	Greatest of (d), (e), and (f)	$0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e)
			$0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (f)

18.7.5.5 Beyond the length ℓ_o given in 18.7.5.1, the column shall contain spiral or hoop reinforcement satisfying 25.7.2 through 25.7.4 with spacing s not exceeding the lesser of six times the diameter of the smallest longitudinal column bars and 150 mm, unless a greater amount of transverse reinforcement is required by 18.7.4.3 or 18.7.6.



b_c = cross-sectional dimension of member core measured to the outside edges of the transverse reinforcement composing area A_{sh}, mm

A_{ch} = cross-sectional area of a member measured to the outside edges of transverse reinforcement, mm^2

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات-۹۱

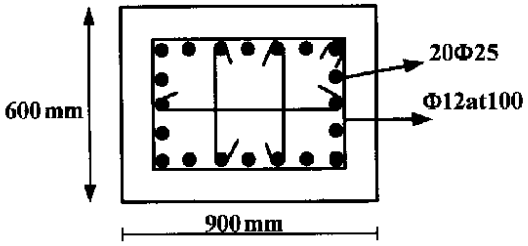
۴۰- ستونی با مقطع زیر، برای شکل‌پذیری زیاد طراحی شده است. سطح مقطع لازم تنگ‌های ویژه A_{sh} برحسب mm^2 کدام است؟ (فاصله‌ی لبه خارجی ستون تا پشت تنگ‌ها ۴۵mm، $f_y = 400MPa$ $f_c = 20MPa$)

۱) ۳۴۲

۲) ۲۴۷

۳) ۳۵۰

۴) ۲۵۳



با فرض اینکه نیروی محوری ستون کمتر از $0.3A_g f'_c$ باشد:

$$\frac{A_{sh}}{(s \times b_c)} = max\begin{Bmatrix} 0.3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{F_{yt}} \\ 0.09 \times \frac{f'_c}{F_{yt}} \end{Bmatrix}$$

$$\frac{A_{sh}}{(100 \times 810)} = max\begin{Bmatrix} 0.3 \times \left(\frac{900 \times 600}{810 \times 510} - 1\right)\frac{20}{400} = 0.004608 \\ 0.09 \times \frac{20}{400} = 45 \end{Bmatrix} \rightarrow A_{sh} = 373\ mm^2$$

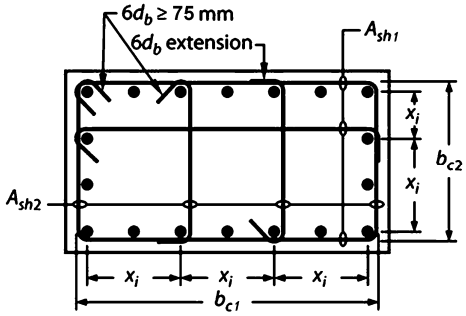
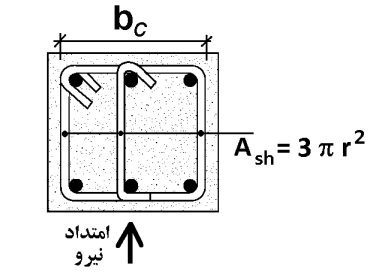
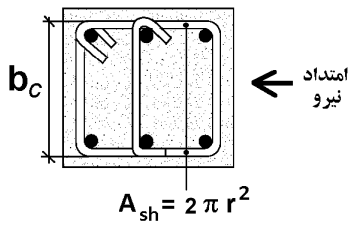


Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	
A_{sh}/sb_c for rectilinear hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa	Greater of (a) and (b)	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa	Greatest of (a), (b), and (c)	$0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (c)





 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات-۹۱

۲۰- در ستون‌های با مقطع 60 × 60 cm در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد، مقدار پوشش بتن برابر 45mm، قطر میلگردهای طولی 20 میلیمتر، قطر میلگردهای عرضی 10 میلیمتر، فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر 100 میلیمتر، بتن از رده C25 و فولاد مصرفی از رده S400 می‌باشد. چنانچه مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز براساس تحلیل سازه برای ستون‌های این قاب برابر 250 میلیمتر مربع باشد، کدامیک از مقادیر زیر نزدیکترین مقدار به حداقل مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی ستون‌های مذکور می‌باشد؟

۱) 480 میلیمتر مربع
۲) 360 میلیمتر مربع
۳) 280 میلیمتر مربع
۴) 250 میلیمتر مربع

گزینه ۲

با فرض اینکه نیروی محوری ستون کمتر از $0.3A_g f'_c$ باشد:

$$b_c = 600 - 2(45) = 510\ mm$$
$$A_{ch} = (510)^2\ mm$$

$$\frac{A_{sh}}{(s \times b_c)} = max\left\{\begin{matrix} 0.3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{F_{yt}} \\ 0.09 \times \frac{f'_c}{F_{yt}} \end{matrix}\right\}$$

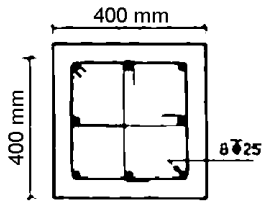
$$\frac{A_{sh}}{100 \times 510} = Max\left\{\begin{matrix} 0.3\left(\frac{600^2}{510^2} - 1\right)\left(\frac{25}{400}\right) = 0.0072 \\ 0.09 \times \frac{25}{400} = 0.005625 \end{matrix}\right\} \rightarrow \quad A_{sh} = 367\ mm^2$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۲

۳۶- حداکثر فاصله تنگ‌های ویژه را در ناحیه بحرانی ستون با مقطع زیر که دارای $8\Phi25$ بوده و برای شکل‌پذیری زیاد طرح شده است تعیین کنید. قطر تنگ 10 mm، پوشش روی تنگ‌ها برابر 40 mm، میلگردها از نوع S400 و بتن از رده C25 فرض می‌شود.

(فرض کنید نیروی برشی کنترل‌کننده نمی‌باشد)



۱) 100 mm
۲) 50 mm
۳) 70 mm
۴) 80 mm

پاسخ: گزینه ۳

- محاسبه مقدار s_0:

$$x_i = \frac{(400 - 2(40 + 10 + 12.5))}{2} = 137.5\ mm \quad \rightarrow \quad h_x = 137.5 \quad \rightarrow \quad s_0 = 100 + \frac{(350 - 137.5)}{3} = 170$$

مقدار s_0 نباید بیش از 150 mm باشد:

$$\rightarrow s_0 = 150\ mm$$

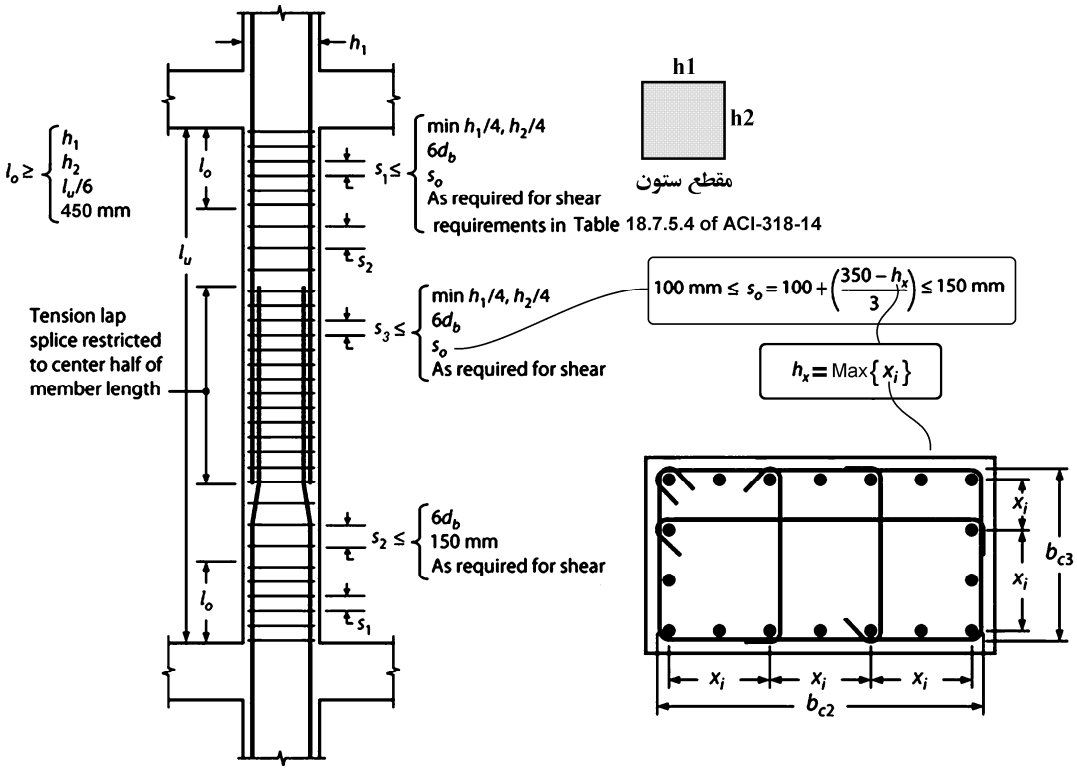
- کنترل و محاسبه حداقل فاصله بر اساس روابط Table 18.7.5.4:

$$\frac{3 \times \pi \times 5^2}{s \times 320} = Max\left\{\begin{matrix} 0.3\left(\frac{400^2}{320^2} - 1\right)\left(\frac{25}{400}\right) = 0.0105 \\ 0.09 \times \frac{25}{400} = 0.005625 \end{matrix}\right\} \rightarrow s < 70\ mm$$

با توجه به شکل زیر فاصله تنگها در ناحیه بحرانی از رابطه زیر بدست می آید:

$$s_1 \le Min\left(\frac{\text{ستون بعد}}{4}, 6 \times d_b, s_0, \text{shear check}, \text{Table } 18.7.5.4\right)$$

$$s_1 \le Min(100, 6 \times 25, 150, \text{shear check}, 70) = 70\ mm$$



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

تذکر: ضوابط صفحه قبل مربوط به تنگها می باشد و هدف از آنها ایجاد محصوریت در ستون می باشد.

علاوه بر ضوابط صفحه قبل ستون برای برش نیز باید کنترل شود. در تمام طول ستون، باید ضوابط برش نیز کنترل شود:

$$V_u \le \varphi(V_C + V_S)$$

که در آن $V_C = 0.17\sqrt{f_c'}\,bd$ و $V_S = \frac{A_v}{S} d.F_y$ و $\varphi = 0.75$ است.

همچنین بسته به میزان برش وارد بر مقطع فواصل زیر نیز باید کنترل شوند:

18.4.3.5 Outside of length ℓ_o, spacing of transverse reinforcement shall be in accordance with 10.7.6.5.2.

10.7.6.5.2 Maximum spacing of shear reinforcement shall be in accordance with Table 10.7.6.5.2.

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	

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات-۹۱

۱۱- ارتفاع آزاد یک ستون 40×40 cm بتنی قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط، برابر 6 متر و حداقل بار محوری نهائی آن N_u=250 kN است. حداکثر فاصله تنگ‌ها در نزدیک دو انتهای این ستون بر حسب میلیمتر چقدر می‌تواند باشد؟

(قطر تنگ‌ها 8 میلیمتر، قطر میلگردهای اصلی ستون 20 میلیمتر و رده بتن C25 و پوشش بتن برابر 40 میلیمتر فرض شود.)

۱) 160　　۲) 125

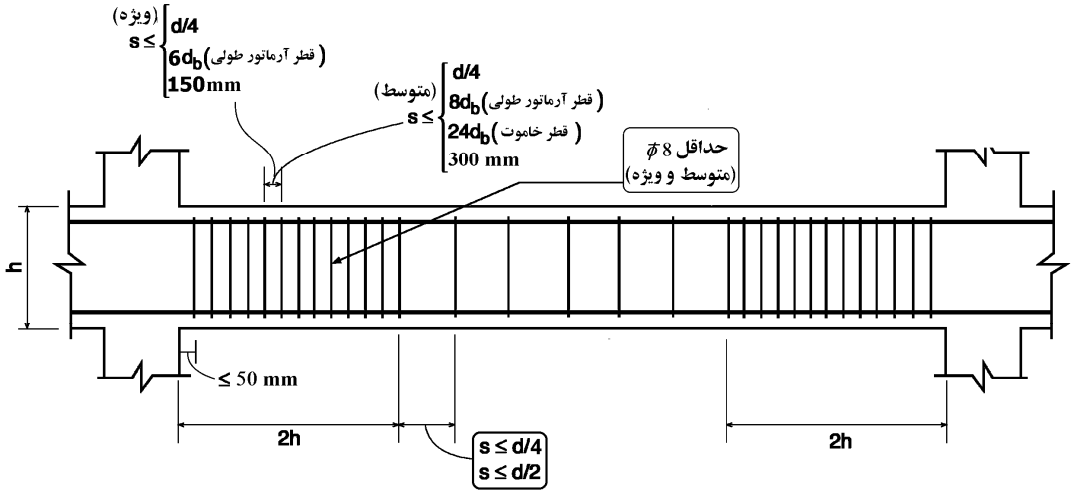
۳) 100　　۴) 85

گزینه ۴:

$$(N_u = 250\ kN) < 0.1 f_c A_g = 0.1 \times 25 \times 400 \times 400 = 400000N = 400\ kN$$

با توجه به اینکه نیروی محوری وارد بر عضو کمتر از $0.1 f_c A_g$ می باشد، ناچیز بوده و فواصل آرماتورهای عرضی مربوط به تیرها باید رعایت شود:

$$s < Min\left\{\frac{d}{4}, 8d_b, 24d_s, 300\ mm\right\} = Min\left\{\frac{340}{4}, 8 \times 20, 24 \times 8, 300\ mm\right\} = 85\ mm$$



محاسبات ۹۵

۳۵-در یک ساختمان بتنی درجا با شکل‌پذیری متوسط، در صورتی‌که نیروی محوری نهایی ستون‌های طبقه بام 12 درصد حاصل‌ضرب مقاومت فشاری مشخصه بتن در سطح مقطع کلی ستون باشد، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته در طول ستون در نواحی بحرانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید برش نهایی عضو نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب نکند. بتن از رده C25 و فولاد از نوع S340 است. میلگردهای طولی Φ20، خاموت‌ها Φ10 و ابعاد ستون 500×500 میلی‌متر و ارتفاع مؤثر مقطع 420 میلی‌متر است.)

۱) 200 میلی‌متر

۲) 80 میلی‌متر

۳) 105 میلی‌متر

۴) 160 میلی‌متر

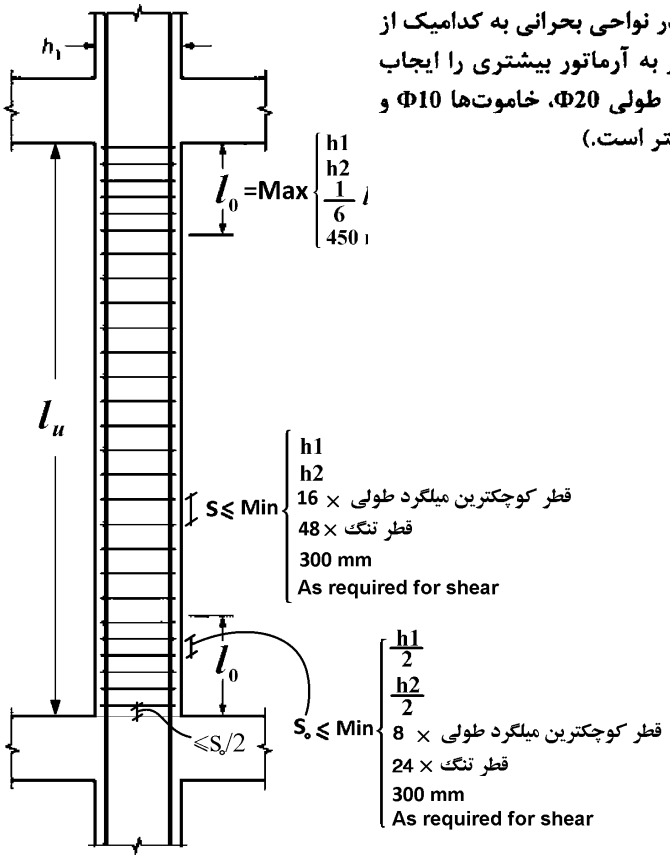
گزینه ۴

از آنجا که نیروی وارد بر ستون $0.12 f_c A_g$ می باشد،

این عضو "عضو فشاری" محسوب می شود و

حداکثر فواصل تنگها در ناحیه بحرانی برابر است با :

$$s < Min(8 \times 20, 24 \times 10, 0.5 \times 500, 300) = 160\ mm$$



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال) یک ستون کوتاه تحت اثر بار محوری $P_{dead} = 1000kN$ و $P_{Live} = 400kN$ و $P_E = 500\ kN$ قرار دارد. ابعاد مقطع ستون 500mm × 500mm می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\varphi25 = 5890\text{mm}^2$ می باشد. قطر تنگ ها را φ10 فرض نمایید.

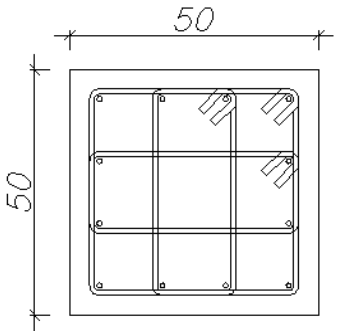
برش ضریب دار وارد بر مقطع ستون نیز برابر Vu=300 KN می باشد.

$$f_c' = 25\ MPa,\ \ F_y = 400MPa,\ \ F_{yt} = 300MPa$$

فواصل تنگها را در ناحیه بحرانی محاسبه نمایید (**شکل پذیری ویژه**)

$$\left.\begin{matrix} P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 2100\ kN \\ 0.3A_g f_c' = 1800\ kN \end{matrix}\right\} P_u > 0.3A_g f_c'$$

با توجه به کنترل فوق تمامی میلگردهای طولی نیاز به مهار جانبی توسط قلاب لرزه ای و یا گوشه تنگ بسته دارند:



$$h_x = \frac{500 - 80 - 20 - 25}{3} = 125\ mm < (200\ mm)\ OK.$$

$$\left.\begin{matrix} \frac{C_1}{4} = 125\ mm \\ 6d_b = 150mm \\ S_0 = 100 + \left(\frac{350 - 125}{3}\right) = 175\ mm \rightarrow s_0 = 150\ mm \end{matrix}\right\} S_{max} = 125\ mm$$

$$K_f = \frac{24}{175} + 0.6 = 0.737 \rightarrow K_f = 1$$

$$K_n = \frac{12}{12 - 2} = 1.2$$

$$\left.\begin{matrix} 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{F_{yt}} = 0.3\left(\frac{500^2}{(500 - 80)^2} - 1\right)\frac{25}{300} = 0.01043 \\ 0.09\ \frac{f_c'}{F_{yt}} = 0.0075 \\ 0.2K_f K_n \frac{P_u}{F_{yt}A_{ch}} = 0.0104 \end{matrix}\right\} 0.0104$$

$$\frac{A_{sh} = 4 \times \pi \times 5^2 = 314.159\ mm^2}{sb_c = s(500 - 80)} = \frac{0.748}{s} > 0.0104\ \ \rightarrow s < 71\ mm\ \ \ \rightarrow Use\ s = 70\ mm$$

* علاوه بر محاسبات فوق می بایست برش نیز کنترل گردد. با توجه به اینکه Vu=300 KN خواهیم داشت:

$V_u \leq \varphi(V_C + V_S)\ \rightarrow 300 \times 10^3 \leq 0.75 \times \left(0.17\sqrt{24} \times 500 \times 437.5 + V_S\right) \rightarrow\ V_S = 217819.2\ N = 217.82\ KN$

$0.33\sqrt{24} \times 500 \times 437.5 = 353.64\ KN > V_S = 217.82\ \text{KN}\ \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2} = 218.75\ mm\ \rightarrow OK$

مقدار s=70 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.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال:

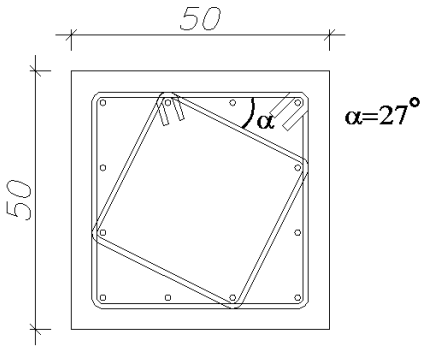
حداکثر بار محوری ضریب دار در یک ستون ویژه برابر $P_u = 1500\ kN$ می باشد. ابعاد مقطع ستون 500mm × 500mm می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\varphi 25 = 5890\text{mm}^2$ می باشد. قطر خاموت ها را $\varphi 10$ فرض نمایید.

$$f'_c = 25\ MPa\ ,\ F_y = 400MPa,\quad F_{yt} = 300MPa$$

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 $\varphi 10$ از تنگ $\varphi 12$ استفاده شود.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۰-۶- ضوابط فاصله دورپیچ ها در ستونهای گرد

25.7—Transverse reinforcement

25.7.3 *Spirals*

25.7.3.1 Spirals shall consist of evenly spaced continuous bar or wire with clear spacing conforming to (a) and (b):

(a) At least the greater of 25 mm and **(4/3)d_{agg}**
(b) Not greater than 75 mm

25.7.3.2 For cast-in-place construction, spiral bar or wire diameter shall be at least 9.5 mm.

25.7.3.3 Volumetric spiral reinforcement ratio ρ_s shall satisfy Eq. (25.7.3.3).

$$\rho_s \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (25.7.3.3)$$

where the value of f_{yt} shall not be taken greater than 700 MPa.

25.7.3.4 Spirals shall be anchored by 1-1/2 extra turns of spiral bar or wire at each end.

18.7—Columns of special moment frames

18.7.5 *Transverse reinforcement*

18.7.5.4 Amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.7.5.4.

The concrete strength factor k_f and confinement effectiveness factor k_n are calculated according to Eq. (18.7.5.4a) and (18.7.5.4b).

(a) $$k_f = \frac{f'_c}{175}+0.6 \geq 1.0 \qquad (18.7.5.4a)$$

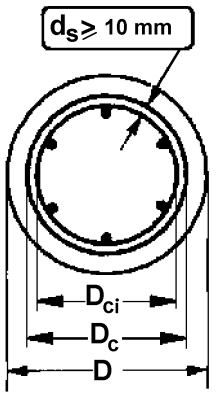
(b) $$k_n = \frac{n_l}{n_l-2} \qquad (18.7.5.4b)$$

Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	
ρ_s for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3A_gf'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa	Greater of (d) and (e)	$0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_gf'_c$ or $f'_c > 70$ MPa	Greatest of (d), (e), and (f)	$0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e)
			$0.35k_f\frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (f)

A_{sh} = total cross-sectional area of transverse reinforcement, including crossties, within spacing s and perpendicular to dimension b_c, mm^2

ρ_s = ratio of volume of spiral reinforcement to total volume of core confined by the spiral, measured out-to-out of spirals



$A_g = \pi D^2/4$

$A_c = \pi D_c^2/4$

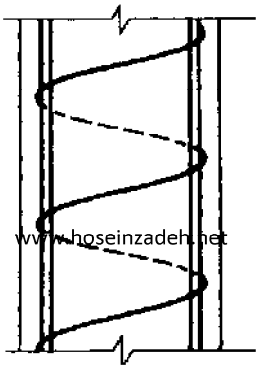
$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$$

ستون با شکل پذیری معمولی و متوسط
+ ستون غیر لرزه ای

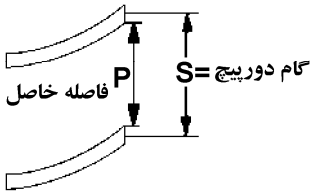
ستون با شکل پذیری ویژه

$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq \text{Max}\begin{cases} 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.35k_f\frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \end{cases}$$

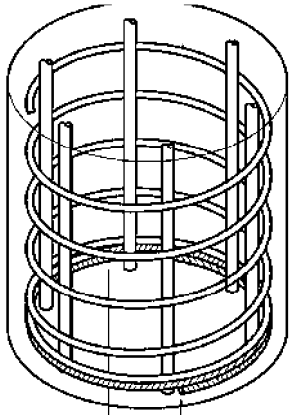
if $P_u > 0.3A_gf'_c$ or $f'_c > 70$ MPa



25mm ≤ P ≤ 75mm



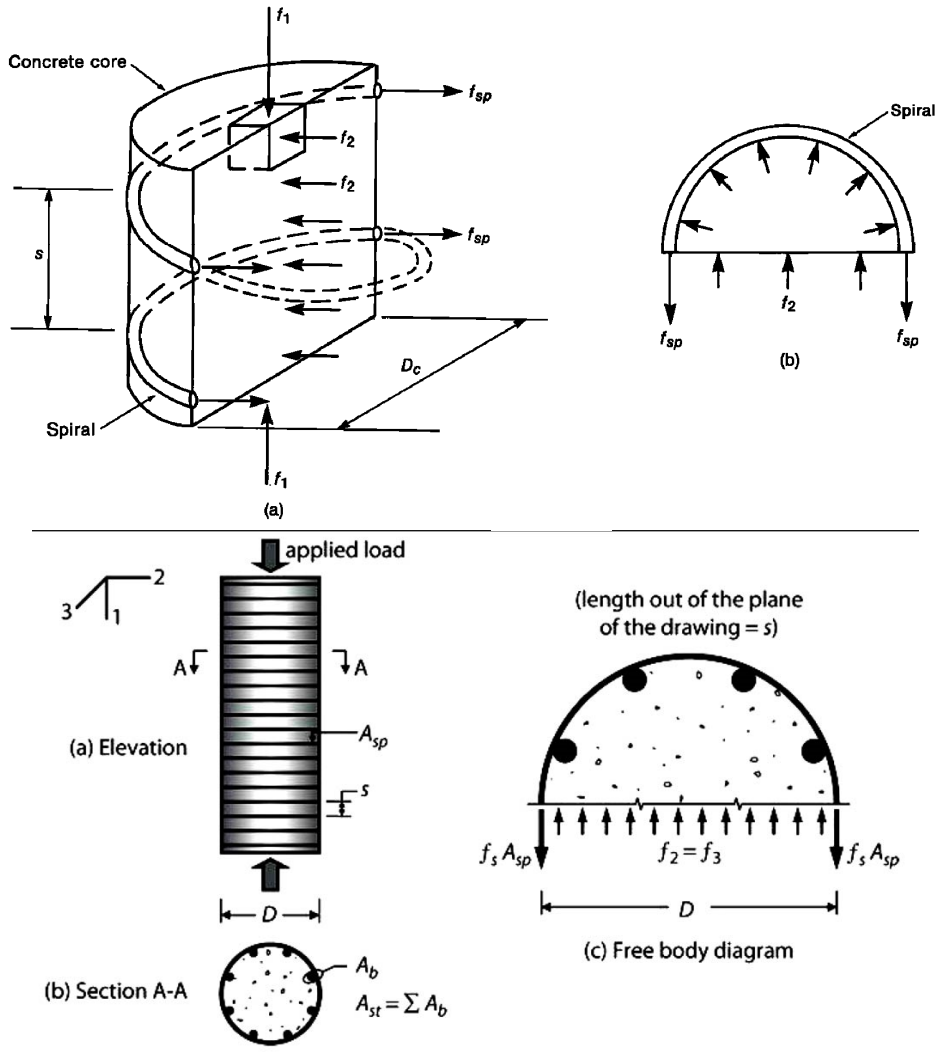
www.hoseinzadeh.net



1.5 دور پیچیدن اضافی
میلگرد در انتها

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

اثبات رابطه $\rho_s > 0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f'_c}{f_y}$:



به شکل (c) توجه کنید. در اثر اعمال بار محوری فشاری به ستون، دورپیچ تحت تنش کششی f_s و بتن هسته تحت تنش فشاری f_2 می باشد.
با توجه به تعادل نیروها می توان حداکثر تنش f_2 وارد بر بتن را زمانی که دورپیچ به تسلیم می رسد ($f_s = f_{yt}$) بدست آورد:

$$f_2\left(\text{مساحت بتن}\right) = 2f_s\left(\text{مساحد دورپیچ}\right) \quad \rightarrow f_2 \times DS = 2 \times f_{yt} \times A_{sp} \quad \rightarrow \quad f_2 = \frac{2f_{yt}A_{sp}}{DS}$$

در روابط فوق S فاصله (گام) دورپیچ می باشد. از طرفی نسبت حجم دورپیچ به حجم هسته برابر است با:

$$\rho_s = \frac{\text{حجم دورپیچ}}{\text{حجم هسته}} = \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4A_{sp}}{D_c \times s}$$

بنابراین میتوان نوشت:

$$\left.\begin{aligned} f_2 &= \frac{2f_{yt}A_{sp}}{D_c S} \\ \rho_s &= \frac{4A_{sp}}{D_c \times s} \end{aligned}\right\} f_2 = \frac{\rho_s f_{yt}}{2}$$

با ایجاد f_2 تنش مقاوم هسته چقدر خواهد بود؟ باتوجه به رابطه زیر با افزایش f_2 مقاومت فشاری ستون(f'_{cc}) افزایش می یابد:

$$f'_{cc} = f'_c + 4.1f_2$$

اگر بخواهیم مقاومت هسته محصور شده، بیش از مقاومت ستون اولیه (بدون محصورشدگی) باشد، حجم دورپیچ چقدر باید باشد؟

$$A_g f'_c < A_c f'_{cc} \quad \rightarrow \quad A_g f'_c < A_c(f'_c + 4.1f_2) \quad \rightarrow \quad A_g f'_c < A_c\left(f'_c + 4.1\frac{\rho_s f_y}{2}\right)$$

$$\frac{A_g}{A_c}f'_c - f'_c < 4.1\frac{\rho_s f_y}{2} \quad \rightarrow \quad 0.48\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f'_c}{f_y} < \rho_s$$

رابطه فوق با کمی تقریب در ACI-318-14 به صورت $0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f'_c}{f_y} < \rho_s$ بیان شده است:

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۵

۲۵- ستونی دایره‌ای به قطر 500 میلی‌متر با آرماتور Φ10 دورپیچ با گام 60 میلی‌متر (محور تا محور) مفروض است. در صورتی‌که پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر باشد، نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 0.021　　۲) 0.018

۳) 0.013　　۴) 0.010

گزینه ۳

$$\rho = \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4A_{sp}}{D_c \times s} = \frac{4\pi(5)^2}{(500-100)60} = 0.013$$

محاسبات ۹۳

۷- در یک ستون با مقطع دایره‌ای به قطر 450 mm و پوشش بتن 45 mm، حداکثر گام دورپیچ، بدون توجه به نیازهای محاسباتی، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (قطر دورپیچ را 10 میلی‌متر فرض کنید)

۱) 45 mm　　۲) 55 mm

۳) 75 mm　　۴) 100 mm

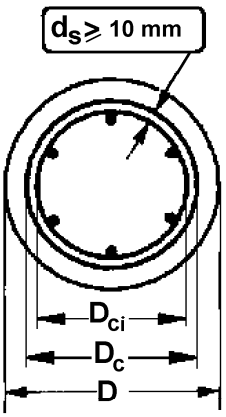
گزینه ۱

با فرض C25 برای بتن و S300 برای دورپیچ، گام دورپیچ باید چنان باشد که رابطه زیر تامین شود:

$$\left(\rho_s = \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4A_{sp}}{D_c s} = \frac{4(\pi \times 5^2)}{(450-90)s} = \frac{0.872}{s}\right) > \left(0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}} = 0.45\left(\frac{\pi(450)^2}{\pi(450-90)^2} - 1\right)\frac{25}{300} = 0.021\right)$$

$$s < 41\ mm$$

همچنین گام دورپیچ باید کمتر از $(75 + 10) = 85mm$ باشد.



$A_g = \pi D^2/4$

$A_c = \pi D_c^2/4$

$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$$

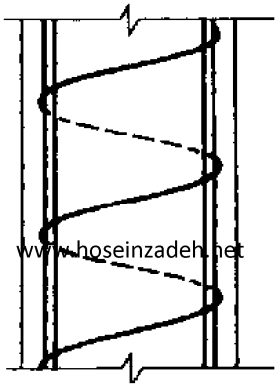
ستون با شکل پذیری معمولی و متوسط + ستون غیر لرزه ای

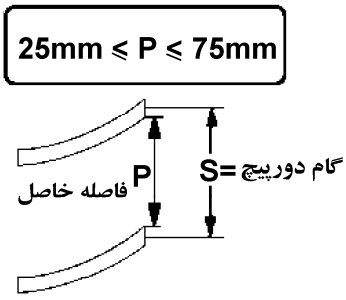
ستون با شکل پذیری ویژه

$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq \text{Max}\begin{cases} 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}} \\ 0.12\frac{f_c'}{f_{yt}} \\ 0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \end{cases}$$

if

$P_u > 0.3 A_g f_c'$ or $f_c' > 70$ MPa





هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۳

۳۳- ستونی با مقطع دایره و قطر خارجی 400 میلی‌متر در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط مفروض است. پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر، آرماتور طولی 6Φ25، آرماتور دورپیچ از Φ10 و رده بتن C25 می‌باشند. حداقل نسبت حجمی آرماتور دورپیچ لازم به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ نوع فولاد آرماتور طولی S400 و نوع فولاد دورپیچ S340 می‌باشد.
$(f_{yd} = \Phi_s f_y \, , f_{cd} = \Phi_c f_c \, , \Phi_c = 0.65)$

۱) 0.026 ۲) 0.028 ۳) 0.022 ۴) 0.024

$$\rho_s > 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.45\left(\frac{\pi \times 200^2}{\pi \times (200-50)^2} - 1\right)\frac{25}{340} = 0.0257$$

محاسبات ۹۴

۳۲- یک ستون بتنی درجا ریز با مقطع دایره‌ای با قطر D = 500 mm مفروض است. در صورتی‌که پوشش بتن از روی آرماتور دورپیچ برابر 50 mm، نوع بتن C30 و نوع فولاد مصرفی S340 باشد، حداقل نسبت حجمی آرماتور دورپیچ لازم به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 0.012 ۲) 0.015 ۳) 0.023 ۴) 0.030

گزینه ۳

$$\rho = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c}{f_{yt}} = 0.45\left(\frac{500^2}{400^2} - 1\right)\frac{30}{340} = 0.0223$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال: یک ستون کوتاه با مقطع دایره تحت اثر بار محوری $P_{dead} = 1000kN$ و $P_{Live} = 800kN$ و $P_E = 500\ kN$ قرار دارد.
قطر ستون600mm می باشد.
آرماتورهای طولی $A_s = 12\varphi25 = 5890\text{mm}^2$ می باشد.
قطر آرماتور دورپیچ را $\varphi10$ فرض نمایید.

$$f'_c = 25\ MPa\ ,\ F_y = 400MPa,\quad F_{yt} = 300MPa$$

فواصل دورپیچ ها را در دو حالت شکل پذیری متوسط و ویژه محاسبه نمایید.

متوسط:

طبق بند 27.5.3.1 فاصله خالص دورپیچ ها باید بین 25mm تا 75mm منظور شود. با توجه به اینکه قطر دورپیچ 10mm می باشد، محدوده مجاز گام دورپیچ بین 35mm تا 85mm می باشد.
حجم دورپیچ برابر است با:

$$\left.\begin{aligned}\rho_s &= \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4A_{sp}}{D_c \times s} = \frac{4(\pi \times 5^2)}{(600-80)s} = \frac{0.6038}{s}\\ \rho &= 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.45\left(\frac{\pi \times (300)^2}{\pi \times (300-40)^2} - 1\right)\frac{25}{300} = 0.0124\end{aligned}\right\} \rho_s > \rho \rightarrow s < 48.69\ mm$$

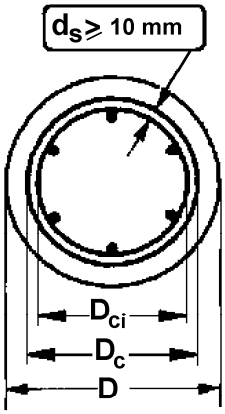
ویژه:

$$\left.\begin{aligned}P_u &= 1.2P_D + P_L + P_E = 2500\ kN\\ 0.3A_g f'_c &= 2120.6\ kN\end{aligned}\right\} P_u > 0.3A_g f'_c$$

$$K_f = \frac{25}{175} + 0.6 = 0.743 \rightarrow K_f = 1$$

$$\left.\begin{aligned}\rho_1 &= 0.45\left(\frac{\pi \times (300)^2}{\pi \times (300-40)^2} - 1\right)\frac{25}{300} = 0.0124\\ \rho_2 &= 0.12\frac{25}{300} = 0.01\\ K_f = \frac{25}{175} + 0.6 = 0.743 \rightarrow K_f = 1 \quad &\rightarrow \quad \rho_3 = 0.35 \times 1 \times \frac{2500000}{300 \times \pi \times (300-40)^2} = 0.0137\end{aligned}\right\} \rho = 0.0137$$

$$\rho_s \geq \rho \rightarrow \frac{0.6038}{S} \geq 0.0137 \rightarrow S \leq 44.07\ mm$$



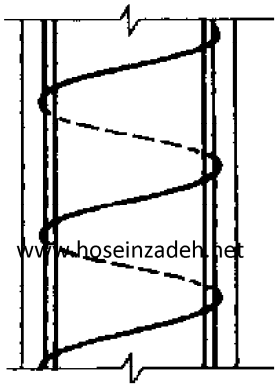
ستون با شکل پذیری معمولی و متوسط
+ ستون غیر لرزه ای

$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$$

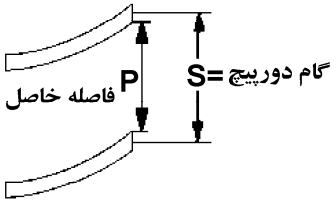
ستون با شکل پذیری ویژه

$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq \text{Max}\begin{cases}0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}\\ 0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}\\ 0.35k_f\frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}\end{cases}$$

if
$P_u > 0.3A_g f'_c$ or
$f'_c > 70$ MPa



25mm ≤ P ≤ 75mm



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

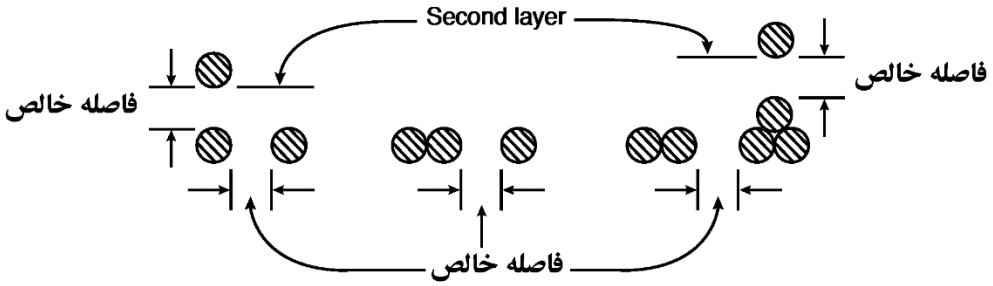
۱۰-۷- حداقل فاصله میلگردهای طولی در ستونهای تنگ دار و مارپیچ

25.2—Minimum spacing of reinforcement

25.2.1 For parallel nonprestressed reinforcement in a horizontal layer, clear spacing shall be at least the greatest of 1 in., d_b, and $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 For parallel nonprestressed reinforcement placed in two or more horizontal layers, reinforcement in the upper layers shall be placed directly above reinforcement in the bottom layer with a clear spacing between layers of at least 1 in.

25.2.3 For longitudinal reinforcement in columns, pedestals, struts, and boundary elements in walls, clear spacing between bars shall be at least the greatest of 1.5 in., $1.5d_b$, and $(4/3)d_{agg}$.



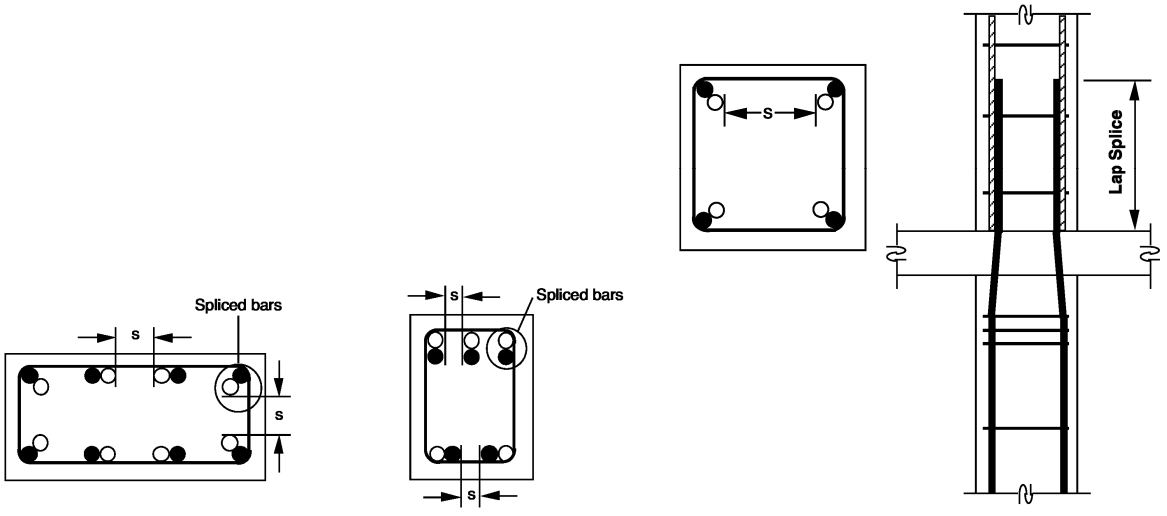
حداقل فاصله خالص	اعضای خمشی	Max (d_b , 25mm)
	اعضای فشاری	Max (1.5 d_b , 40 mm)

ضوابط مبحث نهم (ویرایش ۹۲) در رابطه با حداقل و حداکثر فاصله میلگردها:

۹-۱۴-۱۱-۱-۴ دراعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی‌متر، کمتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۶ محدودیت‌های فاصله آزاد بین میلگردها باید در مورد فاصله آزاد وصله‌های پوششی با وصله‌ها یا میلگردهای مجاور نیز رعایت شوند.

نکته مهم: ضوابط فوق در محل وصله نیز باید رعایت شود. به شکل زیر توجه کنید:



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۰-۸- حداقل تعداد میلگردهای طولی اعضای فشاری

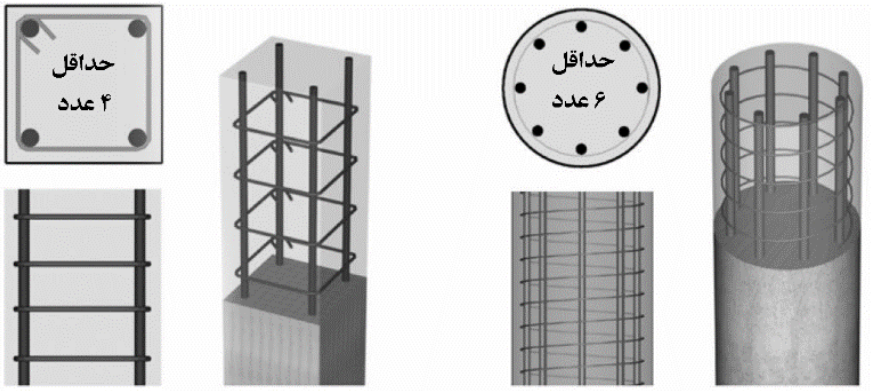
۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۲ حداقل تعداد میلگردهای طولی در قطعات فشاری به شرح زیر است:

الف- میلگردهای داخل تنگ‌های مدور یا مستطیلی، چهار عدد

ب- میلگردهای داخل تنگ‌های مثلثی، سه عدد

پ- میلگردهای داخل دورپیچ، شش عدد، مطابق بند ۹-۱۴-۹-۳ .



(a) Rectangular tied Column (b) Round spiral Column

10.7.3 *Longitudinal reinforcement*

10.7.3.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average f_{pe} < **225 psi**, the minimum number of longitudinal bars shall be (a), (b), or (c):

(a) Three within triangular ties
(b) Four within rectangular or circular ties
(c) Six enclosed by spirals or for columns of special moment frames enclosed by circular hoops

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۰-۹- محدودیت حداقل و حداکثر درصد میلگرد طولی در اعضای فشاری

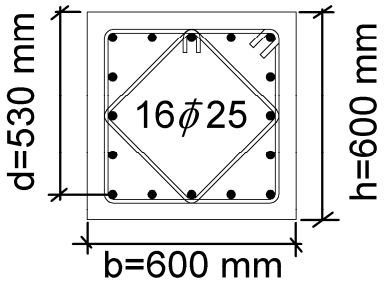
در تمامی ستونها درصد میلگرد طولی حداقل 0.01 و حداکثر 0.08 می باشد:

CHAPTER 10—COLUMNS

10.6—Reinforcement limits

10.6.1 *Minimum and maximum longitudinal reinforcement*

10.6.1.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average f_{pe} < **1.6 MPa**, area of longitudinal reinforcement shall be at least $0.01A_g$ but shall not exceed $0.08A_g$.



$$0.01 < \rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{16 \times \left(\frac{\pi \times 25^2}{4}\right)}{600 \times 600} = 0.022 < 0.08$$

R10.6.1.1 Limits are provided for both the minimum and maximum longitudinal reinforcement ratios.

Minimum reinforcement—Reinforcement is necessary to provide resistance to bending, which may exist regardless of analytical results, and to reduce the effects of creep and shrinkage of the concrete under sustained compressive stresses. Creep and shrinkage tend to transfer load from the concrete to the reinforcement, and the resultant increase in reinforcement stress becomes greater as the reinforcement ratio decreases. Therefore, a minimum limit is placed on the reinforcement ratio to prevent reinforcement from yielding under sustained service loads (Richart 1933).

Maximum reinforcement—The amount of longitudinal reinforcement is limited to ensure that concrete can be effectively consolidated around the bars and to ensure that columns designed according to the Code are similar to the test specimens by which the Code was calibrated. The 0.08 limit applies at all sections, including splice regions, and can also be considered a practical maximum for longitudinal reinforcement in terms of economy and requirements for placing. Longitudinal reinforcement in columns should usually not exceed 4 percent if the column bars are required to be lap spliced, as the lap splice zone will have twice as much reinforcement if all lap splices occur at the same location.

نکته مهم: در ستونهای قابهای خمشی ویژه حداکثر میلگرد طولی ستون به 0.06 محدود می شود:

18.7—Columns of special moment frames

18.7.4 *Longitudinal reinforcement*

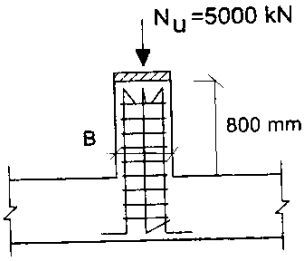
18.7.4.1 Area of longitudinal reinforcement, A_{st}, shall be at least $0.01A_g$ and shall not exceed $0.06A_g$.

نکته مهم: محدودیت حداکثر میلگرد در محل وصله نیز باید رعایت شود.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۶

۲۲- در صورتیکه نیروی محوری طراحی برای یک پدستال بتنی با شکل‌پذیری معمولی مطابق شکل زیر برابر N_u=5000 kN باشد، حداقل بعد مقطع این پدستال مربعی برحسب میلی‌متر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S340 فرض شود).



۱) B = 450

۲) B = 690

۳) B = 425

۴) B = 530

گزینه ۱

حداقل بعد یک عضو فشاری زمانی بدست میاید که بیشترین درصد مجاز میلگرد در ان قرار داده شود. با توجه به اصلاحیه مبحث نهم حداکثر درصد میلگرد مجاز برای اعضای فشاری برابر ۸ درصد می باشد. بنابراین با فرض اینکه میلگرد طولی پدستال برابر ۸ درصد باشد، داریم:

$$5000 \times 10^3 \le \varphi \times 0.8\left[0.85 f_c' A_g + \left(F_y - 0.85 f_c'\right) A_s\right]$$
$$5000 \times 10^3 \le 0.65 \times 0.8[0.85 \times 25 \times B^2 + (340 - 0.85 \times 25) \times (0.08 \times B^2)]$$

$$5000 \times 10^3 \le 24.31 B^2 \quad \rightarrow \quad 453 \le B$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۰-۱۰- محدودیت ابعاد مقطع ستون

۱۰-۱۰-۱- حداقل بعد ستون و نسبت ابعاد

- **شکل پذیری متوسط**
- در ACI-318-14 ضابطه صریحی برای "حداقل" بعد ستون با شکل پذیری "متوسط" ارائه نشده است ولی به لحاظ اجرایی توصیه می شود که بعد ستون کمتر از 300 mm منظور نشود.

- در مبحث نهم (ویرایش ۹۲) "حداقل" بعد ستون با شکل پذیری "متوسط" برابر 250 mm تعیین شده است. همچنین برای ستونهای مستطیلی با ابعاد b و h باید $b \geq 0.3h$ باشد:

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۲ اعضای تحت فشار و خمش در قاب‌ها ($N_u > ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۳-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۳-۲-۱-۱ در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه‌دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از $\frac{۱}{۲۵}$ کمتر باشد.

- **شکل پذیری ویژه**
- در ACI-318-14 و نیز مبحث نهم (ویرایش ۹۲) "حداقل" بعد ستون با شکل پذیری "ویژه" برابر 300 mm منظور تعیین شده است. همچنین برای ستونهای مستطیلی با ابعاد b و h باید $b \geq 0.4h$ باشد و یا به عبارت دیگر $h \leq 2.5b$ باشد:

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ($N_u > ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۴-۲-۱-۱ در این اعضاء محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از چهار دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضوآن در اعضایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو انتها در دو جهت خم می‌شوند، نباید کمتر از $\frac{۱}{۱۶}$ و در اعضای طره‌ای نباید کمتراز $\frac{۱}{۱۰}$ 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.

محاسبات-۹۰

۴۲- در قاب با شکل‌پذیری زیاد برای اعضای تحت اثر توام فشار و خمش (ستون) با مقطع مستطیل کدامیک از ابعاد زیر نمی‌تواند قابل قبول باشد؟ (ابعاد برحسب میلیمتر می‌باشند)

۱) 300×300　　۲) 800×300

۳) 350×350　　۴) 2000×800

گزینه ۲

در گزینه دوم $\frac{h}{b} = \frac{800}{300} = 2.66 \not\leq 2.5$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۰-۱۰-۲- حداقل بعد تیر و نسبت ابعاد

- **شکل پذیری متوسط**
- در ACI-318-14 ضابطه صریحی برای "حداقل" عرض تیر با شکل پذیری "متوسط" ارائه نشده است ولی به لحاظ اجرایی توصیه می شود که عرض تیر کمتر از 300 mm منظور نشود.

- در مبحث نهم (ویرایش ۹۲) "حداقل" " عرض تیر با شکل پذیری "متوسط" برابر 250 mm تعیین شده است. همچنین برای ستونهای مستطیلی با ابعاد b و h باید $b \geq 0.25h$ باشد:

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \leq ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۳-۱-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۳-۱-۱-۱ در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

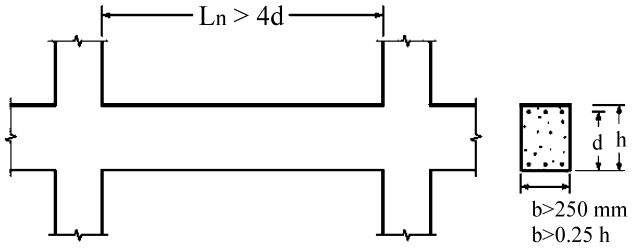
الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

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

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.



- **شکل پذیری ویژه**
- در ACI-318-14 و نیز مبحث نهم (ویرایش ۹۲) "حداقل" عرض تیر با شکل پذیری "ویژه" برابر 250 mm تعیین شده است. همچنین برای ستونهای مستطیلی با ابعاد b و h باید $b \geq 0.3h$ باشد:

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \leq ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۱-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۴-۱-۱-۱ در اعضای خمشی قاب‌ها 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 سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی در هر طرف عضو تکیه‌گاهی،

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، به‌اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه گاهی در هر طرف آن.

18.6—Beams of special moment frames

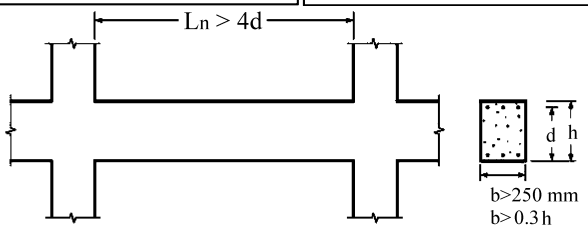
18.6.2 *Dimensional limits*

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 $0.75c_1$.



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۳

۲۵- اگر در عضوی از یک قاب ساختمانی بتنی با شکل‌پذیری متوسط، مقدار نیروی محوری نهایی در حالتهای مختلف ترکیبات بار، در محدوده $0.08\,f'_c A_g$ تا $0.13\,f'_c A_g$ باشد، حداقل نسبت عرض به بعد دیگر مقطع مورد قبول چقدر می‌باشد؟ لزومی به کنترل محدودیتهای دیگر نیست و $\phi_c = 0.65$ فرض شود.

۱) محدودیتی وجود ندارد.

۲) 0.3

۳) 0.25

۴) 0.5

گزینه ۲

$$N_{u-max} = 0.13\,f_c = \frac{0.13}{0.65} f_{cd} = 0.2 f_{cd}$$

$$N_{u-min} = 0.08\,f_c = \frac{0.08}{0.65} f_{cd} = 0.123 f_{cd}$$

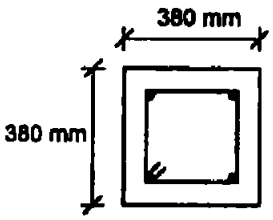
معیار تیر یا ستون بودن محدوده نیروی محوری عضو می باشد. در ترکیب بارهایی که نیروی محوری کم است، عضو تیر محسوب می شود و باید ضوابط تیر را رعایت کند و در ترکیب بارهایی که نیروی محوری بیشتر از $0.15 f_{cd} A_g$ می باشد عضو ستون محسوب شده و باید ضوابط ستونها در مورد آن رعایت شود.

بنابراین با توجه به محدوده نیروهای وارد بر عضو، هم باید ضوابط تیر رعایت شود و هم ضوابط ستون

ضابطه نسبت بعد کمتر به بعد بزرگتر در ستونها تعیین کننده تر است و گزینه ۲ صحیح است.

محاسبات ۹۳

۲۸- در مورد ستون (عضو تحت فشار و خمش) با مقطع 380×380 mm با آرماتور طولی4Φ25 و تنگ $\Phi 10 @ 150\ mm\ c/c$ و پوشش بتن 40 mm گزینه صحیح را انتخاب کنید؟



۱) چنانچه قطر تنگ از Φ10 به Φ12 تغییر یابد آرماتورگذاری قابل قبول تلقی می‌گردد.

۲) آرماتورگذاری عضو مورد نظر قابل قبول نیست.

۳) آرماتورگذاری عضو موردنظر قابل قبول است.

۴) چنانچه آرماتورهای طولی از 4Φ25 به 4Φ30 تغییر یابد آرماتورگذاری قابل قبول می‌گردد.

گزینه ۲

فاصله میلگردهای طولی برابر است با:

$$s = 380 - 2(40 + 10 + 12.5) = 255\ mm$$

که غیر قابل قبول است. برای این ستون باید از آرایش ۸ تایی به جای آرایش ۴ تایی برای میلگردهای طولی استفاده شود.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۰-۱۱- میلگردهای انتظار خم شده

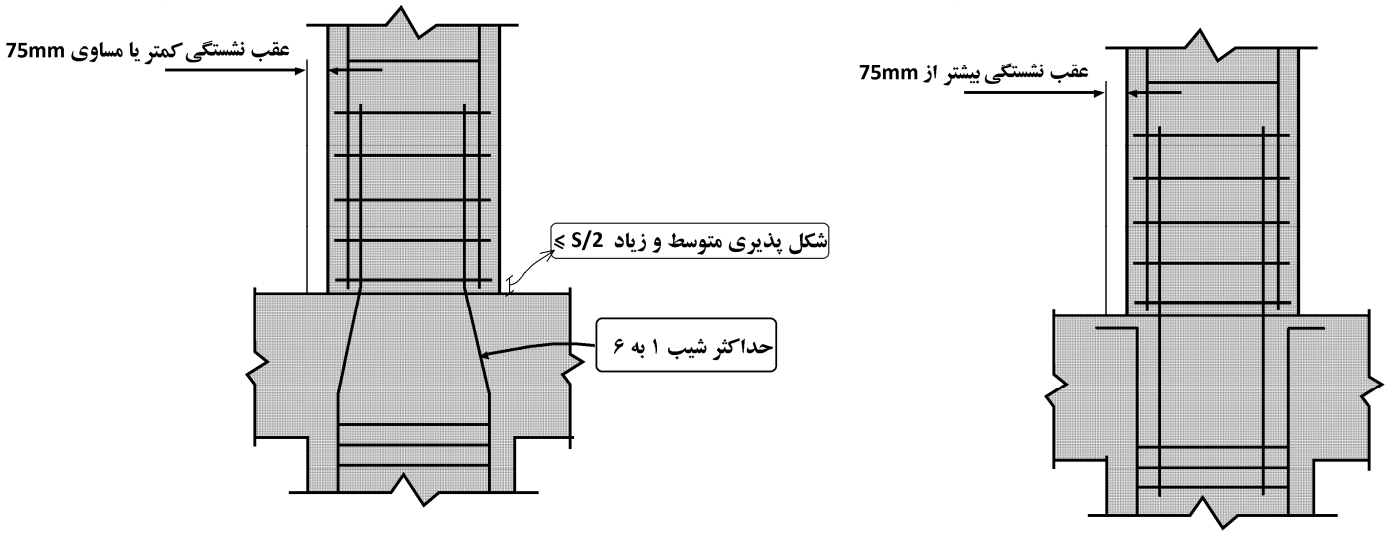
۹-۱۴-۱۱-۳ میلگردهای انتظار خم شده

۹-۱۴-۱۱-۳-۱ شیب قسمت مایل میلگردهای خم شده نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ تجاوز کند. قسمت‌های فوقانی و تحتانی قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.

میلگردهای انتظار باید در محل خم با خاموت‌ها، دورپیچ‌ها و یا قسمت‌هایی از سیستم سازه‌ای کف مهار شوند. مهار مذکور باید برای تحمل نیرویی معادل ۱/۵ برابر مولفه نیروی محاسباتی قسمت مایل در امتداد مهار، طرح شود. در صورت استفاده از خاموت‌ها یا دورپیچ فاصله آنها تا نقاط خم شده نباید از ۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۳-۲ خم کردن میلگردهای انتظار باید قبل از جاگذاری میلگردها انجام پذیرد.

۹-۱۴-۱۱-۳-۳ در مواردی که وجه ستون یا دیوار بیشتر از ۷۵ میلی‌متر عقب نشستگی یا پیش‌آمدگی داشته باشد میلگردهای طولی ممتد نباید به صورت خم شده به کار برده شوند، و در محل عقب نشستگی باید میلگردهای انتظار مجزا برای اتصال به میلگردهای وجوه عقب نشسته پیش‌بینی شوند. در هر حالت باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله‌ها در منطقه تغییر مقطع رعایت شوند.



CHAPTER 10—COLUMNS

10.7—Reinforcement detailing

10.7.4 *Offset bent longitudinal reinforcement*

10.7.4.1 The slope of the inclined portion of an offset bent longitudinal bar relative to the longitudinal axis of the column shall not exceed 1 in 6. Portions of bar above and below an offset shall be parallel to axis of column.

10.7.4.2 If the column face is offset 75 mm or more, longitudinal bars shall not be offset bent and separate dowels, lap spliced with the longitudinal bars adjacent to the offset column faces, shall be provided.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۱-مقاومت فشاری ستونهای کوتاه

با توجه به روابط زیر، مقاومت فشاری (فشار خالص) ستونهای بتنی برابر است با:

ستون تنگ دار → $\varphi P_n = \varphi 0.8\left[0.85f_c'(A_g - A_s) + F_y A_s\right] = 0.65 \times 0.8\left[0.85f_c' A_g + (F_y - 0.85f_c')A_s\right]$

ستون با دورپیچ → $\varphi P_n = \varphi 0.85\left[0.85f_c'(A_g - A_s) + F_y A_s\right] = 0.75 \times 0.85\left[0.85f_c' A_g + (F_y - 0.85f_c')A_s\right]$

22.4.2 *Maximum axial compressive strength*

22.4.2.1 Nominal axial compressive strength P_n shall not exceed $P_{n,max}$ in accordance with Table 22.4.2.1, where P_o is calculated by Eq. (22.4.2.2) for nonprestressed members and composite steel and concrete members, and by Eq. (22.4.2.3) for prestressed members.

Table 22.4.2.1—Maximum axial strength

Member	Transverse reinforcement	$P_{n,max}$	
Nonprestressed	Ties conforming to 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Spirals conforming to 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)

R22.4.2 *Maximum axial compressive strength*

R22.4.2.1 To account for accidental eccentricity, the design axial strength of a section in pure compression is limited to 80 to 85 percent of the nominal axial strength. These percentage values approximate the axial strengths at eccentricity-to-depth ratios of 0.10 and 0.05 for tied and spirally reinforced members conforming to 22.4.2.4 and 22.4.2.5, respectively. The same axial load limitation applies to both cast-in-place and precast compression members.

22.4.2.2 For nonprestressed members and composite steel and concrete members, P_o shall be calculated by:

$$P_o = 0.85f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \qquad (22.4.2.2)$$

where A_{st} is the total area of nonprestressed longitudinal reinforcement.

مقاومت کششی (کشش خالص بدون خمش) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\varphi P_{nt} = \varphi F_y A_s = 0.9F_y A_s$$

22.4.3 *Maximum axial tensile strength*

22.4.3.1 Nominal axial tensile strength of a nonprestressed, composite, or prestressed member, P_{nt}, shall not be taken greater than $P_{nt,max}$, calculated by:

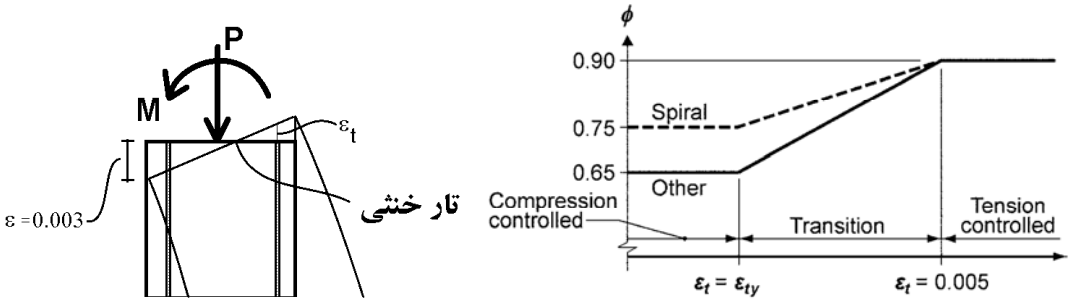
$$P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p)A_{pt} \qquad (22.4.3.1)$$

where $(f_{se} + \Delta f_p)$ shall not exceed f_{py}, and A_{pt} is zero for nonprestressed members.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

ضرایب کاهش مقاومت در فشار و کشش:

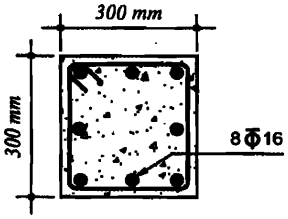
مطابق شکل زیر در صورتی که همراه با نیروی محوری P، لنگر M نیز به مقطع وارد شود، به طوریکه کرنش در آخرین ردیف میلگرد کششی (ε_t) بیش از 0.05 باشد، ضریب کاهش مقاومت برابر $\varphi = 0.9$ خواهد بود. در غیر این صورت مطابق نمودار کاهش میابد:



اگر لنگر وارد بر مقطع صفر و یا ناچیز باشد، کل مقطع تحت فشار خواهد بود و آرماتور کششی نخواهیم داشت. در این حالت مقدار φ برای ستونهای تنگ دار برابر 0.65 و برای ستون با دورپیچ برابر 0.75 خواهد بود.

محاسبات ۹۴

۳۵- نسبت حداکثر نیروی محوری فشاری مقاوم به حداکثر نیروی محوری کششی مقاوم یک ستون بتنی با مقطع شکل زیر با تنگ‌های موازی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ رده بتن C25 و فولاد میلگردها S400 است.



۱) 2.9

۲) 2.3

۳) 3.4

۴) 2.5

$$A_s = 8 \times 3.14 \times 8^2 = 1607.68\, mm^2$$

مقاومت فشاری:

$$\varphi P_{nc} = \varphi(0.8P_0) = \varphi \times 0.8\left(0.85f_c^{'}(A_g - A_s) + f_y A_s\right)$$
$$= 0.65 \times 0.8(0.85 \times 25(300^2 - 1608) + 400 \times 1607.68) = 1311\ kN$$

مقاومت کششی:

$$\varphi P_{nt} = 0.9P_{n,t} = 0.9\left(f_y A_s\right) = 0.9(400 \times 1607.68) = 578.8\ kN$$

$$\frac{\varphi P_{nc}}{\varphi P_{nt}} = 2.26$$

محاسبات-۹۱

۲۹- حداکثر نیروی محوری مقاوم ستون بتونی کوتاه با مقطع مربع و به ضلع ۴۰۰ mm؛ که با ۸ عدد آرماتور طولی به قطر ۲۵ mm مسلح شده، چند کیلونیوتن است؟ ($f_y = ۴۰۰MPa$ $f_c = ۲۵MPa$)

۱) ۲۵۴۱ ۲) ۲۶۷۱ ۳) ۲۷۱۶ ۴) ۲۷۶۱

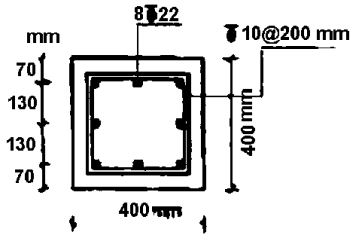
$$\varphi P_{nc} = \varphi(0.8P_0) = \varphi \times 0.8\left(0.85f_c^{'}(A_g - A_s) + f_y A_s\right)$$
$$= 0.65 \times 0.8(0.85 \times 25 \times (160000 - 8 \times 490.6) + 400 \times 8 \times 490.6) = 2541\ kN$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۲

۲۹- مقطع روبرو برای یک ستون کوتاه مهارشده بتنی درجا که تحت اثر نیروی محوری ناشی از بارمرده برابر 1200 kN و نیروی محوری فشاری ناشی از بار زنده برابر 800 kN قرار دارد، طرح شده است. کدام عبارت در رابطه با طراحی مقطع ستون صحیح است؟

(فرض کنید بتن از رده C25 و میلگردها از نوع S400 می‌باشند.)



۱) مقطع ستون به علت کمبود مقاومت فشاری قابل قبول نیست.

۲) مقطع ستون به علت فاصله غیرمجاز آرماتورهای طولی قابل قبول نیست.

۳) مقطع ستون به علت نامناسب بودن فاصله آرماتورهای عرضی قابل قبول نیست.

۴) مقطع ستون قابل قبول است.

گزینه ۱

$$A_s = 8 \times 3.14 \times 11^2 = 3039\ mm^2$$
$$A_g = 400 \times 400 - 3039 = 156960\ mm^2$$

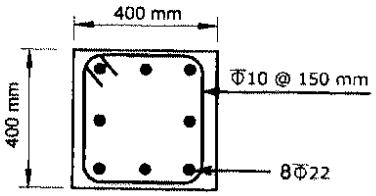
$$\varphi P_{nc} = \varphi(0.8P_0) = \varphi\left(0.8\left(0.85f_c^{'}(A_g - A_s) + f_y A_s\right)\right)$$
$$= 0.65\big(0.8(0.85 \times 25 \times 156960 + 400 \times 3039)\big) = 2366\ kN$$

$$P_u = 1.2 \times 1200 + 1.6 \times 800 = 2720\ kN$$

$$2366 \not> 2720 \quad N.G.$$

محاسبات ۹۵

۳۰- در ستون بتنی درجا ریخته‌شده غیر لرزه‌بَر شکل زیر، حداکثر نیروی محوری مقاوم مقطع حدوداً چه مقدار است؟ (میلگردهای اصلی از نوع S500 و بتن از نوع C35 می‌باشند)



۱) 2356 kN

۲) 2982 kN

۳) 3312 kN

۴) 3982 kN

مثال: یک ستون کوتاه تحت اثر بار محوری $P_{dead} = 1000kN$ و $P_{Live} = 800kN$ قرار دارد. ابعاد مقطع ستون 400mm × 400mm می باشد.

مساحت میلگردهای طولی لازم برای این ستون را محاسبه نمایید (f'c=25 MPa)

$$Pu = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 1000 + 1.6 \times 800 = 2480\ KN$$
$$Pu \le \varphi Pn \ \rightarrow 2480 \le \varphi \times 0.8P_0$$
$$2480 \times 1000 \le \varphi \times \mathbf{0.8} \times \left[A_g \times 0.85f_c' + A_s\left(F_y - 0.85f_c'\right)\right] \xrightarrow{\varphi=0.65} A_s = 3651.28\ mm^2$$

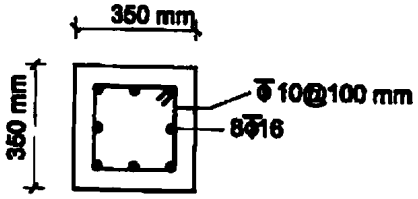
ب) مساحت میلگردهای طولی لازم برای ستون فوق با فرض دایره ای بودن مقطع ستون و با فرض استفاده از دورپیچ (با مساحت معادل):

$$2480 \times 1000 \le \varphi \times \mathbf{0.85} \times \left[A_g \times 0.85f_c' + A_s\left(F_y - 0.85f_c'\right)\right] \xrightarrow{\varphi=0.75} A_s = 1294.247\ mm^2$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

تمرین: محاسبات ۹۲

۳۵-نسبت مقاومت فشاری به مقاومت کششی ستونی با مقطع شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر می‌باشد؟ $f_c = 25\ MPa$ و $f_y = 400\ MPa$



۱) 2.88
۲) 2.38
۳) 1
۴) 3.6

$$A_s = 8 \times 3.14 \times 8^2 = 1607.68\ mm^2$$

مقاومت فشاری:

$$\varphi P_{nc} = \varphi(0.8P_0) = \varphi \times 0.8\left(0.85f_c^{'}(A_g - A_s) + f_y A_s\right)$$
$$= 0.65 \times 0.8(0.85 \times 25(350^2 - 1608) + 400 \times 1607.68) = 1670\ kN$$

مقاومت کششی:

$$\varphi P_{nt} = 0.9P_{n,t} = 0.9\left(f_y A_s\right) = 0.9(400 \times 1607.68) = 578.8\ kN$$

$$\frac{\varphi P_{nc}}{\varphi P_{nt}} = 2.88$$

تمرین: محاسبات ۸۳-پایه ۳

۳۴- در صورتیکه ابعاد یک ستون ۵۰×۵۰ سانتیمتری باندازه ۱۰٪ افزایش داده شود، ولی درصد فولاد برابر با یک درصد ثابت بماند، حداکثر ظرفیت بار محوری ستون چند درصد افزایش خواهد یافت؟ $f_c = 200kg/cm^2$ و $f_y = 4000kg/cm^2$

۱) حدود ۱۰٪
۲) حدود ۱۵٪
۳) حدود ۲۰٪
۴) حدود ۲۵٪

گزینه ۳

با افزایش ۱۰ درصدی در ابعاد، "مساحت" ستون ۲۱ درصد افزایش می یابد $(1.1 \times 1.1 = 1.21)$ از طرفی با توجه به اینکه درصد میلگرد ثابت است (۱٪)، با افزایش مساحت مقطع، مساحت میلگردها نیز ۲۱ درصد افزایش خواهند یافت.

بنابراین هم مساحت مقطع و هم مساحت میلگردها به میزان ۲۱ درصد افزایش یافته است و ظرفیت محوری نیز ۲۱ درصد افزایش خواهد یافت.

تمرین: محاسبات ۸۹

۳۷- جهت طراحی یک ساختمان، ابعاد اولیه مقطع یک ستون در تحلیل ^{cm} ۴۰ × ^{cm} ۴۰ منظور گردیده است، در زمان تیپ‌بندی ستونها ابعاد مقطع به ^{cm} ۴۵×^{cm} ۴۵ افزایش یافته است. دراین صورت :

۱) در صورتی که ستون مذکور در طبقه نهایی باشد، نیاز به تحلیل مجدد نخواهد بود، در غیر این صورت باید تحلیل مجدد صورت پذیرد.
۲) به دلیل آنکه ابعاد مقطع ستون بزرگتر گردیده است نیازی به تحلیل مجدد نمی‌باشد.
۳) در صورتی که با افزایش سختی ستون، سختی تیرها را نیز افزایش دهیم نیاز به تحلیل مجدد نمی‌باشد.
۴) از آنجا که سختی مقطع حدوداً ۶۰٪ افزایش می‌یابد به تحلیل مجدد نیاز می‌باشد.

گزینه ۴

تمرین محاسبات ۸۶

۳۶- ابعاد مقطع یک ستون کوتاه ۵۰×۵۰ سانتیمتر است اگر این ابعاد ده درصد افزایش یابد و در صد فولاد آن برابر با یک درصد ثابت بماند، حداکثر ظرفیت بار محوری ستون چند در صد افزایش خواهد یافت؟

$f_{cc} = 200\ kg/cm^2$ $f_y = 4000\ kg/cm^2$

الف) حدود ۱۵٪
ب) حدود ۳۰٪
ج) حدود ۲۱٪
د) حدود ۱۲٪

گزینه ۳

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۲-استخراج منحنی اندر کنش

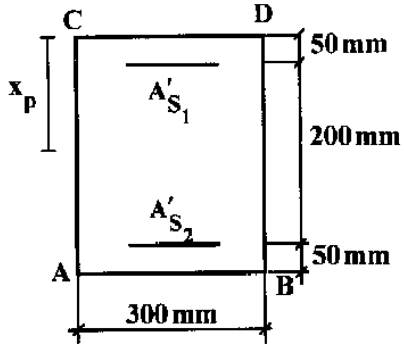
۱۲-۱- مرکز پلاستیک

محاسبات-۹۱

۲۶- در مقطع ستون روبه‌رو، فاصله‌ی مرکز پلاستیک تا وجه CD (x_p)، کدام است؟

$f_c = 25MPa$ $\quad A'_{s_1} = 2000mm^2$

$f_y = 400MPa$ $\quad A'_{s_2} = 1000mm^2$



۱) ۱۲۵

۲) ۱۳۴

۳) ۱۴۳

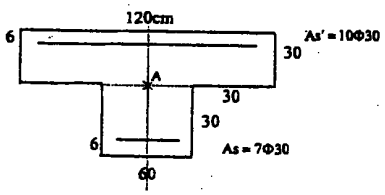
۴) ۱۵۳

$$m = \frac{F_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$X = \frac{A'_{s1} \times (m-1) \times 50 + A'_{s2} \times (m-1) \times 250 + (300 \times 300) \times 150}{A'_{s1} \times (m-1) + A'_{s2} \times (m-1) + 300 \times 300} = 137 \text{ mm}$$

تمرین: محاسبات ۸۴-پایه ۳

۳۶- ستونی با مقطع شکل مقابل در نظر است. به این ستون در حالت حدی نهائی بار محوری $N_u = 400T$ در امتداد محور گذرنده از نقطه A وارد می‌شود. بگوئید این بار چه لنگر خمشی در ستون ایجاد می‌کند؟



۱) صفر

۲) ۱۸٫۸ تن متر

۳) ۲۰٫۰ تن متر

۴) ۲۱٫۲ تن متر

البته باید در صورت سوال مشخصات بتن و فولاد ($f'_c \quad F_y$) ارائه میشد. با فرض $f'_c = 25\ MPa,\ F_y = 400MPa$ داریم:

$$m = \frac{F_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

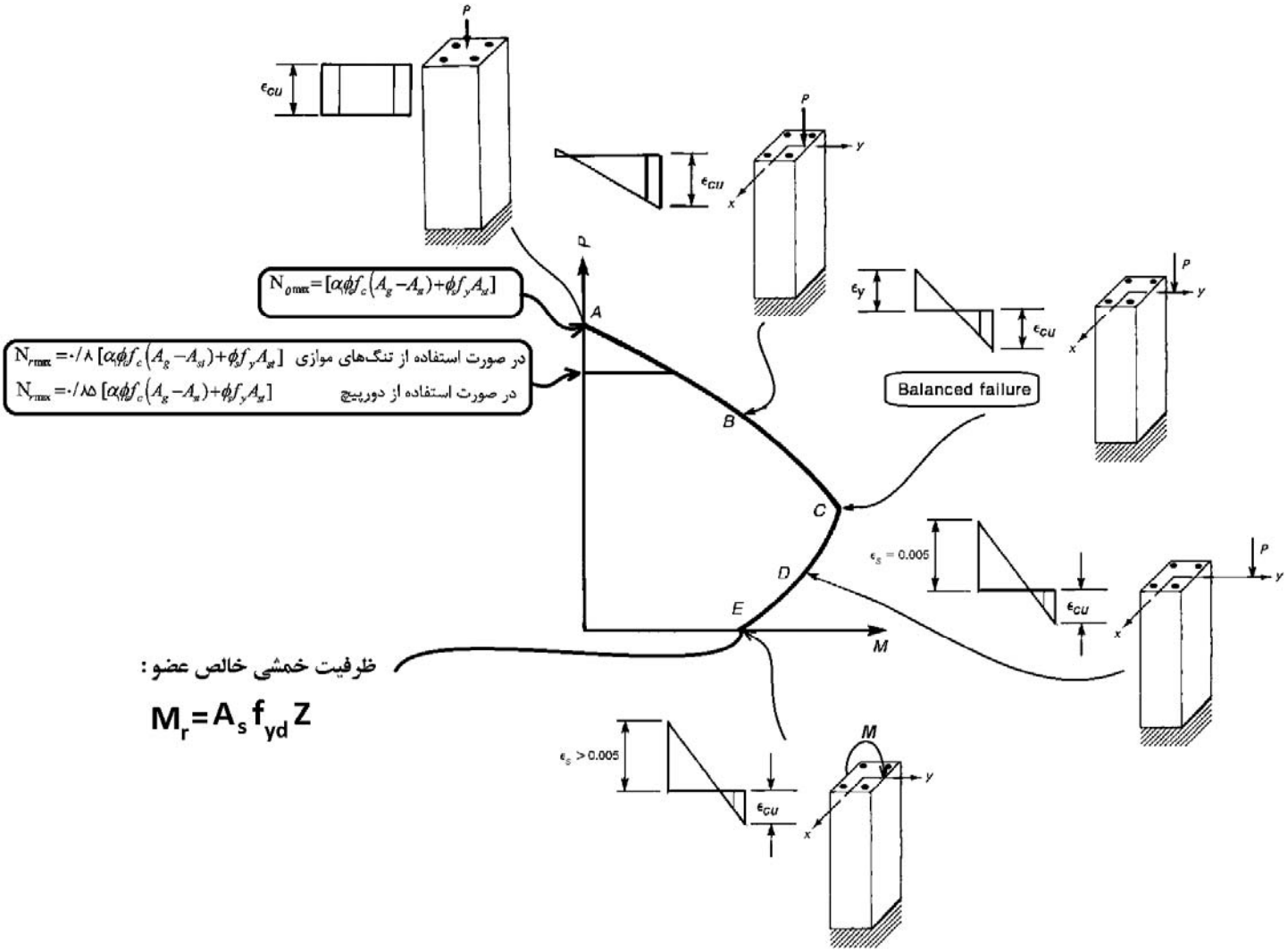
$$\left.\begin{aligned} A_s &= 4945.5\ mm^2 \\ A'_s &= 7065\ mm^2 \end{aligned}\right\}$$

$$X = \frac{A_s \times (m-1) \times 60 + A'_s \times (m-1) \times 540 + (300 \times 600) \times 150 + (300 \times 1200) \times 450}{A_s \times (m-1) + A'_s \times (m-1) + (300 \times 600) + (300 \times 1200)} = 347\ mm$$

بنابراین خروج از مرکزیت برابر 347-300=47 mm می باشد. بنابراین لنگر برابر $M = 400 \times 0.047 = 18.8\ t.m$ می باشد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۲-۲- منحنی اندرکنش



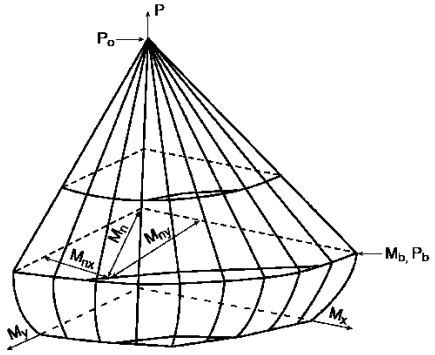
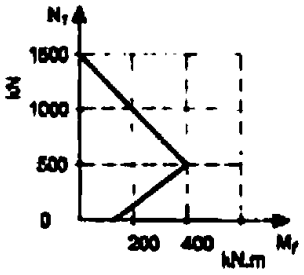


Figure 7-6 Biaxial Interaction Surface

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۲

۳۰ - منحنی اندرکنش فشار و خمش برای یک ستون کوتاه بتنی با تنگ بسته مطابق شکل روبرو داده شده است. نیروی محوری مقاوم مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱) 800 کیلونیوتن
۲) 1000 کیلونیوتن
۳) 1200 کیلونیوتن
۴) 400 کیلونیوتن

$$\varphi P_n = 0.8 \times 1500 = 1200\ kN$$

سراسری ۹۶

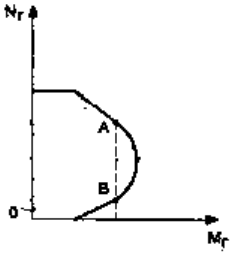
۱۲۰- در طراحی خمشی ستون مربعی با آرایش متقارن هشت میلگرد ،کاهش تمرهٔ میلگردهای میانی وجوه چه تأثیری در ظرفیت محوری و خمشی ستون دارد؟

۱) ظرفیت محوری و خمشی تغییری نمی‌کنند.
۲) ظرفیت محوری تغییری نکرده ولی خمشی کاهش می‌یابد.
۳) ظرفیت محوری کاهش یافته ولی خمشی تغییری نمی‌کند.
۴) ظرفیت محوری و خمشی هر دو کاهش می‌یابند.

گزینه ۴

محاسبات ۹۳

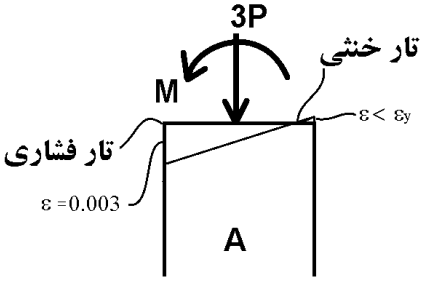
۵- دو نقطه A و B در منحنی اندرکنش نیروی محوری فشاری (N_r) و لنگر خمشی(M_r) ستونی با مقدار لنگر خمشی یکسان مفروض است. در مورد این دو نقطه گزینه صحیح را انتخاب کنید.

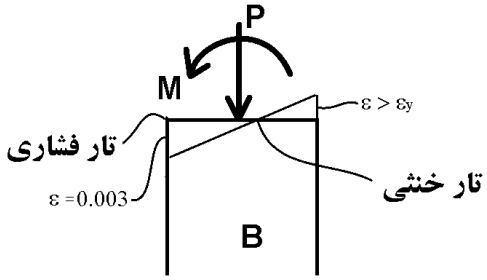


۱) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در حالت A بیشتر از همان فاصله در حالت B می‌باشد.
۲) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در حالت A کمتر از همان فاصله در حالت B می‌باشد.
۳) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در دو حالت A و B یکسان است.
۴) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع بستگی به نقاط روی منحنی اندرکنش ندارد.

گزینه ۱

در نقطه A مقطع در ناحیه کنترل فشار قرار دارد و بنابراین ناحیه کششی کوچکتر می باشد.
در نقطه B مقطع در ناحیه کنترل کشش قرار دارد و بنابراین ناحیه کششی بزرگتر می باشد.





 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۵

۲۴- در طراحی یک ستون بتنی درجا با مقطع دایره‌ای برای یک ترکیب بارگذاری خاص، تمام ضوابط فنی رعایت و نسبت S_u (نیروی ایجاد شده در مقطع یا نیروی نهایی موجود) به S_r (نیروی مقاوم مقطع)، با فرض استفاده از میلگردهای مارپیچ، 0.97 محاسبه شده است. اگر با رعایت تمام ضوابط فنی، در این ستون به جای میلگرد مارپیچ از تنگ‌های موازی معادل آن استفاده شود، در مورد نسبت S_u به S_r کدام گزینه صحیح خواهد بود؟ (توجه شود که در ترکیب بارگذاری موردنظر، برش نهایی در ستون در برابر نیروی مقاوم برشی مقطع ناچیز و غیرکنترل‌کننده می‌باشد)

۱) نسبت S_u به S_r ممکن است حداکثر به 1.03 برسد.

۲) نسبت S_u به S_r تغییر نمی‌کند.

۳) نسبت S_u به S_r کاهش می‌یابد.

۴) نسبت S_u به S_r حدود 15 درصد افزایش می‌یابد.

گزینه ۱

در صورتی که نیروی مورد نظر فشار خالص باشد، مقاومت فشاری ستون با تنگ کمتر از مقاومت همان ستون با دورپیچ می باشد:

$$\frac{S_u}{S_{r-\text{دورپیچش}}} = 0.97 \quad \rightarrow \quad \frac{S_u}{S_{r-\text{تنگ}}} = \frac{S_u}{\frac{0.8}{0.85}S_{r-\text{دورپیچش}}} = \frac{0.97}{\frac{0.8}{0.85}} = 1.03$$

ولی اگر نیروی وارد به صورت خمشی باشد، این نسبت تغییر نمی کند. بنابراین بسته به نوع نیروی وارد شده ممکن است این نسبت بین 0.97 تا 1.03 تغییر کند.

تمرین: محاسبات ۸۹

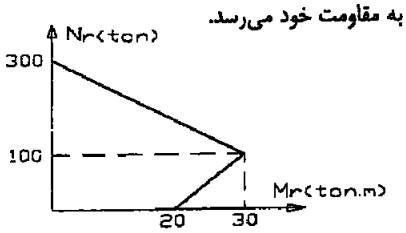
۳۵- منحنی اندرکنش لنگر خمشی- نیروی محوری یک ستون با مقطع مربع شکل به صورت زیر می‌باشد. اگر نیروهای وارد بر مقطع برابر $N_u = ۲۰۰\text{ton}$, $M_u = ۱۵\text{ton.m}$ باشد کدامیک از عبارات زیر درخصوص مقطع این ستون صحیح است؟

۱) مقطع گسیخته می‌شود و همزمان تنش کششی در فولاد به حد تسلیم و تنش در بتن به مقاومت خود می‌رسد.

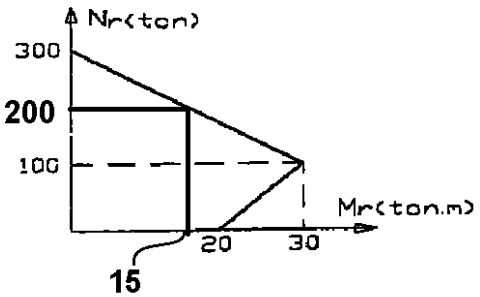
۲) مقطع گسیخته نمی‌شود.

۳) مقطع گسیخته می‌شود و تنش در فولاد به حد تسلیم می‌رسد.

۴) مقطع گسیخته می‌شود ولی تنش کششی در فولاد به حد تسلیم نمی‌رسد.



گزینه ۴. با توجه به اینکه نقطه شکست بالای نقطه بالانس است، فولادهای کششی تسلیم نمی شوند.

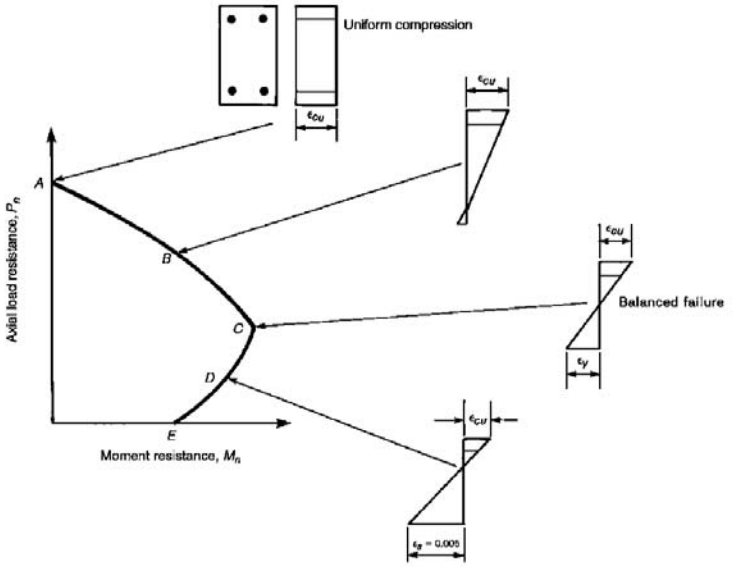


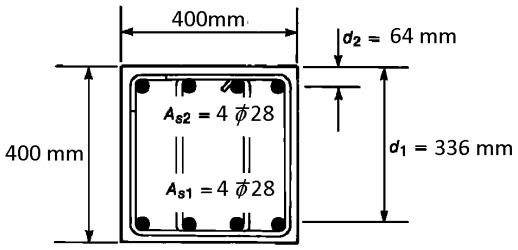
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال:

نمودار اندرکنش خمش و نیروی محوری را برای مقطع زیر رسم نمایید:

$$Ag = 400 \times 400 = 160000\ mm^2$$
$$As1 = As2 = 4\pi \times 14^2 = 2462\ mm^2$$
$$f'_c = 25MPa$$
$$F_y = 400MPa$$



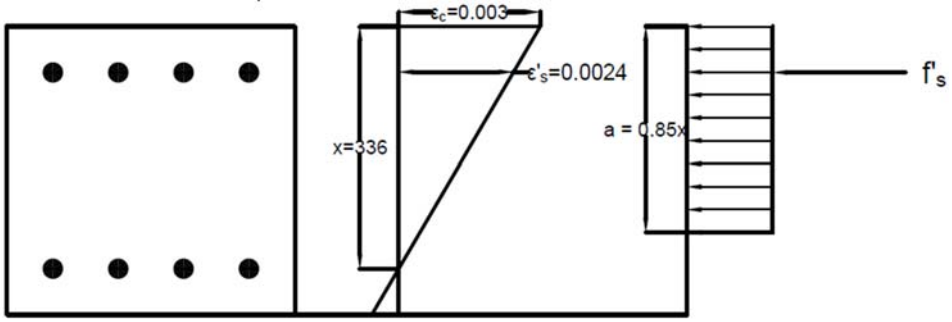


۱- محاسبه مقاومت فشاری ستون (نقطه A)

$$P_0 = 0.85 \times 25(160000 - 2 \times 2462) + 400 \times (2462 \times 2) = 5265729\ N = 5265kN$$

۲- محاسبه مقاومت فشاری و خمشی در نقطه B

$$\varepsilon_{s1} = 0$$
$$\varepsilon_{s2} = \frac{(336 - 64)}{336} \times 0.003 = 0.0024$$
$$a = 0.85x = 0.85 \times 336 = 285.6\ mm$$
$$C_c = (285.6 \times 400) \times (0.85 \times 25) = 2427.6\ kN$$
$$C_S = 2462 \times (400 - 0.85 \times 25) = 932864.5 = 933\ kN$$
$$P_B = C_c + C_S = 2427.6 + 933 = 3360\ kN$$
$$\varphi P_B = 0.65 \times 3360 = 2184\ kN$$
$$M_B = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_S \times \left(\frac{h}{2} - 64\right) = 265728295 = 266\ kN.m$$
$$\varphi M_B = 0.65 \times 266 = 172.72\ kN.m$$



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲- محاسبه مقاومت فشاری و خمشی در نقطه C

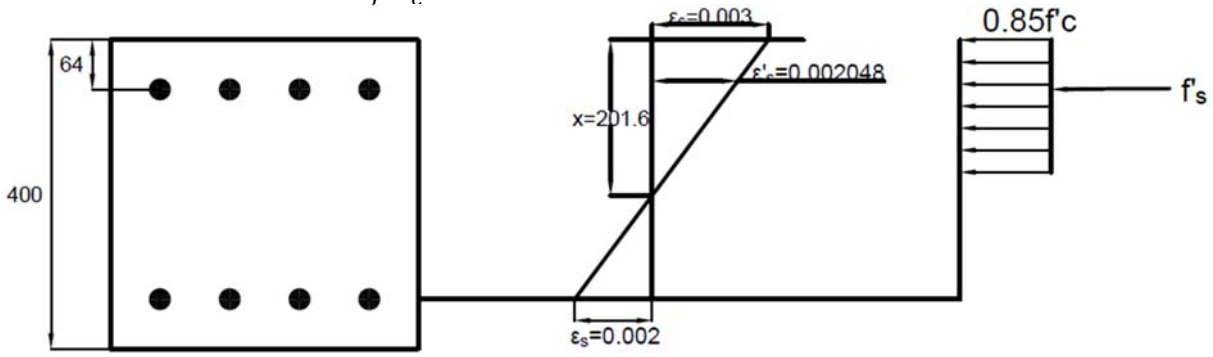
$$\varepsilon_{s1} = 0.002$$
$$\varepsilon_{s2} = 0.002048$$
$$x = \frac{3}{5} \times 336 = 201.6\ mm$$
$$a = 0.85x = 0.85 \times 201.6 = 171.36\ mm$$

$$C_c = (171.36 \times 400) \times (0.85 \times 25) = 1456.56\ kN$$

$$C_S = 2462 \times (400 - 0.85 \times 25) = 932864.5 = 932.9\ kN$$
$$T_S = 2462 \times (400) = 985203 = 985.2\ kN$$

$$P_C = C_c + C_S - T_s = 1456.56 + 932.9 - 985.2 = 1404\ kN$$
$$\varphi P_C = 0.65 \times 1404 = 912.7\ kN$$

$$M_C = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_S \times \left(\frac{h}{2} - 64\right) + T_S \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 427371184 = 427.37\ kN.m$$
$$\varphi M_C = 0.65 \times 427.37 = 277.79\ kN.m$$



۲- محاسبه مقاومت فشاری و خمشی در نقطه D

$$\varepsilon_{s1} = 0.005$$
$$\varepsilon_{s2} = 0.001476$$
$$x = \frac{3}{8} \times 336 = 126\ mm$$
$$a = 0.85x = 0.85 \times 126 = 107.1\ mm$$

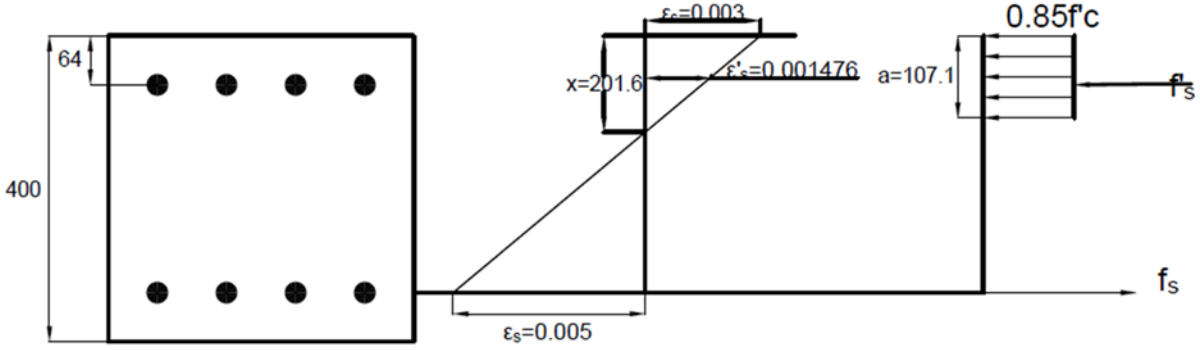
$$C_c = (107.1 \times 400) \times (0.85 \times 25) = 910.35\ kN$$

$$C_S = 2462 \times (0.001476 \times 2 \times 10^5 - 0.85 \times 25) = 674.83\ kN$$

$$T_S = 2462 \times (400) = 985.2\ kN$$

$$P_D = C_c + C_S - T_s = 910.35 + 674.83 - 985.2 = 599.98\ kN$$
$$\varphi P_D = 0.9 \times 599.98 = 540\ kN.m$$

$$M_D = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_S \times \left(\frac{h}{2} - 64\right) + T_S \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 359.086\ kN.m$$
$$\varphi M_D = 0.9 \times 359.086 = 323.18\ kN.m$$



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲- محاسبه مقاومت خمشی در نقطه E

$$C_c = (0.85 \times x \times 400) \times (0.85 \times 25) = 7225 \times x \quad N$$

$$C_S = 2462 \times \left(\frac{x - d'}{x} \times 0.003 \times E - 0.85 \times 25\right) = 2462 \times \left(\frac{x - 64}{x} \times 0.003 \times 2 \times 10^5 - 0.85 \times 25\right) \; N$$

$$T_S = 2462 \times (400) = 985203 \; N985.2 \; kN$$

$$P_D = C_c + C_S - T_s = 0 \quad \rightarrow \; C_c + C_S = T_s$$

$$7225x + \; 2462 \times \left(\frac{x - 64}{x} \times 0.003 \times 2 \times 10^5 - 0.85 \times 25\right) = 985203 \quad \rightarrow \quad x = 87.9333 \; mm$$

$$C_c = 7225x = 635.32 \; kN$$

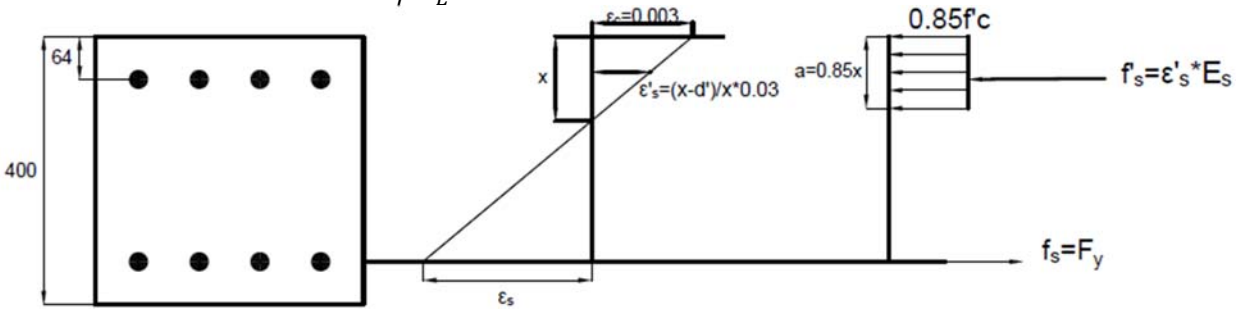
$$C_S = 2462 \times \left(\frac{x - 64}{x} \times 0.003 \times 2 \times 10^5 - 0.85 \times 25\right) = 349.88 \; kN$$

$$a = 0.85x = 74.74mm$$

$$M_E = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_S \times \left(\frac{h}{2} - 64\right) + T_S \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 284.89 \; kN.m$$

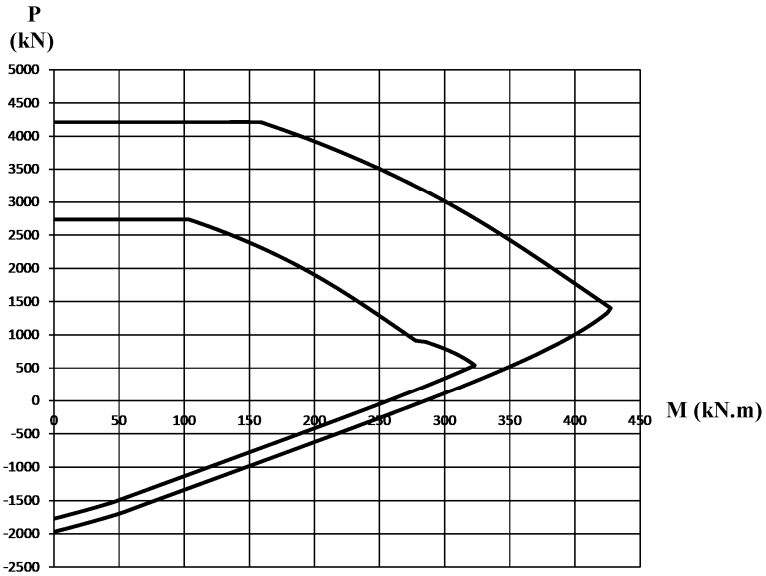
$$M_E = C_c \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_S \times (d - 64) = 284.89 \; kN.m$$

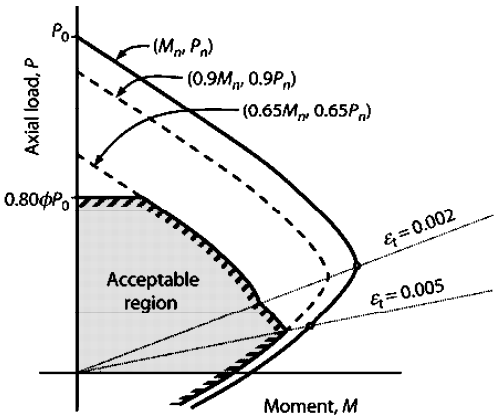
$$\varphi M_E = 0.9 \times 284.89 = 256.4 \; kN.m$$



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

منحنی اندرکنش مثال قبل پس از اعمال ضرایب کاهش مقاومت در شکل زیر رسم شده است.





21.2.2 Strength reduction factor for moment, axial force, or combined moment and axial force shall be in accordance with Table 21.2.2.

21.2.2.1 For deformed reinforcement, ε_{ty} shall be f_y/E_s. For Grade 420 deformed reinforcement, it shall be permitted to take ε_{ty} equal to 0.002.

Table 21.2.2—Strength reduction factor ϕ for moment, axial force, or combined moment and axial force

Net tensile stain ε_t	Classification	ϕ			
		Type of transverse reinforcement			
		Spirals conforming to 25.7.3		Other	
$\varepsilon_t \le \varepsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0.005$	Transition[1]	$0.75+0.15\frac{(\varepsilon_t-\varepsilon_{ty})}{(0.005-\varepsilon_{ty})}$	(c)	$0.65+0.25\frac{(\varepsilon_t-\varepsilon_{ty})}{(0.005-\varepsilon_{ty})}$	(d)
$\varepsilon_t \ge 0.005$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

[1]For sections classified as transition, it shall be permitted to use ϕ corresponding to compression-controlled sections.

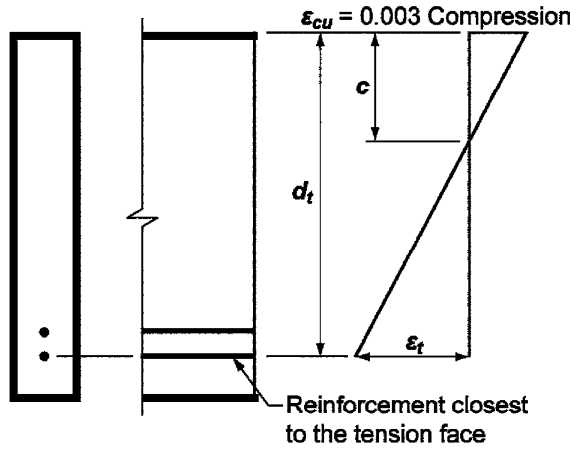


Fig. R21.2.2a—Strain distribution and net tensile strain in a nonprestressed member.

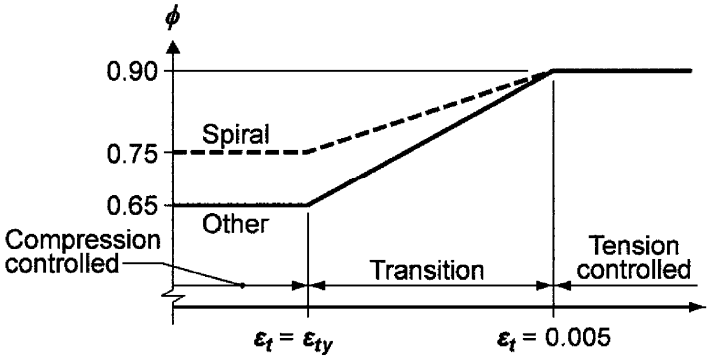
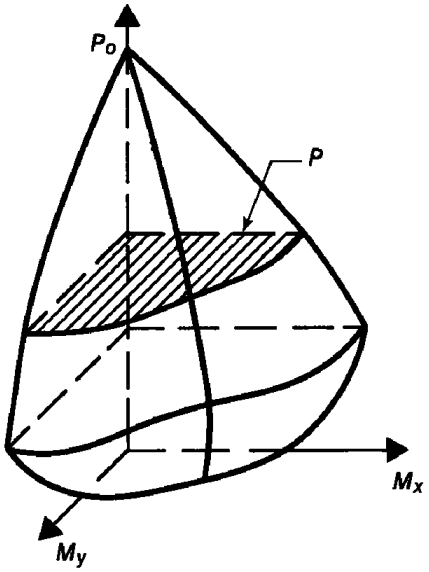
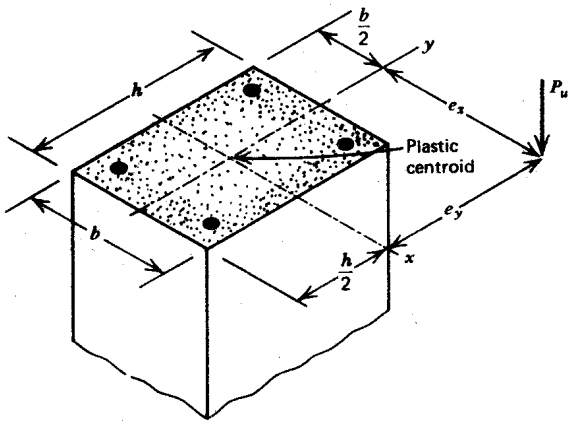


Fig. R21.2.2b—Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension reinforcement, ε_t.

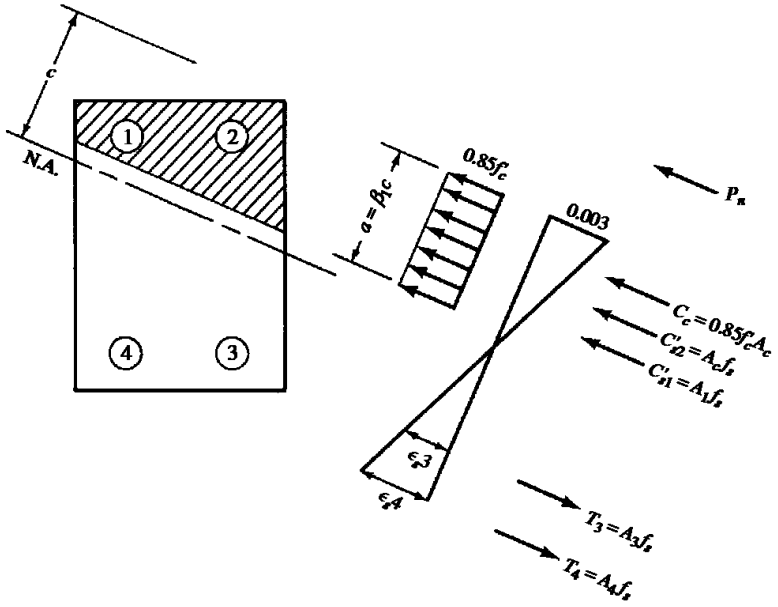
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۳-خمش دو محوره همراه با نیروی محوری

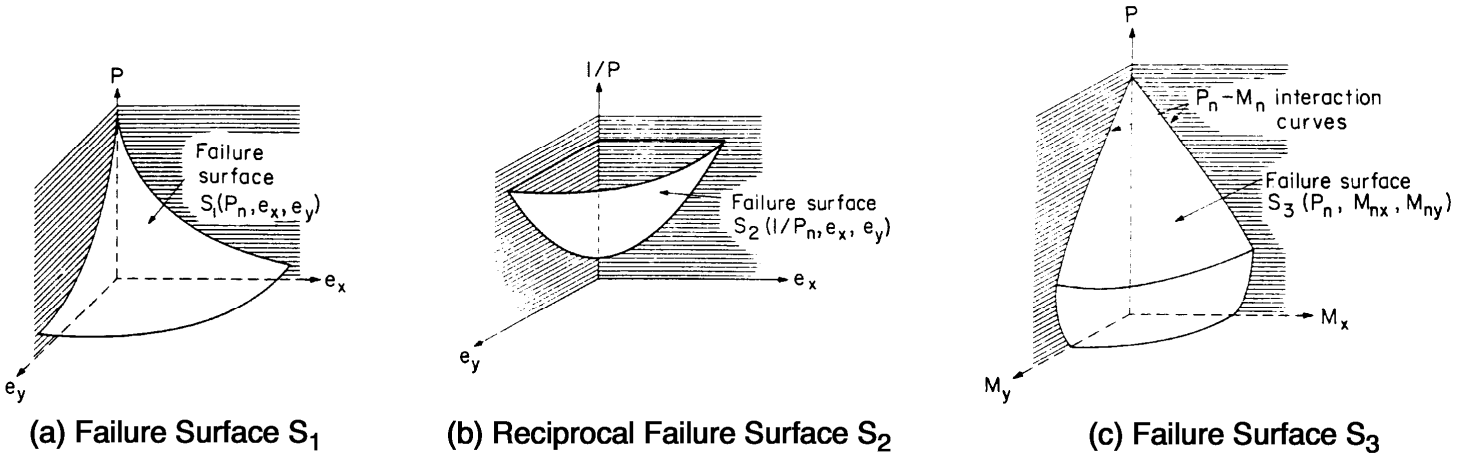




۱۳-۱- روش سازگاری کرنش



۱۳-۲- روش بار معکوس



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

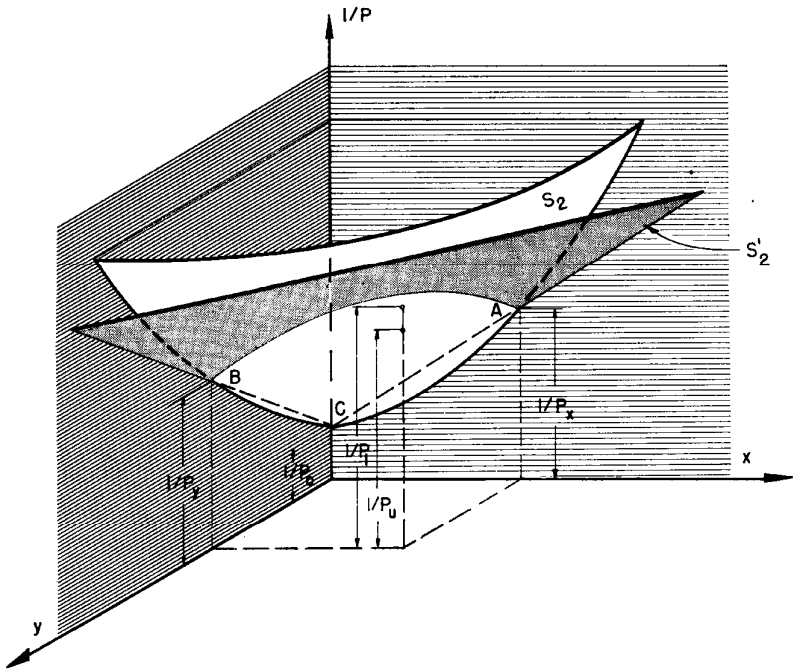


Figure 7-10 Reciprocal Load Method

$$\frac{1}{P_n}+\frac{1}{P_o}\approx\frac{1}{P_{ox}}+\frac{1}{P_{oy}}$$

P_O: ظرفیت محوری خالص فشاری ستون

P_n: ظرفیت محوری ستون تحت اثر لنگرهای همزمان Mx و My

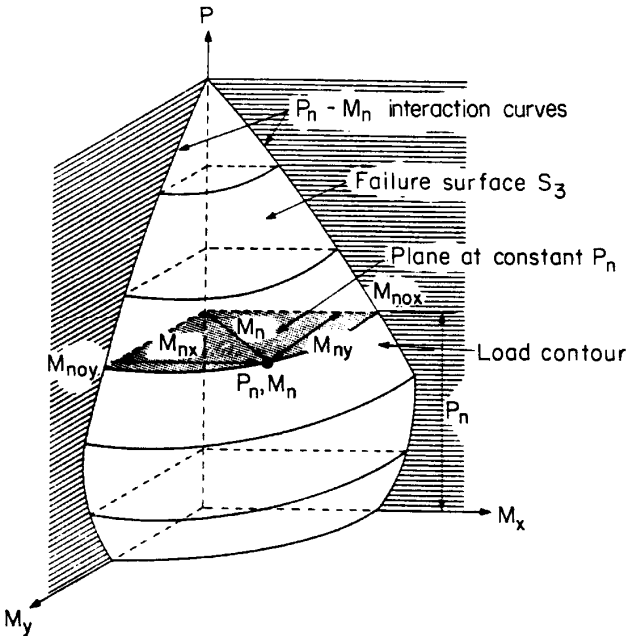
This equation is simple in form and the variables are easily determined. Axial load strengths P_o , P_{ox} , and P_{oy} are determined using any of the methods presented above for uniaxial bending with axial load. Experimental results have shown the above equation to be reasonably accurate when flexure does not govern design. The equation should only be used when:

$$P_n \geq 0.1f'_cA_g \qquad (8)$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۳-۳- منحنی های هم بار

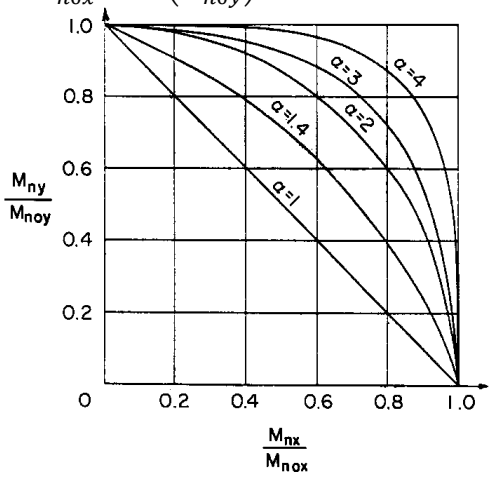
$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^{\beta} = 1.0$$



طبق توصیه برسلر می توان از رابطه زیر استفاده کرد ($\alpha = \beta$):

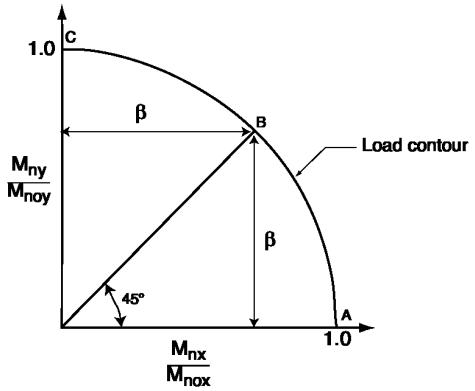
Bresler indicated that, typically, α varied from 1.15 to 1.55, with a value of 1.5 being reasonably accurate for most square and rectangular sections having uniformly distributed reinforcement:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{n0x}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{n0y}}\right)^{\alpha} = 1$$



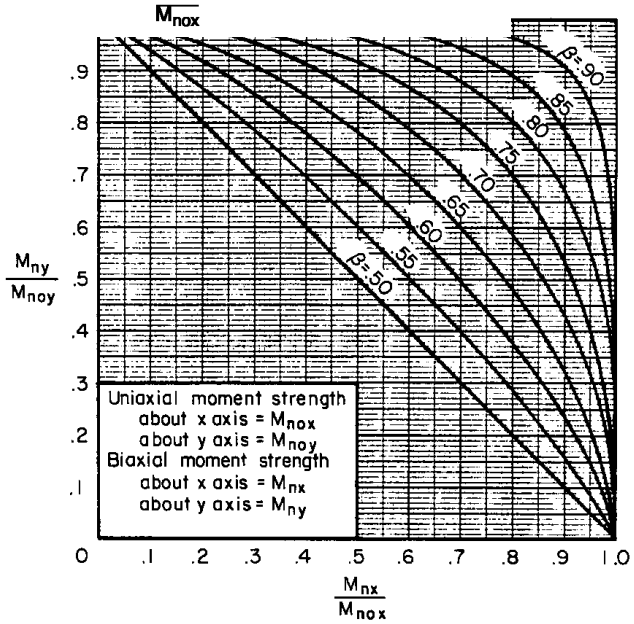
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

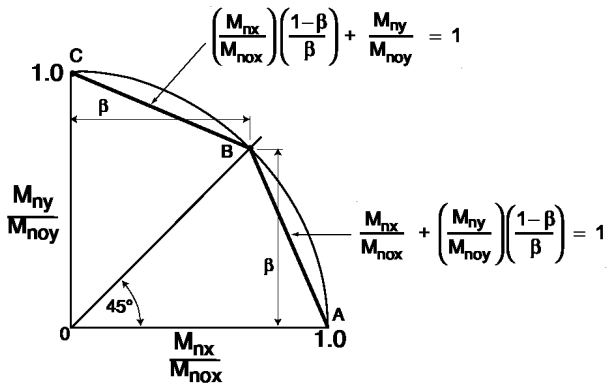
۱۳-۴- روش منحنی هم بار PCA



$$(\beta)^{\alpha} + (\beta)^{\alpha} = 1 \quad \rightarrow \quad (\beta)^{\alpha} = 0.5 \quad \rightarrow \quad \alpha Ln(\beta) = Ln0.5$$

$$\alpha = \frac{Ln(0.5)}{Ln(\beta)} \qquad \beta = 0.5^{\left(\frac{1}{\alpha}\right)}$$





$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) + \frac{M_{ny}}{M_{noy}} = 1 \text{ for } \frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \frac{M_{noy}}{M_{nox}}$$

$$M_{nx}\left(\frac{M_{noy}}{M_{nox}}\right)\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) + M_{ny} = M_{noy}$$

$$M_{nx}\ \frac{b}{h}\ \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) + M_{ny} \approx M_{noy}$$

For lightly loaded columns, β will generally vary from 0.55 to about 0.70. Hence, a value of 0.65 for β is generally a good initial choice in a biaxial bending analysis.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال) مقطع مناسب برای یک ستون تحت اثر بارهای داده شده تعیین نمایید.

$$P_u = 5400\ kN \qquad M_{ux} = 411.48\ kN.m \qquad M_{uy} = 171.45\ kN.m$$

حل با روش منحنی هم بار:

با توجه به بار محوری، ابعاد مقطع تخمین زده می شود:

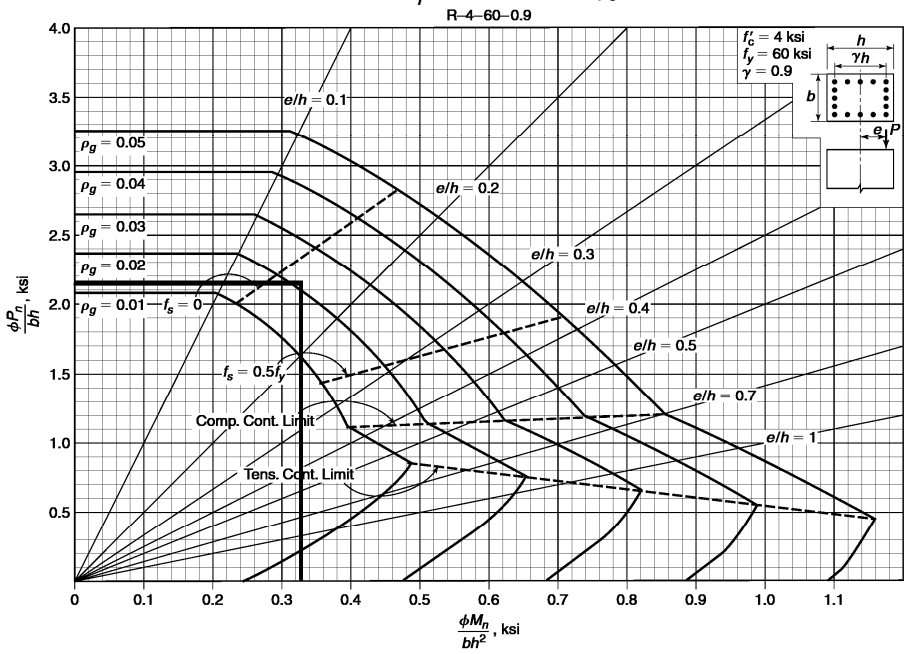
$$A_c > \frac{5400000}{0.45(28 + .01 \times 400)} = 372670mm^2 \quad \rightarrow \quad USE\ \ 600 \times 600\ mm$$

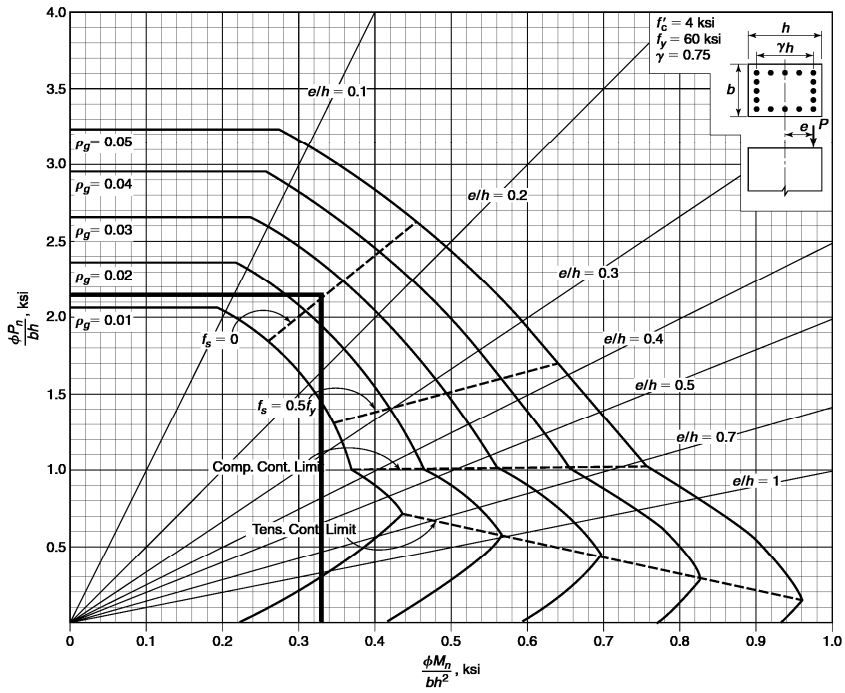
$$\gamma = \frac{600 - 2 \times 64}{600} = 0.787$$

$$P_u = 5400\ kN \ \ , \quad Moux = 411.48 + \frac{1 - 0.65}{0.65} \times 171.45 = \ 503.8\ kN.m$$

$$\frac{P_u}{bh} = \frac{5400000}{600 \times 600} = 15\ MPa = 2.14\ ksi \ \ , \quad \frac{Moux}{bh^2} = \frac{503.8 \times 10^6}{600^3} = 2.33MPa = 0.33\ ksi$$

$$Use\ \ 16\ \ \varphi 28 \quad \rightarrow 2.73\%$$

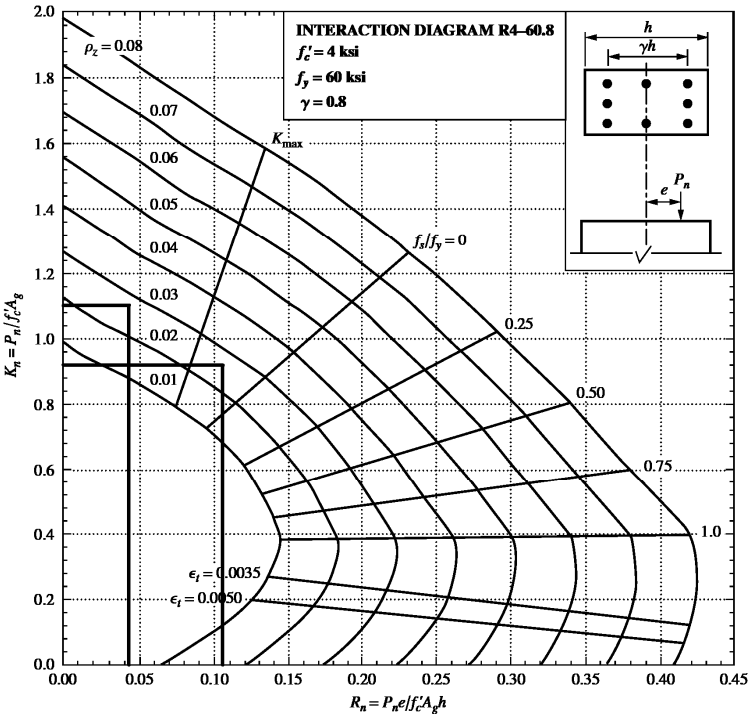




 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

کنترل مقطع انتخاب شده در مثال قبل با روش بار معکوس:

$$P_0 = 0.85f_c'(600^2) + (F_y - 0.85f_c')9852 = 12471.37\ KN$$



$$\frac{nx}{bh^2} = \frac{411.48 \times 10^6}{0.65 \times 28 \times 600^3} = 0.105 \quad \rightarrow \frac{P_{nx}}{f_c'bh} = 0.92$$

$$P_{nox} = 0.92 \times 28 \times 600^2 = 9273600\ \text{N} = 9273.6\ \text{kN}$$

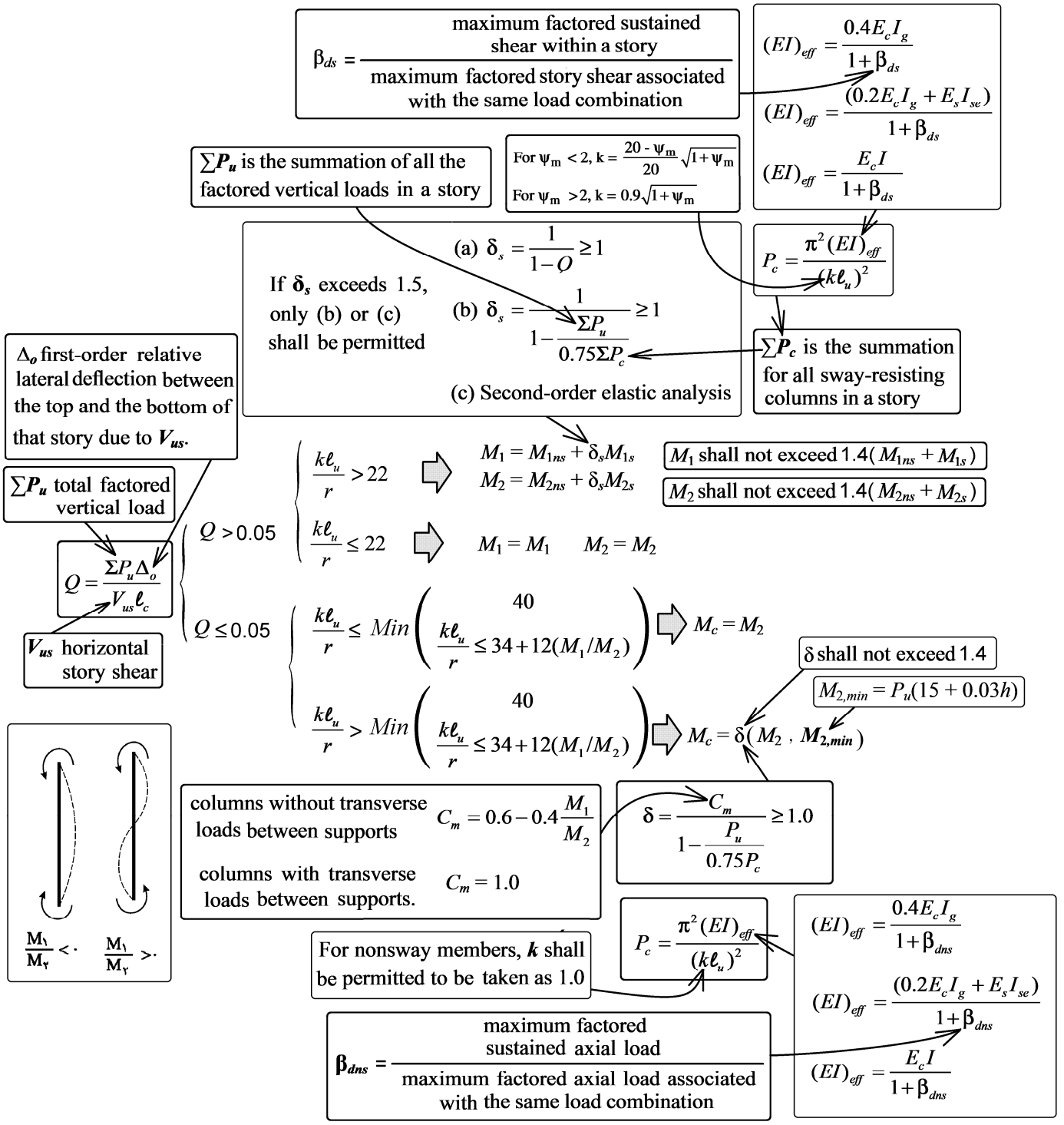
$$\frac{Mny}{f_c'bh^2} = \frac{171.45 \times 10^6}{0.65 \times 28 \times 600^3} = 0.0436 \quad \rightarrow \frac{P_{ny}}{f_c'bh} = 1.1$$

$$P_{noy} = 1.1 \times 28 \times 600^2 = 11088000\ \text{N} = 11088\ \text{kN}$$

$$\rightarrow \varphi P_n = 5516.1\ kN$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۴-ستونهای لاغر

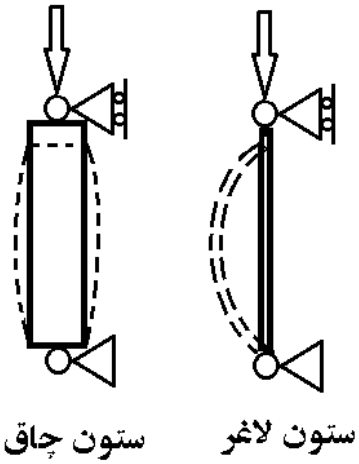


پارامترهای تاثیر گذار در مقاومت ستونهای لاغر

- لاغری ستون $(\frac{kl_u}{r})$
- ستون EI_{eff}
- شکل دیاگرام لنگر در ستونهای مهار شده (Cm)
- خزش (ضریب β)
- طبقه ای که ستون در آن قرار گرفته است مهار شده است یا مهار نشده

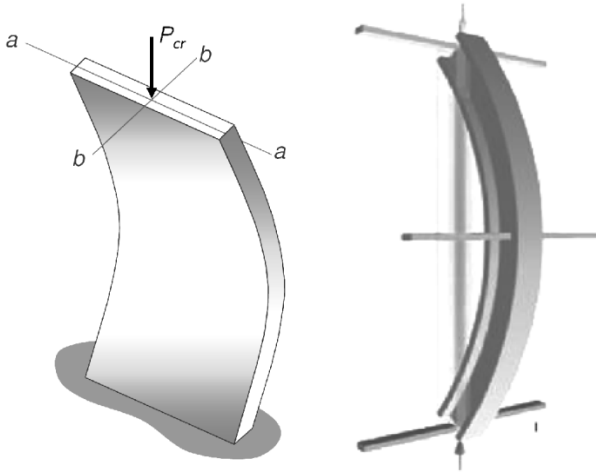
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

کدامیک از این دو رابطه تعیین کننده مقاومت ستون است؟ $P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ $P = A_c(0.85f'_c) + A_s F_y$



مقاومت فشاری ستون چاق (کوتاه) از رابطه $A_c(0.85f'_c) + A_s F_y$ بدست می آید. یعنی تا جایی نیرو تحمل می کند که "له" شود.
مقاومت فشاری ستون لاغر از رابطه $P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ بدست می آید. یعنی تا جایی نیرو تحمل می کند که کمانش کند.

در ستونهای زیر محور کمانش کدام است؟



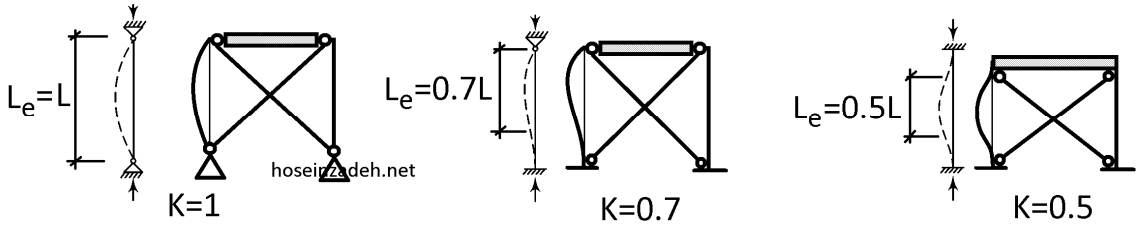
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۴-۱- ضریب K

در سه سازه زیر، ستونها مهار شده هستند (به جهت وجود مهاربند).

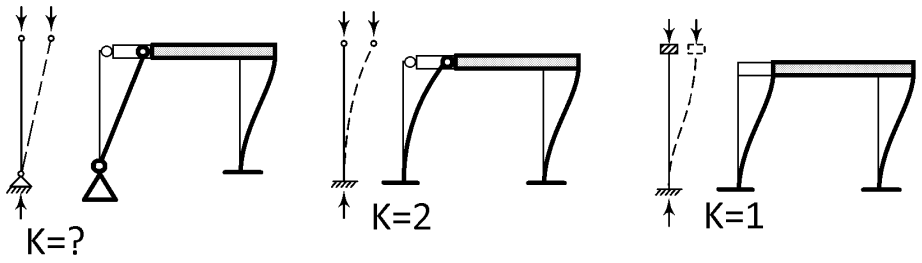
در هر سه سازه تیر صلب فرض شده است.

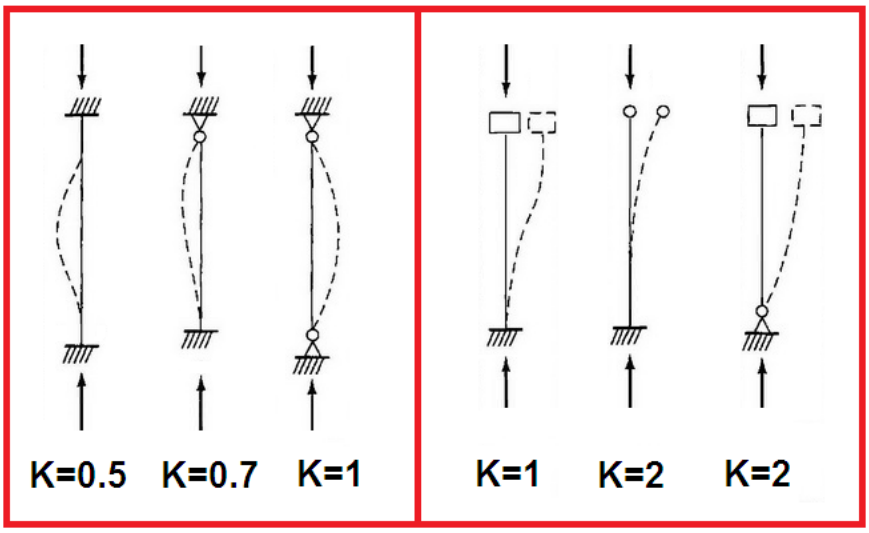
بسته به شرایط تکیه گاهی ستون (گیردار یا مفصلی بودن)، شکل کمانش و ضریب طول موثر متفاوت شده است.



hoseinzadeh.net

در سه سازه زیر، ستونها مهار نشده هستند.



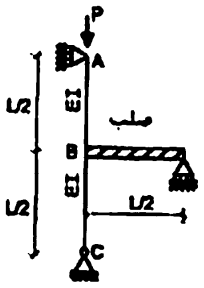


مهار انتقالی ندارد.

مهار انتقالی دارد.

محاسبات آذر ۹۲

۵۳-در سازه نشان داده شده در شکل، ضریب طول مؤثر ستون AB به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱) 4

۲) 1

۳) 2

۴) 0.5

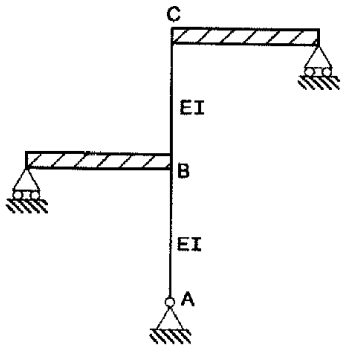
گزینه ۳

ستون AB یک ستون یک سر گیردار- یک سر مفصل می باشد و بدون مهار جانبی می باشد و ضریب طول موثر K=2 می باشد. طول موثر ستون AB برابر است با: $L_e = K\left(\frac{L}{2}\right) = 2\left(\frac{L}{2}\right) = L$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات-۹۱

۲۶- در سازه شکل زیر، ضریب طول موثر ستونهای AB و BC چقدر است؟ (تیرها صلب فرض شوند).



۱) $K_{AB}=2\ ,K_{BC}=2$

۲) $K_{AB}=2\ ,K_{BC}=1$

۳) $K_{AB}=1\ ,K_{BC}=2$

۴) $K_{AB}=1\ ,K_{BC}=1$

گزینه ۲

هر دو ستون مهار نشده محسوب می شوند.

ضریب طول موثر ستون "یکسر مفصل- یکسر گیردار" مهارنشده برابر ۲ می باشد. بنابراین $K_{AB}=2$

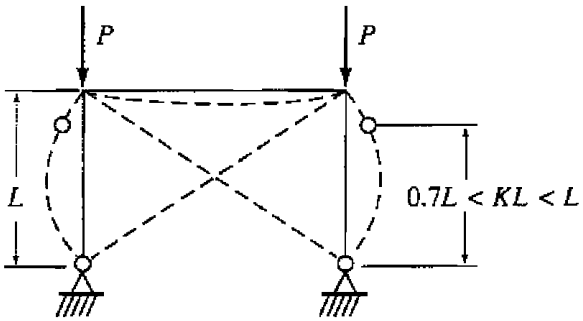
ضریب طول موثر ستون "دوسرگیردار" مهارنشده برابر ۱ می باشد. بنابراین $K_{BC}=1$

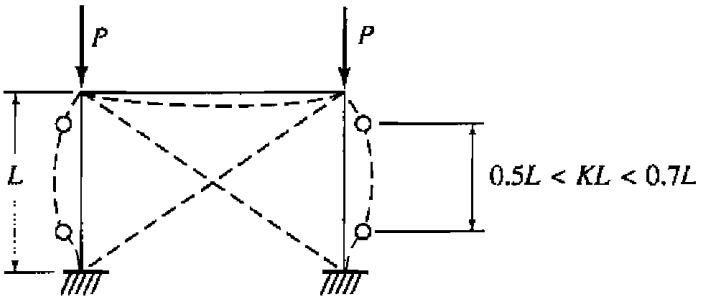
در ستونهای متصل به سازه ضریب K چگونه تعیین می شود؟

در شکل زیر (سمت راست) اگر تیر صلب باشد و مانع دوران ستون شود، K=0.7 خواهد بود.

در شکل زیر (سمت راست) اگر سختی خمشی تیر به صفر میل کند و نتواند مانع دوران ستون شود، K=0.5 خواهد بود.

بنابراین در شکل زیر (سمت راست) ضریب طول موثر ستون بسته به سختی تیر متصل به آن بین 0.5 و 0.7 متغییر خواهد بود.





 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

با استفاده از روابط و نمودارهای زیر می توان مقدار ضریب K ستون را بر اساس نسبت سختی ستون و تیر متصل به آن محاسبه نمود.

مهار شده

$$k=\min\left[\,0.7+0.1\,\psi_m\,,\,0.85+0.05\,\psi_{min}\,\right]\le 1.0$$

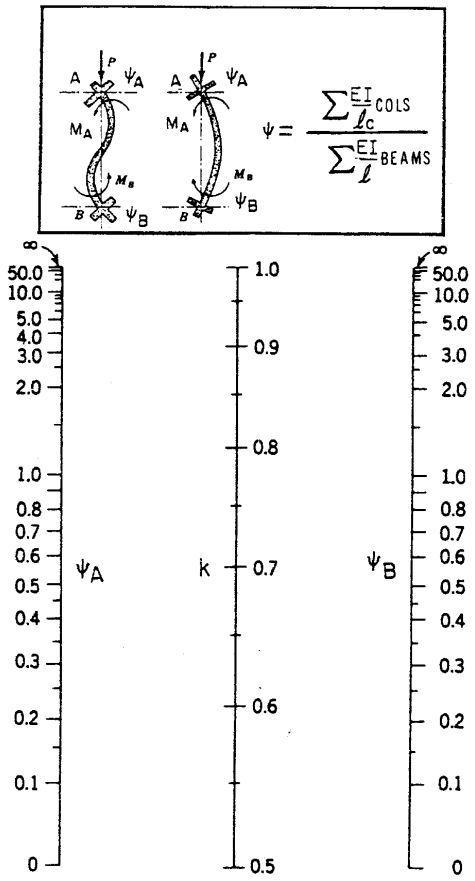


Figure 11-9 Effective Length Factors for Compression Members in a Nonsway Frame

مهار نشده

$$\text{For } \psi_m < 2,\ k=\frac{20-\psi_m}{20}\sqrt{1+\psi_m} \qquad \text{For } \psi_m > 2,\ k=0.9\sqrt{1+\psi_m}$$

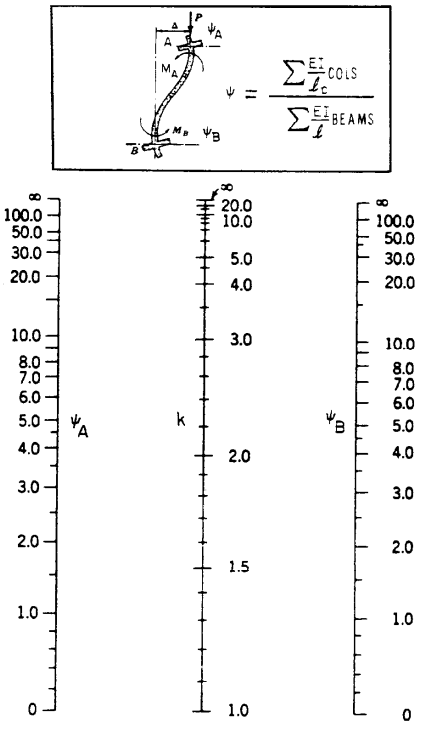
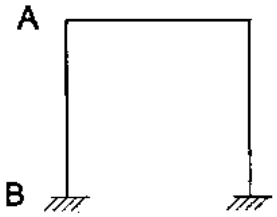


Figure 11-10 Effective Length Factors for Compression Members in a Sway Frame

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۳

۳- ضریب طول مؤثر ستون AB در قاب مهار نشده بتنی با تکیه‌گاه‌های گیردار مطابق شکل، در صورتیکه $\psi_B = 1.0$ باشد، به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟



۱) 1.20
۲) 1.35
۳) 1.50
۴) 1.70

گزینه ۲

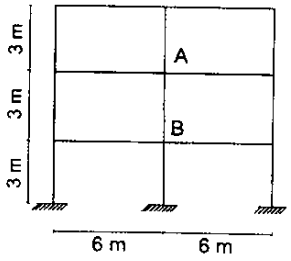
ψ_m متوسط ψ در بالا و پایین ستون AB می باشد. با توجه به اینکه تکیه گاهها گیردار هستند، $\psi_B = 1$ می باشد. مقدار ψ_A را نیز خود مسئله داده است. بنابراین $\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2} = 1$

پس از محاسبه ψ_m مقدار K بدست می آید:

$$k = \frac{20 - \Psi_m}{20}\sqrt{1 + \Psi_m} = \frac{20 - 1}{20}\sqrt{1 + 1} = 1.34$$

محاسبات ۹۶

۲۴- در یک قاب بتن‌آرمه، در صورتیکه ابعاد مقطع تمام ستون‌ها 400×400 میلی‌متر و تمام تیرها 400×600 میلی‌متر ($h = 600\ mm$, $b = 400\ mm$) باشد، ضریب طول مؤثر ستون AB در صفحه قاب به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟(قاب مهارنشده فرض شود و استفاده از نتایج تحلیل دقیق مدنظر نیست).

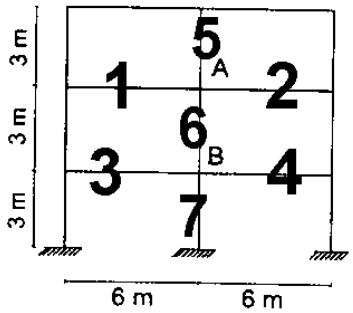


۱) 1.40
۲) 1.10
۳) 1.20
۴) 1.30

گزینه ۱

$$\Psi_A = \Psi_A = \frac{0.7\left(\left(\frac{EI}{L}\right)_5 + \left(\frac{EI}{L}\right)_6\right)}{0.35\left(\left(\frac{EI}{L}\right)_1 + \left(\frac{EI}{L}\right)_2\right)} = \frac{0.7}{0.35} \times \frac{\left(\frac{400^4}{3}\right) + \left(\frac{400^4}{3}\right)}{\left(\frac{400\times600^3}{6}\right) + \left(\frac{400\times600^3}{6}\right)} = 4 \times \left(\frac{4}{6}\right)^3 = \frac{32}{27} = 1.19$$

$$\Psi_m = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2} = 1.19 \quad \rightarrow \quad k = \frac{20 - \Psi_m}{20}\sqrt{1 + \Psi_m} = 1.4$$

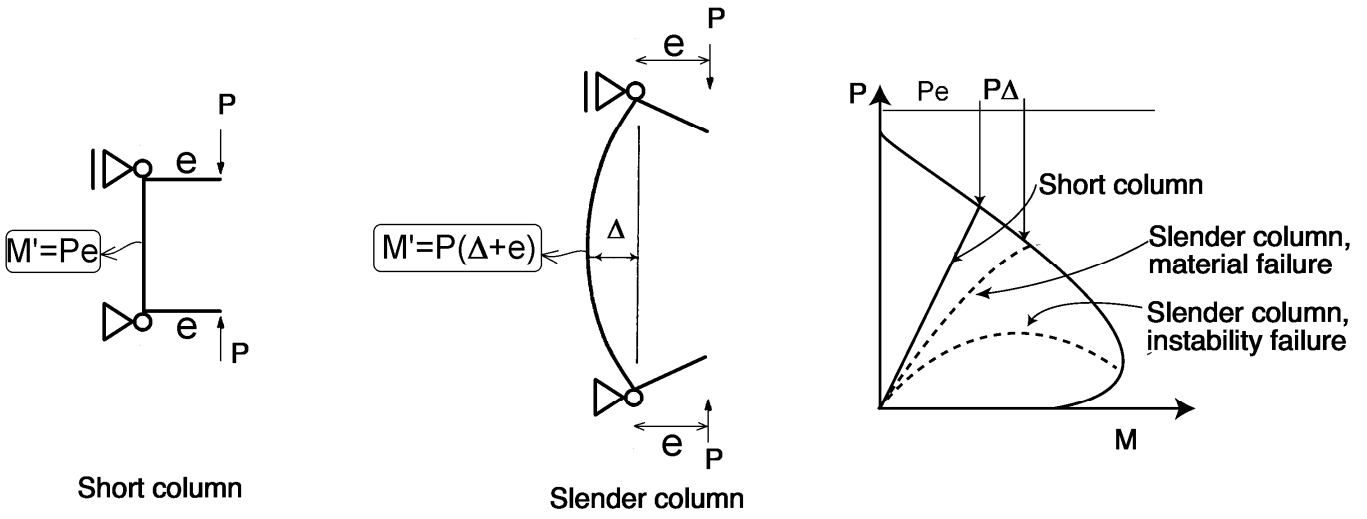


 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

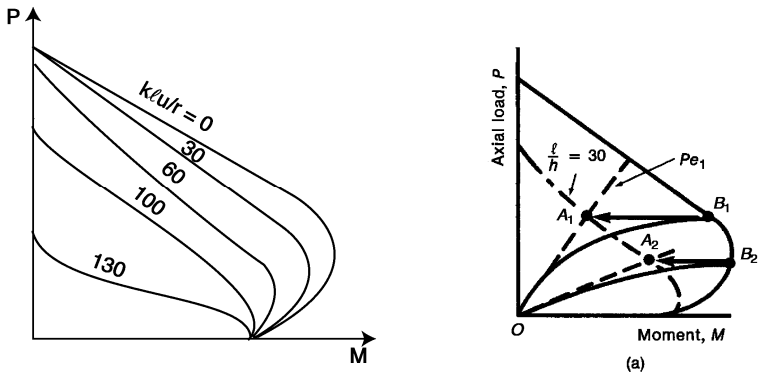
۱۴-۲- تاثیر لاغری بر لنگر داخلی ستون

به ستون لاغر توجه کنید. در دو انتهای ستون لنگر M=Pe وارد شده است. ولی به علت لاغری بالا و تغییر شکل ستون، لنگر در وسط ستون برابر M=PΔ+Pe می باشد. در حالیکه در ستونهای کوتاه (ستون سمت چپ) افزایش لنگر نداریم.

این افزایش لنگر در ستونهای لاغر در شکل سمت راست در دیاگرام اندرکنش نشان داده شده است.



جهت منظور کردن اثرات لاغری می توان مطابق شکل پایین (سمت چپ) بر اساس لاغری ستون، دیاگرام اندرکنش را محدود کرد.



نظارت ۱۳۸۳

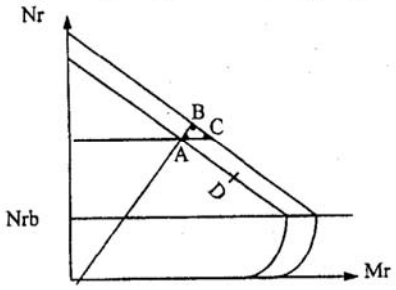
۵۵- موقعیت ستونی در دیاگرام اندر کنش آن قبل از تأثیر اثر PΔ با نقطه A مشخص می‌شود. بگویید بعد از تأثیر اثر PΔ کدام یک از نقاط زیر می‌تواند نمایشگر موقعیت آن باشد؟

۱) نقطه A تغییر پیدا نمی‌کند.

۲) نقطه A به نقطه B تغییر مکان می‌دهد.

۳) نقطه A به نقطه C تغییر مکان می‌دهد.

۴) نقطه A به نقطه D تغییر مکان می‌دهد.



گزینه ۳

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

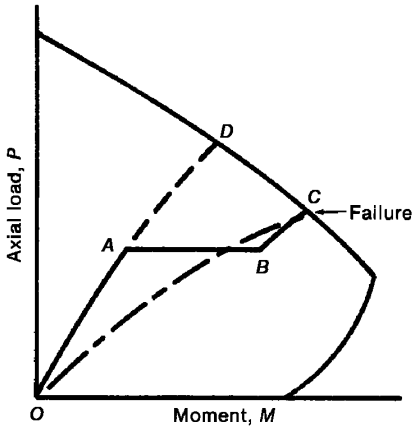
۱۴-۳- تاثیر سرعت بارگذاری و خزش

در شکل زیر در مسیر OA، ابتدا بارگذاری بهره برداری در زمان کوتاهی (rapid) انجام شده است.

در مسیر AB مقدار بار وارد بر ستون ثابت است ولی به علت پدیده خزش با گذر زمان تغییر شکل های ناشی از خزش ایجاد می شود و این تغییرشکلها منجر به افزایش لنگر می شوند.

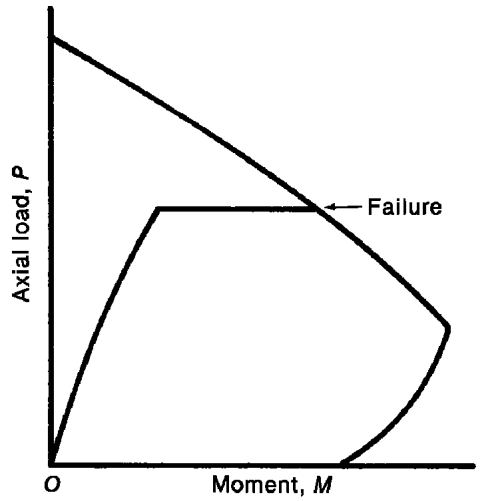
در مسیر BC مجددا بارگذاری در زمان کوتاه و به صورت سریع انجام شده است.

در شکل زیر در مسیر OAD کل بارگذاری بدون وقفه و به صورت سریع انجام شده است. مشاهده می شود که خزش موجب کاهش مقاومت فشاری ستون شده است.



(a) "Rapid-sustained-rapid" loading history.

در شکل زیر ابتدا بارگذاری سریع انجام شده است و سپس بار ثابت مانده است. با گذر زمان و بدون افزایش در مقدار بار خرابی ایجاد شده است. این خرابی به دلیل پدیده خزش می باشد. این خرابی کمانش خزشی نامیده می شود.



(b) Creep buckling.

آیین نامه ACI جهت منظور کردن اثرات خزش در خرابی اعضای فشاری، در محاسبات صلبیت خمشی ستون (EI) را طبق رابطه زیر کاهش می دهد:

$$\frac{EI}{(1+\beta)}$$

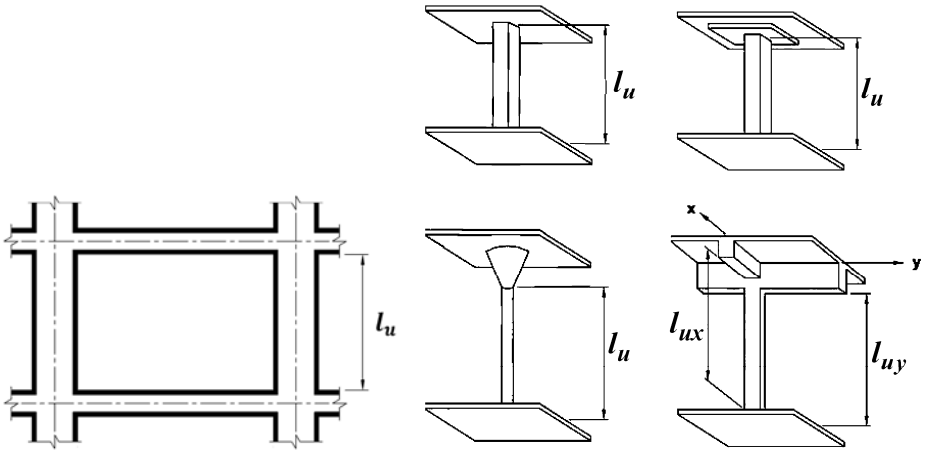
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مراحل گام به گام محاسبه بار کمانشی ستونها

$$P_c = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{(k l_u)^2}$$

۱- تعیین طول خالص ستون l_u

در محاسبه بار بحرانی کمانشی ستون از طول خاصل ستون مطابق شکل استفاده می شود.



۲- تعیین β_{dns}

β_{dns} shall be the ratio of maximum factored sustained axial load to maximum factored axial load associated with the same load combination

β_{ds} = the ratio of maximum factored sustained shear within a story to the maximum factored shear in that story associated with the same load combination

اگر ستون مهار شده محسوب شود، ضریب β_{dns} محاسبه و استفاده خواهد شد.

اگر ستون مهار نشده باشد، ضریب β_{ds} محاسبه و استفاده خواهد شد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳- تعیین EI_{eff} ستون جهت استفاده در رابطه $P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2}$

جهت محاسبه بار بحرانی از صلبیت خمشی موثر (EI_{eff}) استفاده خواهد شد. مقدار EI_{eff} را می توان با یکی از سه رابطه زیر محاسبه کرد.

6.6.4.4.4 For noncomposite columns, $(EI)_{eff}$ shall be calculated in accordance with (a), (b), or (c):

$$(a)\ (EI)_{eff} = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4a)$$

$$(b)\ (EI)_{eff} = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4b)$$

$$(c)\ (EI)_{eff} = \frac{E_cI}{1+\beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4c)$$

where β_{dns} shall be the ratio of maximum factored sustained axial load to maximum factored axial load associated with the same load combination and I in Eq. (6.6.4.4.4c) is calculated according to Table 6.6.3.1.1(b) for columns and walls

Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load

Member	Alternative value of I for elastic analysis		
	Minimum	I	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80+25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1-\frac{M_u}{P_uh}-0.5\frac{P_u}{P_o}\right)$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)\left(1.2-0.2\frac{b_w}{d}\right)I_g$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members, I shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections. P_u and M_u shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of P_u and M_u that produces the least value of I.

- نکته مهم: در محاسبات فوق در صورتی که ستون مهار شده باشد (Nonsway) در محاسبه EI_{eff} از ضریب β_{dns} استفاده می شود. ولی اگر سازه مهار نشده باشد (Sway) در این صورت از ضریب β_{ds} استفاده خواهد شد.

محاسبات ۹۵

۳۸- در یک قاب بتن آرمه با مهارجانبی دو ستون لاغر با مشخصات مصالح، مقطع و ارتفاع یکسان را درنظر بگیرید. هر دو ستون دارای بار محوری دائمی نهایی برابر 800 kN می‌باشند. ستون اول دارای بار محوری نهایی کل 1600 kN و ستون دوم دارای بار محوری کل نهایی 1200 kN است. ضریب طول مؤثر برای هر دو ستون واحد فرض می‌شود. اگر بار بحرانی ستون اول 4500 kN باشد، براساس رابطه دقیق‌تر، بار بحرانی ستون دوم حدوداً چند کیلونیوتن است؟

۱) 3750 ۲) 4050 ۳) 5000 ۴) 5850

گزینه ۲

$$\left.\begin{aligned} P_{cI} &= \frac{\pi^2(EI_e)_I}{(kl_u)^2} \\ P_{cII} &= \frac{\pi^2(EI_e)_{II}}{(kl_u)^2} \end{aligned}\right\} \xrightarrow{k,l_u \text{ یکسان}} \frac{P_{cI}}{P_{cII}} = \frac{(EI_e)_I}{(EI_e)_{II}} = \frac{\left(\frac{0.2E_cI_g+E_sI_{se}}{1+\beta_{dns}}\right)_I}{\left(\frac{0.2E_cI_g+E_sI_{se}}{1+\beta_{dns}}\right)_{II}}$$

$$\xrightarrow{E_c,I_g,E_s,I_{se} \text{ یکسان}} \frac{P_{cI}}{P_{cII}} = \frac{(1+\beta_{dns})_{II}}{(1+\beta_{dns})_I} = \frac{\left(1+\frac{800}{1200}\right)_{II}}{\left(1+\frac{800}{1600}\right)_I} = 1.111 \rightarrow \frac{4500}{P_{cII}} = 1.1111 \rightarrow P_{cII} = 4050\ kN$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴- تعیین Ψ در دو گره انتهایی ستونها جهت محاسبه K

جهت محاسبه Ψ لازم نسبت سختی ستون به تیر محاسبه شود. در این محاسبه می توان EI تیرها و ستونها را مطابق بند زیر منظور کرد.

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. If sustained lateral loads are present, I for columns and walls shall be divided by $(1 + \beta_{ds})$, where β_{ds} is the ratio of maximum factored sustained shear within a story to the maximum factored shear in that story associated with the same load combination.

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		$0.25I_g$	

Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load

Member	Alternative value of I for elastic analysis		
	Minimum	I	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80+25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1-\frac{M_u}{P_u h}-0.5\frac{P_u}{P_o}\right)$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)\left(1.2-0.2\frac{b_w}{d}\right)I_g$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members, I shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections. P_u and M_u shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of P_u and M_u that produces the least value of I.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵- تعیین ضریب K

مقدار ضریب طول موثر K بر اساس نسبت سختی اعضا در دو گره انتهایی (Ψ) عضو فشاری محاسبه می شود.

۶- محاسبه بار کمانشی ستون

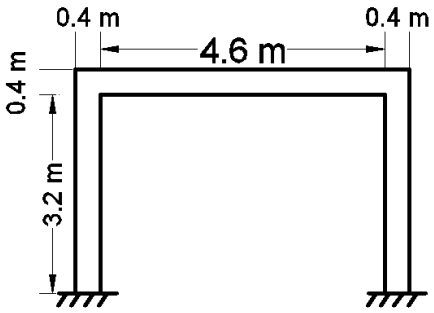
$$P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2}$$

مثال: بار کمانشی ستون زیر را تحت اثر ترکیب بارهای 1.2D+1.6L و 1.2D+L+E بدست آورید.

سازه دارای دیوار برشی بوده و قاب ها با مهار جانبی (nonsway) محسوب می شوند.

ابعاد ستون: 400 x 400 mm

ابعاد تیر: 500 x 400 mm



$$P_D = 800\ kN$$
$$P_L = 400\ kN$$
$$P_E = \pm 300\ kN$$

الف) تحت اثر ترکیب بار 1.2D+1.6L:

۱- $l_u = 3200\ mm$

۲- $\beta_{dns} = \frac{1.2 \times 800}{1.2 \times 800 + 1.6 \times 400} = 0.6 < 1$

۳- $EI_{eff} = \frac{0.4 E_c I_g}{1+\beta_{dns}} = \frac{0.4 \times (4700\sqrt{25}) \times \left(\frac{400^4}{12}\right)}{1+0.6} = 1.25333 \times 10^{13}\ mm^4$

۴- $\psi_{top} = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)_{column}}{\left(\frac{EI}{L}\right)_{beam}} = \frac{0.7(I)_{column}}{0.35(I)_{beam}} \times \frac{(L)_{beam}}{(L)_{column}} = \frac{0.7 \times 400}{0.35 \times 500} \times \frac{5000}{3400} = 2.35$

$\psi_{bot} = 1$

$\Big\} \psi_m = 1.675$

۵- $K = min(0.7 + 0.1 \times 1.675\ , 0.85 + 0.05 \times 1, 1) = 0.8675$

۶- $P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2} = P_c = \frac{\pi^2 \times 1.25333 \times 10^{13}}{(0.8675 \times 3200)^2} = 16051893\ \text{N} = 16052\ \text{kN}$

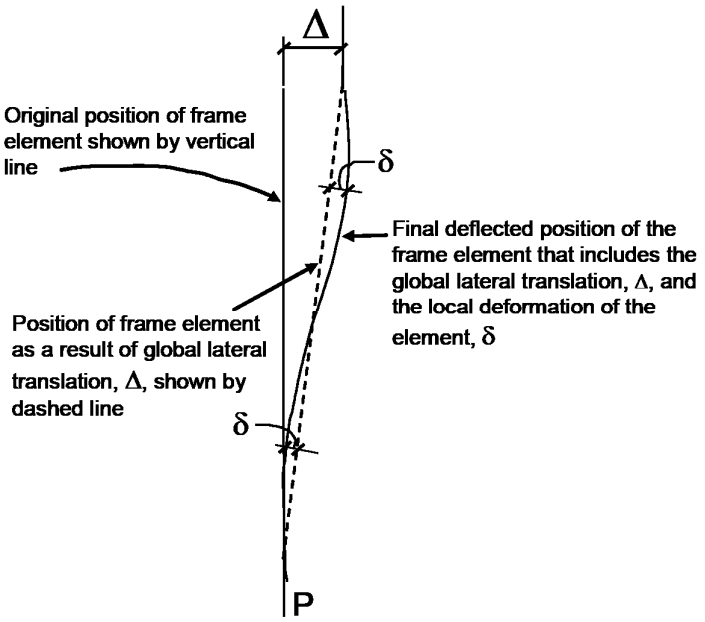
ب) تحت اثر ترکیب بار 1.2D+L+E:

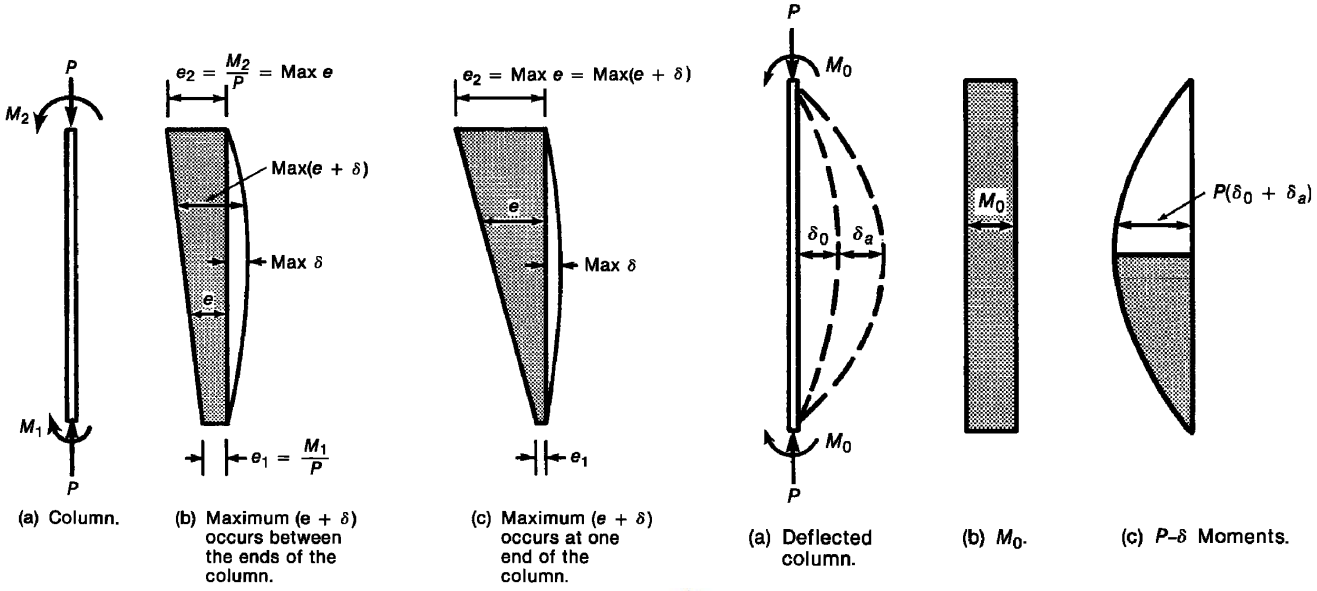
$$l_u = 3200\ mm$$
$$\beta_{dns} = \frac{1.2\ \times 800}{1.2\ \times 800 + 400 + 300} = 0.578 < 1$$
$$EI = \frac{0.4 \times 4700\sqrt{25} \times \frac{400^4}{12}}{1 + 0.578} = 1.2708 \times 10^{13}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} = P_c = \frac{\pi^2 \times 1.2708 \times 10^{13}}{(0.8675 \times 3200)^2} = 16275638\ \text{N} = 16276\ \text{kN}$$

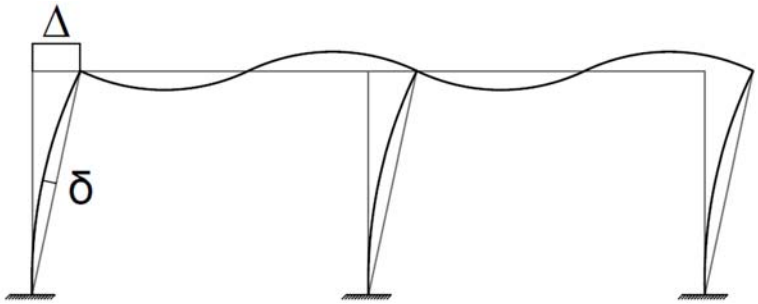
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۴-۴- تفاوت $P\Delta$ و $P\delta$

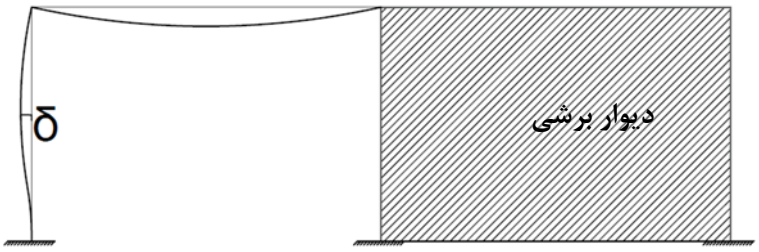




(a) Column. (b) Maximum (e + δ) occurs between the ends of the column. (c) Maximum (e + δ) occurs at one end of the column. (a) Deflected column. (b) M_0. (c) P–δ Moments.



«سازه بدون مهار جانبی (Sway)»



«سازه با مهار جانبی (Nonsway)»

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۴-۵- شرط صرف نظر کردن از اثرات لاغری ستون

6.2.5 Slenderness effects shall be permitted to be neglected if (a) or (b) is satisfied:

(a) For columns not braced against sidesway

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 22 \qquad (6.2.5a)$$

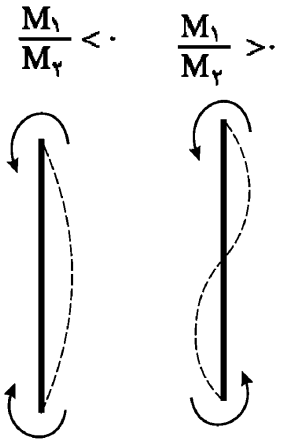
(b) For columns braced against sidesway

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 34+12(M_1/M_2) \qquad (6.2.5b)$$

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.



محاسبات ۹۳

۶۰- برای یک ستون مهارشده بتن مسلح با مقطع 400×400 میلی‌متر و ضریب طول مؤثر واحد، با طول آزاد سه متر، حداکثر نسبت لنگر خمشی نهایی کوچکتر به لنگر خمشی نهایی بزرگتر دو انتهای ستون $\frac{M_1}{M_2}$، به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر باشد تا بتوان از اثر لاغری صرفنظر کرد؟ (انحنا در یک جهت فرض شود)

۱) 1 ۲) 0.7 ۳) 0.6 ۴) 0.5

گزینه ۲

با توجه به اینکه ستون مهار شده است، برای صرف نظر کردن از لاغری، رابطه زیر باید برقرار شود:

$$\left(\frac{kl_u}{r}=\frac{1\times 3000}{0.3\times 400}=25\right)<\left(34+12\left(-\frac{M_1}{M_2}\right)\right) \rightarrow \frac{M_1}{M_2}<0.75$$

محاسبات-۹۱

۱۰- در یک قاب خمشی، چنانچه ابعاد ستون‌ها 50×50 cm و ابعاد تیرها 40×60 cm (b=40 cm , h=60 cm) و فاصله محور تا محور تیرهای طبقات 300 cm و ضریب طول موثر ستون k=1.2 باشد، در مورد طراحی آرماتورهای ستون گزینه صحیح را انتخاب نمایید؟

۱) صرفنظر کردن از اثر لاغری این ستون بستگی به لنگرهای خمشی دو انتهای ستون دارد.
۲) صرفنظر کردن از اثر لاغری این ستون بستگی به مقدار آرماتورهای طولی ستون دارد.
۳) می‌توان از اثر لاغری ستون صرفنظر نمود.
۴) نمی‌توان از اثر لاغری ستون صرفنظر نمود.

گزینه ۳:

در ستونهای مهار نشده ضریب طول موثر ستون بزرگتر از یک بدست می آید و بنابراین با توجه به اینکه در صورت مسئله عنوان شده است k=1.2 می باشد، ستون مهار نشده می باشد. لاغری ستون از رابطه $\frac{kl_u}{r}$ بدست می آید که در آن l_u طول خالص ستون و r شعاع ژیراسیون مقطع ستون می باشد و برای مقطع مستطیلی تقریبا برابر است با r=0.3b=0.3×500 = 150 mm

بنابراین لاغری این ستون برابر است با:

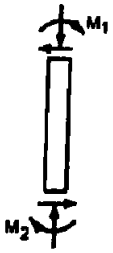
$$\frac{kl_u}{r}=\frac{1.2\times(3000-600)}{150}=19.2<22$$

لاغری این ستون پایین است و می توان از اثرات لاغری صرف نظر کرد

محاسبات ۹۳

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲۹- یک عضو بتنی فشاری مهارشده (K=1.0) با ابعاد مقطع 400×400 mm تحت‌اثر لنگرهای خمشی $M_1=M_2$ مطابق شکل قرار دارد. برای آنکه بتوان از اثر لاغری در این عضو صرفنظر نمود، حداکثر طول آزاد آن باید به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر باشد؟ (شعاع ژیراسیون برابر 0.3 بعد مقطع درنظر گرفته شود و $\phi_c = 0.65$)



۱) 6.0 m
۲) 2.65 m
۳) 4.8 m
۴) 5.5 m

گزینه ۳

$$\left(\frac{Kl_u}{r} = \frac{1 \times l_u}{0.3 \times 400}\right) \le Min\left[40,34 + 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]$$
$$l_u \le 120 Min\,[40,34 + 12(+1)] = 4800\,mm$$

محاسبات ۹۵

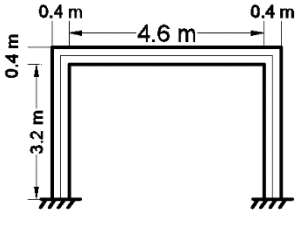
۲۵- در یک قطعه فشاری بتن مسلح مهارشده در صورتی‌که K = 1.0 و طول آزاد عضو 5.0 متر و ابعاد مقطع 400×400 mm باشد و لنگرهای خمشی مؤثر در دو انتهای عضو 60 و 80 کیلونیوتن‌متر و این لنگرها موجب انحنای ستون در دو جهت شوند، گزینه صحیح را انتخاب کنید. شعاع ژیراسیون مقطع برابر 0.3 بُعد کلی مقطع درنظر گرفته شود.)

۱) چون انحنای ستون در دو جهت است، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.
۲) چون مقدار K برابر واحد است، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.
۳) نمی‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.
۴) چون لنگرهای خمشی دو انتهای ستون هم علامت هستند، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.

گزینه ۳

$$\left(K\frac{l_u}{r} = 1\frac{5000mm}{0.3 \times 400} = 41.66\right) \quad > \quad Min\left(34 + 12\frac{M_1}{M_2}\ ,\quad 40\right)$$

مثال: در ستون زیر بررسی نمایید که آیا نیازی به منظور کردن اثرات لاغری هست یا نه؟
سازه دارای دیوار برشی بوده و قاب ها با مهار جانبی محسوب می شوند (Nonsway).
ابعاد ستون: 400 x 400 mm
ابعاد تیر: 500 x 400 mm



$M_{D-top} = 400\ kN$ $\quad M_{D-bot} = 200\ kN$
$M_{L-top} = 200\ kN$ $\quad M_{L-bot} = 100\ kN$
$M_{E-top} = \pm 80\ kN$ $\quad M_{E-bot} = \pm 80\ kN$

حل:

	M1	M2	M1/M2
1.4D	280	560	0.5
1.2D+1.6L	400	800	0.5
1.2D+L+E	420	760	0.552632
1.2D+L-E	260	600	0.433333

$$\left[\frac{Kl_u}{r} = \frac{0.8675 \times 3200}{0.3 \times 400} = 23.13\right] < [34 - 12 \times 0.5526 = 27.37]$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

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}.

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

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۴-۷- تشدید لنگر در قابهای مهار شده (**Q<0.05**):

6.6.4.5 *Moment magnification method: Nonsway frames*

6.6.4.5.1 The factored moment used for design of columns and walls, M_c, shall be the first-order factored moment M_2 amplified for the effects of member curvature.

$$M_c = \delta M_2 \qquad (6.6.4.5.1)$$

6.6.4.5.2 Magnification factor **δ** shall be calculated by:

$$\delta = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \qquad (6.6.4.5.2)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

6.6.4.4.3 The effective length factor k shall be calculated using E_c in accordance with 19.2.2 and I in accordance with 6.6.3.1.1. For nonsway members, k shall be permitted to be taken as 1.0, and for sway members, k shall be at least 1.0.

6.6.4.5.3 C_m shall be in accordance with (a) or (b):

(a) For columns without transverse loads applied between supports

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} \qquad (6.6.4.5.3a)$$

where M_1/M_2 is negative if the column is bent in single curvature, and positive if bent in double curvature. M_1 corresponds to the end moment with the lesser absolute value.

(b) For columns with transverse loads applied between supports.

$$C_m = 1.0 \qquad (6.6.4.5.3b)$$

6.6.4.5.4 M_2 in Eq. (6.6.4.5.1) shall be at least $M_{2,min}$ calculated according to Eq. (6.6.4.5.4) about each axis separately.

$$M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h) \qquad (6.6.4.5.4)$$

If $M_{2,min}$ exceeds M_2, C_m shall be taken equal to 1.0 or calculated based on the ratio of the calculated end moments M_1/M_2, using Eq. (6.6.4.5.3a).

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۴-۸- تشدید لنگر در قابهای مهار نشده (**Q>0.05**):

6.6.4.6 *Moment magnification method: Sway frames*

6.6.4.6.1 Moments M_1 and M_2 at the ends of an individual column shall be calculated by (a) and (b).

(a) $M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$ (6.6.4.6.1a)

(b) $M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$ (6.6.4.6.1b)

6.6.4.6.2 The moment magnifier δ_s shall be calculated by (a), (b), or (c). If δ_s exceeds 1.5, only (b) or (c) shall be permitted:

(a) $\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1$ (6.6.4.6.2a)

(b) $\delta_s = \frac{1}{1-\frac{\Sigma P_u}{0.75\Sigma P_c}} \geq 1$ (6.6.4.6.2b)

(c) Second-order elastic analysis

where $\sum P_u$ is the summation of all the factored vertical loads in a story and $\sum P_c$ is the summation for all sway-resisting columns in a story. P_c is calculated using Eq. (6.6.4.4.2) with k determined for sway members from 6.6.4.4.3 and $(EI)_{eff}$ from 6.6.4.4.4 or 6.6.4.4.5 as appropriate with β_{ds} substituted for β_{dns}.

سراسری ۹۵

۱۱۹- از میان دو نوع اثر لاغری، در طراحی ستون‌های لاغر، که شامل ناپایداری عضوی (نوع ۱)، و جابه‌جایی جانبی (نوع ۲) است، کدام نوع همواره در جهت افزایش لنگر ماکزیمم عمل می‌کند؟

۱) نوع ۱

۲) نوع ۲

۳) بستگی به نسبت لنگر دو انتها دارد.

۴) بستگی به میزان بار محوری عضو دارد.

گزینه ۲

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات پایه ۱- ۱۳۸۳.

۳۶- برای تشدید لنگر در ستونهای یک قاب بتن‌آرمه با حرکت جانبی، کدامیک از روشهای زیر صحیح هستند؟

۱) با یک آنالیزالاستیک مرتبه اول، لنگر هر ستون را به دست آورده و با محاسبه ضریب تشدید لنگر ستون و ضرب آن در لنگر بدست آمده از آنالیز، لنگر تشدید یافته را بدست می‌آوریم.

۲) با یک آنالیز الاستیک مرتبه دوم(آنالیز $P-\Delta$)، لنگر هر ستون را بدست آورده و به عنوان لنگر تشدید یافته تلقی می‌نماییم.

۳) با یک آنالیز غیرخطی کامل، لنگر هر ستون را به دست آورده و به عنوان لنگر تشدید یافته تلقی می‌نماییم.

۴) هر سه مورد فوق

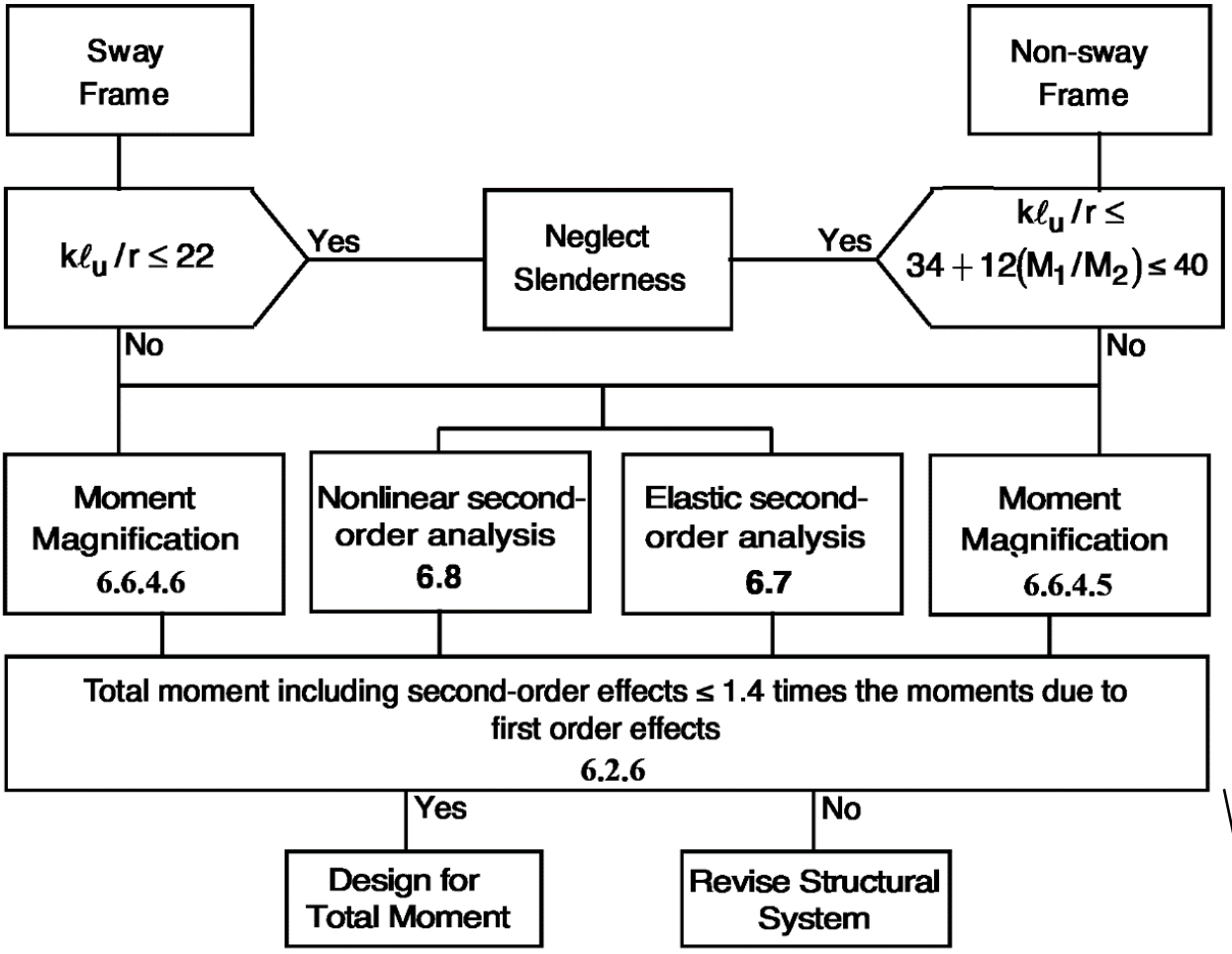
گزینه ۴

6.2.3 Methods of analysis permitted by this chapter shall be (a) through (e):

(a) The simplified method for analysis of continuous beams and one-way slabs for gravity loads in 6.5
(b) First-order in 6.6
(c) Elastic second-order in 6.7
(d) Inelastic second-order in 6.8
(e) Finite element in 6.9

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۴-۹- مراحل طراحی ستونهای لاغر



تبصره: مطابق آیین نامه، لنگر پس از تشدید نباید بیش از 1.4 برابر لنگر اولیه شود. در غیر اینصورت باید در هندسه سازه تجدید نظر گردد:

6.2.6 Unless slenderness effects are neglected as permitted by 6.2.5, the design of columns, restraining beams, and other supporting members shall be based on the factored forces and moments considering second-order effects in accordance with 6.6.4, 6.7, or 6.8. M_u including second-order effects shall not exceed $1.4M_u$ due to first-order effects.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

$$\beta_{ds} = \frac{\text{maximum factored sustained shear within a story}}{\text{maximum factored story shear associated with the same load combination}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{ds}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{ds}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{E_cI}{1+\beta_{ds}}$$

$\sum P_u$ is the summation of all the factored vertical loads in a story

For $\psi_m < 2$, $k = \frac{20-\psi_m}{20}\sqrt{1+\psi_m}$

For $\psi_m > 2$, $k = 0.9\sqrt{1+\psi_m}$

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

If δ_s exceeds 1.5, only (b) or (c) shall be permitted

(a) $\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1$

(b) $\delta_s = \frac{1}{1-\frac{\Sigma P_u}{0.75\Sigma P_c}} \geq 1$

(c) Second-order elastic analysis

$\sum P_c$ is the summation for all sway-resisting columns in a story

Δ_o first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to V_{us}.

$\sum P_u$ total factored vertical load

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us}\ell_c}$$

V_{us} horizontal story shear

$Q > 0.05$

$\frac{k\ell_u}{r} > 22 \Rightarrow M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$, $M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$

M_1 shall not exceed $1.4(M_{1ns} + M_{1s})$

M_2 shall not exceed $1.4(M_{2ns} + M_{2s})$

$\frac{k\ell_u}{r} \leq 22 \Rightarrow M_1 = M_1 \quad M_2 = M_2$

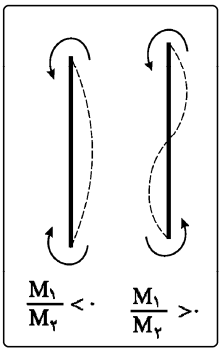
$Q \leq 0.05$

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq Min\left(40,\ \frac{k\ell_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2)\right) \Rightarrow M_c = M_2$$

$$\frac{k\ell_u}{r} > Min\left(40,\ \frac{k\ell_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2)\right) \Rightarrow M_c = \delta(M_2\ ,\ M_{2,min})$$

δ shall not exceed 1.4

$M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h)$



columns without transverse loads between supports $C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2}$

columns with transverse loads between supports. $C_m = 1.0$

$$\delta = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$$

For nonsway members, k shall be permitted to be taken as 1.0

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{dns}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{E_cI}{1+\beta_{dns}}$$

$$\beta_{dns} = \frac{\text{maximum factored sustained axial load}}{\text{maximum factored axial load associated with the same load combination}}$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۴-۱۰- مثال -ستون لاغر مهار شده

میلگردهای طولی ستون C3 را بر اساس بارهای وارد شده طراحی نمایید.

$f'_c = 28\ \text{MPa}; F_y = 420MPa$

فرض کنید تغییر مکان جانبی نسبی طبقه همکف تحت اثر زلزله برابر 5 mm می باشد.

ابعاد مقطع تمامی تیرها در طبقه همکف: ارتفاع تیر=600 mm ، عرض تیر=500 mm

ابعاد مقطع ستونها در طبقه همکف و نیز طبقه اول: 600x600 mm

طول ستون در طبقه همکف (آکس تا آکس طبقه)= $l_c = 7700\text{mm}$

طول خالص ستون همکف= $l_u = 7700 - \frac{600}{2} = 7400\ \text{mm}$

بار محوری و لنگر خمشی ضریب دار برای ستون C3 در جدول زیر آمده است. علامت لنگر ها در جهت ساعت گرد مثبت در نظر گرفته شده است.

این نتایج بر اساس آنالیز مرتبه اول و در نظر گرفتن 0.7I برای ستونها و 0.35I برای تیرها بدست آمده است.

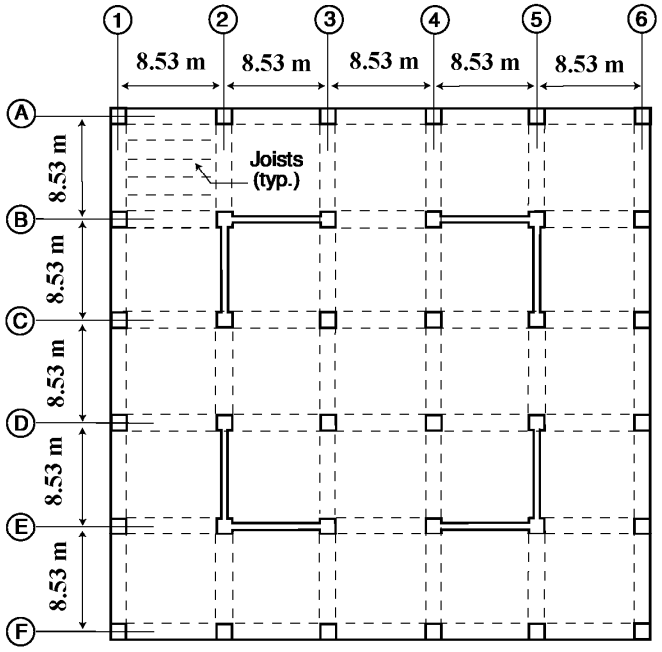
		Axial load (kN)	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)
	D	4710.5	1.37	0.96
	L	1061.50	44.44	22.36
	E	21.60	5.49	16.90
1.00	1.4D	6594.70	1.92	1.34
2.00	1.2D+1.6L	7351.00	72.75	36.92
3.00	1.2D+.5*L+E	6204.95	29.35	29.23
4.00	1.2D+0.5*L-E	6161.75	18.38	-4.57

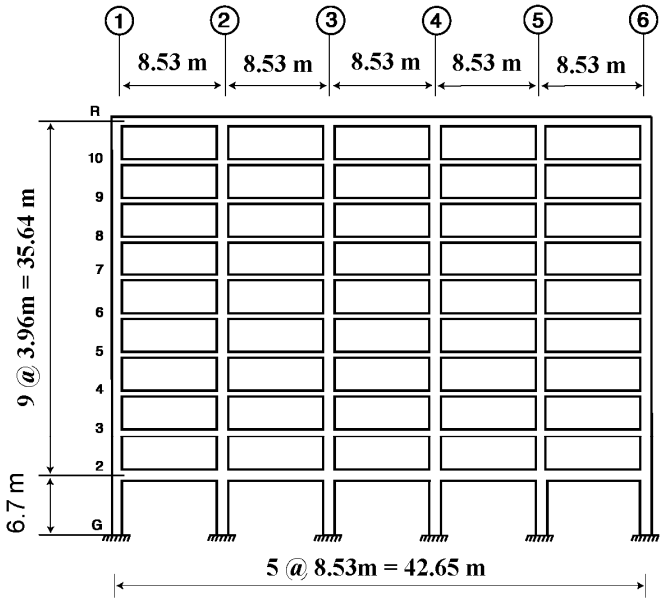
مجموع بار محوری و برشی ستونها در طبقه همکف برابر است با

$$\sum P_D = 168169\ \text{kN}$$

$$\sum P_L = 16240\ \text{kN}$$

$$\sum V_{Ex} = 19100\ \text{kN}$$





 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

حل:

در این سوال نیروهای وارد بر ستون بر اساس نتایج تحلیل مرتبه اول ارائه شده است. بنابراین ابتدا باید جهت منظور کردن اثرات لاغری لنگرهای ارائه شده، در صورت لزوم تشدید شوند. بدین منظور ابتدا باید تعیین شود که ستون مورد نظر مهار شده هست یا مهار نشده.

۱- بررسی ستون از لحاظ حرکت جانبی

با توجه به بند زیر اگر اندیس پایداری (Q) کمتر از 0.05 باشد، طبقه مهار شده (Nonsway) محسوب می شود.

6.6.4.4 *Stability properties*

6.6.4.4.1 The stability index for a story, Q, shall be calculated by:

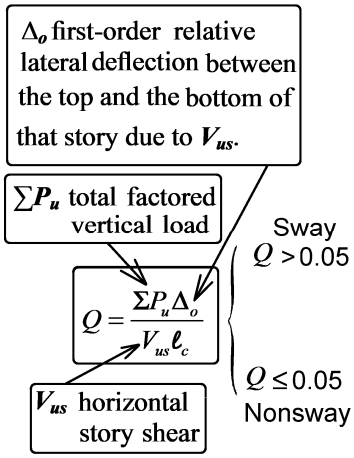
$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us} \ell_c} \qquad (6.6.4.4.1)$$

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}.

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



با توجه به اطلاعات مسئله در صفحه قبل، اندیس پایداری طبقه همکف در جدول زیر محاسبه شده است.

$$\left.\begin{array}{c} \sum P_u = 1.2\sum P_D + 0.5\sum P_L = 1.2 \times 168169 + 0.5 \times 16240 = 209922.8\ kN \\ \text{طبق صورت مسئله}\ V_{us} = 19100\ kN \\ \text{طبق صورت مسئله}\ \Delta_0 = 5\ mm \\ \text{طبق صورت مسئله}\ l_c = 6700\ mm \end{array}\right\}$$

$$\rightarrow \quad Q = \frac{P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} = 0.0082 < 0.05 \quad \rightarrow \quad (Nonsway)\ \text{مهار شده}$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲- بررسی لزوم در نظر گیری اثر P-Δ

سازه مهار شده (Nonsway) می باشد و بنابراین لزوم اعمال اثر P-delta از روابط 6.2.5.b و 6.2.5.c باید بررسی شود:

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

$$\Rightarrow \frac{k\ell_u}{r} \le 34+12(M_1/M_2) \qquad (6.2.5b)$$

and

$$\Rightarrow \frac{k\ell_u}{r} \le 40 \qquad (6.2.5c)$$

where M_1/M_2 is negative if the column is bent in single curvature, and positive for double curvature.

Sway $Q>0.05$:

$$\frac{k\ell_u}{r} > 22 \Rightarrow M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s},\quad M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 22 \Rightarrow M_1 = M_1,\quad M_2 = M_2$$

Nonsway $Q \le 0.05$:

$$\frac{k\ell_u}{r} \le Min\left(\begin{matrix}40\\ 34+12(M_1/M_2)\end{matrix}\right) \Rightarrow M_c = M_2$$

$$\frac{k\ell_u}{r} > Min\left(\begin{matrix}40\\ 34+12(M_1/M_2)\end{matrix}\right) \Rightarrow M_c = \delta(M_2, M_{2,min})$$

جهت کنترل روابط فوق ابتدا لاغری ستون C3 محاسبه می شود:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \cong 0.3\,(\text{بعد ستون}) = 0.3 \times 600 = 1800\ mm$$
$$K = 1$$
$$\text{طول آزاد ستون } l_u = 6400\ mm$$
$$\Rightarrow \frac{Kl_u}{r} = 35.56$$

*در سازه های مهار شده میتوان مقدار K را برابر یک منظور کرد

کنترل لاغری برای ترکیب بارهای مختلف در جدول زیر انجام شده است.

	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)	Curvature	M1	M2	$\text{Min}\begin{Bmatrix}34+12(M_1/M_2)\\ 40\end{Bmatrix}$	$\frac{Kl_u}{r}$	Slender?
1.4D	1.92	1.34	double	1.34	1.92	Min(42.4, 40)=40	35.56	NO
1.2D+1.6L	72.75	36.92	double	36.92	72.75	Min(40.09, 40)=40	35.56	NO
1.2D+.5*L+E	29.35	29.23	double	29.23	29.35	Min(45.95, 40)=40	35.56	NO
1.2D+0.5*L-E	18.38	-4.57	single	-4.57	18.38	Min(31.02, 40)=32.02	35.56	YES

در ترکیب بار چهارم، لاغری ستون بیش از حد تعیین شده می باشد و بنابراین منظور کردن اثر لاغری در ترکیب بار چهارم الزامی است:

$$\frac{Kl_u}{r} = 35.56 > 32.02 \quad \rightarrow \quad Slender$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳- محاسبه لنگر تشدید یافته در ترکیب بار 4
تحت اثر ترکیب بار 1.2D+0.5L-E:

$$\left.\begin{aligned} I_g &= \frac{H^4}{12} = \frac{600^4}{12} = 1.08\times10^{10}\ mm^4 \\ \beta_{dns} &= \frac{1.2\mathrm{D}}{1.2\mathrm{D}+0.5\mathrm{L}-\mathrm{E}} = 0.917 \\ \mathrm{E} &= 4700\sqrt{f'_c} = 24870\ MPa \end{aligned}\right\} EI_{eff} = \frac{0.4EI_g}{1+\beta_{dns}} = 5.6034\ \times10^{13}$$

بار بحرانی ستون برابر خواهد بود با:

$$\left.\begin{aligned} P_c &= \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kL_u)^2} = 13502000\ N = 13502\ kN \\ C_M &= 0.6+0.4\times\frac{4.57}{18.38} = 0.6994 \\ \mathrm{P_u} &= 6161.75\ kN \end{aligned}\right\} \delta_{ns} = \frac{C_M}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} = 1.786$$

- نکته مهم: در محاسبات فوق در صورتی که ستون مهار شده باشد (Nonsway) در محاسبه EI_{eff} از ضریب β_{dns} استفاده می شود. ولی اگر طبقه مهار نشده باشد (Sway) در این صورت از ضریب β_{ds} استفاده خواهد شد.

(a) For columns without transverse loads applied between supports $C_m = 0.6-0.4\frac{M_1}{M_2}$

(b) For columns with transverse loads applied between supports. $C_m = 1.0$

(a) $(EI)_{eff} = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}}$

(b) $(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{dns}}$

(c) $(EI)_{eff} = \frac{E_cI}{1+\beta_{dns}}$

$P_c = \frac{\pi^2(EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$

$\delta = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$

$M_c = \delta M_2$

6.6.4.5.4 M_2 in Eq. (6.6.4.5.1) shall be at least $M_{2,min}$ calculated according to Eq. (6.6.4.5.4) about each axis separately.

$$M_{2,min} = P_u(15+0.03h) \qquad (6.6.4.5.4)$$

If $M_{2,min}$ exceeds M_2, C_m shall be taken equal to 1.0 or calculated based on the ratio of the calculated end moments M_1/M_2, using Eq. (6.6.4.5.3a).

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴- محاسبه لنگر های طراحی

		Axial load (kN)	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)	M-min	δ_{ns}	Mu (kN.m)
1	1.4D	6594.70	1.92	1.34	-	-	1.92
2	1.2D+1.6L	7351.00	72.75	36.92	-	-	72.75
3	1.2D+.5*L+E	6204.95	29.35	29.23	-	-	29.35
4	1.2D+0.5*L-E	6161.75	18.38	-4.57	203.34	1.78	362.3

در ترکیب بارهای ۱ الی ۳ تشدید لنگر لازم نیست.

در ترکیب بار ۴ با توجه بندهای قبل باید لنگر محاسبه شده (لنگر مرتبه اول) باید تشدید شود. منتهی قبل از تشدید باید بررسی شود که لنگر اولیه کمتر از لنگر حداقل نباشد:

$$\left.\begin{array}{c} M_{top} = 18.38 \\ M_{bot} = -4.57 \\ M_{min} = P_u(15 + 0.03h) = 6161.75(15 + 0.03 \times 600) = 203.34\ kN.m \end{array}\right\} M_c = \delta M_2 = 1.78 \times 203.34$$

$$= 362.3\ kN.m$$

(a) For columns without transverse loads applied between supports $C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2}$

(b) For columns with transverse loads applied between supports. $C_m = 1.0$

(a) $(EI)_{eff} = \dfrac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}}$

(b) $(EI)_{eff} = \dfrac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{dns}}$

(c) $(EI)_{eff} = \dfrac{E_cI}{1+\beta_{dns}}$

$P_c = \dfrac{\pi^2(EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$

$\delta = \dfrac{C_m}{1 - \dfrac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$

$M_c = \delta M_2$

6.6.4.5.4 M_2 in Eq. (6.6.4.5.1) shall be at least $M_{2,min}$ calculated according to Eq. (6.6.4.5.4) about each axis separately.

$$M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h) \qquad (6.6.4.5.4)$$

If $M_{2,min}$ exceeds M_2, C_m shall be taken equal to 1.0 or calculated based on the ratio of the calculated end moments M_1/M_2, using Eq. (6.6.4.5.3a).

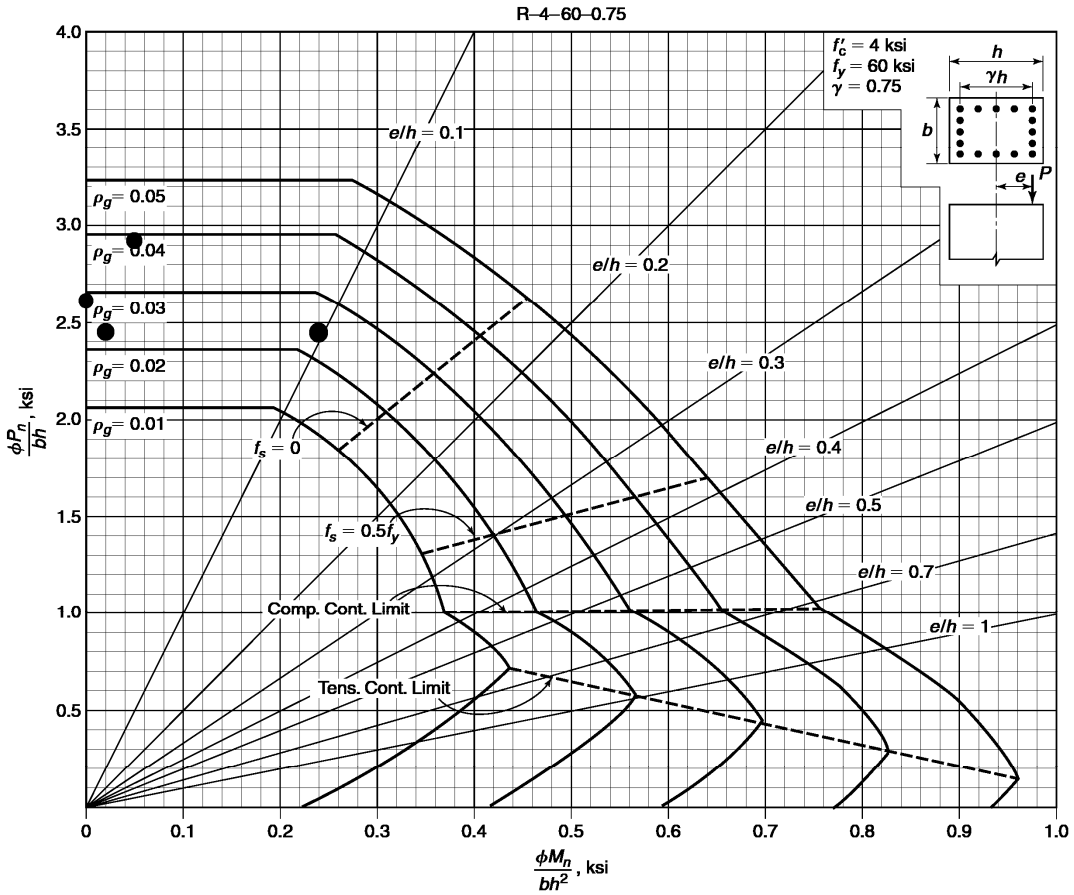
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵- محاسبه درصد میلگرد لازم برای ستون

Pu (kN)	Mu (kN.m)	Pu/bh (Mpa)	Pu/bh (ksi)	Mu/bh^2 (Mpa)	Mu/bh^2 (ksi)
6594.70	1.92	18.32	2.62	0.01	0.00
7351.00	72.75	20.42	2.92	0.34	0.05
6204.95	29.35	17.24	2.46	0.14	0.02
6161.75	362.30	17.12	2.45	1.68	0.24

با فرض اینکه از میلگرد $\varphi 25$ استفاده شود، داریم:

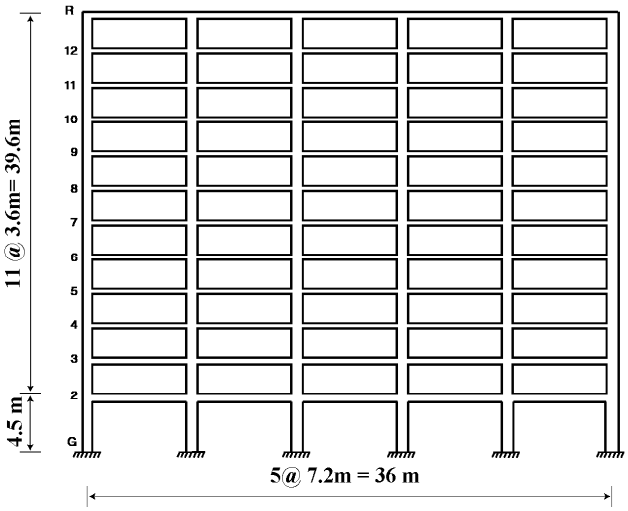
$$\gamma = \frac{600 - 2 \times 62.5}{600} = 0.7917$$

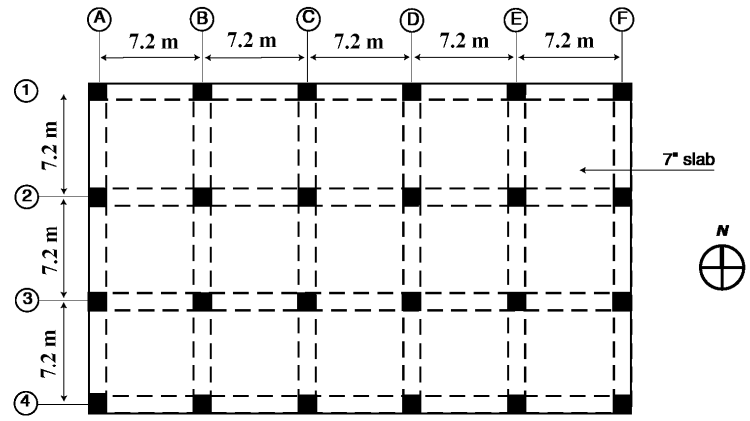


 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۴-۱۱- مثال -ستون لاغر مهار نشده

در سازه زیر ستون C1 را تحت اثر بارهای داده شده کنترل نمایید و مقدار آرماتور لازم برای آن را محاسبه نمایید. (f'c=28 MPa)





ابعاد تیرها و ستونها در طبقه همکف:

ابعاد تیر: ارتفاع تیر=600 mm ، عرض تیر=500 mm

ابعاد ستون: $600 \times 600\ mm$

طول ستون همکف (آکس تا آکس طبقه)= $l = 4500 - 300 = 4200$ mm

طول ستون طبقه اول (آکس تا آکس طبقه)= $l = 3600$ mm

طول خالص ستون همکف= $l_u = 4500 - 600 = 3900$ mm

بار محوری و لنگر خمشی ضریب دار برای ستون C1 در جدول زیر مشخص شده است. علامت لنگر ها در جهت ساعت گرد مثبت در نظر گرفته شده است.

		Axial load (kN)	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)
	D	2799	1.37	0.96
	L	1328.00	44.44	22.36
	EY	-217.35	3.00	189.00
1	1.4D	3918.60	1.92	1.34
2	1.2D+1.6L	5483.60	72.75	36.92
3	1.2D+0.5L+EY	3805.45	26.87	201.33
4	1.2D+0.5L-EY	4240.15	20.87	-176.67
5	0.9D+EY	2301.75	4.23	189.86
6	0.9D-EY	2736.45	-1.77	-188.14

مجموع بار محوری و برشی ستونها در طبقه همکف (۱۸ ستون):

$$\sum P_D = 80527.5\text{kN}$$

$$\sum P_L = 38959\text{kN}$$

$$\sum P_{EY} = 0 \quad \text{چرا؟}$$

$$\sum V_{EY} = 7169\ \text{kN}$$

- تغییر مکان جانبی نسبی طبقه همکف تحت اثر زلزله EY برابر 21 mm می باشد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

حل:

۱- بررسی ستون از لحاظ حرکت جانبی

با توجه به بند زیر اگر اندیس پایداری (Q) کمتر از 0.05 باشد، طبقه مهار شده (Nonsway) محسوب می شود و در غیر این صورت مهار نشده (Sway) محسوب می شود.

6.6.4.4 *Stability properties*

6.6.4.4.1 The stability index for a story, Q, shall be calculated by:

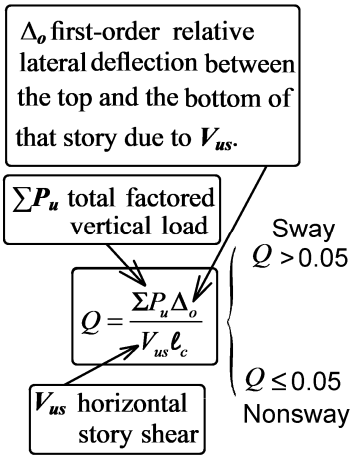
$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us} \ell_c} \qquad (6.6.4.4.1)$$

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}.

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



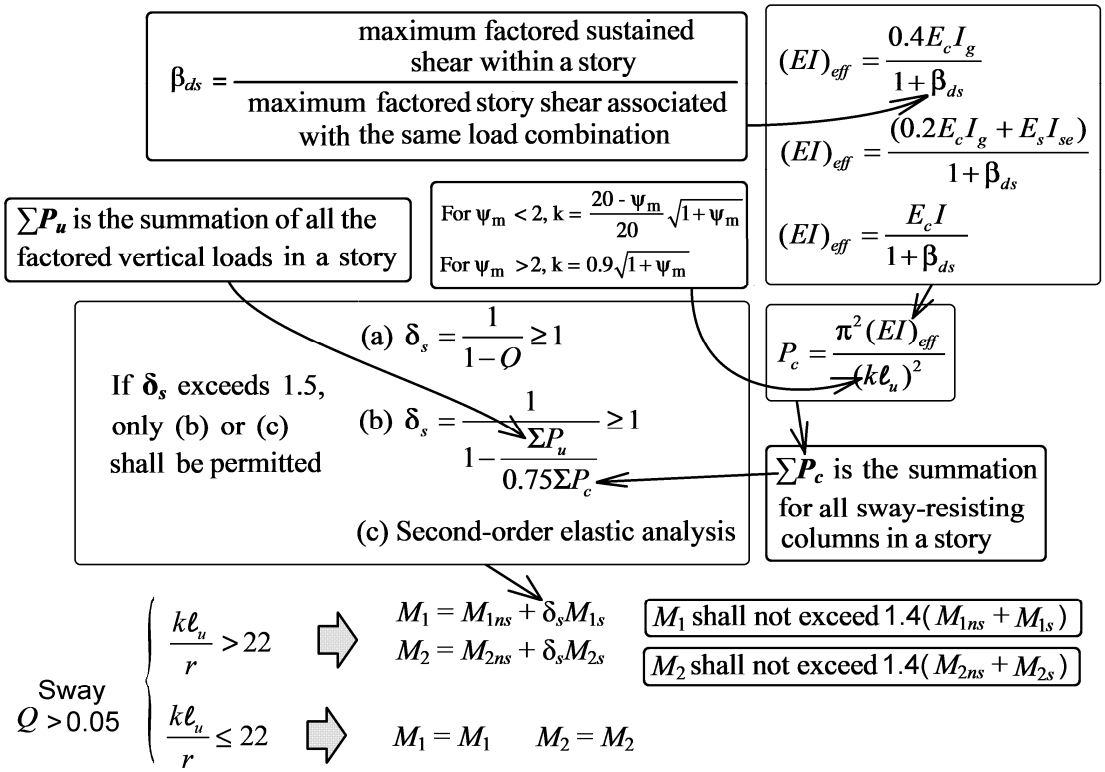
با توجه به اطلاعات مسئله در صفحه قبل، اندیس پایداری طبقه همکف در جدول زیر محاسبه شده است.

		Pu-story (kN)	Δ_0 (mm)	Vu-story (kN)	l_c (mm)	$Q = \frac{P_u \Delta_0}{V_{us} l_c}$
1	1.4D	112738.50	-	-	4200	-
2	1.2D+1.6L	158967.40	-	-	4200	-
3	1.2D+0.5L+EY	116112.50	21.00	7169.00	4200	0.0810
4	1.2D+0.5L-EY	116112.50	21.00	7169.00	4200	0.0810
5	0.9D+EY	72474.75	21.00	7169.00	4200	0.0505
6	0.9D-EY	72474.75	21.00	7169.00	4200	0.0505

با توجه به اینکه اندیس پایداری (Q=0.081) بیش از 0.05 بدست آمده است، طبقه همکف مهار نشده (Sway) محسوب می شود.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲- بررسی لزوم در نظر گیری اثر P-delta



در ستون C1 تنها یک تیر در راستای y به آن متصل است و داریم:

$$\psi_{top} = \frac{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_{col}}{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_{beam}} = \frac{0.7\left(\left(\frac{I}{L}\right)_{col-bot} + \left(\frac{I}{L}\right)_{col-top}\right)}{0.35\left(\frac{I}{L}\right)_{beam}} = \frac{0.7\left(\left(\frac{600^4/12}{4200}\right) + \left(\frac{600^4/12}{3600}\right)\right)}{0.35\left(\frac{500\times600^3/12}{7200}\right)} = 8.914 \Bigg\} \psi_m = 4.957$$
$$\psi_{bot} = 1$$

$$K = 0.9\sqrt{1+\psi_m} = 0.9\sqrt{1+4.957} = 2.197$$

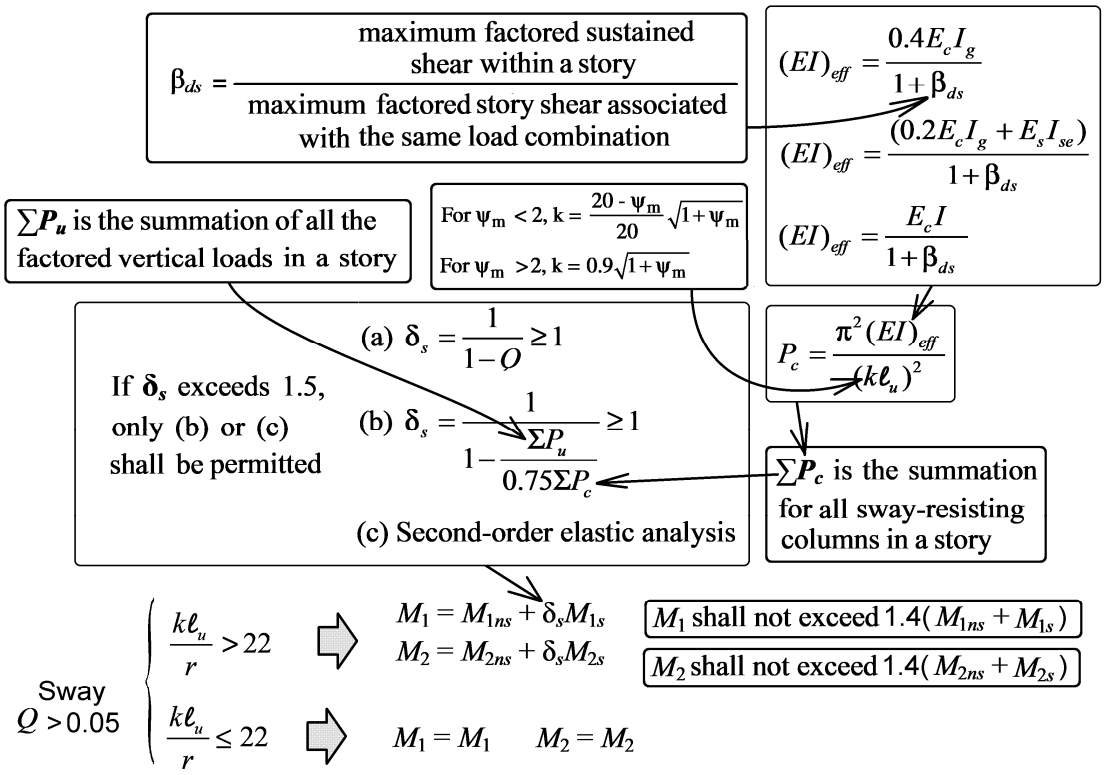
$$\left.\begin{array}{c} r = 0.3H = 0.3\times600 = 180\ mm \\ K = 2.197 \\ \text{طول آزاد ستون } l_u = 3900\ mm \end{array}\right\} \frac{Kl_u}{r} = 47.6 > 22 \quad \rightarrow \quad \text{تشدید لنگر الزامی است}$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳- محاسبه لنگر تشدید یافته بر اساس اندیس پایداری (Q)

با توجه به رابطه $\delta_s = \frac{1}{1-Q}$، ضریب تشدید لنگر را می توان بر اساس اندیس پایداری محاسبه نمود. مقدار Q برای ترکیب بارهای مختلف تغییر می کند. بنابراین برای هر ترکیب بار مقدار ضریب تشدید لنگر متفاوت خواهد بود. در جدول زیر لنگرهای تشدید یافته محاسبه شده است.

	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)	M1	M2	M1ns (kN.m)	M2ns (kN.m)	M1s (kN.m)	M2s (kN.m)	Q	δ_s	Mu
D	1.37	0.96									
L	44.44	22.36									
EY	3.00	189.00									
1.4D	1.92	1.34	1.34	1.92	1.34	1.92	-	-	-		1.92
1.2D+1.6L	72.75	36.92	36.92	72.75	36.92	72.75	-	-	-		72.75
1.2D+0.5L+E	26.87	201.33	26.87	201.33	23.87	12.33	3.00	189.00	0.0810	1.09	217.99
1.2D+0.5L-E	20.87	-176.67	20.87	-176.67	23.87	12.33	-3.00	-189.00	0.0810	1.09	-193.32
0.9D+EY	4.23	189.86	4.23	189.86	1.23	0.86	3.00	189.00	0.0505	1.05	199.93
0.9D-EY	-1.77	-188.14	-1.77	-188.14	1.23	0.86	-3.00	-189.00	0.0505	1.05	-198.20



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴- محاسبه مقدار $\sum P_c$ و $\sum P_u$ در طبقه همکف

جهت محاسبه بار بحرانی ستونهای طبقه همکف باید لاغری کلیه آنها محاسبه شود. با توجه به اینکه ستونها مشابه هستند داریم:

در ستونهای قرار گرفته در آکس های ۱ و ۴ که تنها یک تیر در راستای y به آنها متصل است، داریم:

$$\psi_{top}=\frac{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_{col}}{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_{beam}}=\frac{0.7\left(\left(\frac{I}{L}\right)_{col-bot}+\left(\frac{I}{L}\right)_{col-top}\right)}{0.35\left(\frac{I}{L}\right)_{beam}}=\frac{0.7\left(\left(\frac{600^4/12}{4200}\right)+\left(\frac{600^4/12}{3600}\right)\right)}{0.35\left(\frac{500\times600^3/12}{7200}\right)}=8.914\Rightarrow\psi_m=4.957$$

$$\psi_{bot}=1$$

$$I_g=\frac{600^4}{12}=1.08\times10^{10}\ mm^4$$

$$\beta_{ds}=\frac{\text{بار جانبی دائمی}}{\text{بار جانبی کل}}=0$$

$$\mathrm{E}=4700\sqrt{f_c'}=24870\ MPa$$

$$EI_{eff}=\frac{0.4EI_g}{1+\beta_{ds}}=1.0744\times10^{14}$$

$$K=0.9\sqrt{1+\psi_m}=0.9\sqrt{1+4.957}=2.197$$

طول آزاد ستون $l_u=3900\ mm$

$$\rightarrow P_c=\frac{\pi^2EI_{eff}}{(kl_u)^2}=14429\ kN$$

در ستونهای قرار گرفته در آکس های ۲ و ۳ که تنها یک تیر در راستای y به آنها متصل است، داریم:

$$\psi_{top}=\frac{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_{col}}{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_{beam}}=\frac{0.7\left(\left(\frac{I}{L}\right)_{col-bot}+\left(\frac{I}{L}\right)_{col-top}\right)}{0.35\left(\frac{I}{L}\right)_{beam}+0.35\left(\frac{I}{L}\right)_{beam}}=\frac{0.7\left(\left(\frac{600^4/12}{4200}\right)+\left(\frac{600^4/12}{3600}\right)\right)}{2\times0.35\left(\frac{500\times600^3/12}{7200}\right)}=4.457\Rightarrow\psi_m=2.73$$

$$\psi_{bot}=1$$

$$I_g=\frac{600^4}{12}=1.08\times10^{10}\ mm^4$$

$$\beta_{ds}=\frac{\text{بار جانبی دائمی}}{\text{بار جانبی کل}}=0$$

$$\mathrm{E}=4700\sqrt{f_c'}=24870\ MPa$$

$$EI_{eff}=\frac{0.4EI_g}{1+\beta_{ds}}=1.0744\times10^{14}$$

$$K=0.9\sqrt{1+\psi_m}=0.9\sqrt{1+2.73}=1.7378$$

طول آزاد ستون $l_u=3900\ mm$

$$\rightarrow P_c=\frac{\pi^2EI_{eff}}{(kl_u)^2}=23084\ kN$$

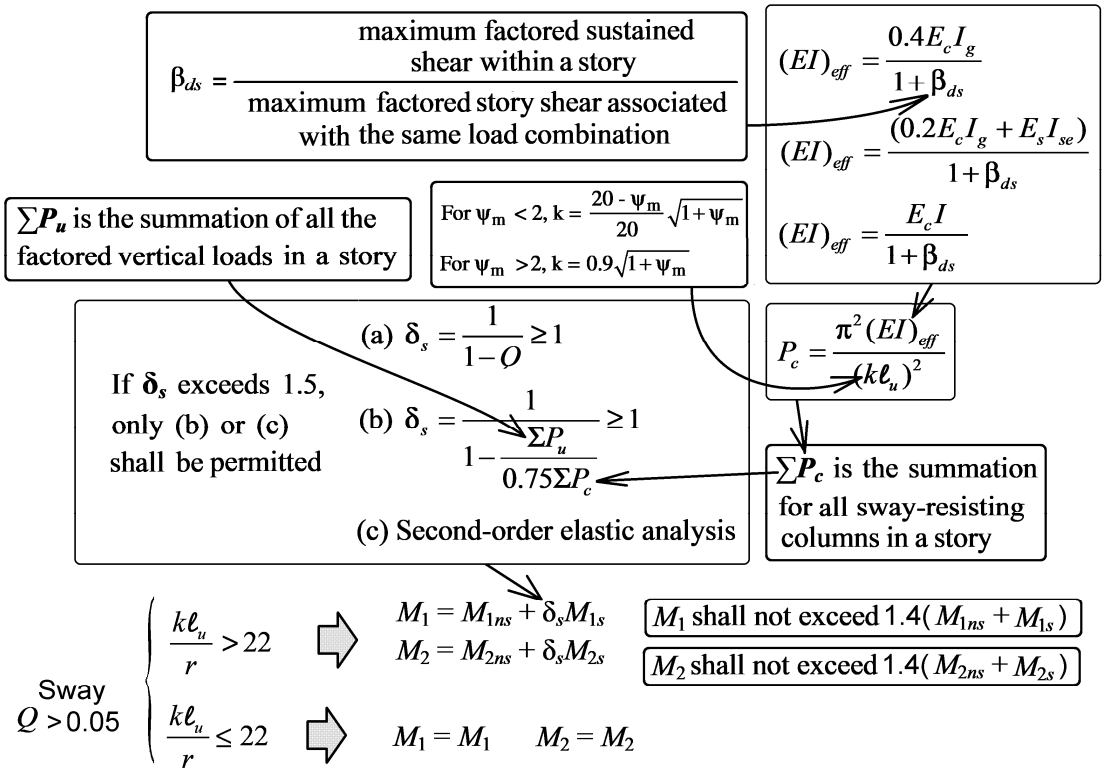
$$\sum P_c=12\times14429+12\times23084=450156\ kN$$

$$\sum P_u=12\times14429+12\times23084=450156\ kN$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵- محاسبه لنگر تشدید یافته بر اساس لاغری ستونها

	M1ns (kN.m)	M2ns (kN.m)	M1s (kN.m)	M2s (kN.m)	Pu-story (kN)	Pc-story	δ_s	Mu
1.4D	1.34	1.92	0.00	0.00	112738.50	4.5038E+05	1.5	1.92
1.2D+1.6L	36.92	72.75	0.00	0.00	158967.40	4.5038E+05	1.89	72.75
1.2D+0.5L+EY	23.87	12.33	3.00	189.00	116112.50	4.5038E+05	1.52	300.33
1.2D+0.5L-EY	23.87	12.33	-3.00	-189.00	116112.50	4.5038E+05	1.52	-275.67
0.9D+EY	1.23	0.86	3.00	189.00	72474.75	4.5038E+05	1.27	241.49
0.9D-EY	1.23	0.86	-3.00	-189.00	72474.75	4.5038E+05	1.27	-239.77



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۶

۱۲۱- در صورتی که در طراحی ستون بتنی لاغر بارزندهٔ محوری فشاری ستون نصف شود، نسبت به حالت بارزنده کامل، کدام گزینه صحیح است؟ طبقات سازه از نظر جانبی مهار شده می‌باشند و ضریب طول مؤثر واحد فرض شود.

۱) با توجه به عدم تغییر مد کمانشی، بار بحرانی تغییر نمی‌کند.

۲) با توجه به عدم تغییر مد کمانشی، ضریب تشدید تغییر نمی‌کند.

۳) بار بحرانی ستون کاهش می‌یابد.

۴) بار بحرانی ستون افزایش می‌یابد.

گزینه ۳

$$P_c = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{(k l_u)^2}$$

$$EI_{eff} = \frac{0.4 E_c I_g}{1+\beta_{dns}}$$

با کاهش سهم بار زنده، درصد بار دائمی افزایش می یابد و در نتیجه ضریب β_{dns} افزایش یافته و EI_{eff} کاهش می یابد.

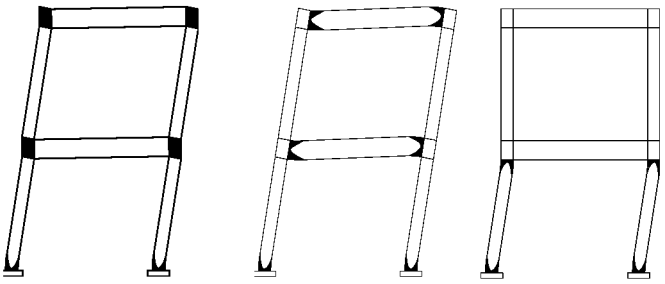
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۵-تیر ضعیف- ستون قوی

در قابهای خمشی ویژه قابها باید به گونه ای طراحی شوند که تیرها ضعیف تر از ستون باشند، تا شروع خرابی از مقطع ستونها نباشد.

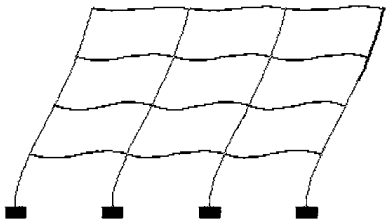
خرابی قابهای خمشی :

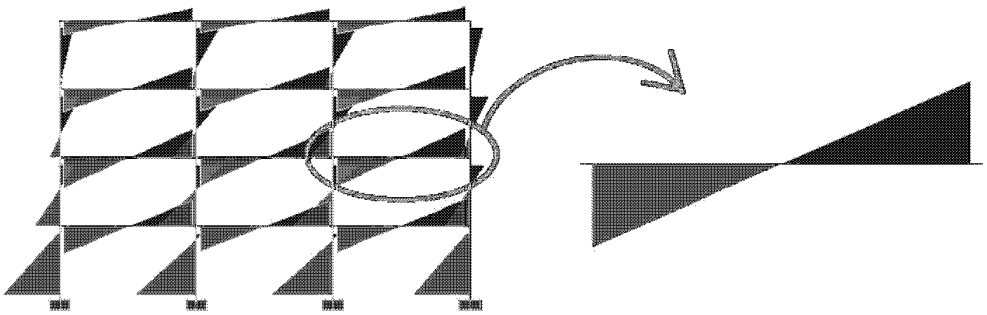
- خرابی در دو انتهای ستونها
- خرابی در دو انتهای تیرها
- خرابی در گره اتصال



چرا در زلزله خرابی در دو انتهای اعضا رخ می دهد؟

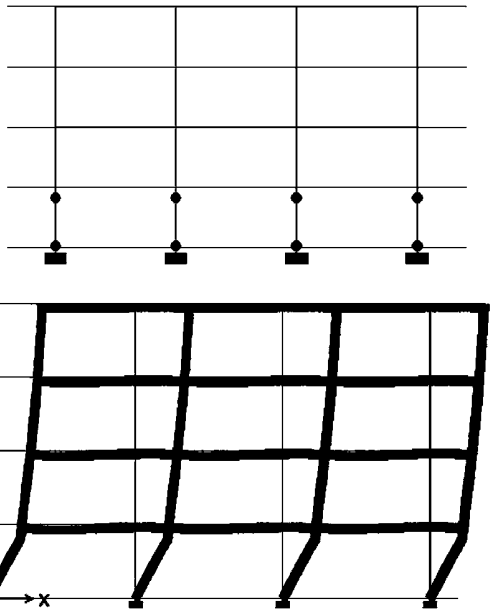
به شکلهای زیر توجه کنید. هنگام زلزله حداکثر **لنگر** در دو انتهای ستونها و تیرها ایجاد می شود و به همین جهت خرابی از دو انتها شروع می شود.

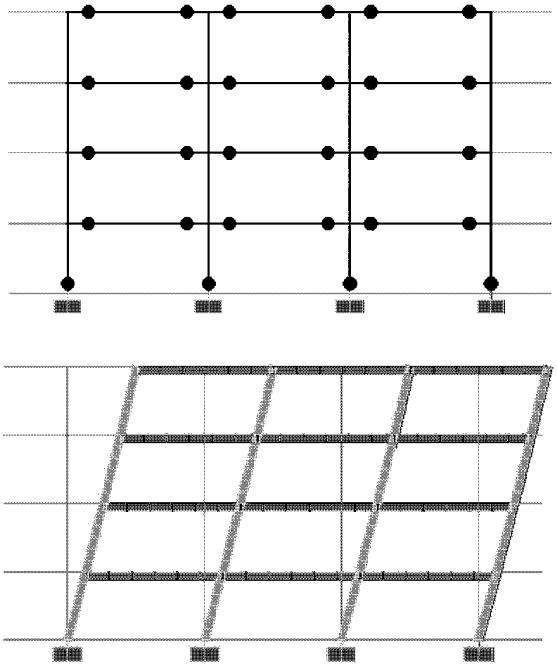




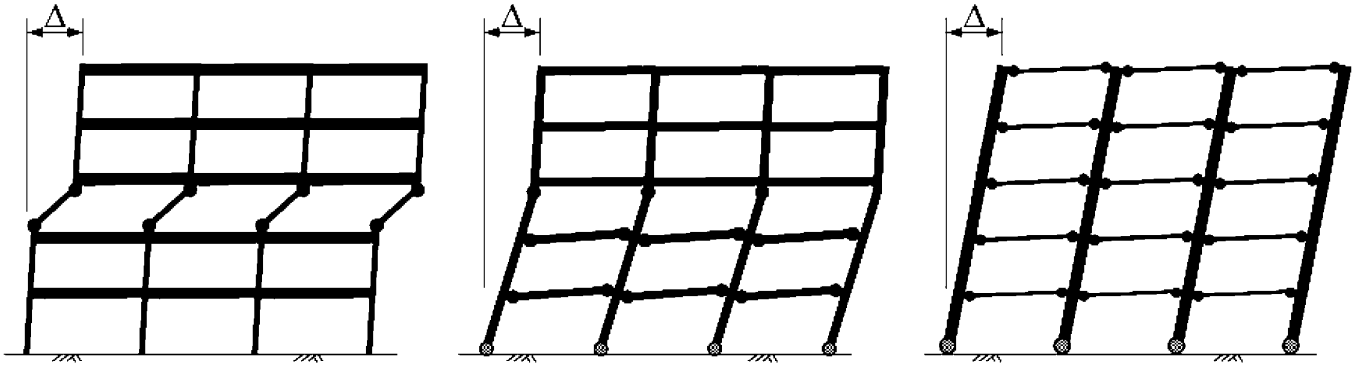
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

در کدامیک از قابهای زیر تیر 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.



(a) Story mechanism (b) Intermediate mechanism (c) Beam mechanism

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مطابق بند زیر در ستونهای قابهای باشکل پذیری زیاد (ویژه) مجموع مقاومت خمشی ستونها در گره اتصال باید بیش از 1.2 برابر مقاومت خمشی تیرها در همان گره باشد. رعایت این ضابطه برای ستونهای قابهای خمشی با شکل پذیری متوسط لازم نیست.

18.7—Columns of special moment frames

18.7.3 *Minimum flexural strength of columns*

18.7.3.1 Columns shall satisfy 18.7.3.2 or 18.7.3.3.

18.7.3.2 The flexural strengths of the columns shall satisfy

$$\sum M_{nc} \geq (6/5)\sum M_{nb} \qquad (18.7.3.2)$$

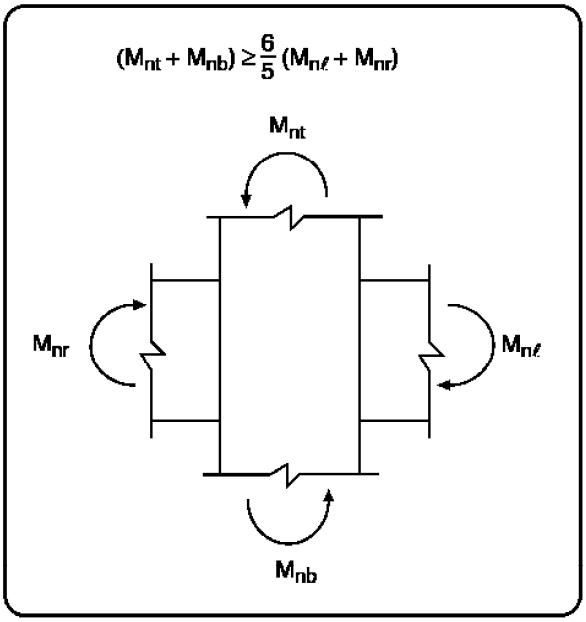
where

$\sum M_{nc}$ is sum of nominal flexural strengths of columns framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the lowest flexural strength.

$\sum M_{nb}$ is sum of nominal flexural strengths of the beams framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. In T-beam construction, where the slab is in tension under moments at the face of the joint, slab reinforcement within an effective slab width defined in accordance with 6.3.2 shall be assumed to contribute to M_{nb} if the slab reinforcement is developed at the critical section for flexure.

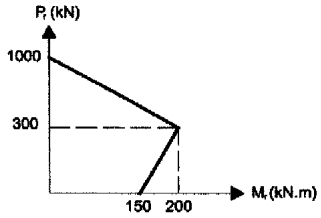
Flexural strengths shall be summed such that the column moments oppose the beam moments. Equation (18.7.3.2) shall be satisfied for beam moments acting in both directions in the vertical plane of the frame considered.

18.7.3.3 If 18.7.3.2 is not satisfied at a joint, the lateral strength and stiffness of the columns framing into that joint shall be ignored when calculating strength and stiffness of the structure. These columns shall conform to 18.14.



محاسبات-۹۱

۲۳- در قاب یک دهانه و یک طبقه با شکل‌پذیری زیاد در صورتی‌که لنگر خمشی مقاوم تیر در بر ستون (مثبت و منفی) برابر 135 kN.m و دیاگرام اندرکنش نیروی محوری- لنگرخمشی برای ستون مطابق شکل و نیروی محوری موثر به ستون $P_E = \pm 24\,kN$ ، $P_L = 72\,kN$ ، $P_D = 233\,kN$ و ترکیب بارگذاری مورد نظر $1.2D + L + E$ باشد، نسبت $\frac{M_c}{M_g}$ در اتصال تیر به ستون در نامساعدترین حالت بار محوری در ترکیب بارگذاری مذکور به کدام یک از اعداد زیر نزدیکتر است؟



۱) 1.30
۲) 1.20
۳) 1.40
۴) 1.10

گزینه ۱:

Mc مقاومت خمشی ستون و Mg (*Girder*) مقاومت خمشی تیر می باشد. در حقیقت هدف بررسی ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی می باشد. مقدار Mc را که خود مساله داده است ($135\ kN.m$). ما تنها باید مقاومت خمشی ستون (Mc) را محاسبه کنیم. مقاومت خمشی ستونهای بتنی متغیر بوده و عدد ثابتی نیست و بستگی به مقدار نیروی محوری موثر بر آن دارد. تحت اثر ترکیب بار فوق نیروی محوری ستون برابر است با:

$$P = 1.2 \times 233 + 72 \pm 24 = \begin{cases} 376\ kN \\ 328\ kN \end{cases}$$

با توجه به دیاگرام اندرکنشی داده شده، مقاومت خمشی ستون تحت اثر بار $376\ kN$ کمتر (بحرانی) بوده و برابر است با:

$$M_c = 200 - \left(\frac{376 - 300}{1000 - 300}\right) \times 200 = 178.29\ kN.m$$

بنابراین ستون قوی تر از تیر می باشد. دقت شود که قاب یک دهانه و یک طبقه می باشد و بنابراین در گره مورد نظر تنها یک تیر و یک ستون داریم. برای گرههایی که دو ستون و دو تیر متصل است، مجموع مقاومت خمشی تیرها و ستونها را باید منظور کنیم.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۶-برش چشمه اتصال

در قابهای ویژه برش در ناحیه گره اتصال باید کنترل شود که این کار توسط نرم افزار انجام می شود.

18.8.4 *Shear strength*

18.8.4.1 V_n of the joint shall be in accordance with Table 18.8.4.1.

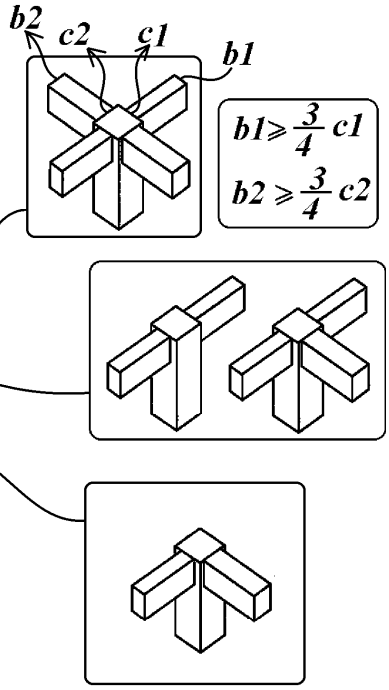


Table 18.8.4.1—Nominal joint shear strength V_n

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces[1]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ [2]
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ [2]
For other cases	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ [2]

[1] Refer to 18.8.4.2.

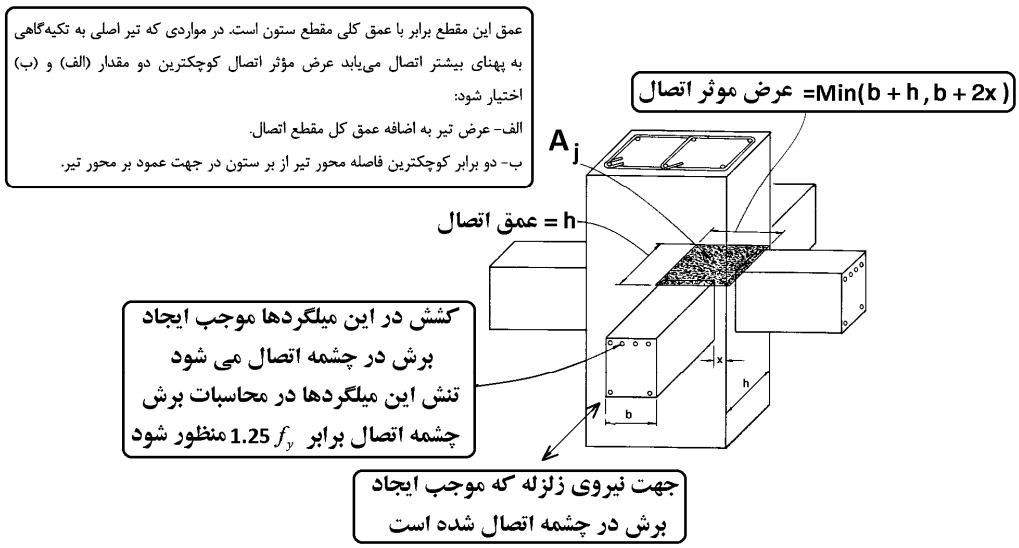
[2] λ shall be 0.75 for lightweight concrete and 1.0 for normalweight concrete. A_j is given in 18.8.4.3.

18.8.4.2 In Table 18.8.4.1, a joint face is considered to be confined by a beam if the beam width is at least three-quarters of the effective joint width. Extensions of beams at least one overall beam depth ***h*** beyond the joint face are considered adequate for confining that joint face. Extensions of beams shall satisfy 18.6.2.1(b), 18.6.3.1, 18.6.4.2, 18.6.4.3, and 18.6.4.4.

18.8.4.3 Effective cross-sectional area within a joint, A_j, shall be calculated from joint depth times effective joint width. Joint depth shall be the overall depth of the column, ***h***. Effective joint width shall be the overall width of the column, except where a beam frames into a wider column, effective joint width shall not exceed the lesser of (a) and (b):

(a) Beam width plus joint depth
(b) Twice the smaller perpendicular distance from longitudinal axis of beam to column side

21.2.4.3 For beam-column joints and diagonally reinforced coupling beams, ϕ for shear shall be 0.85.



- در ستونهای میانی که از چهار طرف توسط تیر محصور هستند، مقاومت برشی گره اتصال به $1.7\sqrt{f'_c}A_j$ افزایش می یابد.
به شرطی که: عرض تیرها حداقل 0.75 برابر عرض ستون باشد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۴

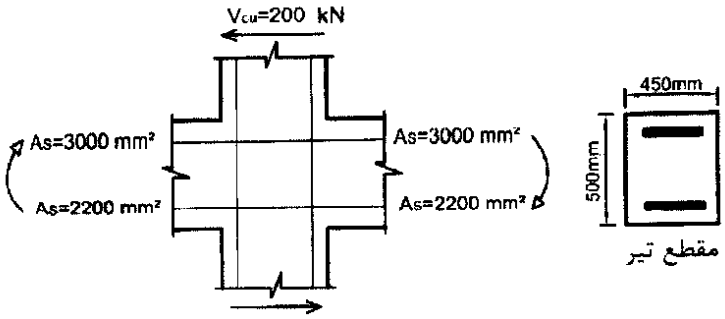
۴۶- در شکل زیر یک اتصال تیر به ستون بتنی نشان داده شده است. چنانچه این اتصال مربوط به یک ساختمان با شکل‌پذیری زیاد باشد، نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ نوع میلگرد S400، رده بتن C25، ابعاد مقطع ستون 500×500 میلی‌متر است. فرض می‌شود امکان تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای هر دو سمت ستون وجود دارد. مقدار نیروی برشی نهایی ستون در شکل زیر مشخص شده است.

۱) 2700 kN

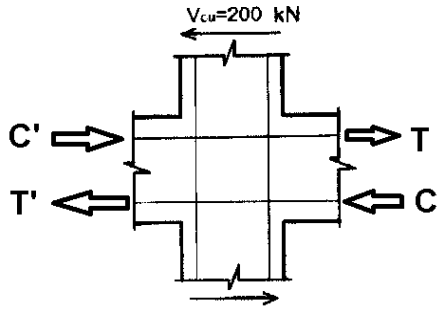
۲) 2600 kN

۳) 2400 kN

۴) 2300 kN



گزینه ۳



$$C = T = A_s(1.25f_y) = 3000 \times 1.25 \times 400 = 1500\ kN$$
$$C' = T' = A_s(1.25f_y) = 2200 \times 1.25 \times 400 = 1100\ kN$$

$$V_p = T + C' - V_{cu} = 1500 + 1100 - 200 = 2400\ kN$$

محاسبات ۹۴

۴۷- نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال تیر به ستون یک ساختمان بتنی با شکل‌پذیری زیاد، 2300 کیلونیوتن است. چنانچه مقطع ستون، مربعی به طول اضلاع 500×500 میلی‌متر بوده و از هر چهارطرف به تیرهای با پهنای 400 میلی‌متر متصل شده باشد، حداقل رده بتن موردنیاز (برای تمام اعضای سازه از یک رده بتن استفاده می‌شود) چقدر است؟ محور هر چهار تیر را منطبق بر محورهای اصلی ستون فرض کنید. همچنین فرض کنید که در این اتصال، آرماتورگذاری عرضی ویژه قرار داده می‌شود.

۱) C40 ۲) C30 ۳) C25 ۴) C35

گزینه ۱

$$(2300 \times 10^3) < \left(\varphi V_n = \varphi \times 1.7\lambda\sqrt{f_c'}A_j = 0.85 \times 1.7 \times \sqrt{f_c'} \times 500^2\right) \quad \rightarrow \quad f_c' > 40.5\ MPa$$

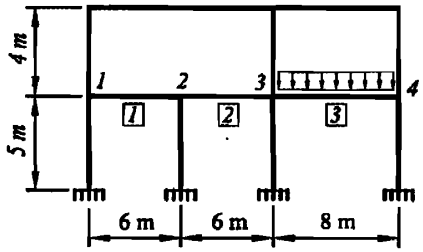
Table 18.8.4.1—Nominal joint shear strength V_n

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces[1]	$1.7\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ [2]
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces[1]	$1.2\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ [2]
For other cases	$1.0\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ [2]

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۴

۳۱- شکل زیر یکی از قاب‌های ساختمانی بتنی با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه را نشان می‌دهد. ابعاد مقطع تمام تیرها و ستون‌ها 500×500 mm است. به تیر سه دهانه‌ی طبقه اول، در دهانه‌های 1 و 2 باری غیر از وزن تیر وارد نمی‌شود، اما در دهانه 3 علاوه بر وزن تیر، بارهای مرده و زنده سطوح مجاور نیز اعمال می‌شود. اگر در هر دو تکیه‌گاه هر سه دهانه این تیر، مساحت میلگردهای بالا $4000mm^2$ و میلگردهای پایین $3200mm^2$ بوده و به‌طور محافظه‌کارانه از نیروی برشی ستون‌ها صرفنظر شود، نیروی برشی نهایی مؤثر در بحرانی‌ترین اتصال (گره‌های 1 تا 4) برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض شود که میلگردها از رده S400 و بتن از رده C25 می‌باشد.



۱) 2900

۲) 3200

۳) 3600

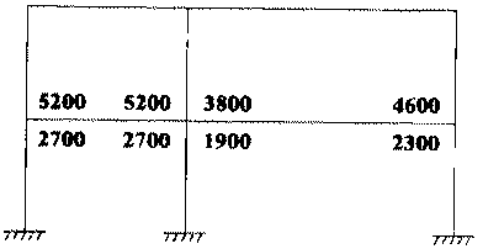
۴) 4000

گزینه ۳

$$\left.\begin{matrix} T = 1.25F_yA_s = 1.25 \times 400 \times 4000 = 2000\ kN \\ C' = T' = 1.25F_yA_s = 1.25 \times 400 \times 3200 = 1600\ kN \end{matrix}\right\} T + C' = 3600\ kN$$

محاسبات ۹۵

۳۲- شکل زیر یک قاب بتن آرمه با شکل‌پذیری زیاد را نشان می‌دهد. اعداد بالا و پایین تیر طبقه اول به ترتیب سطح مقطع میلگردهای بالا و پایین تیر در محل تکیه‌گاه را بر حسب میلی‌متر مربع نشان می‌دهد. به لحاظ لرزه‌ای، نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال ستون میانی، چند برابر بیشترین نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال ستون‌های کناری است؟ (از برش در ستون‌ها صرفنظر و ابعاد مقطع تیر و عمق مؤثر آن در هر دو دهانه یکسان فرض شود). نزدیکترین گزینه به جواب را انتخاب کنید.



۱) 2

۲) 1

۳) 1.873

۴) 1.365

گزینه ۴

نیروی برشی موثر به ستون میانی:

$$V_p = Max\begin{pmatrix} 1.25F_y(5200 + 1900) \\ 1.25F_y(3800 + 2700) \end{pmatrix} = 1.25F_y(5200 + 1900) = 1.25F_y(7100)$$

نیروی برشی موثر به ستون کناری:

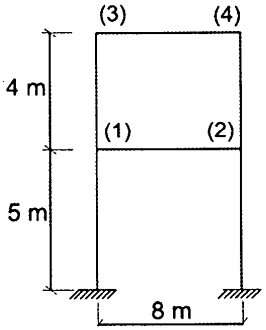
$$V_p = Max\begin{pmatrix} 1.25F_y(5200) \\ 1.25F_y(4600) \end{pmatrix} = 1.25F_y(5200)$$

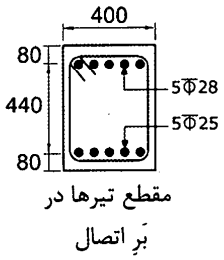
$$\frac{1.25F_y(7100)}{1.25F_y(5200)} = 1.365$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۷

۳۱- شکل زیر یک قاب ساختمانی بتنی با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه را نشان می‌دهد. ابعاد مقطع تیرها 400×600 mm و ابعاد مقطع ستون‌ها 600×600 mm است. اگر مقدار نیروی برشی ستون‌های طبقه دوم (ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها) برابر 340 کیلونیوتن باشد، آنگاه نیروی برشی نهایی مؤثر در بحرانی‌ترین اتصال طبقه اول (گره‌های 1 و 2) برحسب کیلونیوتن به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (میلگردها از رده S400 و بتن از رده C30 بوده و ابعاد مقطع تیرها به میلی‌متر است).





مقطع تیرها در بَرِ اتصال

۱) 1880

۲) 1570

۳) 1540

۴) 1200

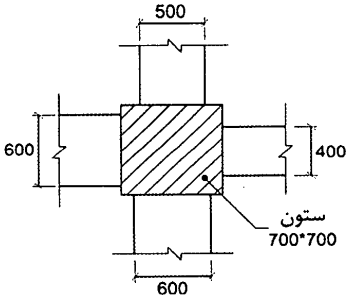
گزینه ۴

$$V_{\text{اتصال}} = 1.25F_yA_s - V_{col} = 1.25 \times 400 \times \left(5 \times 3.14 \times \frac{28^2}{4}\right) - 340000 = 1199\ kN$$

محاسبات ۹۷

۳۲- شکل زیر اتصال چهار تیر بتنی با مقاطع به ابعاد 400×400 mm ، 500×500 mm، 600×600 mm به یک ستون با مقطع 700×700 mm را نشان می‌دهد. در خصوص این اتصال کدام‌یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

(ابعاد در شکل به میلی‌متر است)



۱) اتصال از سه سمت محصورشده محسوب نمی‌شود.

۲) اتصال از دو سمت مقابل محصورشده محسوب می‌شود.

۳) اتصال از چهار سمت محصورشده محسوب می‌شود.

۴) اتصال در صورتی از چهار سمت محصورشده تلقی می‌شود که مقاومت فشاری بتن تیر بیش از مقاومت فشاری بتن ستون باشد.

گزینه ۱

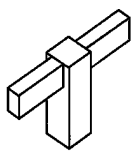
حداقل بعد تیر، برای اینکه به عنوان تیر محصور کننده منظور شود، برابر ¾ بعد ستون می باشد:

$$\frac{3}{4} \times 700 = 525\ mm$$

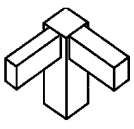
بنابراین تنها تیرهای با عرض 600 mm به عنوان تیر محصور کننده خواهند بود.

بنابراین اتصال از دو سمت "مجاور" محصور شده محسوب می شود.

محصور شده از دو سمت مقابل



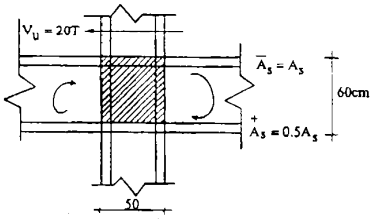
محصور شده از دو سمت مجاور



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات پایه ۱- ۱۳۸۴

۴۰- اتصال تیر به ستون مقابل متعلق به یک قاب بتن آرمه است که برای شکل‌پذیری زیاد طراحی می‌شود. تعیین کنید حداکثر مقدار A_s را برای آنکه چشمه اتصال بتواند به لحاظ برش جوابگو باشد. اتصال از چهار سمت محصور است. ابعاد مقطع ستون ۵۰×۵۰ سانتی‌متر و ابعاد مقطع تیرها ۶۰×۵۰ سانتی‌متر است. برش در ستون فوقانی ۲۰ تن است. $f_c = ۲۰۰ \frac{kg}{cm^۲}$ $f_y = ۴۰۰۰ \frac{kg}{cm^۲}$



۱) $A_s = ۲۴cm^۲$

۲) $A_s = ۲۸$

۳) $A_s = ۳۰$

۴) $A_s = ۳۵$

گزینه ۱

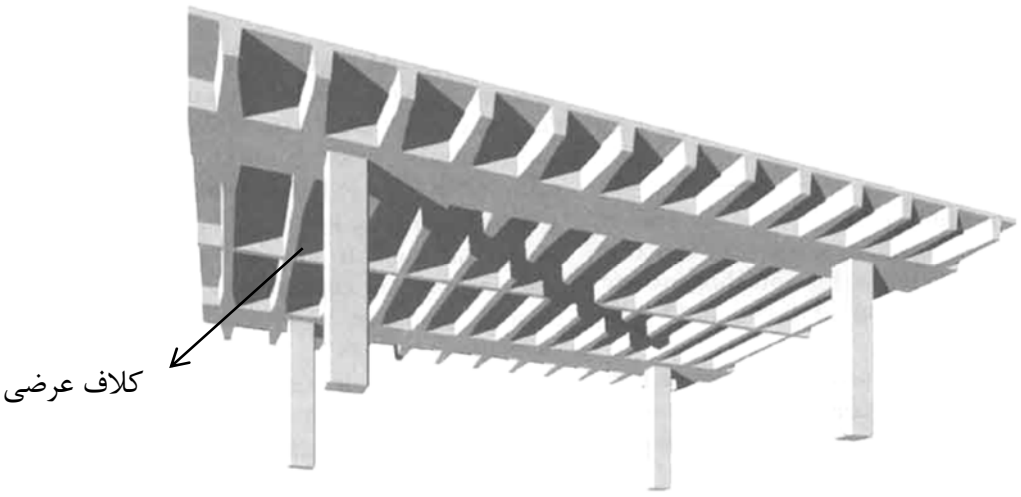
$$\left.\begin{array}{l}\left(V_u = 1.25F_y(A_s^- + A_s^+) - V_{col} = 1.25 \times 400 \times (1.5A_s) - 200\ kN\right) \\ \left(\varphi V_n = \varphi \times 1.7\lambda\sqrt{f_c'}A_j = 0.85 \times 1.7 \times \sqrt{20} \times 500^2\right)\end{array}\right\} V_u < \varphi V_n \quad \rightarrow \quad A_s = 2420\ mm^2$$

Table 18.8.4.1—Nominal joint shear strength V_n

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces[1]	$1.7\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ [2]
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces[1]	$1.2\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ [2]
For other cases	$1.0\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ [2]

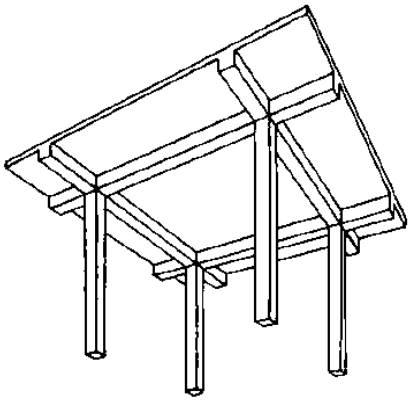
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۷-انواع دالها

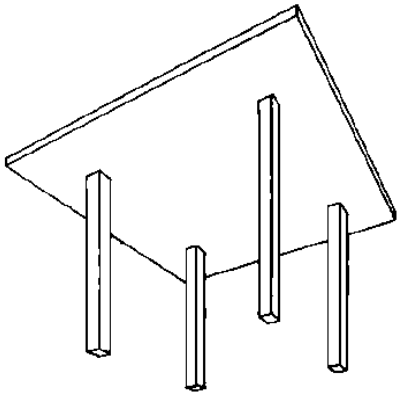


دال پشت بند دار (ribbed slab)

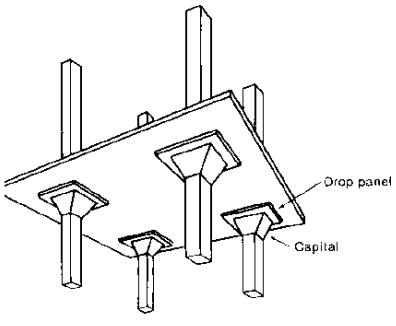
به جای استفاده از تیرچه در سقف (شکل بالا) می توان مطابق شکلهای پایین از دال بتنی استفاده کرد:



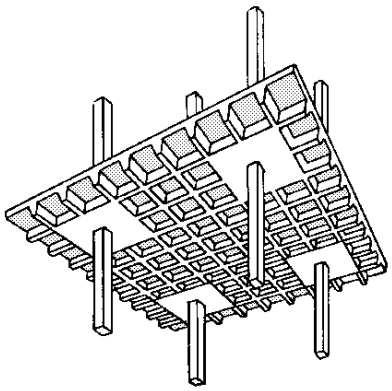
دال تخت + تیر



دال تخت



دال تخت + پهنه (سرستون)



دال مشبک

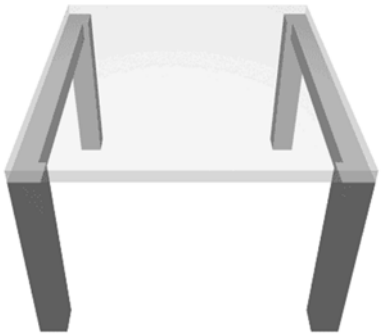
در دال تخت + تیر، بار سقف از طریق دال به تیرها منتقل می شود و سپس از طریق تیر به ستون منتقل می شود.
در دال تخت بار مستقیما از طریق دال به ستون منتقل می شود.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

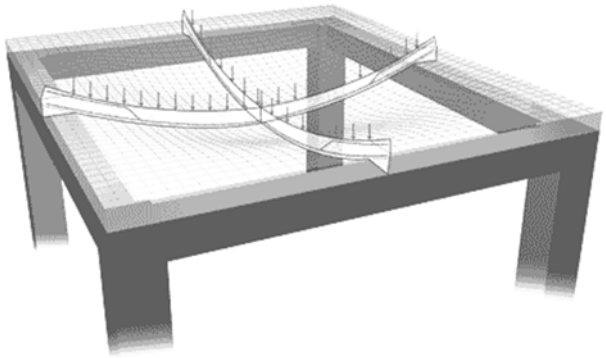
در شکل زیر شبکه آرماتورهای یک دال نمایان است.

۱۷-۱- دال یک طرفه و دو طرفه

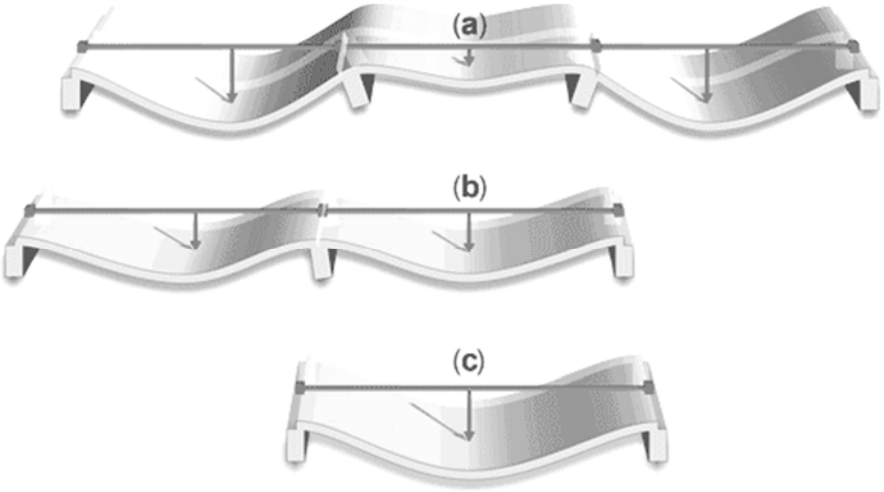
اگر دالی به جای اینکه در هر چهار طرف تکیه گاه داشته باشد (به تیر تکیه کند) تنها در دو طرف (یک راستا) تکیه گاه داشته باشد.
و یا اگر چهار تکیه گاه داشته باشد ولی نسبت طول به عرض آن بیش از ۲ باشد، به آن دال یکطرفه گویند.



دال یک طرفه: تنها در دو لبه تیر (تکیه گاه) داریم

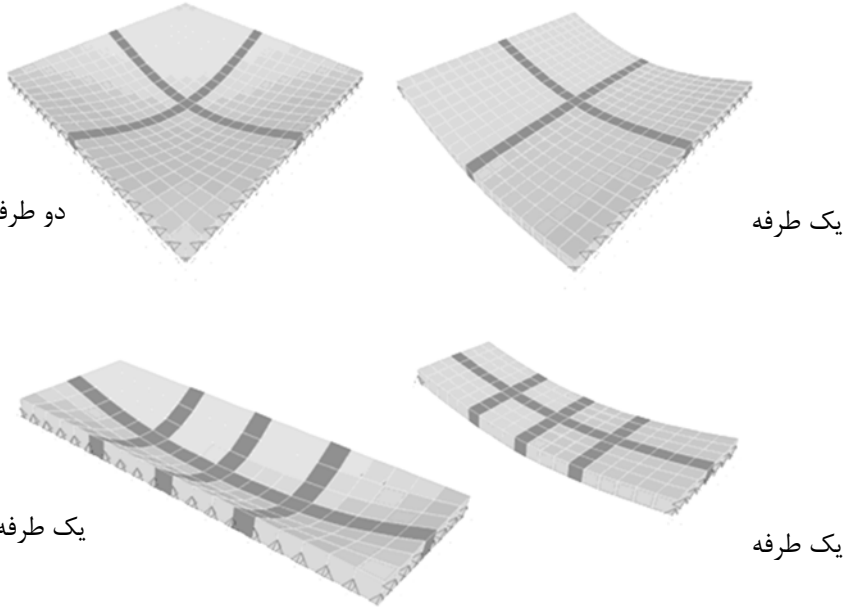


دال دو طرفه: در هر چهار لبه تیر (تکیه گاه) داریم



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

کدام یک از دالهای زیر یک طرفه می باشند؟



محاسبات پایه ۱- ۱۳۸۴

۳۶- **برای یک دال بتنی مستطیلی ادامه‌دار از چهار طرف، به ابعاد** ۶٫۳۰ متر در **۲٫۸۰ متر و ضخامت ۲۲٫۵ سانتی‌متر، که در هر چهار لبه دارای تیر و در هر چهار گوشه دارای ستون است، کدام گزینه صحیح است؟**

۱) باربری در هر حالتی در هر دو جهت صورت می‌گیرد.

۲) باربری در هر حالتی فقط در جهت عرض دال (۲٫۸۰ متری) صورت می‌گیرد.

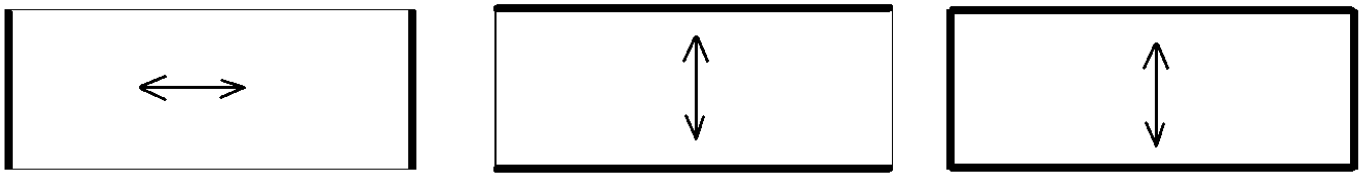
۳) باربری در هر حالتی فقط در جهت طولی دال (۶٫۳۰ متری) صورت می‌گیرد.

۴) باربری در هر یک از دو جهت بستگی به سختی تیرهای زیر سری دارد.

گزینه ۴

اگر در هر چهار طرف دال تیر با سختی بالا داشته باشیم (شکل سمت راست) بار در راستای عرضی منتقل می شود

اگر تنها در راستای عرضی تیر با سختی بالا داشته باشیم (شکل سمت چپ) بار در راستای طولی منتقل می شود.



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۷-۲- کنترل خیز در دالها و تیرها

beams not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections

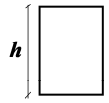


Table 9.3.1.1—Minimum depth of nonprestressed beams

Support condition	Minimum h
Simply supported	$\ell/16$
One end continuous	$\ell/18.5$
Both ends continuous	$\ell/21$
Cantilever	$\ell/8$

9.3.1.1.1 For f_y other than 420 MPa, the expressions in Table 9.3.1.1 shall be multiplied by **$(0.4 + f_y/700)$**.

Sustained load duration, months	Time-dependent factor ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 or more	2.0

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \qquad \rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$\Delta_{sustained} = \Delta_D + \Delta_{SD} + \Delta_{Partition} + \gamma\Delta_L$$

$$\Delta_{Creep} = \lambda_\Delta \times \Delta_{sustained}$$

$$\Delta_{total} = \left(\Delta_D + \Delta_{SD} + \Delta_L + \Delta_{Partition} + \Delta_{Creep}\right) - \Delta_{initial} <$$

$\ell/480$ — Supporting or attached to non structural elements Likely to be damaged by large deflections

$\ell/240$ — Supporting or attached to non structural elements Not likely to be damaged by large deflections

$$\alpha\frac{q_D L^4}{EI_e} \quad \alpha\frac{q_{SD} L^4}{EI_e} \quad \alpha\frac{q_L L^4}{EI_e} \quad \alpha\frac{q_P L^4}{EI_e}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'}$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1-\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \qquad (24.2.3.5a)$$

That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements, which is the sum of the time-dependent deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load[2]

M_a = maximum moment in member due to service loads at stage deflection is calculated

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f_c'}$$

24.2.3.6 For continuous one-way slabs and beams, I_e shall be permitted to be taken as the average of values obtained from Eq. (24.2.3.5a) for the critical positive and negative moment sections.

$$\Delta_{immediate} = \left(\Delta_D + \Delta_{SD} + \Delta_L + \Delta_{Partition}\right) - \left(\Delta_D + \Delta_{SD}\right) < \ell/360$$

بار دائمی (sustained load) شامل کل بار مرده، تیغه بندی و بخشی از بارهای زنده ($\gamma\Delta_L$) میباشد. مقدار γ بر اساس نوع کاربری و بر اساس قضاوت مهندسی باید تعیین شود. برای مثال برای مسکونی می توان γ را برابر با 0.20 الی 0.25 در نظر گرفت.

طبق آیین نامه می توان در محاسبه Δ تنها بخشی از تغییر شکل را که پس از اتصال اجزای غیر سازه ای ایجاد می شود منظور کرد. بنابراین پس از محاسبه تغییر مکان کل عضو، می توان مقدار $\Delta_{initial}$ را از آن کم کرد. مقدار $\Delta_{initial}$ را می توان برابر با تغییر شکل اولیه بار مرده (بدون خزش) در نظر گرفت. و یا بسته به نحوه اجرای سازه و زمان اتصال اجزای غیر سازه ای، برابر با بار مرده اولیه همراه با خزش سه ماهه ناشی از بار مرده در نظر گرفت. در این رابطه باید بر اساس قضاوت مهندسی عمل کرد. توصیه می شود در جهت اطمینان مقدار $\Delta_{initial}$ برابر صفر منظور شود.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۷-۲-۱- روش تقریبی کنترل خیز (تیرها، دالهای یک طرفه و سقف های تیرچه بلوک)

در روش تقریبی به جای کنترل و محاسبه مستقیم خیز اعضا، ضخامت اعضا کنترل می شود. بدین منظور جدول حداقل ضخامت اعضا برای تیرها و دالها ارائه شده است. برای مثال در جدول مربوط به کنترل عمق مقطع تیرها، برای تیرهای دو سرمفصل، عمق مقطع تیر (h) باید حداقل برابر 1/16 طول دهانه آن باشد ($h > \frac{l}{16}$)

CHAPTER 9—BEAMS

9.3—Design limits

9.3.1 *Minimum beam depth*

9.3.1.1 For nonprestressed beams not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall beam depth ***h*** shall satisfy the limits in Table 9.3.1.1, unless the calculated deflection limits of 9.3.2 are satisfied.

Table 9.3.1.1—Minimum depth of nonprestressed beams

Support condition	Minimum h[1]
Simply supported	ℓ/16
One end continuous	ℓ/18.5
Both ends continuous	ℓ/21
Cantilever	ℓ/8

[1]Expressions applicable for normalweight concrete and f_y = 420 MPa For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 9.3.1.1.1 through 9.3.1.1.3, as appropriate.

9.3.1.1.1 For f_y other than 400 MPa , the expressions in Table 9.3.1.1 shall be multiplied by **(0.4 + f_y/ 700)**.

9.3.2 *Calculated deflection limits*

9.3.2.1 For nonprestressed beams not satisfying 9.3.1 and for prestressed beams, immediate and time-dependent deflections shall be calculated in accordance with 24.2 and shall not exceed the limits in 24.2.2.

CHAPTER 7—ONE-WAY SLABS

7.3—Design limits

7.3.1 *Minimum slab thickness*

7.3.1.1 For solid nonprestressed slabs not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall slab thickness ***h*** shall not be less than the limits in Table 7.3.1.1, unless the calculated deflection limits of 7.3.2 are satisfied.

Table 7.3.1.1—Minimum thickness of solid nonprestressed one-way slabs

Support condition	Minimum h[1]
Simply supported	ℓ/20
One end continuous	ℓ/24
Both ends continuous	ℓ/28
Cantilever	ℓ/10

[1]Expression applicable for normalweight concrete and f_y = 420 MPa For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 7.3.1.1.1 through 7.3.1.1.3, as appropriate.

7.3.1.1.1 For f_y other than 400 MPa , the expressions in Table 7.3.1.1 shall be multiplied by **(0.4 + f_y/ 700)**.

7.3.2 *Calculated deflection limits*

7.3.2.1 For nonprestressed slabs not satisfying 7.3.1 and for prestressed slabs, immediate and time-dependent deflections shall be calculated in accordance with 24.2 and shall not exceed the limits in 24.2.2.

جدول زیر نمونه مشابه جداول فوق در مبحث نهم (ویرایش ۱۳۹۲) می باشد.

۹-۱۷-۲-۵-۳ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول در تیرها و دال‌های یکطرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول‌شماره ۹-۱۷-۲ بیشتر است، محاسبه تغییرشکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال‌ها بر قطعاتی غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییر شکل زیاد در آنها خساراتی ایجاد کند، متصل نباشند و یا آنها را نگهداری نکنند.

جدول۹-۱۷-۲ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه

عضو	با تکیه‌گاه‌های ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا دال‌های یکطرفه پشت بنددار	$\frac{l}{۱۶}$	$\frac{l}{۱۸/۵}$	$\frac{l}{۲۱}$	$\frac{l}{۸}$
دال‌های یکطرفه توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l}{۲۰}$	$\frac{l}{۲۴}$	$\frac{l}{۲۸}$	$\frac{l}{۱۰}$

تبصره- جدول فوق برای فولاد طولی نوع S ۴۰۰ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر جدول باید در ضریب $(۰/۴+\frac{f_y}{۷۰۰})$ ضرب شوند.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال: اگر شکل تیرچه ها به صورت شکل زیر باشد، حداکثر طول تیرچه دوسرمفصل را چنان تعیین کنید. فرض کنید تیرچه مربوط به یک ساختمان متعارف بوده و تیرچه به قطعات غیرسازه ای که تغییر شکل زیاد در آنها خسارت ایجاد کند متصل نیست.

جدول۹-۱۷-۲ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه

عضو	با تکیه‌گاه‌های ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا دال‌های یکطرفه پشت بنددار	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18/5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$
دال‌های یکطرفه توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$

تبصره- جدول فوق برای فولاد طولی نوع $S400$ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر جدول باید در ضریب $(0/4+\frac{f_y}{700})$ ضرب شوند.

با فرض اینکه تنش تسلیم میلگردهای طولی تیرچه Fy=400 MPa باشد:

$$h \geq \frac{l}{20} \xrightarrow{h=30\ cm} l \leq 600\ cm$$

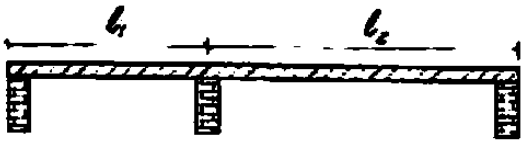
با فرض اینکه تنش تسلیم میلگردهای طولی تیرچه Fy=300 MPa باشد:

$$h \geq \frac{l}{20}(0.4+\frac{300}{700}) \xrightarrow{h=30\ cm} l \leq 724\ cm$$

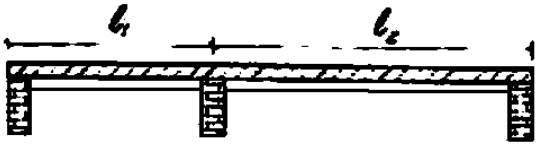
محاسبات ۹۲

۲۷- بام یک ساختمان معمولی، تشکیل شده است از یک دال یک‌طرفه دو دهانه، که روی سه دیوار با طول بلند اجرا خواهد شد. اگر نخواهیم وارد محاسبات تغییر شکل دال بشویم، در طراحی برای بدست آوردن کمترین ضخامت دال، از کدام گزینه باید شروع کنیم؟ (طول مؤثر دهانه‌های دال را به ترتیب 3 و 5 متر فرض نمائید. بارهای وارد به بام کاملاً متعارف می‌باشند).

۱) ضخامت 190 میلیمتر و میلگرد رده S340
۲) ضخامت 170 میلیمتر و میلگرد رده S400
۳) ضخامت 150 میلیمتر و میلگرد رده S340
۴) ضخامت 250 میلیمتر و میلگرد رده S400



گزینه ۱.



$$\frac{l}{24}=\frac{500}{24}=20.83\ cm=208mm \quad S400$$
$$\frac{l}{24}\left(0.4+\frac{340}{700}\right)=18.45\ cm=185mm \quad S340$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۷-۲-۲- روش تقریبی کنترل خیز (دالهای دو طرفه)

در دالهای دوطرفه بدون تیر داخلی طبق بندهای زیر (مبحث نهم ویرایش ۹۲ و ACI318-14) می توان ضخامت دال را چنان تعیین کرد که نیاز به کنترل خیز نباشد:

۹-۱۷-۲-۶-۴ حداقل ضخامت دال‌های تخت که در آنها تیرهای میانی بین تکیه‌گاه‌ها وجود ندارد، جهت عدم کنترل تغییرشکل، براساس مقادیر مندرج در جدول شماره ۹-۱۷-۳ در نظر گرفته شود. این ضخامت در هر حال نباید کمتر از مقادیر بندهای الف و ب اختیار شود:

الف) دردال‌های بدون کتیبه مطابق تعریف بندهای ۹-۱۸-۳-۴-۲ و ۹-۱۸-۳-۴-۳ ، مقدار ۱۲۵ میلی‌متر.

ب) در دال‌های با کتیبه یا سرستون مطابق تعریف بندهای ۹-۱۸-۳-۴-۲ و ۹-۱۸-۳-۴-۳ ، مقدار ۱۰۰ میلی‌متر.

جدول۹-۱۷-۳ حداقل ضخامت دال‌های دوطرفه بدون تیر میانی

نوع فولاد	بدون کتیبه			با کتیبه		
	چشمه‌های بیرونی		چشمه های درونی	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های درونی
	بدون تیر لبه	با تیر لبه		بدون تیر لبه	با تیر لبه	
S۴۰	$\frac{l_n}{۳۳}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۴۰}$	$\frac{l_n}{۴۰}$
S۴۰۰	$\frac{l_n}{۳۰}$	$\frac{l_n}{۳۳}$	$\frac{l_n}{۳۳}$	$\frac{l_n}{۳۳}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۳۶}$

تبصره۱- کتیبه‌ها یا سرستون‌های عنوان شده در این جدول باید مطابق تعریف بند ۹-۱۸-۳-۴ باشند.

تبصره۲- تیرهای لبه باید دارای نسبت سختی، α برابر با حداقل ۰/۸ باشند.

8.3—Design limits

8.3.1 *Minimum slab thickness*

8.3.1.1 For nonprestressed slabs without interior beams spanning between supports on all sides, having a maximum ratio of long-to-short span of 2, overall slab thickness ***h*** shall not be less than the limits in Table 8.3.1.1, and shall be at least the value in (a) or (b), unless the calculated deflection limits of 8.3.2 are satisfied:

(a) Slabs without drop panels as given in 8.2.4... 125 mm.
(b) Slabs with drop panels as given in 8.2.4..... 100 mm.

Table 8.3.1.1—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs without interior beams (mm)[1]

f_y, MPa[2]	Without drop panels[3]			With drop panels[3]		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams[4]		Without edge beams	With edge beams[4]	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

[1] ℓ_n is the clear span in the long direction, measured face-to-face of supports (mm).

[2] For f_y between the values given in the table, minimum thickness shall be calculated by linear interpolation.

[3] Drop panels as given in 8.2.4.

[4] Slabs with beams between columns along exterior edges. Exterior panels shall be considered to be without edge beams if α_f is less than 0.8. The value of α_f for the edge beam shall be calculated in accordance with 8.10.2.7.

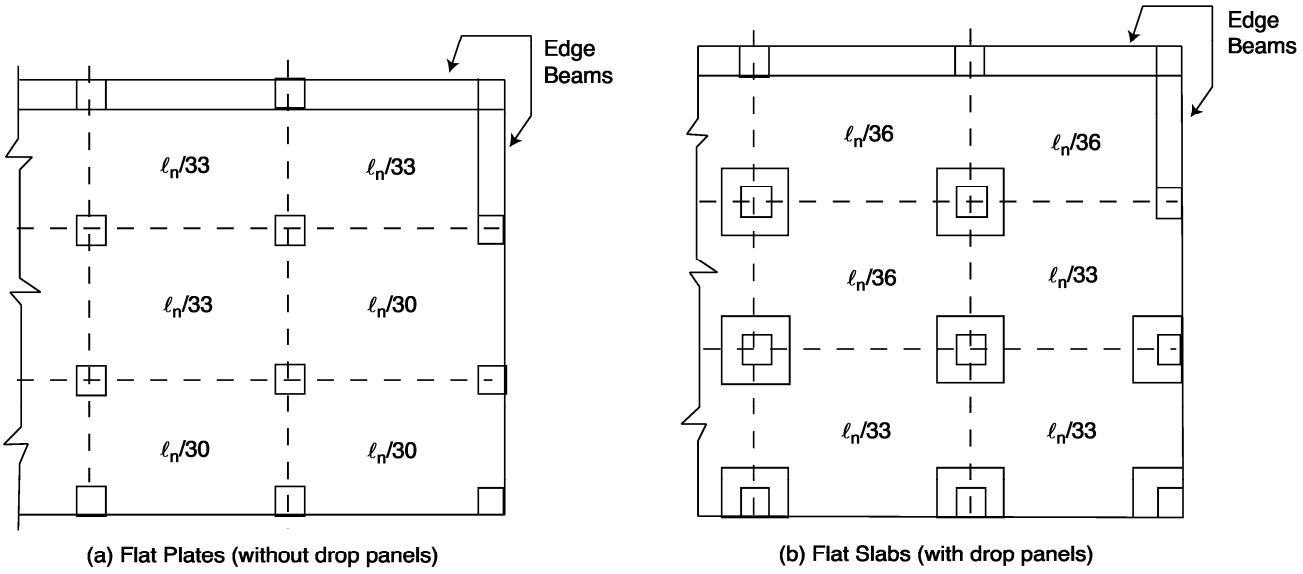


Figure 10-4 Minimum Thickness of Slabs without Interior Beams (Grade 60 Reinforcement)

\

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

در دالهای دوطرفه با تیر میانی نیز باید از بند های زیر استفاده کرد:

۹-۱۷-۲-۶-۵ حداقل‌ضخامت دال‌هایی‌که در تمام اضلاع روی تیرها تکیه دارند و نسبت طول دهانه بزرگتر به طول دهانه کوچکتر در آنها کمتر از ۲ است، جهت عدم کنترل تغییر شکل، باید به شرح (الف) و (ب) تعیین شود:

الف) در دال‌هایی که نسبت α_m در آنها مساوی یا کوچکتر از ۰/۲ است ، طبق ضابطه بند ۹-۱۷-۲-۶-۴ تعیین می‌شود.

ب) در دال‌هایی‌که نسبت α_m در آنها بزرگتر از ۰/۲ و کوچکتر از ۲ است، طبق رابطه (۹-۱۷-۶-۱) به دست می‌آید:

$$h=\frac{l_n(800+0/6f_y)}{36000+5000\beta(\alpha_m-0/2)} \qquad (9\text{-}17\text{-}6\text{-}1)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۱۲۵ میلی‌متر در نظر گرفته شود

پ) در دال‌هایی که نسبت α_m در آنها مساوی یا بزرگتر از ۲ است طبق رابطه (۹-۱۷-۶-۲):

$$h=\frac{l_n(800+0/6f_y)}{36000+9000\beta} \qquad (9\text{-}17\text{-}6\text{-}2)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۹۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

α = نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی نواری از دال که از طرفین به محورهای مرکزی چشمه‌های مجاور در صورت وجود، محدود شده باشد.

α_m = متوسط مقدار α برای تمام تیرهای روی لبه یک چشمه دال

β = نسبت طول دهانه آزاد بزرگتر به طول دهانه آزاد کوچکتر در دال‌های دوطرفه

l_n = طول دهانه آزاد در امتداد دهانه بزرگتر دال‌های دوطرفه، که برابر با فاصله بر تا بر تکیه‌گاه‌ها یا تیرهای تکیه‌گاهی می‌باشد، میلی‌متر

h در روابط فوق ضخامت دال است.

$$\alpha=\frac{(EI)_{\text{تیر}}}{(EI)_{\text{دال}}}=\frac{\text{ممان اینرسی تیر}}{\text{ممان اینرسی دال}}$$

8.3.1.2 For nonprestressed slabs with beams spanning between supports on all sides, overall slab thickness ***h*** shall satisfy the limits in Table 8.3.1.2, unless the calculated deflection limits of 8.3.2 are satisfied.

Table 8.3.1.2—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs with beams spanning between supports on all sides

α_{fm}[1]	Minimum *h*, mm		
$\alpha_{fm} \le 0.2$	8.3.1.1 applies		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \le 2.0$	Greater of:	$\dfrac{\ell_n\left(0.8+\dfrac{f_y}{1400}\right)}{36+5\beta(\alpha_{fm}-0.2)}$	(b)[2],[3]
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Greater of:	$\dfrac{\ell_n\left(0.8+\dfrac{f_y}{1400}\right)}{36+9\beta}$	(d)[2],[3]
		90	(e)

[1] α_{fm} is the average value of α_f for all beams on edges of a panel and α_f shall be calculated in accordance with 8.10.2.7.

[2] ℓ_n is the clear span in the long direction, measured face-to-face of beams (mm).

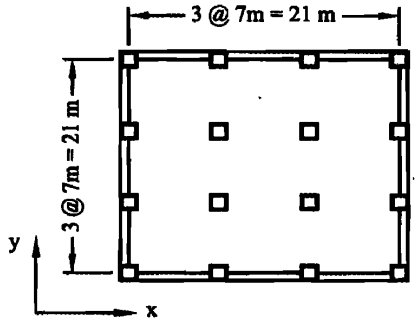
[3] β is the ratio of clear spans in long to short directions of slab.

8.3.1.2.1 At discontinuous edges of slabs conforming to 8.3.1.2, an edge beam with $\alpha_f \ge 0.80$ shall be provided, or the minimum thickness required by (b) or (d) of Table 8.3.1.2 shall be increased by at least 10 percent in the panel with a discontinuous edge.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۴

۲۶- در یک ساختمان با دال دوطرفه بدون تیر میانی و بدون کتیبه با پلان مطابق شکل، در صورتی‌که ابعاد مقطع ستون‌ها 400×400 میلی‌متر و ضخامت دال برابر 200 میلی‌متر و تیرهای لبه با ابعاد مقطع b = 400 mm و h = 400 mm باشند، نسبت سختی α تیر کناری به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 1.0

۲) 1.2

۳) 1.4

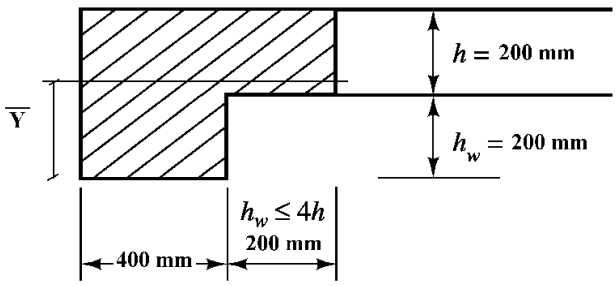
۴) 1.6

گزینه ۱

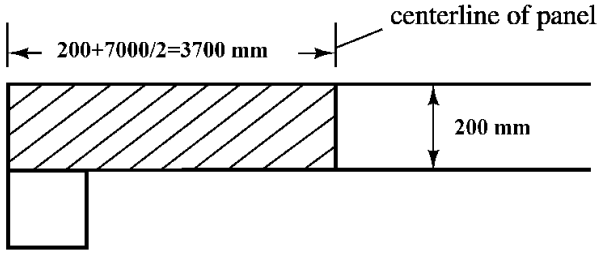
$$Y_{beam} = \frac{400 \times 400 \times 200 + 200 \times 200 \times 300}{400^2 + 200^2} = 220\ mm$$

$$I_{beam} = \frac{400^4}{12} + 400^2 \times (220 - 200)^2 + \frac{200^4}{12} + 200^2 \times (300 - 220)^2 = 2586666667 \text{mm}^4$$

$$\alpha = \frac{2586666667}{\left(\frac{(3700) \times 200^3}{12}\right)} = 1.048$$



(a) Edge beam dimensions

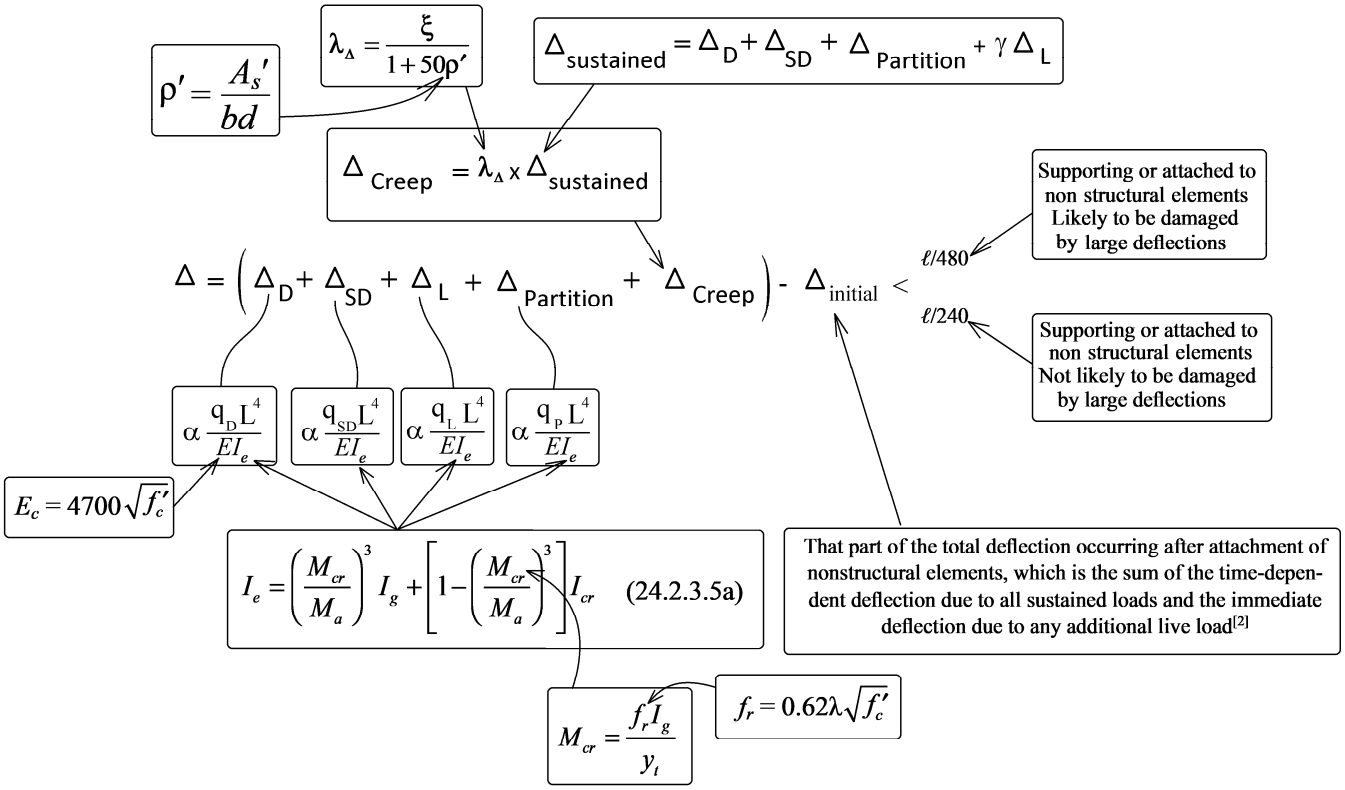


(b) Slab dimensions

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۷-۲-۳- روش دقیق کنترل خیز

در روش دقیق مطابق شکل زیر باید تغییر شکل حداکثر در عضو محاسبه شود و با مقادیر مجاز مقایسه شود:



بنابراین باید مراحل زیر انجام شود:

۱- محاسبه لنگر ترک خوردگی عضو

در محاسبه لنگر ترک خوردگی مقطع از اثر میلگردها صرف نظر می شود. نحوه محاسبه لنگر ترک خوردگی قبلا در بند ۳-۹- همین جزوه تشریح شده است.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{(0.62\lambda\sqrt{f_c'})I_g}{y_t}$$

λ: ضریب بتن سبک می باشد و برای بتن عادی برابر $\lambda = 1$ می باشد.

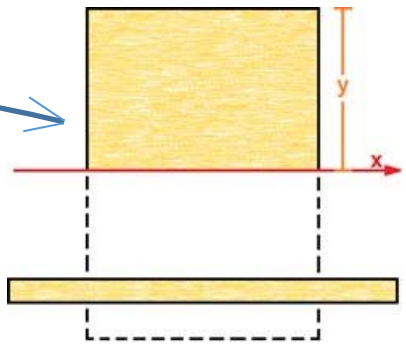
I_g: ممان اینرسی مقطع ترک نخورده (کل مقطع با فرض عدم وجود میلگرد)

y_t: فاصله دورترین تار کششی مقطع از تار خنثی مقطع ترک نخورده

۲- محاسبه ممان اینرسی موثر عضو

24.2.3.5 For nonprestressed members, effective moment of inertia, I_e, shall be calculated by Eq. (24.2.3.5a) unless obtained by a more comprehensive analysis, but I_e shall not be greater than I_g.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1-\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (24.2.3.5a)$$



24.2.3.6 For continuous one-way slabs and beams, I_e shall be permitted to be taken as the average of values obtained from Eq. (24.2.3.5a) for the critical positive and negative moment sections.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳- محاسبه خیز کوتاه مدت (بدون منظور نمودن اثر خزش)

24.2.3 *Calculation of immediate deflections*

24.2.3.1 Immediate deflections shall be calculated using methods or formulas for elastic deflections, considering effects of cracking and reinforcement on member stiffness.

مقادیر خیز بر اساس روابط تحلیل سازه و بارهای وارد بر سازه تعیین می شود. برای مثال برای تیرهای دوسرمفصل مقدار خیز تحت بار مرده از رابطه زیر بدست می آید:

$$\Delta_D = \frac{5}{384}\frac{q_D L^4}{EI_e}$$

۴- محاسبه خیز بلند مدت

طبق بند زیر تغییر شکل ناشی از خزش را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\Delta_{Creep} = \lambda_\Delta \times \Delta_{\text{بار دائمی}}$$

λ_Δ ضریب خزش می باشد. اگر در جهت اطمینان از کمک میلگرد فشاری صرف نظر شود ($\rho' = 0$) مقدار این ضریب برای بلند مدت (بالای ۵ سال) برابر $\lambda_\Delta = 2$ خواهد شد. در این حالت تغییرشکل ناشی از خزش برابر خواهد بود با:

$$\Delta_{Creep} = 2 \times \Delta_{\text{بار دائمی}}$$

مقدار بار دائمی بر اساس قضاوت مهندسی برابر بار مرده همراه با درصدی از بار زنده در نظر گرفته می شود:

$$\Delta_{\text{بار دائمی}} = \Delta_D + \Delta_{SD} + \Delta_{Partition} + \gamma \times \Delta_{Live}$$

مقدار γ بر اساس قضاوت مهندسی تعیین می شود. برای مثال برای کاربری مسکونی می توان حدودا 20 درصد بار زنده را دائمی فرض کرد ($\gamma = 0.2$).

24.2.4 *Calculation of time-dependent deflections*

24.2.4.1 *Nonprestressed members*

24.2.4.1.1 Unless obtained from a more comprehensive analysis, additional time-dependent deflection resulting from creep and shrinkage of flexural members shall be calculated as the product of the immediate deflection caused by sustained load and the factor λ_Δ

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \qquad (24.2.4.1.1)$$

24.2.4.1.2 In Eq. (24.2.4.1.1), ρ' shall be calculated at midspan for simple and continuous spans, and at the support for cantilevers.

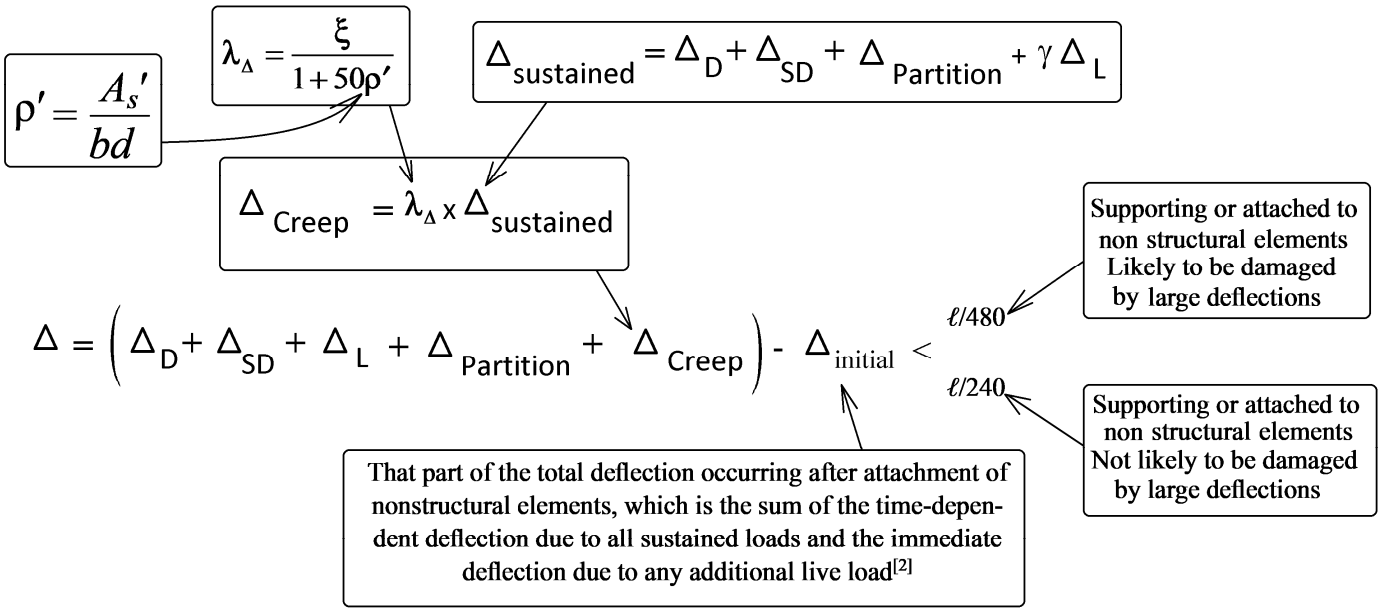
24.2.4.1.3 In Eq. (24.2.4.1.1), values of the time-dependent factor for sustained loads, ξ, shall be in accordance with Table 24.2.4.1.3.

Table 24.2.4.1.3—Time-dependent factor for sustained loads

Sustained load duration, months	Time-dependent factor ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 or more	2.0

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵- مقایسه خیز محاسبه شده با خیز مجاز آیین نامه



مطابق بند زیر درصورتی که سقف متصل به اجزای غیر سازه ای (آسیب پذیر) نباشد، حداکثر تغییر شکل کل مجاز عضو $\frac{l}{240}$ می باشد. در صورتی که طراح تشخیص دهد عضو به اجزای غیر سازه ای متصل می باشد که این اعضا در برابر تغییرشکل آسیب پذیر هستند، تغییر شکل مجاز برابر $\frac{l}{480}$ خواهد بود.

CHAPTER 24—SERVICEABILITY REQUIREMENTS

24.1—Scope

24.1.1 This chapter shall apply to member design for minimum serviceability, including (a) through (d):

(a) Deflections due to service-level gravity loads (24.2)
(b) Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs and beams to control cracking (24.3)
(c) Shrinkage and temperature reinforcement (24.4)
(d) Permissible stresses in prestressed flexural members (24.5)

24.2—Deflections due to service-level gravity loads

24.2.1 Members subjected to flexure shall be designed with adequate stiffness to limit deflections or deformations that adversely affect strength or serviceability of a structure.

24.2.2 Deflections calculated in accordance with 24.2.3 through 24.2.5 shall not exceed the limits in Table 24.2.2.

Table 24.2.2—Maximum permissible calculated deflections

Member	Condition		Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs	Not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections		Immediate deflection due to maximum of L_r, S, and R	$\ell/180$[1]
Floors			Immediate deflection due to L	$\ell/360$
Roof or floors	Supporting or attached to nonstructural elements	Likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements, which is the sum of the time-dependent deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load[2]	$\ell/480$[3]
		Not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240$[4]

[1]Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding shall be checked by calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering time-dependent effects of sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

[2]Time-dependent deflection shall be calculated in accordance with 24.2.4, but shall be permitted to be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be calculated on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

[3]Limit shall be permitted to be exceeded if measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

[4]Limit shall not exceed tolerance provided for nonstructural elements.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

ضوابط کنترل دقیق خیز در مبحث نهم به شرح زیر می باشد:

۹-۱۷-۲-۴-۱ محاسبه تغییر شکل در تیرها و دال‌های یکطرفه

۹-۱۷-۲-۴-۱ تغییر شکل آنی اجزای بتن آرمه را می‌توان با استفاده از روش‌های معمول تحلیل سازه‌ها و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها و روابط مقدار E_c باید بر طبق رابطه (۹-۱۳-۱) و ممان اینرسی مؤثر قطعه باید طبق ضوابط بند ۹-۱۷-۲-۴-۲ در نظر گرفته شوند.

۹-۱۷-۲-۴-۲ ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آنها به شرح الف و ب این بند محاسبه می‌شود:

الف) در وسط دهانه اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده و در تکیه‌گاه اعضای طره‌ای از رابطه (۹-۱۷-۱) محاسبه می‌شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr})(\frac{M_{cr}}{M_a})^3 \qquad (۹-۱۷-۱)$$

در این رابطه مقدار M_{cr} از رابطه (۹-۱۷-۲) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \qquad (۹-۱۷-۲)$$

مقدار f_r نیز با استفاده از رابطه (۹-۱۷-۳) محاسبه می‌شود:

$$f_r = 0/6\sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۷-۳)$$

مقدار I_e در هیچ حالت نباید بیشتر از I_g در نظر گرفته شود.

ب) در قطعات یکسره، ممان اینرسی مؤثر برابر با مقدار متوسط ممان اینرسی مؤثر قطعه که براساس مشخصات مقاطع بحرانی در وسط دهانه و بر روی تکیه‌گاه‌ها و با استفاده از رابطه (۹-۱۷-۴) محاسبه شده باشد، در نظر گرفته می‌شود. در اعضای یکسره میله‌ای ممان اینرسی مؤثر را می‌توان برابر با مقدار این ممان اینرسی در مقطع بحرانی، در وسط دهانه منظور کرد.

$$I_e = \frac{1}{4}(I_{eL} + 2I_{em} + I_{eR}) \qquad (۹-۱۷-۴)$$

۹-۱۷-۲-۴-۳ تغییر شکل اضافی ایجاد شده در اعضا در طول زمان را که معمولاً «اضافه افتادگی درازمدت» نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصلضرب تغییر شکل آنی ناشی از بار دائمی در ضریب λ که از رابطه (۹-۱۷-۵) مشخص شده است، به دست آورد:

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'} \qquad (۹-۱۷-۵)$$

ρ': درصد میلگرد فشاری

در این رابطه ρ' مربوط به مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته و مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان، ξ، برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

جدول ۹-۱۷-۰ مقدار ضریب ξ وابسته به زمان

زمان ۵ سال یا بیشتر	۲/۰
زمان ۱۲ ماه	۱/۴
زمان ۶ ماه	۱/۲
زمان ۳ ماه	۱/۰

جدول ۹-۱۷-۱ محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

انواع قطعه	تغییرشکل مورد نظر	محدودیت تغییرشکل	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به قطعاتی غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آنها را نگهداری نمی‌کنند لذا تغییرشکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.	تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کف‌ها		$\frac{l}{360}$	-
۳- بام‌ها یا کف‌هایی‌که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییرشکل زیاد ممکن است آسیبی در این قطعات ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر شکل که بعد از اتصال قطعات غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه افتادگی دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییرشکل آنی ناشی از بارهای زنده است.	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر شکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.		$\frac{l}{240}$	تبصره ۲ و تبصره ۳

تبصره۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به قطعات غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره۲- تغییرشکل نباید از حد رواداری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند. در صورتی‌که در قطعه خیز ایجاد شده باشد، حد محدودیت مشخص شده در مورد تفاضل تغییر شکل و خیز اعمال می‌گردد.

تبصره۳- اضافه تغییر شکل دراز مدت براساس ضابطه ۹-۱۷-۲-۴-۳ محاسبه می‌شود ولی می‌توان اضافه تغییر شکل درازمدت را که قبل از اتصال قطعات غیرسازه‌ای در عضو ایجاد شده محاسبه نمود و از کل مقدار اضافه تغییرشکل درازمدت کاست. در محاسبات تغییر-شکل مورد نظر مقدار باقیمانده دخالت داده می‌شود.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

www.hoseinzadeh.net

محاسبات ۹۶

۲۹- مقطع تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده به طول دهانه 8 متر دارای ممان اینرسی ترک نخورده برابر $I_g= 120\times10^8\ mm^4$ و ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده برابر $I_{cr} = 50\times10^8\ mm^4$ می‌باشد. تیر تحت بار مرده گسترده یکنواخت 20 kN/m (شامل وزن تیر) دارای جابجایی قائم آنی در وسط تیر برابر 8 mm می‌باشد. اگر بار مرده گسترده یکنواخت به دو برابر افزایش یابد، جابجایی آنی (ارتجاعی) تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (لنگر خمشی نظیر ترک‌خوردگی مقطع تیر برابر $M_{cr}= 80$ kN.m فرض شود).

۱) 16.0 میلی‌متر
۲) 20.0 میلی‌متر
۳) 18.5 میلی‌متر
۴) 17.5 میلی‌متر

گزینه ۳

با افزایش بار وارد شده، لنگر وارد بر تیر (Ma) نیز افزایش یافته و در نتیجه ممان اینرسی موثر مقطع کاهش میابد:

محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گسترده $20kN/m$:

$$\left.\begin{matrix} M_a = \dfrac{qL^2}{8} = \dfrac{20\times 8^2}{8} = 160\ kN.m \\ M_{cr} = 80\ kN.m \\ I_g = 120\times10^8 \\ I_{cr} = 50\times10^8 \end{matrix}\right\} I_e = 50\times10^8 + (120\times10^8 - 50\times10^8)\left(\frac{80}{160}\right)^3 = 58.75\times10^8$$

محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گسترده $40kN/m$:

$$\left.\begin{matrix} M_a = \dfrac{qL^2}{8} = \dfrac{40\times 8^2}{8} = 320\ kN.m \\ M_{cr} = 80\ kN.m \\ I_g = 120\times10^8 \\ I_{cr} = 50\times10^8 \end{matrix}\right\} I_e = 50\times10^8 + (120\times10^8 - 50\times10^8)\left(\frac{80}{320}\right)^3 = 51.09\times10^8$$

بنابراین پس از افزایش بار ممان اینرسی مقطع کاهش میابد و در نتیجه مقدار خیز در حالت دوم بیش از دو برابر خواهد بود:

$$\Delta_{\text{حالت دوم}} = \Delta_{\text{حالت اول}} \times \frac{58.75}{51.09} \times 2 = \Delta_{\text{حالت اول}} \times 2.3 = 8 \times 2.3 = 18.39\ mm$$

محاسبات ۹۳

۱۹- در صورتیکه نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح مقطع مؤثر در تمام طول یک تیر طره بتن‌آرمه برابر 0.006 و تغییرشکل آنی ناشی از بار دائمی در انتهای آزاد تیر برابر 5 میلی‌متر باشد، اضافه افتادگی درازمدت بعد از ده سال در انتهای آزاد آن تیر بر حسب میلی‌متر حدوداً چه مقدار خواهد شد؟ فرض کنید از روشهای تحلیلی دقیق‌تر استفاده نشود.

۱) 9.5　　۲) 7.7　　۳) 6.0　　۴) 15.5

گزینه ۲

$$\Delta_{\text{خزش}} = \lambda \times 5 = \frac{2}{1+50\times0.006} \times 5 = 7.69\ mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۵

۱۹- برای تیر بتنی درجا با تکیه‌گاه ساده تحت بار گسترده یکنواخت، تغییرشکل اضافی ایجاد شده در طول زمان (اضافه افتادگی درازمدت) برابر 30 mm برآورد شده است. بتن از رده C30 و نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح مقطع مؤثر برابر 0.0025 است. اگر به جای بتن C30، از بتن C25 استفاده شود، برای آنکه اضافه افتادگی مزبور بیشتر از 30 mm نشود، حداقل مقدار نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح مقطع مؤثر حدوداً به چه میزانی باید درنظر گرفته شود؟ (جرم مخصوص بتن‌ها یکسان فرض شده و از اثر تغییرات نوع بتن و فولاد فشاری در ممان اینرسی مؤثر مقطع صرفنظر شود)

۱) 0.0035
۲) 0.0040
۳) 0.0055
۴) 0.0070

$$\left.\begin{aligned}\left(\Delta_{\text{خزش}}\right)_I &= \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} \times \lambda = \frac{5q_{\text{بار دائمی}}L^4}{384EI_e}\times\lambda \\ \left(\Delta_{\text{خزش}}\right)_{II} &= \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} \times \lambda = \frac{5q_{\text{بار دائمی}}L^4}{384EI_e}\times\lambda\end{aligned}\right\} \left(\Delta_{\text{خزش}}\right)_{II} = \left(\Delta_{\text{خزش}}\right)_I \quad \rightarrow \quad \left(\frac{\lambda}{E}\right)_I = \left(\frac{\lambda}{E}\right)_{II}$$

با تغییر مقاومت فشاری بتن، مدول الاستیسیته نیز تغییر می کند:

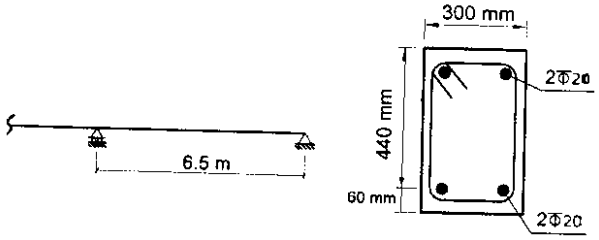
$$\frac{E_I}{E_{II}} = \frac{(4700\sqrt{30})}{(4700\sqrt{25})} = 1.095 \qquad \rightarrow \qquad \lambda_{II} = \frac{E_{II}}{E_I}\lambda_I$$

$$\frac{\xi}{1+50\rho'} = \frac{1}{1.095}\times\frac{\xi}{1+50\times 0.0025} \qquad \rightarrow \qquad \rho' = 0.0046$$

محاسبات ۹۶

۱۶- در تیر یک ساختمان اداری مطابق شکل زیر، تغییرمکان آنی وسط دهانه برای بارهای مرده برابر Δ_D=9.2 mm و برای بارهای زنده برابر Δ_L=6.9 mm براساس تحلیل با سختی مؤثر محاسبه شده است. در صورتیکه بار مرده به‌عنوان بار دائمی سازه باشد، تغییرشکل کل نهایی وسط دهانه تیر برحسب میلی‌متر در طول عمر مفید سازه ناشی از بارهای مرده و زنده به کدامیک از موارد زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).

۱) 35
۲) 22
۳) 25
۴) 31



گزینه ۴

به تغییرشکل فوق باید تغییرشکل ناشی از خزش اضافه شود.

اضافه افتادگی دراز مدت (تغییر شکل ناشی از خزش) برابر است با:

$$\Delta_{\text{اضافه افتادگی دارز مدت}} = \lambda \times \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = \left(\frac{\xi}{1+50\rho'}\right)\times\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = \left(\frac{2}{1+50\left(\frac{2\times 314}{300\times 440}\right)}\right)\times 9.2 = 14.86\ mm$$

تغییر شکل کل نهایی تیر برابر خواهد بود با:

$$\Delta_{\text{زنده}} + \Delta_{\text{مرده}} + \Delta_{\text{اضافه افتادگی دارز مدت}} = 6.9 + 9.2 + 14.86 = 30.96\ mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۵

۱۲۰- برای تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده تحت بار دائمی گسترده، افزایش چه عاملی تأثیر بیشتری در کاهش نسبت تغییر شکل زمانی به تغییر شکل آنی در وسط تیر دارد؟

۱) مقاومت کششی بتن

۲) مقدار آرماتور کششی

۳) مقاومت فشاری بتن

۴) مقدار آرماتور فشاری

گزینه۴

محاسبات ۹۳

۵۲- در یک تیر بتن مسلح، چنانچه تغییرشکل آنی ناشی از بار دائمی، در وسط دهانه 10 میلی‌متر باشد، تغییر شکل کل تیر ناشی از بارهای دائمی پس از 6 سال در همان نقطه، حداکثر چه مقدار می‌تواند باشد؟ (در محاسبات از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر استفاده نمی‌شود و از مقدار آرماتور فشاری صرفنظر گردد.)

۱) 15 میلی‌متر ۲) 20 میلی‌متر ۳) 10 میلی‌متر ۴) 30 میلی‌متر

گزینه ۴

$$\Delta = \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{خزش}} = 10 + \frac{\xi}{1+50\rho'}10 = 10 + 2\times 10 = 30\ mm$$

تمرین: محاسبات ۹۰

۳۱- اگر تغییر شکل آنی ناشی از بار دائم در یک تیر بتن مسلح 12.5 میلیمتر باشد، در بدترین شرائط، در دراز مدت تغییر شکل آن چقدر پیش‌بینی می‌شود؟

۱) 25 میلیمتر ۲) 37.5 میلیمتر

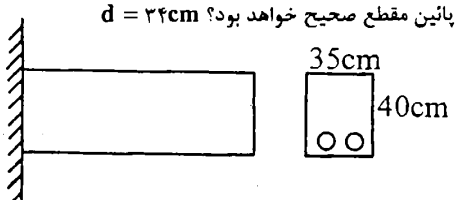
۳) 50 میلیمتر ۴) 22.5 میلیمتر

گزینه ۲

$$\Delta_{\text{دراز مدت}} = \Delta_{\text{خزش}} + \Delta_{\text{آنی}} = \frac{\xi}{1+50\rho'}\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 2\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}}$$
$$= 3\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 37.5\ mm$$

تمرین: محاسبات-۸۴- پایه ۲

۴۰- افتادگی آنی ناشی از بار مرده تیر کنسولی شکل مقابل ۰٫۵ سانتی‌متر می‌باشد. در صورتی‌که بخواهیم اضافه افتادگی ۵ ساله تیر حداکثر ۰٫۸ سانتی‌متر باشد، کدام مورد بعنوان میلگردهای حداقل لازم در پائین مقطع صحیح خواهد بود؟ d = ۳۴cm



۱) ۲ϕ۱۶

۲) ۲ϕ۱۸

۳) ۲ϕ۲۰

۴) ۲ϕ۲۲

گزینه ۳

$$\Delta_{\text{خزش}} = \frac{\xi}{1+50\rho'}\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}}$$
$$\rightarrow\quad 8\ mm = \frac{2}{1+50\rho'}\times 5\ mm$$
$$\rightarrow\quad \rho' = 0.005 \qquad \rightarrow\quad \frac{A_s}{350\times 340} = 0.005 \qquad \rightarrow\quad A_s = 595\ mm^2 \qquad \rightarrow\quad 2\varphi 20$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۴

۱۱۹- یک تیر بتنی با دهانه ساده و میلگرد کششی تنها، برای بارهای گسترده $w_D = ۱۵\frac{kN}{m}$ و $w_L = ۳۰\frac{kN}{m}$ طراحی شده است. در صورتی که خیز حداکثر آنی تحت بارهای دائم برابر ۲٫۱ میلیمتر باشد، و ۲۰ درصد بار زنده به طور دائم بر تیر وارد شود، خیز حداکثر تحت بارهای دائم پس از گذشت ۱۰ سال چند میلی‌متر است؟

۱) ۴٫۲
۲) ۴٫۸
۳) ۵٫۳
۴) ۶٫۳

گزینه ۴

$$\Delta_{\text{بار دائمی}} = \Delta_{\text{خزش}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 2 \times \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 3 \times \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 3 \times 2.1 = 6.3\ mm$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۷

۳۳- یک تیر بتنی دو سر ساده تحت بار گسترده یکنواخت مرده 50 kN/m قرار دارد. تحت این بارگذاری، ممان اینرسی موثر مقطع (I_e)، 5 درصد بیش از ممان اینرسی مقطع ترک خورده (I_{cr}) بوده و تغییر شکل آنی در وسط دهانه 14.5 mm است. اگر علاوه بر بار مرده مذکور، بار گسترده یکنواخت زنده برابر 25 kN/m نیز به تیر اعمال شود، آنگاه تغییر شکل آنی در وسط دهانه ناشی از بار زنده، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟

۱) 23 mm　　۲) 13 mm

۳) 10 mm　　۴) 8 mm

گزینه ۴

روش تقریبی:

تحت بار مرده $I_e = 1.05I_{cr}$ می باشد پس از اعمال بار زنده مقدار I_e قدری کاهش خواهد یافت.

بنابراین:

$$I_{cr} < I_e < 1.05I_{cr}$$

بنابراین تغییر قابل توجهی در میزان ممان اینرسی مقطع نداریم.

در نتیجه مقدار تغییرمکان آنی ناشی از بار زنده تقریبا برابر است با:

$$q_D = 50 \quad \rightarrow \quad \Delta_D = 14.5\ mm$$
$$q_L = 25 \quad \rightarrow \quad \Delta_L \approx 7.25\ mm$$

روش دقیق:

قبل از اعمال بار زنده:

$$\left.\begin{aligned} I_e &= I_{cr} + (I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3 \\ I_e &= 1.05I_{cr} \end{aligned}\right\} \quad (I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3 = 0.05I_{cr}$$

بعد از اعمال بار زنده (با توجه به اینکه پس از اعمال بار زنده مقدار بار 1.5 برابر می شود):

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{1.5M_D}\right)^3 = I_{cr} + \left((I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3\right) \times 0.296$$

$$= I_{cr} + 0.05I_{cr} \times 0.296 = 1.0148I_{cr}$$

$$\left.\begin{aligned} \Delta_D &= \frac{5}{384}\frac{q_D L^4}{EI_e} = \frac{5}{384}\frac{50L^4}{E(1.05I_{cr})} = 14\ mm \\ \Delta_{D+L} &= \frac{5}{384}\frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_e} = \frac{5}{384}\frac{75L^4}{E(1.0148I_{cr})} = 14\ mm \times \left(\frac{75}{50}\right) \times \left(\frac{1.05}{1.0148}\right) = 21.73\ mm \end{aligned}\right\}$$

$$\Delta_L = 21.73 - 14 = 7.73\ mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۷-۳- آرماتور افت و حرارت در دالها

با توجه به بندهای زیر، آرماتور حداقل در دالها برابر با آرماتور افت و حرارت می باشد. بنابراین:

تیرها و ستونها: $\frac{A_s}{bd} > Max\left(\frac{1.4}{F_y}, \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{F_y}\right)$

دالها و پی:
$$\begin{cases} F_y < 420 & \rightarrow \frac{A_s}{bh} > 0.002 \\ F_y \geq 420 & \rightarrow \frac{A_s}{bh} > Max\left(\frac{0.0018 \times 420}{F_y}, 0.0014\right) \end{cases}$$

CHAPTER 7—ONE-WAY SLABS

7.6—Reinforcement limits

7.6.1 *Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs*

7.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement, $A_{s,min}$, shall be provided in accordance with Table 7.6.1.1.

Table 7.6.1.1—$A_{s,min}$ for nonprestressed one-way slabs

Reinforcement type	f_y	$A_{s,min}$	
Deformed bars	< 420	$0.0020A_g$	
Deformed bars or welded wire reinforcement	≥ 420	Greater of:	$\frac{0.0018\times420}{f_y}A_g$
			$0.0014A_g$

CHAPTER 8—TWO-WAY SLABS

8.6—Reinforcement limits

8.6.1 *Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs*

8.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement, $A_{s,min}$, shall be provided near the tension face in the direction of the span under consideration in accordance with Table 8.6.1.1.

Table 8.6.1.1—$A_{s,min}$ for nonprestressed two-way slabs

Reinforcement type	f_y	$A_{s,min}$	
Deformed bars	< 420	$0.0020A_g$	
Deformed bars or welded wire reinforcement	≥ 420	Greater of:	$\frac{0.0018\times420}{f_y}A_g$
			$0.0014A_g$

CHAPTER 24—SERVICEABILITY REQUIREMENTS

24.4—Shrinkage and temperature reinforcement

24.4.3.2 The ratio of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area shall satisfy the limits in Table 24.4.3.2.

Table 24.4.3.2—Minimum ratios of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area

Reinforcement type	f_y	$A_{s,min}$	
Deformed bars	< 420	$0.0020A_g$	
Deformed bars or welded wire reinforcement	≥ 420	Greater of:	$\frac{0.0018\times420}{f_y}A_g$
			$0.0014A_g$

24.4.3.3 The spacing of deformed shrinkage and temperature reinforcement shall not exceed the lesser of **5*h*** and 18 in.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۳

۱- نسبت سطح مقطع میلگرد حرارت و جمع‌شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن، برای شالوده‌ای به ضخامت 1.5 متر و میلگرد رده S340، حداقل چقدر باید باشد؟ رده بتن C20 بوده و بتن شالوده به صورت درجا اجرا می‌شود.

۱) 0.0017
۲) 0.0015
۳) 0.0020
۴) 0.0026

گزینه ۳

$$F_y = 340 < 420 \quad \rightarrow \left(\frac{A_s}{bh}\right)_{min} = 0.002$$

۴۳- مقدار کل آرماتورهای حرارت و جمع شدگی در یک مترمربع پلان از یک پی گسترده به ضخامت دو متر برحسب کیلوگرم حدوداً چقدر می‌باشد؟ (میلگرد از نوع S340 فرض شود).

۱) 44
۲) 31
۳) 63
۴) 22

گزینه ۳

مساحت آرماتور در هر راستا برابر است با:

$$\left(\frac{A_s}{bh}\right)_{min} = 0.002 \quad \rightarrow \quad \left(\frac{A_s}{1000 \times 2000}\right)_{min} = 0.002 \quad \rightarrow \quad A_s = 4000\ mm^2 = 4 \times 10^{-3}\ m^2$$

حجم میلگرد در یک راستا (طول میلگردها ۱ متر است):

$$V = 4 \times 10^{-3} \times 1 = 4 \times 10^{-3}\ m^3$$

با توجه به اینکه آرماتور افت و حرارت باید در دو جهت متعامد قرار داده شود، کل حجم آرماتور طولی در یک مترمربع از پی برابر خواهد بود با:

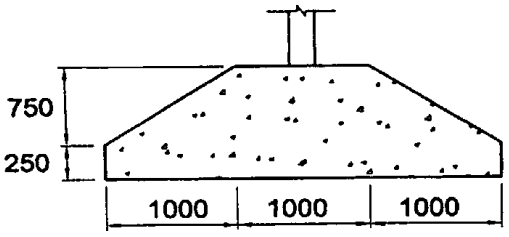
$$V = 8 \times 10^{-3}\ m^3$$

وزن مخصوص فولاد $7850\ \frac{kg}{m^3}$ می باشد و بنابراین وزن میلگرد برابر خواهد بود با:

$$W = 8 \times 10^{-3}\ m^3 \times 7850 = 62.8\ kg$$

محاسبات ۹۵

۳۹- پی نواری بتنی درجا در زیر یک دیوار دارای مقطع نشان داده شده، می‌باشد. مقدار حداقل سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی در این پی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 می‌باشد.)



۱) $25 \times 10^2\ mm^2$
۲) $28 \times 10^2\ mm^2$
۳) $43 \times 10^2\ mm^2$
۴) $46 \times 10^2\ mm^2$

گزینه ۴

مساحت مقطع پی برابر است با:

$$A_g = (250 \times 3000) + \left(\frac{3000 + 1000}{2}\right) \times 750 = 2250000\ mm^2$$

حداقل میلگرد افت و حرارت در مقطع:

$$\left(\frac{A_s}{A_g}\right)_{min} = 0.002 \quad \rightarrow \quad A_{s-min} = 0.002 A_g = 4500\ mm^2$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۷-۴- آرماتور برشی حداقل در دالها

CHAPTER 7—ONE-WAY SLABS

7.6—Reinforcement limits

7.6.3 *Minimum shear reinforcement*

7.6.3.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > \phi V_c$. For precast prestressed hollow-core slabs with untopped $h > 12.5$ in., $A_{v,min}$ shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_{cw}$.

CHAPTER 10—COLUMNS

10.6—Reinforcement limits

10.6.2 *Minimum shear reinforcement*

10.6.2.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_c$.

CHAPTER 9—BEAMS

9.6—Reinforcement limits

9.6.3 *Minimum shear reinforcement*

9.6.3.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_c$ except for the cases in Table 9.6.3.1. For these cases, at least $A_{v,min}$ shall be provided where $V_u > \phi V_c$.

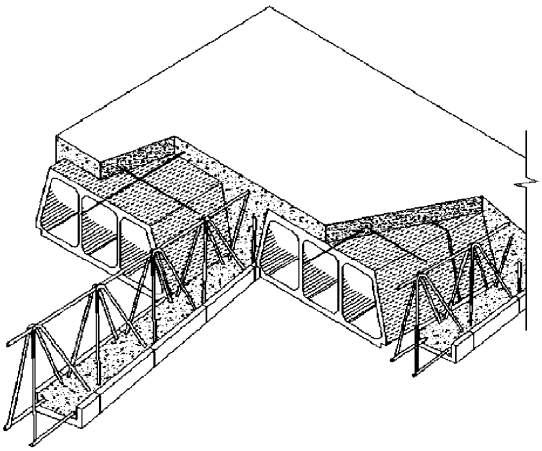
Table 9.6.3.1—Cases where $A_{v,min}$ is not required if $0.5\phi V_c < V_u \le \phi V_c$

Beam type	Conditions
Shallow depth	$h \le$ 250 mm
Integral with slab	$h \le$ greater of $2.5t_f$ or $0.5b_w$ and $h \le$ 600 mm
Constructed with steel fiber-reinforced normalweight concrete conforming to 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(d), and 26.12.5.1(a) and with $f'_c \le$ 42 MPa	$h \le$ 600 mm and $V_u \le \phi 2\sqrt{f'_c}b_w d$
One-way joist system	In accordance with 9.8

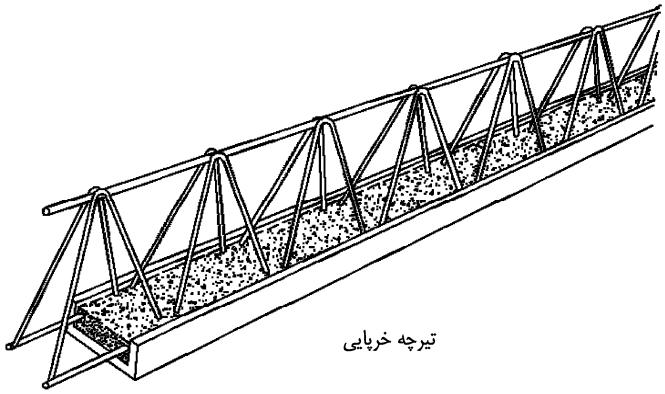
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۸-طراحی سقف تیرچه بلوک

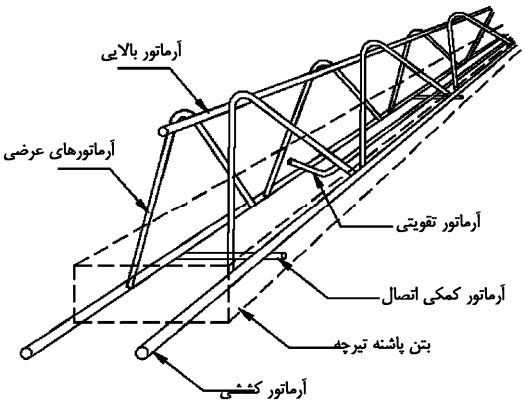
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

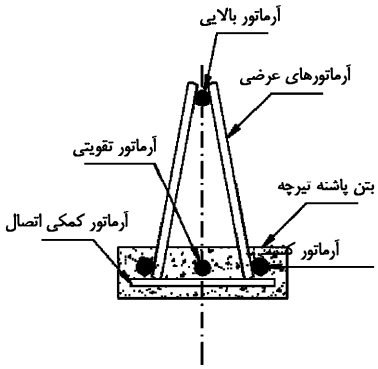


سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی

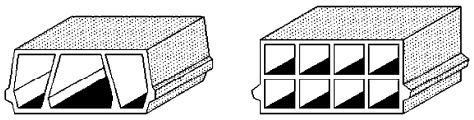


تیرچه خرپایی

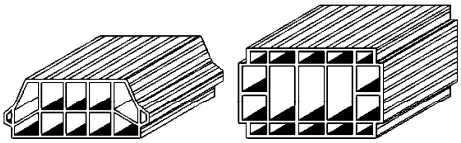




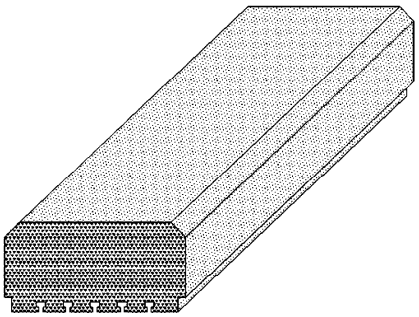
اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی



ب- بلوک‌های بتنی



ج- بلوک‌های سفالی



الف- بلوک پلی‌استایرن

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-۳- ضوابط و محدودیت‌های سقف‌های تیرچه و بلوک و اجزای آن(منبع: نشریه ۵۴۳)

۲-۳-۱- ضوابط و محدودیت‌های کلی سقف تیرچه و بلوک

۱) سیستم تیرچه‌ای، شامل ترکیبی یکپارچه از تیرچه‌های متساوی‌الفاصله (قرار گرفته در یک راستا و یا دو راستای عمود برهم) و یک دال فوقانی است.[۱]

۲) فاصله آزاد تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵ سانتی‌متر باشد.[۱]

۳) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰ سانتی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از ۳٫۵ برابر حداقل عرض آنها باشد.[۱]

۴) حداقل فاصله افقی بین دو سطح قائم بلوک‌های مجاور در طرفین یک تیرچه که در مقابل یکدیگر نصب می‌شوند، نباید کمتر از ۶٫۵ سانتی‌متر باشد.

۵) ضخامت دال بتنی فوقانی نباید از $\frac{۱}{۱۲}$ فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵ سانتی‌متر کمتر اختیار شود.[۱]

۶) حداکثر دهانه مورد پوشش سقف (در جهت طول تیرچه پیش ساخته خرپایی) با تیرچه‌های منفرد نباید از ۸ متر بیشتر شود. در جهت اطمینان توصیه می‌گردد تا دهانه مورد پوشش بیشتر از ۷ متر نباشد. در صورت وجود سربارهای زیاد و یا دهانه‌های بیش از ۷ متر، مطابق بند ۳-۶-۶- از تیرچه‌های مضاعف استفاده شود.

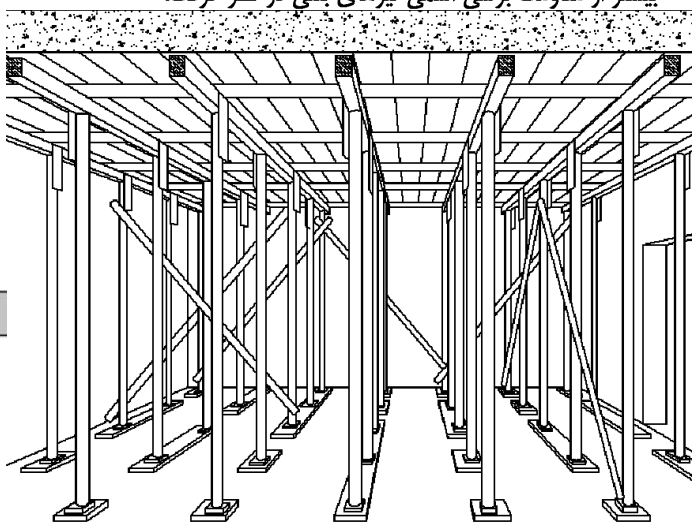
۷) سقف‌های اجرا شده با تیرچه و بلوک، در مواردی که بار یکنواخت روی سقف عمل نماید، عملکرد بسیار مناسبی دارند. در صورت وجود بار منفرد سنگین یا متحرک و یا مرتعش، بکاربردن سقف تیرچه و بلوک توصیه نمی‌شود.

۸) در سقف‌های تیرچه و بلوک، بار متمرکزی که ممکن است روی کف وجود داشته باشد، بار ناشی از چرخ اتومبیل‌ها در پارکینگ‌ها و یا بار خطی ناشی از وجود تیغه‌های آجری روی تیرچه‌ها است. در مورد پارکینگ‌ها، بکارگیری سیستم تیرچه و بلوک معمول، اساساً توصیه نمی‌شود. در صورتی که الزامی در کار باشد، توصیه می‌شود تا ضخامت دال بتنی (روی بلوک‌ها) حداقل ۸ سانتی‌متر در نظر گرفته شود و مقاومت دال در برش سوراخ‌کننده (برش پانچ) برای بار چرخ کنترل گردد. در محاسبه تیرچه‌ها برای بار متمرکز، یا می‌توان کف را با استفاده از یکی از روش‌های کلاسیک، تحلیل کامل نمود و یا بار را با تقریب خوبی بین سه تیرچه مجاور یکدیگر به طور مساوی توزیع کرد.

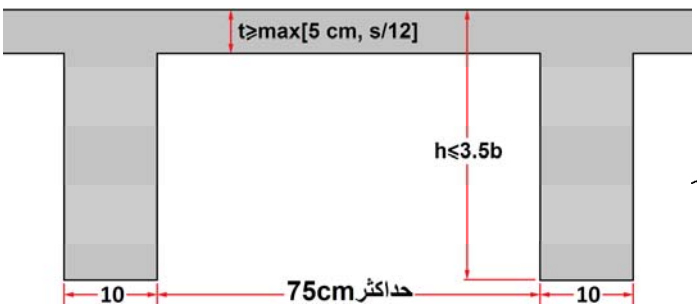
۹) در صورتی که طول تیرچه‌ها بیش از ۴ متر باشد، مطابق توضیحات بند ۲-۳-۲-۶-، یک یا چند کلاف میانی (تیر عرضی) در جهت عمود بر تیرچه‌ها تعبیه می‌شود.

۱۰) لوله‌ها و مجراهایی که در داخل دال قرار داده می‌شوند، نباید به مقدار قابل توجهی مقاومت سیستم را کاهش دهند. ضخامت دال باید به اندازه حداقل ۲٫۵ سانتی‌متر بیشتر از ارتفاع کل لوله‌ها و مجراها باشد.

۱۱) در سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی خرپایی، می‌توان مقاومت برشی تامین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را ۱۰ درصد بیشتر از مقاومت برشی اسمی تیرهای بتنی در نظر گرفت.



شمع‌بندی و قالب‌بندی سقف تیرچه و بلوک



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-۳-۲-۱-۱- آرماتورهای کششی

۱) حداقل تعداد میلگردهای کششی دو عدد بوده و سطح مقطع آن‌ها از طریق محاسبه تعیین می‌شود. روش محاسبه در پیوست ۳ این نشریه توضیح داده شده است.

۲) آرماتورهای کششی باید از نوع آجدار باشد. توصیه می‌شود از آرماتورهای با فولاد نوع نیم سخت و سخت استفاده شود.

۳) در عمل باید از تطبیق مقاومت آرماتورهای مورد استفاده با مقاومت قید شده در جداول و محاسبات اطمینان حاصل کرد.

۴) در صورت استفاده از میلگردهای کششی به تعداد بیش از دو عدد، دو میلگرد طولی باید در سرتاسر طول تیرچه ادامه یابند. طول موردنیاز بقیه میلگردها را می‌توان مطابق ضوابط طول آرماتورهای تقویتی محاسبه نمود و آنها را در مقطعی که مورد نیاز نیستند و با در نظر گرفتن محل قطع تئوریک و محل قطع عملی، قطع کرد.

۵) قطر میلگردهای کششی نباید از ۸ میلی‌متر کمتر و از ۱۶ میلی‌متر بیشتر باشد. چنانچه کارخانه تولیدی از روش نقطه جوش مقاومتی برای اتصال میلگردها استفاده نماید، می‌توان قطر میلگردهای کششی را تا میزان حداقل ۶ میلی‌متر تقلیل داد. در مورد تیرچه‌هایی که ضخامت بتن پاشنه آن‌ها، ۵/۵ سانتی‌متر یا بیشتر باشد، می‌توان حداکثر قطر میلگرد را به ۲۰ میلی‌متر افزایش داد.

۶) مطابق آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، حداقل نسبت آرماتور بکار رفته در تیرچه‌ها از این رابطه بدست می‌آید:

$$\rho_{min} = Max(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}) \qquad (۲-۲۶)$$

محاسبه ρ و ρ_{min} با در نظر گرفتن عرض جان تیرچه محاسبه می‌شود. در این رابطه f_c مقاومت مشخصه بتن بر حسب $MPa\ (N/mm^2)$ و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتور برحسب $MPa\ (N/mm^2)$ می‌باشد.

در صورتی که درصد آرماتور کششی حاصل از محاسبه، از ρ_{min} کمتر باشد، می‌توان با قراردادن ۱/۳۳ برابر سطح مقطع آرماتورهای حاصل از محاسبه، از رابطه (۲-۲۶) صرفنظر نمود.

۷) حداکثر آرماتور کششی تیرچه‌ها برابر مقدار ρ_b مطابق روابط عنوان‌شده در پیوست ۳ بدست می‌آید. ولی توصیه می‌شود که سطح مقطع آرماتورهای کششی از ۲/۵ درصد سطح مقطع جان تیرچه بیشتر نشود.

۸) فواصل آزاد بین میلگردهای کششی نباید از هیچ‌یک از سه مقدار قطر میلگرد بزرگتر، ۲۵ میلی‌متر و ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن، کمتر باشد.

۹) ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود.

- قطر میلگردها
- بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های تا ۳۲ میلی‌متر، یا ۵ میلی‌متر بیشتر از بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های بزرگتر از ۳۲ میلی‌متر

علاوه بر آن، ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورهای تیرچه، متناسب با شرایط محیطی، نباید از مقادیر داده شده در (جدول ۲-۱) کمتر باشد.

جدول ۲-۱- مقادیر حداقل پوشش بتن

شرایط محیطی	ملایم	متوسط	شدید	بسیار شدید	فوق‌العاده شدید
حداقل پوشش بتن برحسب میلی‌متر	۲۰	۳۰	۳۵	۵۰	۶۰

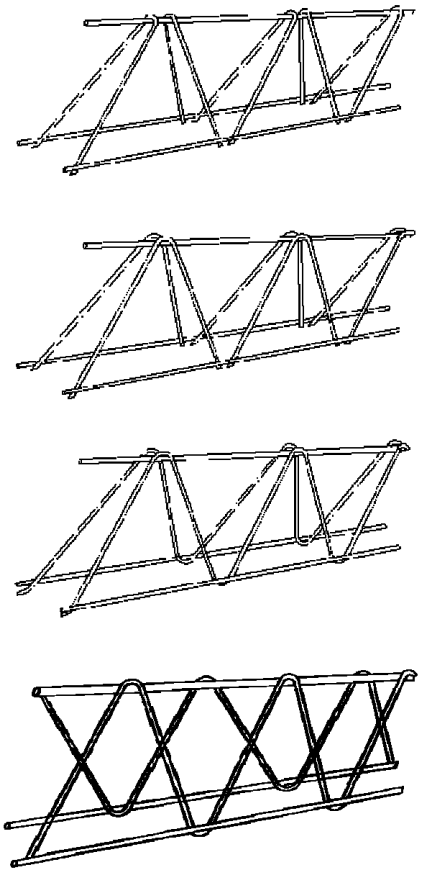
Table 20.6.1.3.1—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	75
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 6 through No. 18 bars	50
		No. 5 bar, W31 or D31 wire, and smaller	40
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 14 and No. 18 bars	40
		No. 11 bar and smaller	20
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	40

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-۳-۲-۱-۲- آرماتورهای عرضی

۱) آرماتورهای عرضی به صورت منفرد و یا مطابق (شکل ۲-۷) بصورت مضاعف بکار برده می‌شوند.



شکل ۲-۷- نمونه‌هایی از خرپای تیرچه با آرماتورهای عرضی مضاعف

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.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-۳-۲-۱-۳- آرماتور فوقانی

۱) آرماتور فوقانی باید از نوع آجدار باشد.

۲) قطر آن با توجه به نوع فولاد آرماتور، طول دهانه، فاصله تیرچه‌ها، ارتفاع خرپای تیرچه و ضخامت بتن پوششی و همچنین فواصل جوش‌های میلگرد عرضی، از ۶ میلی‌متر تا ۱۲ میلی‌متر متفاوت است. (جدول ۲-۲) به عنوان راهنمای تعیین حداقل قطر میلگرد بالایی تیرچه‌های غیرکارخانه‌ای توصیه می‌شود.

جدول ۲-۲- حداقل قطر میلگرد فوقانی

دهانه	قطر میلگرد بالایی
تا ۴ متر	۸ میلی‌متر
۴ متر تا ۵/۵ متر	۱۰ میلی‌متر
۵/۵ متر تا ۷ متر	۱۲ میلی‌متر

چنانچه تیرچه‌ها در کارخانه و با روش نقطه جوش (جوش مقاومتی) تولید شوند، مقادیر قطر میلگرد بالایی مندرج در (جدول ۲-۲) را می‌توان به میزان ۲ میلی‌متر کاهش داد.

۲-۳-۲-۵- ضوابط و محدودیت‌های آرماتور افت و حرارت (حرارت و جمع‌شدگی) و آرماتور منفی

۱) آرماتورهای افت و حرارت در دو جهت عمود بر هم و در قسمت دال فوقانی و در حدود ۲ سانتی‌متر پایین‌تر از سطح دال قرار می‌گیرند.

۲) حداقل قطر میلگردهای افت و حرارت، ۶ میلی‌متر می‌باشد.

۳) نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن (سطح مقطع دال بالایی) در هر دو امتداد (عمود بر تیرچه و در راستای تیرچه) نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

الف – برای میلگردهای آجدار S220 ، S300 و S350 ۰/۰۰۲

ب – برای میلگردهای آجدار S400 و شبکه‌های جوش شده صاف یا آجدار ۰/۰۰۱۸

ج – برای میلگردهای آجدار S500 و بالاتر ۰/۰۰۱۵

۴) حداکثر فاصله‌ی بین دو میلگرد افت و حرارت در هر دو راستا، ۲۵ سانتی‌متر است.

۵) آرماتور بالایی تیرچه در صورتی که داخل دال بتنی بالایی قرار گیرد، می‌تواند به عنوان آرماتور افت و حرارت در راستای تیرچه منظور شود. ولی به هر حال حداکثر فاصله‌ی ذکر شده در بند قبل بین آرماتورهای حرارتی باید رعایت گردد.

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.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲-۳-۲-۶- ضوابط و محدودیت‌های کلاف میانی

۱) عملکرد کلاف میانی، جلوگیری از پیچش تیرچه‌ها (تیرهای T شکل) و همچنین توزیع یکنواخت بار روی سقف تیرچه و بلوک است. همچنین در محل‌هایی که بار منفرد وجود داشته باشد، کلاف میانی اجرا می‌شود.

۲) جهت کلاف میانی عمود بر تیرچه‌ها می‌باشد. حداقل عرض کلاف میانی برابر عرض بتن پاشنه‌ی یک تیرچه و ارتفاع آن برابر ارتفاع سقف خواهد بود.

۳) میلگردهای کلاف میانی حداقل یک عدد در بالا و حداقل یک عدد در پایین آن تعبیه می‌شوند. این میلگردها آجدار و حداقل قطر آنها ۶ میلی‌متر خواهد بود.

۴) در صورتی که بار زنده‌ی سقف کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و طول دهانه‌ی مؤثر کمتر از ۴ متر باشد، نیازی به تعبیه کلاف میانی نیست. ولی اگر در این حالت، طول دهانه بیشتر از ۴ متر باشد، یک کلاف میانی در سقف تعبیه می‌شود. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی این کلاف، برابر نصف سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه‌ی تیرچه‌ها می‌باشد.

۵) در صورتی که بار زنده‌ی سقف بیشتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و طول دهانه مؤثر کمتر از ۴ متر باشد، یک کلاف میانی مورد نیاز است. در این حالت برای طول دهانه‌ی ۴ متر تا ۷ متر، دو کلاف میانی و برای دهانه‌ی بیش از ۷ متر، ۳ کلاف میانی اجرا می‌شوند. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی هر کلاف، برابر سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه تیرچه‌ها می‌باشد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

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 4 in. 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 30 in.

9.8.1.5 V_c shall be permitted to be taken as 1.1 times the value calculated in 22.5.

9.8.1.6 For structural integrity, at least one bottom bar in each joist shall be continuous and shall be anchored to develop f_y at the face of supports.

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.

9.8.1.8 One-way joist construction not satisfying the limitations of 9.8.1.1 through 9.8.1.4 shall be designed as slabs and beams.

9.8.2 *Joist systems with structural fillers*

9.8.2.1 If permanent burned clay or concrete tile fillers of material having a unit compressive strength at least equal to f_c' in the joists are used, 9.8.2.1.1 and 9.8.2.1.2 shall apply.

9.8.2.1.1 Slab thickness over fillers shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 1.5 in.

9.8.2.1.2 For calculation of shear and negative moment strength, it shall be permitted to include the vertical shells of fillers in contact with the ribs. Other portions of fillers shall not be included in strength calculations.

9.8.3 *Joist systems with other fillers*

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 2 in.

هرگونه کپی برداری از مطالب این

مثال: در یک سازه مسکونی ابعاد لازم برای سقف تیرچه بلوک را در یک دهانه ۶ متری تعیین نمایید. برای میلگردهای خمشی کششی از AIII استفاده شده است. (f'c=21 MPa)

۱- کنترل خیز: در طراحی فرض می کنیم که تیرچه ها به صورت ساده به تیرهای اطراف متصل شده اند.

$$t_{min} = \frac{600}{20} = 30\ cm$$

۲- محاسبه بار وارد بر واحد سطح سقف:

بار مرده:

۱) سرامیک	$0.01 \times 21 = 0.21\ kPa$
۲) ۳ سانتیمتر ملات ماسه سیمان	$0.03 \times 21 = 0.63\ kPa$
۳) ۱۳ فوم بتن	$0.13 \times 6 = 0.78\ kPa$
۴) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ وگچ وخاک	0.5 kPa
۵) وزن بلوک سفالی	1 kPa
۵) وزن بتن	$\frac{(0.25 \times 0.1 \times 2 + 0.05 \times 1)25}{1^2} = 2.5\ kPa$
جمع کل	5.65 kPa

بار زنده: $1\ kN/m^2$ (Partition) $+ 2kN/m^2 = 3\ kPa$

بار ضریب دار: $q_u = 1.2 \times 5.65 + 1.6 \times 3 = 11.58\ kPa$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳- کنترل ضخامت 5 cm بتن

$$M_u = \frac{11.58 \times 0.4^2}{12} = 0.154\ kN.m$$

$$M_n = 0.42\sqrt{21} \times \frac{1000 \times 50^2}{6} = 801950\ N.mm = 0.8\ kN.m$$

$$0.156 < 0.6 \times 0.8 \quad OK.$$

CHAPTER 14—PLAIN CONCRETE

14.5—Design strength

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:

$$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f'_c}\,S_m \qquad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0.85 f'_c S_m \qquad (14.5.2.1b)$$

where S_m is the corresponding elastic section modulus.

Table 21.2.1—Strength reduction factors ϕ

Action or structural element		ϕ	Exceptions
(a)	Moment, axial force, or combined moment and axial force	0.65 to 0.90 in accordance with 21.2.2	Near ends of pretensioned members where strands are not fully developed, ϕ shall be in accordance with 21.2.3.
(b)	Shear	0.75	Additional requirements are given in 21.2.4 for structures designed to resist earthquake effects.
(c)	Torsion	0.75	—
(d)	Bearing	0.65	—
(e)	Post-tensioned anchorage zones	0.85	—
(f)	Brackets and corbels	0.75	—
(g)	Struts, ties, nodal zones, and bearing areas designed in accordance with strut-and-tie method in Chapter 23	0.75	—
(h)	Components of connections of precast members controlled by yielding of steel elements in tension	0.90	—
(i)	Plain concrete elements	0.60	—
(j)	Anchors in concrete elements	0.45 to 0.75 in accordance with Chapter 17	—

۴- طراحی آرماتورهای کششی تیرچه

$$M_u = \frac{(0.5 \times q_u) \times 6^2}{8} = \frac{(0.5 \times 11.58) \times 6^2}{8} = 26\ kN.m$$

با فرض استفاده از دو عدد میلگرد $\varphi 14$:

$$d = 300 - 20 - 7 = 273\ mm$$

$$M_n = A_s F_y \left(273 - \frac{a}{2}\right) = A_s \times 400 \times \left(273 - \frac{\frac{A_s \times 400}{0.85 \times 21 \times 100}}{2}\right) = 29359143\ N.mm = 29.35\ kN.m$$

$$M_u < 0.9 \times M_n \quad OK.$$

۵- کنترل حداقل و حداکثر مقدار آرماتور

$$\rho = \frac{2 \times 3.14 \times 7^2}{273 \times 100} = 0.011 = 1.1\ \% > 0.35\ \%\ OK$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۶- آرماتور فوقانی:

طبق جدول، $\varphi 12$ انتخاب می شود.

۷- آرماتور افت حرارت:

$$1\varphi 6@\ 250mm \ \rightarrow \rho = \frac{28.26}{50 \times 250} = 0.00226 > 0.0018\ OK$$

۸- کلاف میانی

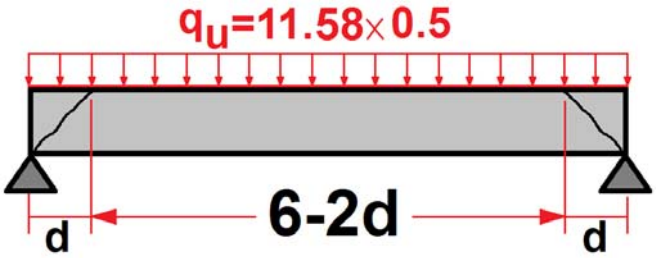
سطح مقطع آرماتورهای کلاف میانی باید حداقل برابر با نصف آرماتورهای کششی تیرچه باشد. با توجه به اینکه میلگردهای کششی دو عدد میلگرد $\varphi 14$ می باشند، می توان از دو عدد میلگرد $\varphi 10$ استفاده کرد.

۹- آرماتور منفی

مساحت لازم برای میلگرد منفی حداقل برابر 0.15 مساحت میلگردهای مثبت می باشد. بنابراین باید مساحت مقطع میلگرد منفی حداقل برابر

$0.46\ cm^2$ باشد. می توان از میلگرد $\varphi 10$ استفاده کرد.

۱۰- طراحی میلگردهای برشی



$$V_u = \frac{q_u \times 0.5 \times (L - 2 \times d)}{2} = \frac{1158 \times 0.5 \times (6 - 2 \times 0.273)}{2} = 15756\ N$$

$$\varphi V_c = 1.1 \times 0.75 \times 0.17\sqrt{21}(100 \times 273) = 17545\ N$$

$$\varphi V_s = 15756\ - 17545 < 0$$

آرماتور حداقل برشی باید استفاده شود. می توان از $\varphi 6$ با فواصل 150mm استفاده کرد:

$$A_v = 28.26\ mm^2$$

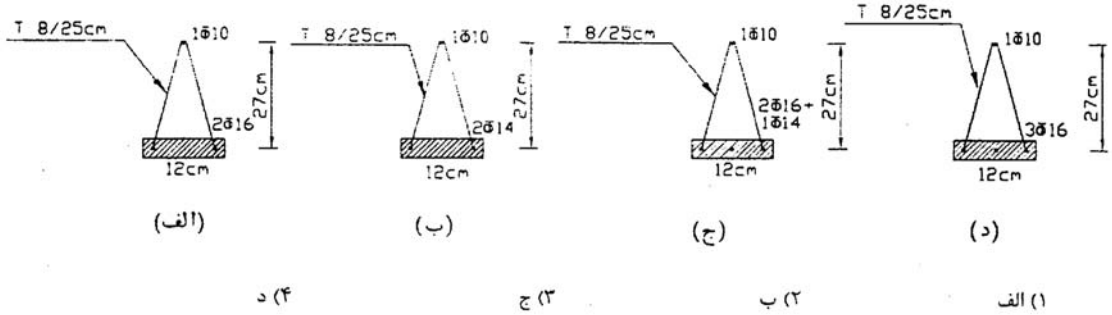
$$A_{v-min} = 0.35\frac{b_w}{F_y}s = 0.35\frac{100}{300}150 = 17.5\ mm^2$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۳- ۱۳۸۳

۴۱- برای پوشش سقف یک ساختمان بتنی از سیستم تیرچه و بلوک استفاده می‌شود. شدت بار مرده و زنده در حد سرویس به ترتیب ۶۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است. دهانه تیرچه‌ها ۶/۲۰ متر و فاصله مرکز تا مرکز آنها ۵۰ سانتیمتر است. ارتفاع بلوکها ۲۵ سانتیمتر و ضخامت دال روی آن ۵ سانتیمتر است بگویید کدام مقطع زیر برای تیرچه‌ها مناسبتر است:

$$f_c = 250kg/cm^2 \ , \ f_y = 3000kg/cm^2$$



۱) الف ۲) ب ۳) ج ۴) د

گزینه ۱ (الف)

تفاوت گزینه ها در میلگرد خمشی تیرچه ها می باشد، بنابراین باید مقاومت خمشی تیرچه ها کنترل شود:

$$q_u = 0.5(1.2q_D + 1.6q_L) = 0.5(1.2 \times 600 + 1.6 \times 200) = 520\frac{kg}{m} = 5.2\frac{kN}{m}$$

با فرض اینکه بازوی خمش حدودا Z=0.9d باشد، داریم:

$$M_u = \frac{(q_u) \times l^2}{8} = \frac{(5.2) \times 6^2}{8} = 23.4\ kN.m < \varphi A_s F_y Z = 0.9A_s \times 300 \times (0.9 \times 270) \quad \rightarrow \quad A_s = 357\ mm^2$$

$$2\varphi 16 = 400\ mm^2$$
$$2\varphi 14 = 307\ mm^2$$
$$2\varphi 16 + 1\varphi 14 = 553\ mm^2$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۸-۱- کنترل خیز تیرچه

۱۸-۱-۱- کنترل خیز تیرچه (بر اساس جدول)

۹-۱۱ تیرها

۹-۱۱-۱- گستره

۹-۱۱-۱-۱ ضوابط این فصل به طراحی تیرهای ساده، تیرهای مرکب بتنی، تیرچه‌های یک طرفه و تیرهای عمیق در حالت حدی نهایی مقاومت، اختصاص دارد.

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 افتادگی (خیز) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها بر قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند و افتادگی زیاد در آن‌ها خساراتی ایجاد نکند.

جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرفه	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تبصره: l در جدول طول آزاد دهانه‌ی تیر است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگا پاسکال می‌باشد. 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 $(0.4 + \frac{f_y}{700})$ ضرب شوند.

۹-۱۱-۲-۶-۵ در تیرهایی که حداقل ارتفاع ذکر شده در جدول ۹-۱۱-۱ را ندارند، افتادگی‌های آنی و دراز مدت باید مطابق ضوابط افتادگی ناشی از بارهای ثقلی در مرحله‌ی بهره برداری مطابق فصل ۹-۱۹ محاسبه و کنترل شوند.

با توجه به جدول فوق حداقل ارتفاع تیرچه ها باید برابر 36.26 cm باشد:

$$t_{min} = \frac{700}{16}\left(0.4 + \frac{300}{700}\right) = 36.26\ cm$$

ارتفاع کلی تیرچه ها برابر h=30 cm می باشد و بنابراین کافی نیست.

راه کار:

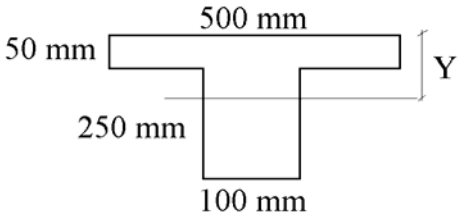
۱- کنترل خیر تیرچه با روش دقیق

۲- افزایش عمق تیرچه های بتنی

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱۸-۱-۲- کنترل خیز تیرچه (محاسبه دقیق)

۱- محاسبه لنگر ترک خوردگی (Mcr)

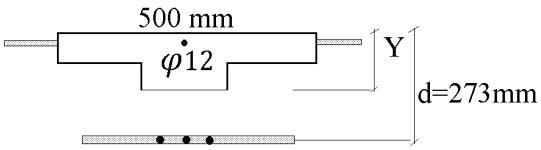


$$Y = \frac{500 \times 50 \times 25 + 250 \times 100 \times 175}{500 \times 50 + 250 \times 100} = 100\ mm$$

$$I_g = \frac{500 \times 50^3}{12} + 500 \times 50(75)^2 + \frac{100 \times 250^3}{12} + 100 \times 250(75)^2 = 416.66 \times 10^6\ mm^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.62\sqrt{20} \times 416.66 \times 10^6}{200} = 5.776\ kN.m$$

۲- محاسبه ممان اینرسی ترک خورده مقطع (Icr)



$2\varphi 16 + \varphi 12$

$$n = \frac{2 \times 10^5}{4700\sqrt{20}} = 9.515$$

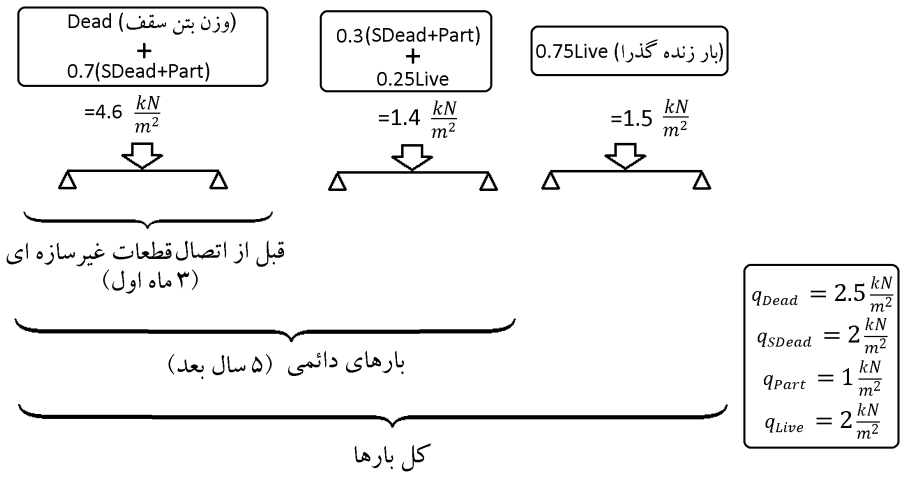
$$nA_s = 9.515 \times \left(2 \times \varphi 16 + 1 \times \varphi 12\right) = 4902.3\ mm^2$$

$$(n-1)A'_s = 8.515 \times \left(\varphi 12 + \varphi 8\right) = 1391.06\ mm^2$$

$$Y = 63\ mm$$

$$I_{cr} = \frac{400 \times 50^3}{12} + (50 \times 400) \times (Y - 25)^2 + \frac{100 \times Y^3}{3} + nA_s(d - Y)^2 + (n-1)A'_s(Y - d')^2 = 257 \times 10^6\ mm^4$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.



۳- محاسبه مقدار بار وارد بر تیرچه در طول زمان

ورزن بتن تیرچه ها (Dead):

وزن مرده تیرچه ها جزء بارهایی است که قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای انجام می شود.

وزن مرده مربوط به کف سازی (SDead):

در سه ماهه اول معمولا سفید کاری انجام نمی شود و قطعات غیر سازه ای نصب نمی شود. قسمتی از کف سازی ممکن است قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای انجام شود و قسمتی دیگر پس از اتصال قطعات غیر سازه ای انجام شود. این درصد بسته به نوع سازه و بر اساس قضاوت مهندسی انتخاب می شود.

وزن مرده مربوط به تیغه بندی (Partition):

طبق پیش نویس مبحث ششم، بار تیغه بندی جزء بارهای مرده محسوب می شود. همانند بار مربوط به کفسازی، درصدی از وزن مربوط به تیغه ها ممکن است قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای باشد.

در این مثال فرض می شود ۷۰ درصد کل بار مرده کف سازی و تیغه بندی قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای و در سه ماهه اول اعمال میشود و ۳۰ درصد باقیمانده پس از اتصال قطعات غیر سازه ای اعمال میشود.

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 مورد در نظر گرفته شود.

اگر بخواهیم در جهت اطمینان عمل کنیم، می توانیم فرض کنیم ۱۰۰ درصد بار مرده کف سازی و تیغه بندی پس از اتصال قطعات غیرسازه ای اعمال می شود.

بار زنده:

تمامی بار زنده پس از اتصال قطعات غیر سازه ای اعمال میشود. قسمتی از بارهای زنده حالت دائمی دارند و ایجاد خزش می کنند. درصد دائمی بار زنده بر اساس کاربری سازه و قضاوت مهندسی تعیین می شود. در این مثال فرض می شود ۲۵ درصد بارهای زنده دائمی هستند.

با تعاریف فوق داریم:

بار وارد بر تیرچه قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای و در سه ماهه اول:

$$Dead + 0.7 \times (SDead + Part) = 2.5 + 0.7(2 + 1) = 4.6\frac{kN}{m^2}$$

بار "دائمی" وارد بر تیرچه پس از اتصال قطعات غیر سازه ای :

$$0.3 \times (SDead + Part) + 0.25\ Live = 0.3 \times (2 + 1) + 0.25 \times 2 = 1.4\frac{kN}{m^2}$$

بار "غیر دائمی" وارد بر تیرچه:

$$0.75Live = 0.75 \times 2 = 1.5\frac{kN}{m^2}$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴- محاسبه ممان اینرسی موثر (Ie)

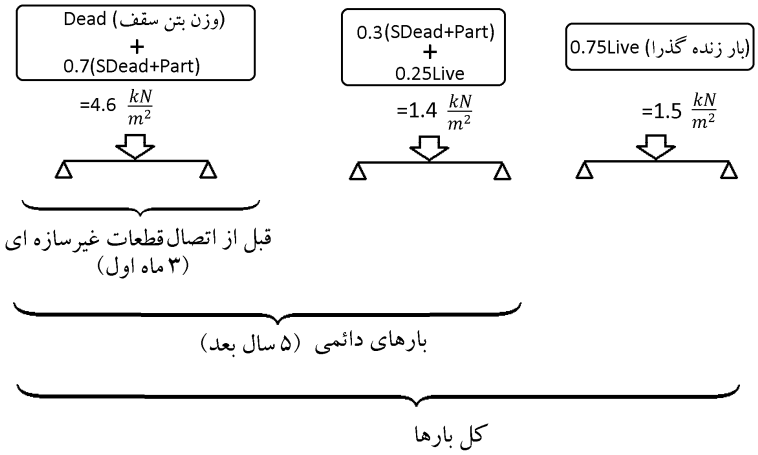
بسته به میزان لنگر وارد بر تیر، ممان اینرسی موثر تیر نیز تغییر می کند. بنابراین در هر مرحله که بارها افزایش می یابند، ممان اینرسی نیز کاهش می یابد.

طبق ACI در هر مرحله از بارگذاری می توان لنگر سرویس (Ma) و مقدار ممان اینرسی مربوطه (Icr) را محاسبه کرد:

24.2.3.5 For nonprestressed members, effective moment of inertia, I_e, shall be calculated by Eq. (24.2.3.5a) unless obtained by a more comprehensive analysis, but I_e shall not be greater than I_g.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1-\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (24.2.3.5a)$$

M_a = maximum moment in member due to service loads at stage deflection is calculated, N-mm



ممان اینرسی موثر تحت اثر بار مرده وزن تیرچه و قسمتی از وزن کف سازی (۳ ماه اول و قبل از اتصال قطعات غیرسازه ای):

$$\left.\begin{array}{c} M_a = M_{D+0.7SD+0.7Part} = \dfrac{0.5qL^2}{8} \\ = \dfrac{0.5\times(4.6)\times 7^2}{8} = 14.09\ kN.m \\ M_{cr} = 5.776\ kN.m \\ I_g = 416.66\times 10^6 \\ I_{cr} = 257\times 10^6 \end{array}\right\} I_{e-D+0.7SD+0.7Part} = \left(\frac{5.776}{14.09}\right)^3 \times 416.66 + \left[1-\left(\frac{5.776}{14.09}\right)^3\right]257 = \\ = 268\times 10^6\ mm^4$$

ممان اینرسی موثر تحت اثر بارهای مرده (D+SD+Partition):

$$\left.\begin{array}{c} M_a = M_{\mathrm{D+SD+Partition}} = \\ = \dfrac{0.5\times(3.5+2)\times 7^2}{8} \\ = 16.84\ kN.m \\ M_{cr} = 5.776\ kN.m \\ I_g = 416.66\times 10^6 \\ I_{cr} = 257\times 10^6 \end{array}\right\} I_{e-\mathrm{D+SD+Part}} = \left(\frac{5.776}{16.84}\right)^3 \times 416.66 + \left[1-\left(\frac{5.776}{16.84}\right)^3\right]257 = \\ = 263.4\times 10^6\ mm^4$$

ممان اینرسی موثر تحت اثر بارهای دائمی (D+SD+Partition+0.25L):

$$\left.\begin{array}{c} M_a = M_{\mathrm{D+SD+Partition+0.25L}} = \\ = \dfrac{0.5\times(4.6+1.6)\times 7^2}{8} \\ = 18.375\ kN.m \\ M_{cr} = 5.776\ kN.m \\ I_g = 416.66\times 10^6 \\ I_{cr} = 257\times 10^6 \end{array}\right\} I_{e-\mathrm{D+SD+Part+0.25L}} = \left(\frac{5.776}{18.375}\right)^3 \times 416.66 + \left[1-\left(\frac{5.776}{18.375}\right)^3\right]257 = \\ = 262\times 10^6\ mm^4$$

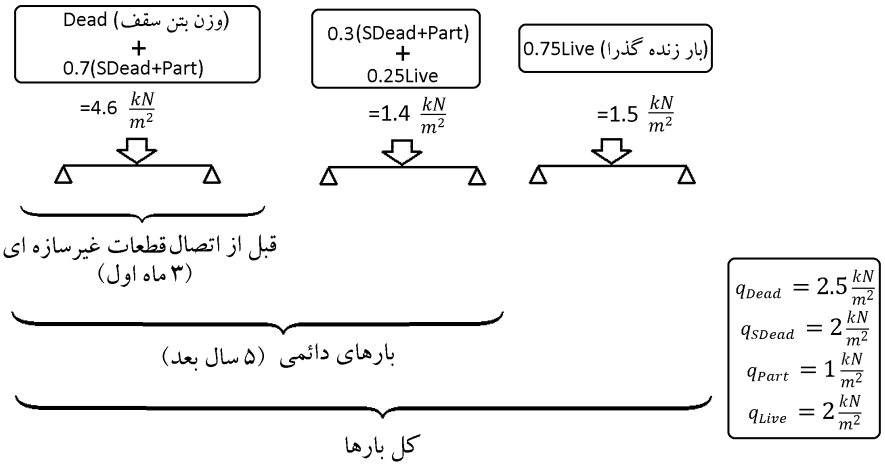
ممان اینرسی موثر تحت اثر کل بارها (Total=D+SD+Partition+L):

$$\left.\begin{array}{c} M_a = M_{\mathrm{D+SD+Partition+L}} = \\ = \dfrac{0.5\times(4.6+1.4+1.5)\times 7^2}{8} \\ = 22.96\ kN.m \\ M_{cr} = 5.776\ kN.m \\ I_g = 416.66\times 10^6 \\ I_{cr} = 257\times 10^6 \end{array}\right\} I_{e-\mathrm{D+SD+Partition+L}} = \left(\frac{5.776}{22.96}\right)^3 \times 416.66 + \left[1-\left(\frac{5.776}{22.96}\right)^3\right]257 = \\ = 260\times 10^6\ mm^4$$

* در روابط فوق ضریب 0.5 مربوط به فواصل تیرچه ها میباشد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵- محاسبه تغییر شکلهای **آنی**:



بارهای مرده، قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای (۳ ماه اول):

$$\left.\begin{array}{c} I_{e-D+0.7SD+0.7Part} = 268\times10^6\ mm^4 \\ q_{D+0.7SD+0.7Part} = 0.5\times(4.6) = 2.3\ kN.m \\ E_c = 4700\sqrt{20} = 21019\ MPa \\ L = 7m \end{array}\right\} \quad \Delta_{D+0.7SD+0.7Part} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI_e} = 12.75\ mm$$

کل بارهای مرده همراه با بار تیغه بندی (D+SD+Part):

$$\left.\begin{array}{c} I_{e-\mathrm{D+SD+\ Partition}} = 263.4\times10^6\ mm^4 \\ q_{\mathrm{D+SD+\ Partition}} = 0.5(3.5+2) = 2.75\ kN.m \\ E_c = 4700\sqrt{20} = 21019\ MPa \\ L = 7m \end{array}\right\} \quad \Delta_{D+SD+\mathrm{Partition}} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI_e} = 15.52\ mm$$

بارهای دائمی (D+SD+ Partition+0.25L):

$$\left.\begin{array}{c} I_{D+SD+\ Partition+0.25L} = 262\times10^6\ mm^4 \\ q_{D+SD+\ Partition+0.25L} = 0.5\times(3.5+2.5) = 3\ kN.m \\ E_c = 4700\sqrt{20} = 21019\ MPa \\ L = 7m \end{array}\right\} \quad \Delta_{D+\ SD+Partition+0.25L} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI_e} = 17\ mm$$

کل بارها (D+SD +Partition+L):

$$\left.\begin{array}{c} I_{e-\mathrm{D+SD+Partition+L}} = 260\times10^6\ mm^4 \\ q_{\mathrm{D+SD+Partition+L}} = 0.5\times(3.5+2.5+1.5) = 3.75\ kN.m \\ E_c = 4700\sqrt{20} = 21019\ MPa \\ L = 7m \end{array}\right\} \quad \Delta_{\mathrm{D+SD+Partition+L}} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI_e} = 21.45\ mm$$

تغییر شکل آنی تحت اثر بار زنده (Live):

$$\Delta_L = \Delta_{\mathrm{D+SD+Partition+L}} - \Delta_{D+SD+\mathrm{Partition}} = 21.45 - 15.52 = 5.93\ mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۶- محاسبه تغییر شکل بلند مدت (Creep):

24.2.4 *Calculation of time-dependent deflections*

24.2.4.1 *Nonprestressed members*

24.2.4.1.1 Unless obtained from a more comprehensive analysis, additional time-dependent deflection resulting from creep and shrinkage of flexural members shall be calculated as the product of the immediate deflection caused by sustained load and the factor λ_Δ

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \qquad (24.2.4.1.1)$$

24.2.4.1.2 In Eq. (24.2.4.1.1), ρ' shall be calculated at midspan for simple and continuous spans, and at the support for cantilevers.

24.2.4.1.3 In Eq. (24.2.4.1.1), values of the time-dependent factor for sustained loads, ξ, shall be in accordance with Table 24.2.4.1.3.

Table 24.2.4.1.3—Time-dependent factor for sustained loads

Sustained load duration, months	Time-dependent factor ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 or more	2.0

تبصره ۱	$\frac{l_e}{۴۸۰}$	آن قسمت از تغییر شکل که بعد از اتصال قطعات غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه افتادگی دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییرشکل آنی ناشی از بارهای زنده است.	۳- بام‌ها یا کف‌هایی‌که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییرشکل زیاد ممکن است آسیبی در این قطعات ایجاد کند.
تبصره ۲ و تبصره ۳	$\frac{l_e}{۲۴۰}$		۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر شکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.

$$\left(\Delta_{\text{creep}-5\text{year}} - \Delta_{\text{creep}-3\text{month}}\right) + \Delta_{\text{L}}$$

تبصره۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به قطعات غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره۲- تغییرشکل نباید از حد رواداری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند. در صورتی‌که در قطعه خیز ایجاد شده باشد، حد محدودیت مشخص شده در مورد تفاضل تغییر شکل و خیز اعمال می‌گردد.

تبصره۳- اضافه تغییر شکل دراز مدت براساس ضابطه ۹-۱۷-۲-۴-۳ محاسبه می‌شود ولی می‌توان اضافه تغییر شکل درازمدت را که قبل از اتصال قطعات غیرسازه‌ای در عضو ایجاد شده محاسبه نمود و از کل مقدار اضافه تغییرشکل درازمدت کاست. در محاسبات تغییرشکل مورد نظر مقدار باقیمانده دخالت داده می‌شود.

میلگرد فوقانی تیرچه $\varphi 12$ می باشد. همراه با میگرد فوقانی، در قسمت بال فشاری، میلگرد افت و حرارت نیز $\varphi 8$ فرض شده است:

$$\left.\begin{array}{l}\rho' = \dfrac{\varphi 12 + \varphi 8}{bd} = \dfrac{3.14\times 6^2 + 3.14\times 4^2}{500\times 273} = 0.0012 \\ \xi = 2\end{array}\right\} \lambda_{5-year} = \frac{2}{1+50\rho'} = 1.886$$

$$\left.\begin{array}{l}\rho' = \dfrac{\varphi 12 + \varphi 8}{bd} = \dfrac{3.14\times 6^2 + 3.14\times 4^2}{500\times 273} = 0.0012 \\ \xi = 1\end{array}\right\} \lambda_{3-month} = \frac{1}{1+50\rho'} = 0.94$$

$$\Delta_{\text{creep}-5\text{year}} = (\lambda_{5\text{year}})(\Delta_{\text{D+SD+ Partition+0.25L}}) = 1.886\times 17 = 32\ \text{mm}$$

$$\Delta_{\text{creep}-3\text{month}} = (\lambda_{3month})(\Delta_{\text{D+0.7SD+0.7 Part}}) = 0.94\times 12.75 = 11.86\ mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۷- کنترل تغییر شکل

$$\Delta_{\text{بار زنده+اضافه افتادگی درازمدت}} = \Delta_{\text{خزش}} + \Delta_{\text{مرده پس از اتصال غیر سازه ای}} + \Delta_{\text{زنده}}$$

$$= \left(\Delta_{\text{creep-5year}} - \Delta_{\text{creep-3month}}\right) + \left(\Delta_{D+SD+\text{Partition}} - \Delta_{\text{D+0.7SD+0.7 Part}}\right) + \left(\Delta_{\text{D+SD+Partition+L}} - \Delta_{D+SD+\text{Partition}}\right)$$

$$\Delta_{\text{بار زنده+اضافه افتادگی درازمدت}} = (32 - 11.86) + (15.52 - 12.75) + (21.45 - 15.52) = 28.84\ mm$$

$$28.84\ mm < \left(\frac{L}{240} = \frac{7000}{240} = 29.16\ mm\right)\ \ OK$$

$$\Delta_L = (21.45 - 15.52) = 5.93 < \left(\frac{L}{360} = \frac{7000}{360} = 19.4\ mm\right)\ \ OK$$

۹-۱۹-۲-۴ محدودیت تغییر مکان در تیرها و دال‌ها

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۲ تجاوز کنند.

جدول **۹-۱۹-۲** محدودیت تغییر مکان در تیرها و دال‌ها

انواع عضو	تغییر مکان موردنظر	حدتغییرمکان	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به اعضای غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آن‌ها را نگهداری نمی‌کنند لذا 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 غیرسازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند و تغییرمکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیرسازه ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییرمکان درازمدت ناشی از بارهای دائمی و تغییرمکان آنی ناشی از بارهای زنده است.	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیرسازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.		$\frac{l}{240}$	تبصره ۲ و ۳

تبصره ۱- درصورتی‌که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد رواداری قطعات غیرسازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییرمکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییرمکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازه ای ایجاد شده است، نمی‌شود. اضافه تغییرمکان مورد نظر تفاضل ایندو، قبل و بعد از اتصال این اعضاء، می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۲ کافی تلقی می‌شود.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

CHAPTER 6—STRUCTURAL ANALYSIS

6.5—Simplified method of analysis for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

6.5.1 It shall be permitted to calculate M_u and V_u due to gravity loads in accordance with this section for continuous beams and one-way slabs satisfying (a) through (e):

(a) Members are prismatic
(b) Loads are uniformly distributed
(c) $L \le 3D$
(d) There are at least two spans
(e) The longer of two adjacent spans does not exceed the shorter by more than 20 percent

6.5.4 V_u due to gravity loads shall be calculated in accordance with Table 6.5.4.

Table 6.5.4—Approximate shears for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

Location	V_u
Exterior face of first interior support	$1.15w_u\ell_n/2$
Face of all other supports	$w_u\ell_n/2$

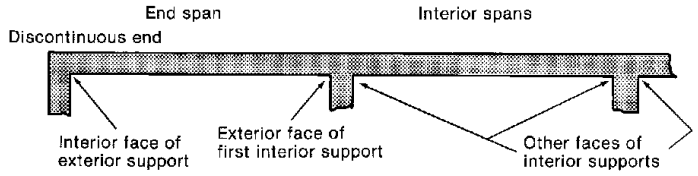
6.5.2 M_u due to gravity loads shall be calculated in accordance with Table 6.5.2.

Table 6.5.2—Approximate moments for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

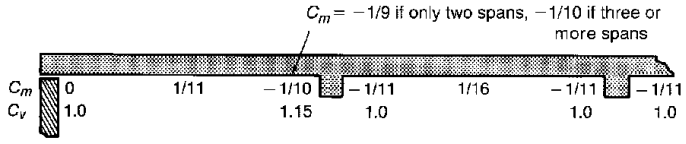
Moment	Location	Condition	M_u
Positive	End span	Discontinuous end integral with support	$w_u\ell_n^2/14$
		Discontinuous end unrestrained	$w_u\ell_n^2/11$
	Interior spans	All	$w_u\ell_n^2/16$
Negative[1]	Interior face of exterior support	Member built integrally with supporting spandrel beam	$w_u\ell_n^2/24$
		Member built integrally with supporting column	$w_u\ell_n^2/16$
	Exterior face of first interior support	Two spans	$w_u\ell_n^2/9$
		More than two spans	$w_u\ell_n^2/10$
	Face of other supports	All	$w_u\ell_n^2/11$
	Face of all supports satisfying (a) or (b)	(a) slabs with spans not exceeding 10 ft (b) beams where ratio of sum of column stiffnesses to beam stiffness exceeds 8 at each end of span	$w_u\ell_n^2/12$

[1]To calculate negative moments, ℓ_n shall be the average of the adjacent clear span lengths.

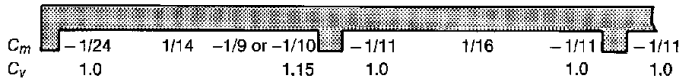
6.5.3 Moments calculated in accordance with 6.5.2 shall not be redistributed.



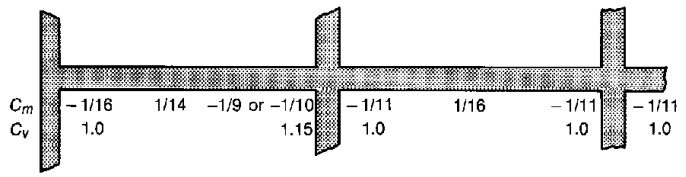
(a) Terminology.



(b) Moment and shear coefficients—Discontinuous end unrestrained.



(c) Moment and shear coefficients—Discontinuous end integral with support where support is a spandrel girder.



(d) Moment and shear coefficients—Discontinuous end integral with support where support is a column.

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۹ – ۱۵ – ۴ آرماتورگذاری در دال‌ها

۹ – ۱۵ – ۴ – ۱ ضوابط کلی آرماتورگذاری

۹ – ۱۵ – ۴ – ۱ – ۱ مقادیر آرماتورهای لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد بر مبنای لنگرهای خمشی وارد بر آن مقاطع محاسبه می‌شوند. مقادیر آرماتورهای به‌کار رفته در ناحیه کششی دال‌ها در هر صورت نباید کمتر از مقادیر نظیر حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹ – ۱۵ – ۴ – ۱ – ۲ در نظر گرفته شوند. در دال‌های یکطرفه که آرماتورهای خمشی صرفا در یک جهت قرار می‌گیرند باید حداقل میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹ – ۱۵ – ۴ – ۱ – ۲ در جهت دیگر قرار داده شوند.

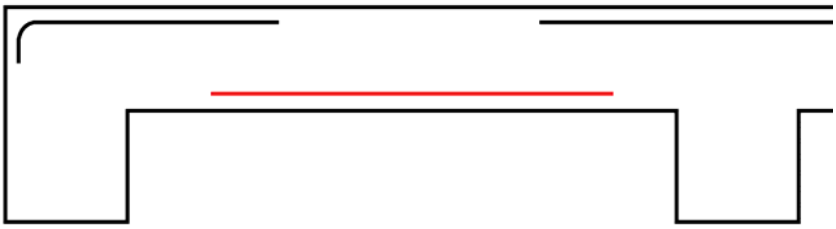
۹ – ۱۵ – ۴ – ۱ – ۲ نسبت سطح مقطع میلگرد های حرارت و جمع‌شدگی به‌کل سطح مقطع بتن برای دال هایی‌به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلی‌متر نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

- برای میلگردهای S۲۴۰ ، S۳۴۰ ۰/۰۰۲
- برای میلگردهای S۴۰۰ ۰/۰۰۱۸
- برای میلگردهای S۵۰۰ ۰/۰۰۱۵

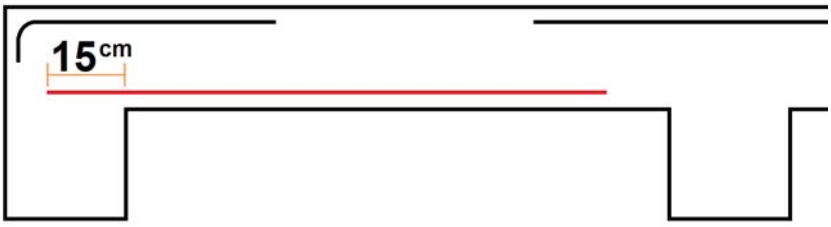
۹ – ۱۵ – ۴ – ۱ – ۳ فاصله میلگردهای خمشی‌در دال‌ها، جز در دال‌های مشبک، نباید از دو برابر ضخامت دال و نه از ۳۵۰ میلی‌متر تجاوز کند. در دال‌های مشبک، حداقل آرماتورگذاری در ناحیه‌ای از دال که روی حفره‌ها قرار دارد بر طبق بند ۹ – ۱۵ – ۴ – ۱ – ۲ تعیین می‌شوند. در مورد دال‌های در معرض شرایط محیطی شدید فاصله میلگردها به دو برابر ضخامت و ۲۵۰ میلی‌متر و برای شرایط محیطی‌خیلی شدید و فوق‌العاده شدید به ۱/۵ برابر ضخامت و ۲۰۰ میلی‌متر محدود می‌شود.

۹ – ۱۵ – ۴ – ۱ – ۴ میلگردهای خمشی مثبت عمود بر بعد ناپیوسته دال باید تا لبه دال ادامه یابند و به‌علاوه، به‌طولی‌حداقل معادل ۱۵۰ میلی‌متر به‌طور مستقیم، با قلاب یا بدون آن، در تیر پیشانی یا دیوار یا ستون داخل شوند.

توضیح بند ۹-۱۵-۴-۱-۴:



آیین نامه حالت فوق را نمی پذیرد.



حالت فوق مورد پذیرش آیین نامه است.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال:

دال یک طرفه با سه دهانه با طول 5.4m متر را طراحی نمایید. بار مرده سقف برابر $9\ kN/m^2$ و بار زنده با احتساب وزن تیغه ها برابر $6\ kN/m^2$ می باشد. عرض تیرهای تکیه گاهی برابر 500 mm می باشد.

بار ضریب دار:

$$q_u = Max[\ \ 1.2 \times 9 + 1.6 \times 6\ ,\ \ \ 1.4 \times 9\ ] = 20.4\ kPa$$

۱- تعیین ضخامت دال

۱-۱- کنترل خیز دال:

ضخامت بر اساس برای دهانه انتهایی تعیین می شود:

$$\frac{5400}{24} = 225\ mm$$

۱-۲- کنترل برش در دال

با فرض استفاده از میلگرد $\varphi 14$ برای دال:

$$d = 225 - 27 = 198\ mm$$

$$\left.\begin{aligned} \mathrm{V_u} &= \frac{1.15 \times 20.4 \times (5.4 - 0.5 - 2 \times 0.198\ )}{2} = 52.83\ kN \\ \varphi \mathrm{V_c} &= 0.75 \times 0.17\sqrt{25} \times (1000 \times 198\ ) = 126.22\ kN \end{aligned}\right\}$$

ضخامت دال برابر h=225 mm مناسب بوده و به آرماتور برشی نیاز ندارد.

۲- محاسبه میلگردهای خمشی منفی در تکیه گاه خارجی:

$$\left.\begin{aligned} M^{-}_{u-ext} &= \frac{20.4 \times (5.4 - 0.5)^2}{24} = 20.4\ \mathrm{kN.m} \\ \varphi M_n &= 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198) \end{aligned}\right\} \rightarrow A_s = 318\ mm^2$$

$$A_{s-min} = 0.002 \times 225 \times 1000 = 450\ mm^2$$

می توان از $\varphi 12@25$ استفاده کرد. در این صورت مقدار As در یک متر عرض دال برابر $452\ mm^2$ خواهد بود که بیشتر از مقدار حداقل است.

۳- محاسبه میلگردهای خمشی منفی در اولین تکیه گاه داخلی:

$$\left.\begin{aligned} M^{-}_{u-1st-int} &= \frac{20.4 \times 4.9^2}{10} = 48.98\ \mathrm{kN.m} \\ \varphi M_n &= 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198) \end{aligned}\right\} \rightarrow A_s = 763.5\ mm^2$$

با فرض استفاده از $\varphi 14@20$ مقدار As در یک متر دال $769.3\ \mathrm{mm^2}$ خواهد بود:

$$\varphi M_n = 0.9 \times 769.3 \times 400 \times \left(198 - \frac{769.3 \times 400}{2 \times 1000 \times 0.85 \times 25}\right) = 52.83\ kN.m$$

قابل قبول است.

۴- محاسبه میلگردهای خمشی منفی در تکیه گاه داخلی دهانه میانی:

$$\left.\begin{aligned} M^{-}_{u-2st-int} &= \frac{20.4 \times 4.9^2}{11} = 44.53\ \mathrm{kN.m} \\ \varphi M_n &= 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198) \end{aligned}\right\} \rightarrow A_s = 694\ mm^2$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

با فرض استفاده از $\varphi 14@20$ مقدار As در یک متر دال $769.3\ mm^2$ خواهد بود:

$$\varphi M_n = 0.9 \times 769.3 \times 400 \times \left(198 - \frac{769.3 \times 400}{2 \times 1000 \times 0.85 \times 25}\right) = 52.83\ kN.m$$

قابل قبول است.

۵- محاسبه میلگردهای خمشی مثبت در اولین دهانه:

$$\left.\begin{aligned} M^{+}_{u-1st} &= \frac{20.4 \times 4.9^2}{14} = 34.98\ \text{kN.m} \\ \varphi M_n &= 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198) \end{aligned}\right\} \rightarrow A_s = 545\ mm^2$$

با فرض استفاده از $\varphi 12@20$ مقدار As در یک متر دال $565.2\ mm^2$ خواهد بود:

$$\varphi M_n = 0.9 \times 565.2 \times 400 \times \left(198 - \frac{565.2 \times 400}{2 \times 1000 \times 0.85 \times 25}\right) = 39.2\ kN.m$$

قابل قبول است.

۶- محاسبه میلگردهای خمشی مثبت در دهانه میانی:

$$\left.\begin{aligned} M^{+}_{u-1st} &= \frac{20.4 \times 4.9^2}{16} = 30.61\ \text{kN.m} \\ \varphi M_n &= 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198) \end{aligned}\right\} \rightarrow A_s = 477\ mm^2$$

با فرض استفاده از $\varphi 12@25$ مقدار As در یک متر دال $452\ mm^2$ خواهد بود:

$$\varphi M_n = 0.9 \times 452 \times 400 \times \left(198 - \frac{452 \times 400}{2 \times 1000 \times 0.85 \times 25}\right) = 31.55\ kN.m$$

قابل قبول است.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

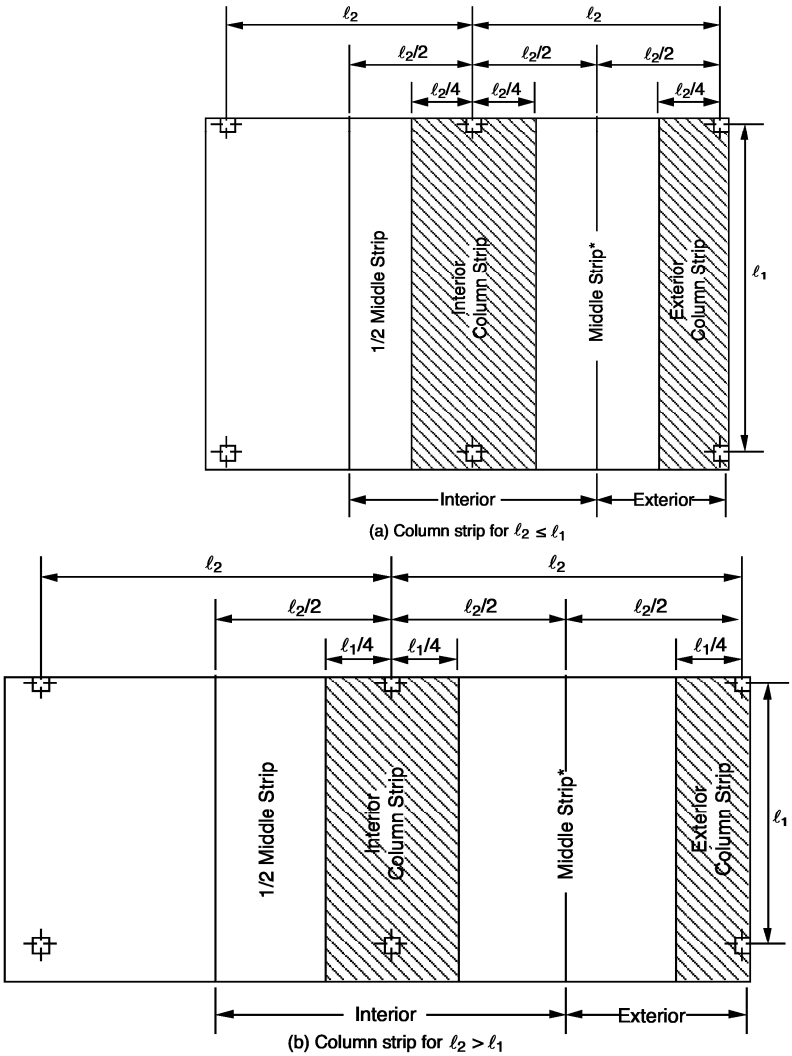
www.hoseinzadeh.net

۲۰-دالهای دو طرفه

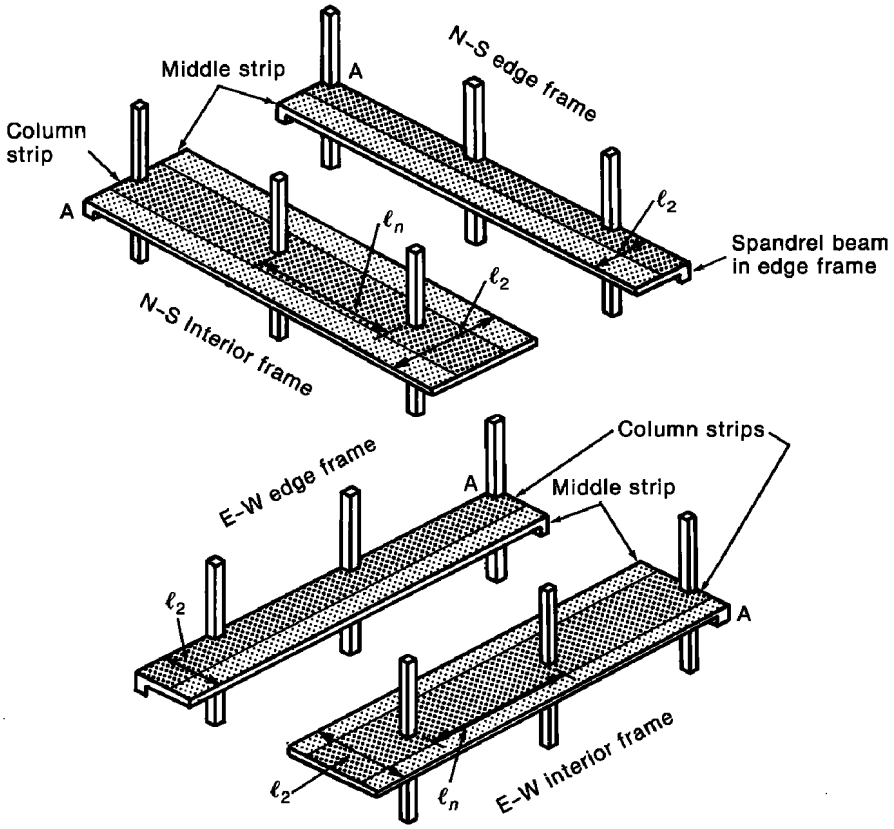
تحلیل } تعیین برش و لنگر در دال : روش مستقیم OR روش قاب معادل

طراحی } تعیین ضخامت بر اساس خیز و برش ؛ تعیین آرماتورهای خمشی

۲۰-۱- روش آنالیز مستقیم



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۹- ۱۸-۲ تعاریف

۹-۱۸-۲-۱ سیستم دال

به مجموعه‌ای از قطعات صفحه‌ای با یا بدون تیر گفته می‌شود که تحت اثر بارهای عمود بر صفحه خود قرار می‌گیرند. سیستم‌های معمول دال‌ها عبارتند از تیر- دال، دال تخت، دال قارچی و دال مشبک.

۹-۱۸-۲-۲ نوار پوششی

به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌های واقع در یک ردیف در پلان قرار می‌گیرد و به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود شود.

۹-۱۸-۲-۳ نوار ستونی

به قسمتی از نوار پوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با $0/25l_1$ و یا $0/25l_2$ هرکدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستون‌ها در صورت وجود، نیز می‌شود.

۹-۱۸-۲-۴ نوار میانی

نواری از سیستم دال است که در حد فاصل دو نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۹-۱۸-۲-۵ نوار کناری

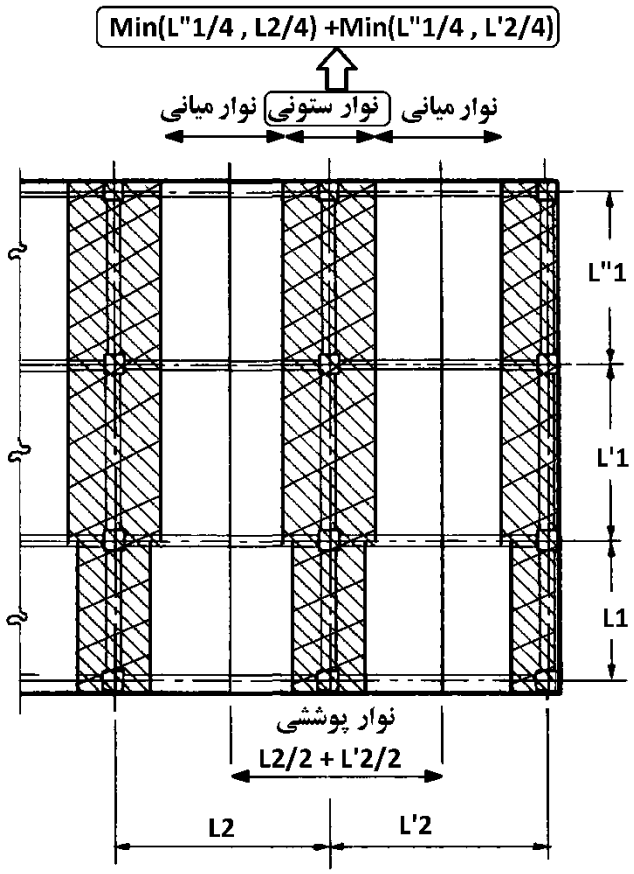
در سیستم (تیر، دال) نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.

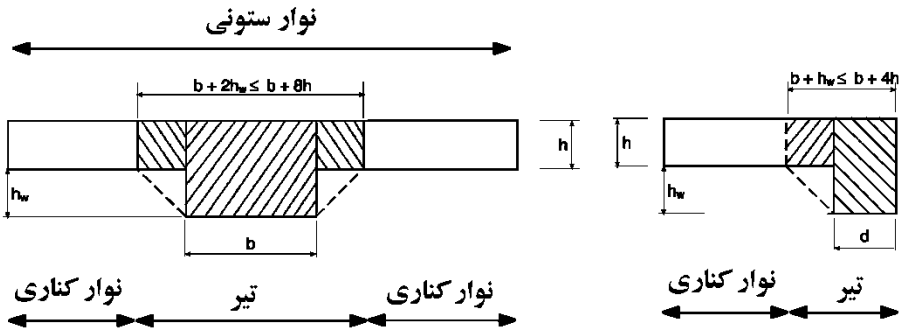
۹-۱۸-۲-۶ تیر در سیستم (تیر، دال)

تیر در دال‌ها شامل جان تیر و قسمتی از دال است که در هر سمت تیر دارای عرضی برابر با تصویر مایل ۴۵ درجه آن قسمت از جان تیر باشد که در زیر یا در روی دال، هر کدام ارتفاع بیشتری دارد، قرار می‌گیرد مشروط بر آنکه این عرض در هر سمت جان بزرگتر از چهار برابر ضخامت دال نباشد.

۹-۱۸-۲-۷ چشمه دال

قسمتی از سیستم دال است که به محورهای ستون‌ها، تیرها، یا دیوارهای تکیه‌گاهی محدود می‌شود.

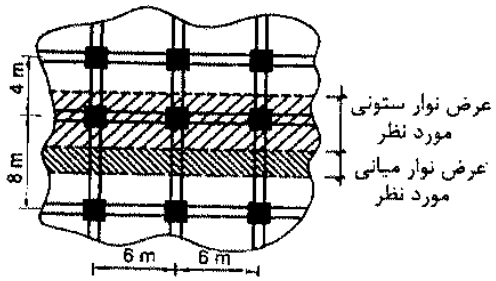




هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۵

۳۳- شکل روبرو پلان قسمتی از یک سقف با سیستم دال دوطرفه را نشان می‌دهد. برای تحلیل و طراحی این دال عرض نوار میانی و نوار ستونی نشان داده شده در شکل به ترتیب چقدر باید در نظر گرفته شود؟



۱) 3 متر و 2 متر
۲) 4 متر و 2 متر
۳) 5 متر و 2.5 متر
۴) 6 متر و 3 متر

گزینه ۳

عرض نوار ستونی:

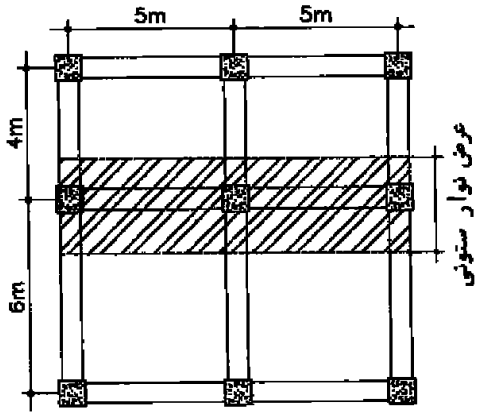
$$Min\left(\frac{6}{4},\frac{8}{4}\right)+Min\left(\frac{6}{4},\frac{4}{4}\right)=1.5+1=2.5m$$

عرض نوار میانی:

$$8-2\times Min\left(\frac{6}{4},\frac{8}{4}\right)=8-3=5m$$

تمرین: محاسبات ۸۷

۴۷- در دال دوطرفه زیر که قسمتی از دال های یک کف است، برای محاسبه آرماتورهای موردنیاز در نوار ستونی نشان داده شده در شکل، عرض نوار ستونی کدامیک از مقادیر زیر باید درنظر گرفته شود؟



۱) 5 متر
۲) 3 متر
۳) 2.5 متر
۴) 2 متر

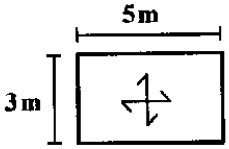
گزینه ؟

$$Min\left(\frac{5}{4},\frac{6}{4}\right)+Min\left(\frac{5}{4},\frac{4}{4}\right)=1.25+1=2.25\ m$$

محاسبات-۹۱

۲۷- دال دو طرفه‌ی زیر در چهار طرف دارای تکیه‌گاه ساده می‌باشد. اگر W_a و W_b به ترتیب سهم بار، در امتداد کوتاه و بلند از کل بار W باشند، $\frac{W_a}{W_b}$ کدام است؟

ضخامت دال = ۲۰ cm و f_y = ۴۰۰ Mpa و f_c' = ۲۵ MPa

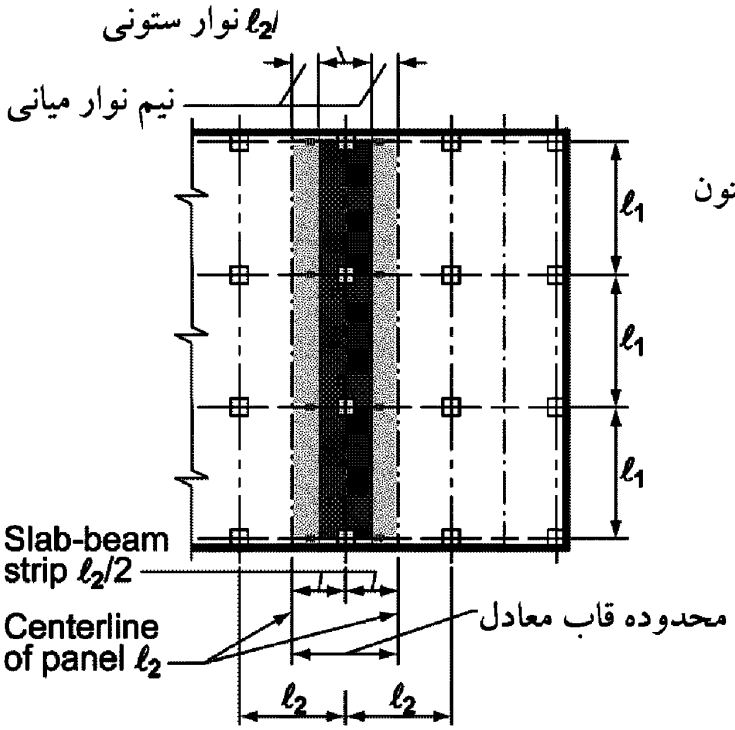


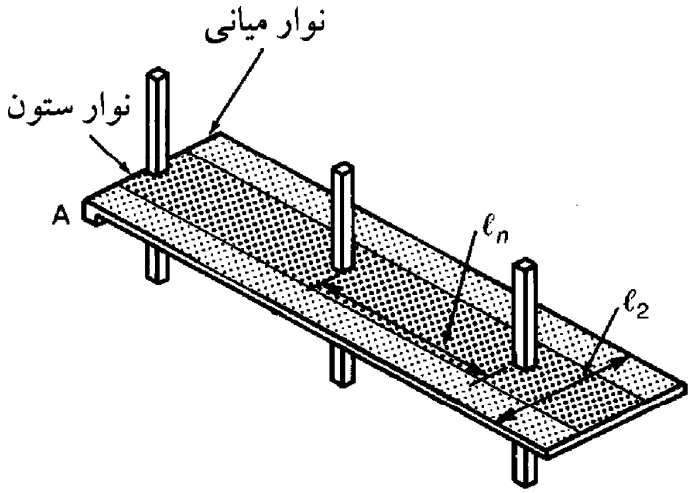
۱) ۲/۷۲
۲) ۲/۷۷
۳) ۷/۲۷
۴) ۷/۷۲

$$\frac{Wa}{Wb}=\left(\frac{5}{3}\right)^4=7.72$$

مثال:

Column	45x45	cm
Internal-Beam	35x50	cm
External-Beam	35x70	cm
L2	670	cm
L1	530	cm
Fy	400	Mpa
q-Dead	400	kg/m^2
q-Live	500	kg/m^2
qu=1.2*D+1.6L	1280	kg/m^2



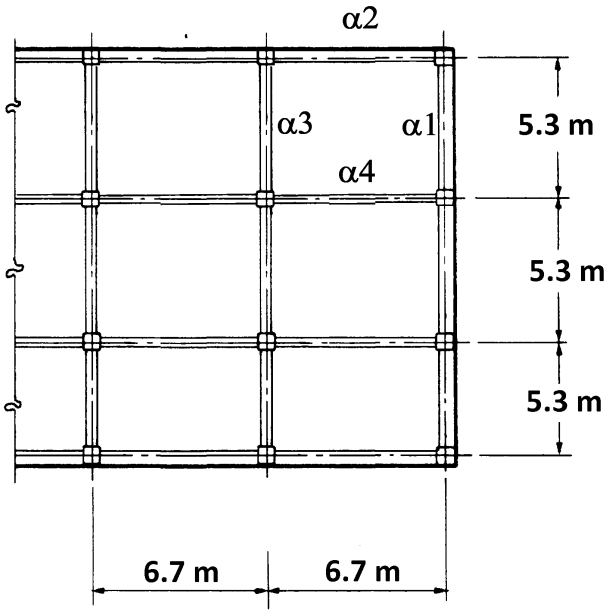


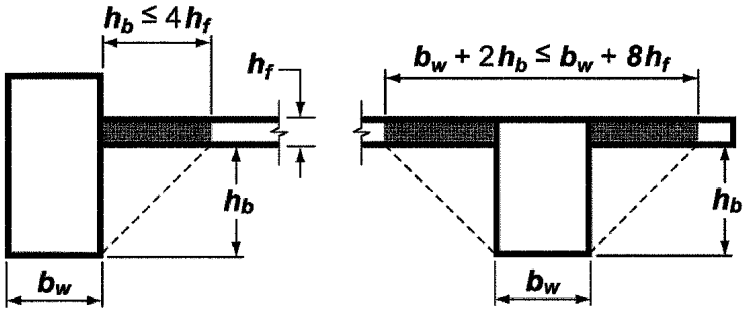
 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

حل:

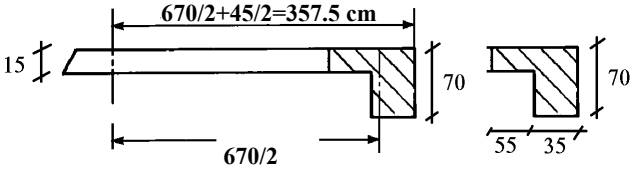
(در ابتدا فرض می کنیم ضخامت دال 15 cm است.)

۱- محاسبه alpha برای تیرهای اطراف دهانه:

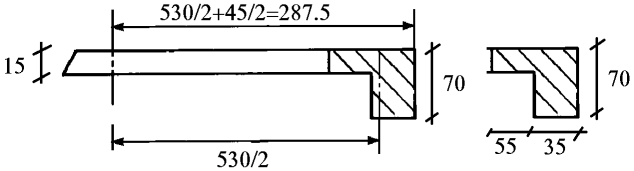




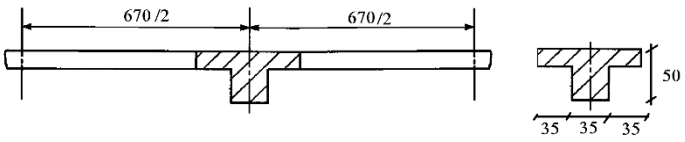
$$\left.\begin{matrix} I-beam = 1482624\ \text{cm}^4 \\ I-slab = \frac{357.5\times 15^3}{12} = 100546.8\ \text{cm}^4 \end{matrix}\right\} \alpha 1 = \frac{1482624}{100546.8} = 14.74$$



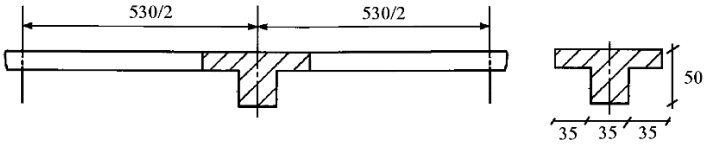
$$\left.\begin{matrix} I-beam = 1482624\ \text{cm}^4 \\ I-slab = \frac{287.5\times 15^3}{12} = 80859\ \text{cm}^4 \end{matrix}\right\} \alpha 2 = \frac{1482624}{80859} = 18.33$$



$$\left.\begin{matrix} I-beam = 585247.39\ \text{cm}^4 \\ I-slab = \frac{670\times 15^3}{12} = 188437\text{cm}^4 \end{matrix}\right\} \alpha 3 = \frac{585247.39}{188437} = 3.1$$



$$\left.\begin{matrix} I-beam = 585247.39\ \text{cm}^4 \\ I-slab = \frac{530\times 15^3}{12} = 149062\text{cm}^4 \end{matrix}\right\} \alpha 4 = \frac{585247}{149062} = 3.93$$



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲- کنترل خیز بر اساس روابط تقریبی:

۹-۱۷-۲-۶ محاسبه تغییرشکل در دال‌های دوطرفه

۹-۱۷-۲-۶-۳ در سیستم دال‌های دوطرفه که بر اساس ضوابط فصل هجدهم طراحی‌شده‌اند در صورتی که ضخامت دال بیشتر از مقادیر مشخص شده در بندهای ۹-۱۷-۲-۶-۴ و ۹-۱۷-۲-۶-۵ باشد، کنترل تغییرشکل تحت بارهای متعارف الزامی نیست.

۹-۱۷-۲-۶-۴ حداقل ضخامت دال‌های تخت که در آنها تیرهای میانی بین تکیه‌گاه‌ها وجود ندارد، جهت عدم کنترل تغییرشکل، براساس مقادیر مندرج در جدول شماره ۹-۱۷-۳ در نظر گرفته شود. این ضخامت در هر حال نباید کمتر از مقادیر بندهای الف و ب اختیار شود:

الف) دردال‌های بدون کتیبه مطابق تعریف بندهای ۹-۱۸-۳-۴-۲ و ۹-۱۸-۳-۴-۳ ، مقدار ۱۲۵ میلی‌متر.

ب) در دال‌های با کتیبه یا سرستون مطابق تعریف بندهای ۹-۱۸-۳-۴-۲ و ۹-۱۸-۳-۴-۳ ، مقدار ۱۰۰ میلی‌متر.

α = نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی نواری از دال که از طرفین به محورهای مرکزی چشمه‌های مجاور در صورت وجود، محدود شده باشد.

α_m = متوسط مقدار α برای تمام تیرهای روی لبه یک چشمه دال

β = نسبت طول دهانه آزاد بزرگتر به طول دهانه آزاد کوچکتر در دال‌های دوطرفه

۹-۱۷-۲-۶-۵ حداقل‌ضخامت دال‌هایی‌که در تمام اضلاع روی تیرها تکیه دارند و نسبت طول دهانه بزرگتر به طول دهانه کوچکتر در آنها کمتر از ۲ است، جهت عدم کنترل تغییر شکل، باید به شرح (الف) و (ب) تعیین شود:

الف) در دال‌هایی که نسبت α_m در آنها مساوی یا کوچکتر از ۰/۲ است ، طبق ضابطه بند ۹-۱۷-۲-۶-۴ تعیین می‌شود.

ب) در دال‌هایی‌که نسبت α_m در آنها بزرگتر از ۰/۲ و کوچکتر از ۲ است، طبق رابطه (۹-۱۷-۶-۱) به دست می‌آید:

$$h=\frac{l_n(800+0/6f_y)}{36000+5000\beta(\alpha_m-0/2)} \qquad (۹-۱۷-۶-۱)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۱۲۵ میلی‌متر در نظر گرفته شود:

پ) در دال‌هایی که نسبت α_m در آنها مساوی یا بزرگتر از ۲ است طبق رابطه (۹-۱۷-۶-۲):

$$h=\frac{l_n(800+0/6f_y)}{36000+9000\beta} \qquad (۹-۱۷-۶-۲)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۹۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

$$\alpha_m=\frac{14.74+18.33+3.1+3.93}{4}=10.025>2$$

$$\mathrm{h}=\frac{(670-45)(800+0.6\times 400)}{36000+9000\times\left(\frac{670-45}{530-45}\right)}=13.65\ \mathrm{cm} \quad\rightarrow\quad \mathrm{h}=15\ \mathrm{cm\ is\ OK}$$

8.10—Direct design method

۳- کنترل شرایط استفاده از روش طرح مستقیم:

8.10.1 *General*

8.10.1.1 Two-way slabs satisfying the limits in 8.10.2 shall be permitted to be designed in accordance with this section.

8.10.2 *Limitations for use of direct design method*

8.10.2.1 There shall be at least three continuous spans in each direction.

8.10.2.2 Successive span lengths measured center-to-center of supports in each direction shall not differ by more than one-third the longer span.

$$(530-530)<\frac{530}{3}\quad OK$$

8.10.2.3 Panels shall be rectangular, with the ratio of longer to shorter panel dimensions, measured center-to-center of supports, not to exceed 2.

$$\frac{670}{530}<2\ OK$$

8.10.2.4 Column offset shall not exceed 10 percent of the span in direction of offset from either axis between center-lines of successive columns.

Offset is Zero OK

8.10.2.5 All loads shall be due to gravity only and uniformly distributed over an entire panel.

$$\frac{500}{400}<2\quad OK.$$

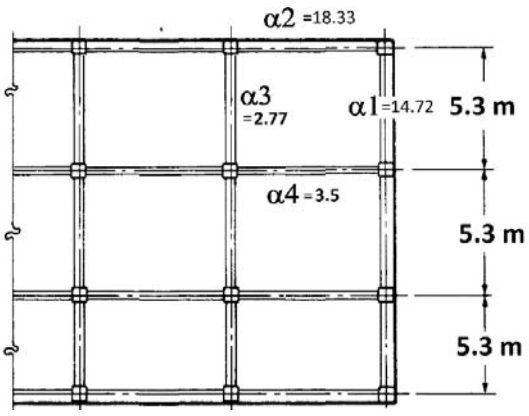
8.10.2.6 Unfactored live load shall not exceed two times the unfactored dead load.

$$0.2\le\frac{\alpha_{f1}\ell_2^2}{\alpha_{f2}\ell_1^2}\le 5.0 \qquad (8.10.2.7a)$$

where α_{f1} and α_{f2} are calculated by:

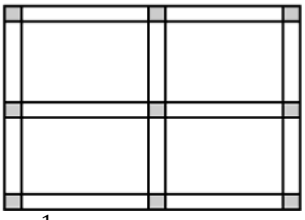
$$\frac{\alpha_3\times 670^2}{\alpha_2\times 530^2}=0.24>0.2\quad OK$$

$$\alpha_f=\frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} \qquad (8.10.2.7b)$$

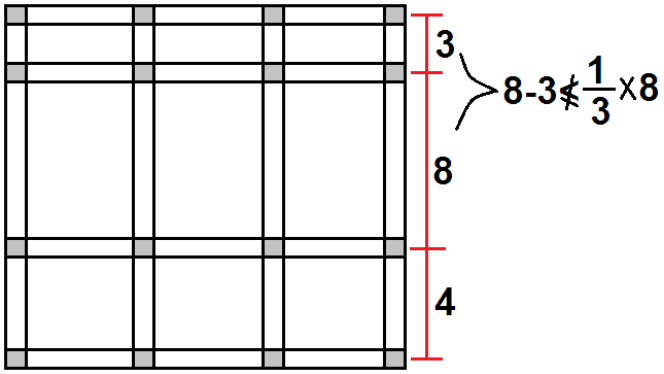


 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۱) در هر جهت حداقل ۳ دهانه پیوسته وجود داشته باشد. به عنوان مثال، در پلان زیر نمی توان از روش طرح مستقیم استفاده کرد:

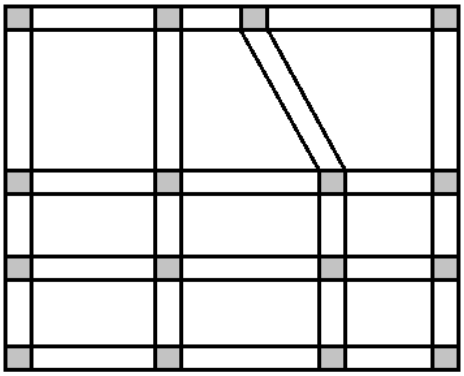


۲) اختلاف طول مرکز به مرکز دهانه های پشت سر هم در هر جهتی نباید از مقدار $\frac{1}{3}$ طول دهانه بزرگتر تجاوز کند.



۳) برای پانل های مستطیلی نباید نسبت بعد بزرگتر به بعد کوچکتر پانل، از ۲ تجاوز کند.

۴) آفست پانل ها ناچیز باشد.



۵)بار باید فقط شامل بارهای مرده و زنده باشند و بصورت یکنواخت روی سطح پخش گردند.

۶) بار زنده از ۲ برابر بار مرده نباید فراتر برود. (بدون ضریب)

۷) رابطه 8.10.2.7a بایستی برقرار باشد.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

8.10.3 *Total factored static moment for a span*

8.10.3.1 Total factored static moment M_o for a span shall be calculated for a strip bounded laterally by the panel centerline on each side of the centerline of supports.

8.10.3.2 The absolute sum of positive and average negative M_u in each direction shall be at least:

$$M_o = \frac{q_u \ell_2 \ell_n^2}{8} \qquad (8.10.3.2)$$

8.10.3.2.1 In Eq. (8.10.3.2), ℓ_n is the clear span length in the direction that moments are considered, shall extend from face to face of columns, capitals, brackets, or walls, and shall be at least $0.65\ell_1$.

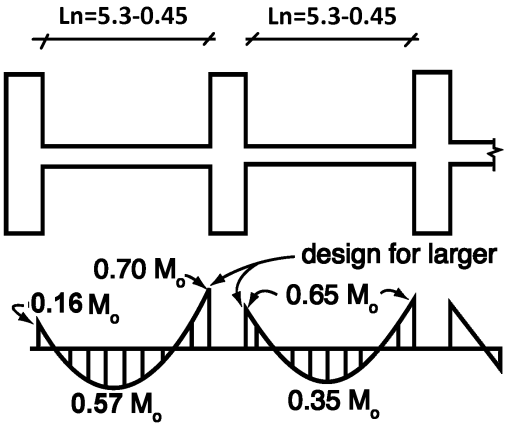
8.10.3.2.2 In Eq. (8.10.3.2), if the transverse span of panels on either side of the centerline of supports varies, ℓ_2 shall be taken as the average of adjacent transverse spans.

8.10.3.2.3 In Eq. (8.10.3.2), if the span adjacent and parallel to a slab edge is being considered, the distance from edge to panel centerline shall be substituted for ℓ_2.

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۵- تعیین لنگرهای میانی و انتهایی دهانه ها

$$M_{Neg_1} = 0.16 \times 25216 = 4034.56\ kg.m$$
$$M_{Pos1} = 0.57 \times 25216 = 14373.12\ \text{kg. m}$$
$$M_{Neg2} = 0.7 \times 25216 = 17651\ \text{kg. m}$$
$$M_{Neg3} = 0.65 \times 25216 = 16390\ \text{kg. m}$$
$$M_{Pos2} = 0.35 \times 25216 = 8826\ \text{kg. m}$$



8.10.4 *Distribution of total factored static moment*

8.10.4.1 In an interior span, M_o shall be distributed as follows: **0.65**M_o to negative moment and **0.35**M_o to positive moment.

8.10.4.2 In an end span, M_o shall be distributed in accordance with Table 8.10.4.2.

Table 8.10.4.2—Distribution coefficients for end spans

	Exterior edge unrestrained	Slab with beams between all supports	Slab without beams between interior supports		Exterior edge fully restrained
			Without edge beam	With edge beam	
Interior negative	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Positive	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Exterior negative	0	0.16	0.26	0.30	0.65

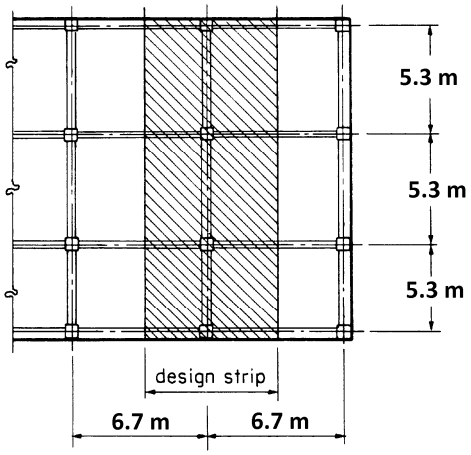
8.10.4.3 Modification of negative and positive factored moments by up to 10 percent shall be permitted if the total factored static moment for a panel, M_o, in the direction considered is at least that calculated by Eq. (8.10.3.2). Moment redistribution in accordance with 6.6.5 is not permitted.

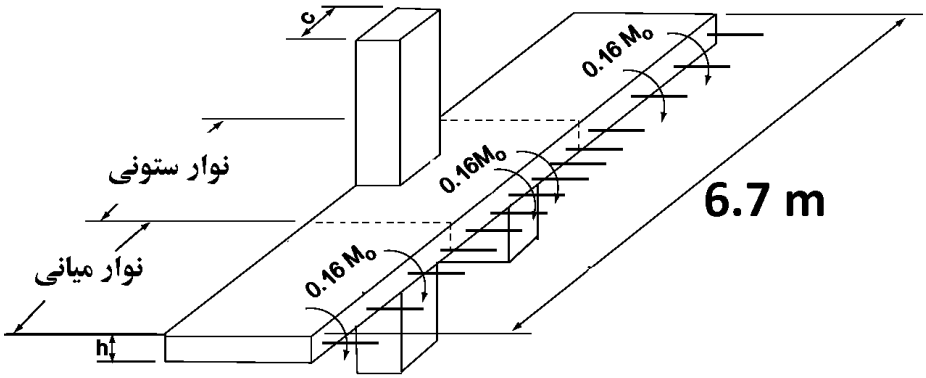
8.10.4.4 Critical section for negative M_u shall be at the face of rectangular supports.

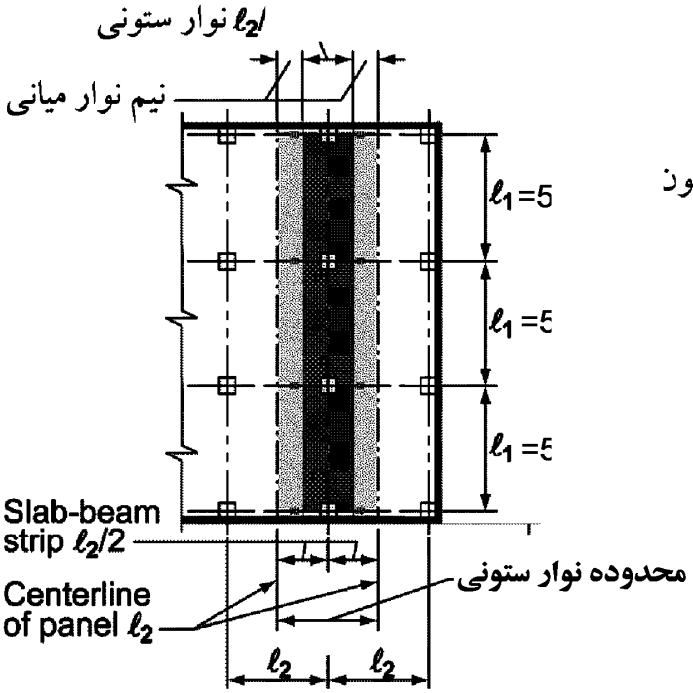
8.10.4.5 Negative M_u shall be the greater of the two interior negative M_u calculated for spans framing into a common support unless an analysis is made to distribute the unbalanced moment in accordance with stiffnesses of adjoining elements.

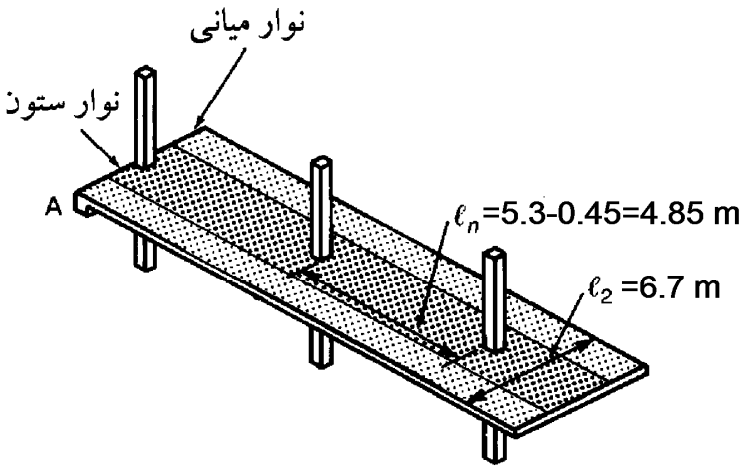
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۶- تعیین مرز نوارهای ستونی و میانی









 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۷- تعیین سهم نوار ستونی از لنگرها

8.10.5 *Factored moments in column strips*

8.10.5.1 The column strip shall resist the portion of interior negative M_u in accordance with Table 8.10.5.1.

Table 8.10.5.1—Portion of interior negative M_u in column strip

$\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1$	ℓ_2/ℓ_1 0.5	1.0	2.0
0	0.75	0.75	0.75
≥1.0	0.90	0.75	0.45

Note: Linear interpolations shall be made between values shown.

8.10.5.2 The column strip shall resist the portion of exterior negative M_u in accordance with Table 8.10.5.2.

Table 8.10.5.2—Portion of exterior negative M_u in column strip

$\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1$	β_t	ℓ_2/ℓ_1 0.5	1.0	2.0
0	0	1.0	1.0	1.0
	≥2.5	0.75	0.75	0.75
≥1.0	0	1.0	1.0	1.0
	≥2.5	0.90	0.75	0.45

Note: Linear interpolations shall be made between values shown. β_t is calculated using Eq. (8.10.5.2a), where C is calculated using Eq. (8.10.5.2b).

$$\beta_t = \frac{E_{cb}C}{2E_{cs}I_s} \qquad (8.10.5.2a)$$

$$C = \Sigma\left(1-0.63\frac{x}{y}\right)\frac{x^3y}{3} \qquad (8.10.5.2b)$$

8.10.5.3 For T- or L-sections, it shall be permitted to calculate the constant C in Eq. (8.10.5.2b) by dividing the section, as given in 8.4.1.8, into separate rectangular parts and summing the values of C for each part.

8.10.5.4 If the width of the column or wall is at least $(3/4)\ell_2$, negative M_u shall be uniformly distributed across ℓ_2.

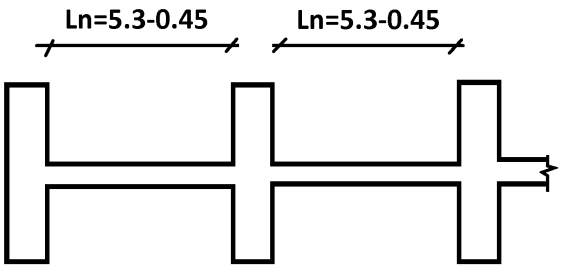
8.10.5.5 The column strip shall resist the portion of positive M_u in accordance with Table 8.10.5.5.

Table 8.10.5.5—Portion of positive M_u in column strip

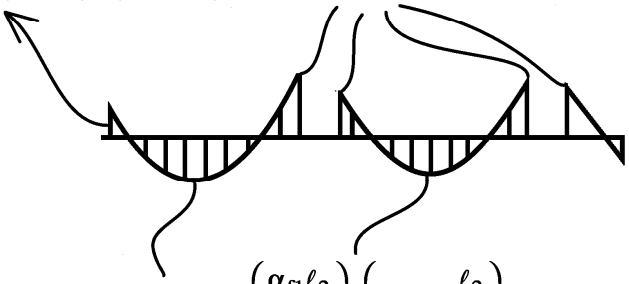
$\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1$	ℓ_2/ℓ_1 0.5	1.0	2.0
0	0.60	0.60	0.60
≥1.0	0.90	0.75	0.45

Note: Linear interpolations shall be made between values shown.

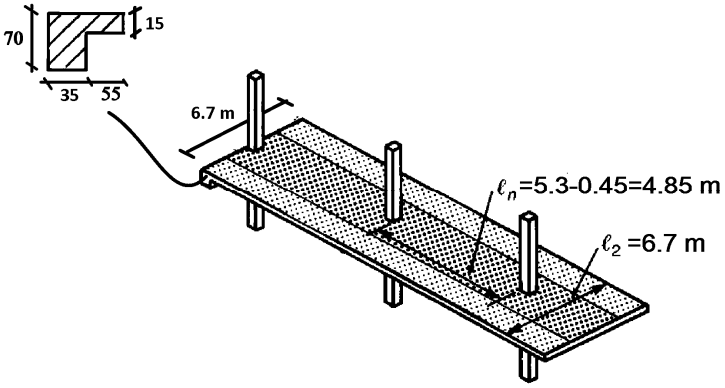
8.10.5.6 For slabs with beams between supports, the slab portion of column strips shall resist column strip moments not resisted by beams.



$$100 - 10\beta_t + 12\beta_t\left(\frac{\alpha_{f1}\ell_2}{\ell_1}\right)\left(1-\frac{\ell_2}{\ell_1}\right) \qquad 75 + 30\left(\frac{\alpha_{f1}\ell_2}{\ell_1}\right)\left(1-\frac{\ell_2}{\ell_1}\right)$$



$$60 + 30\left(\frac{\alpha_{f1}\ell_2}{\ell_1}\right)\left(1.5-\frac{\ell_2}{\ell_1}\right)$$



$$C = \left(1-0.63\frac{35}{70}\right)\frac{35\times 70^3}{3} + \left(1-0.63\frac{15}{55}\right)\frac{15^3\times 55}{3} = 736529\ \text{cm}^4 \quad \rightarrow \quad \beta_t = \frac{C}{2\times\frac{670\times 15^3}{12}} = 1.954 \le 2.5$$

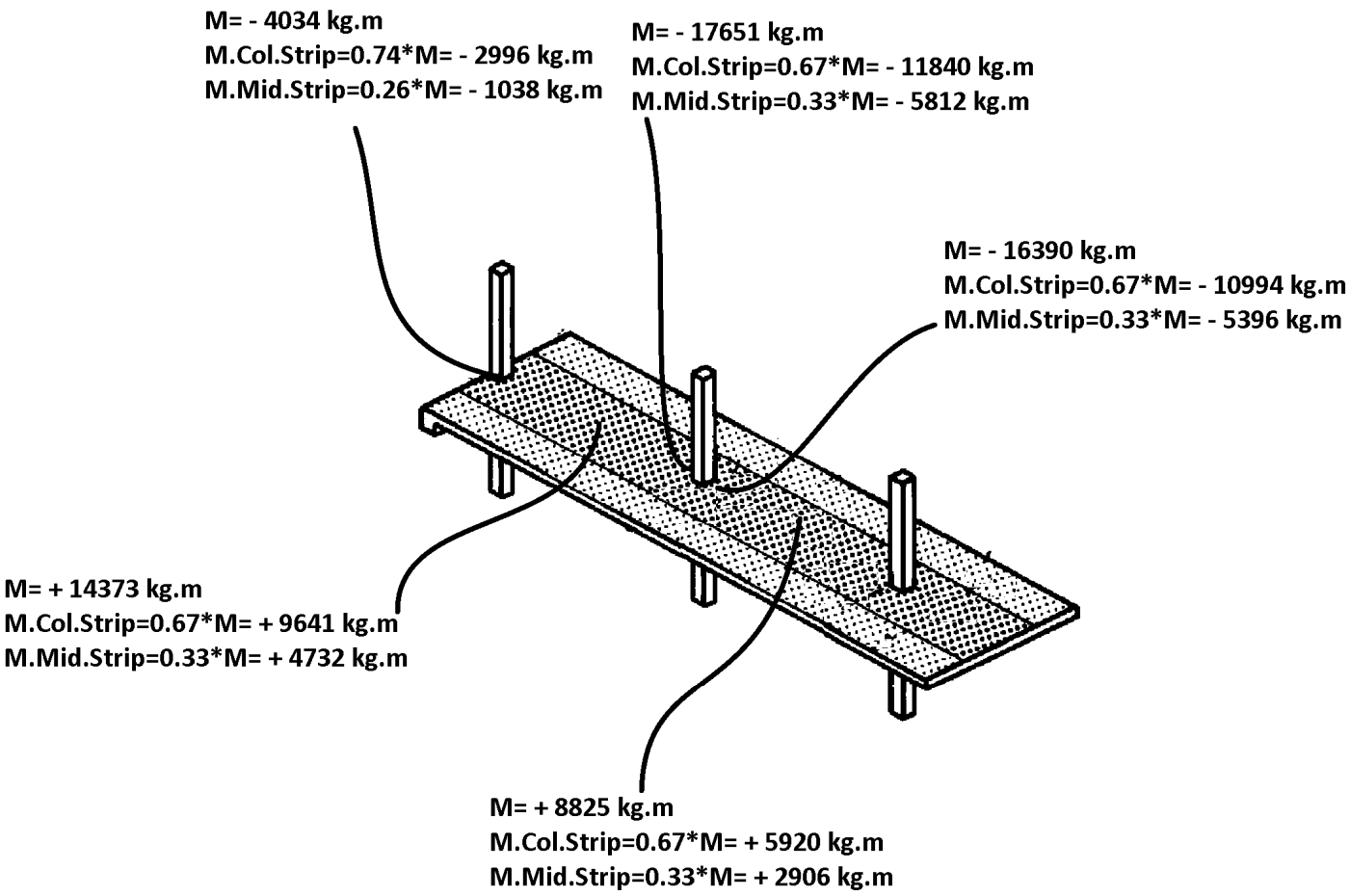
$$\frac{\alpha_{f1}l_2}{l_1} = \frac{3.1\times 6.7}{5.3} = 3.91 > 1 \quad \rightarrow \quad USE\ 1$$

$$M_{NEG-EXT} = 100 - 10\beta_t + 12\beta_t\left(\frac{\alpha_{f1}l_2}{l_1}\right)\left(1-\frac{L_2}{L_1}\right) = 100 - 19.54 + 12\times 1.954\times 1\times\left(1-\frac{6.7}{5.3}\right)$$
$$= 74.26\%$$

$$M_{POS-EXT} = 60 + 30\left(\frac{\alpha_{f1}l_2}{l_1}\right)\left(1.5-\frac{L_2}{L_1}\right) = 60 + 30(1)\left(1.5-\frac{6.7}{5.3}\right) = 67.07\%$$

$$M_{NEG-INT} = 75 + 30\left(\frac{\alpha_{f1}l_2}{l_1}\right)\left(1-\frac{L_2}{L_1}\right) = 75 + 30(1)\left(1-\frac{6.7}{5.3}\right) = 67.07\%$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.



8.10.5.7 *Factored moments in beams*

8.10.5.7.1 Beams between supports shall resist the portion of column strip M_u in accordance with Table 8.10.5.7.1.

Table 8.10.5.7.1—Portion of column strip M_u in beams

$\alpha_{f1}\ell_2/\ell_1$	Distribution coefficient
0	0
≥1.0	0.85

Note: Linear interpolation shall be made between values shown.

8.10.5.7.2 In addition to moments calculated according to 8.10.5.7.1, beams shall resist moments caused by factored loads applied directly to the beams, including the weight of the beam stem above and below the slab.

8.10.6 *Factored moments in middle strips*

8.10.6.1 That portion of negative and positive factored moments not resisted by column strips shall be proportionately assigned to corresponding half middle strips.

8.10.6.2 Each middle strip shall resist the sum of the moments assigned to its two half middle strips.

8.10.6.3 A middle strip adjacent and parallel to a wall-supported edge shall resist twice the moment assigned to the half middle strip corresponding to the first row of interior supports.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۵

۱۱۸- اگر از روش مستقیم برای طراحی دال‌های دو طرفه استفاده شود حداکثر مجاز برای باز توزیع لنگر چقدر است؟

۱) ٪۱۰

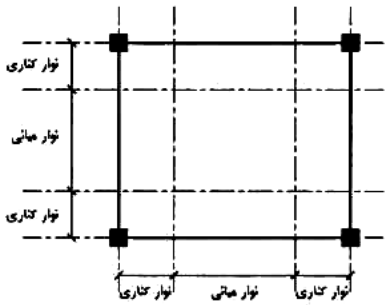
۲) ٪۲۰

۳) باز توزیع لنگر مجاز نیست.

۴) همانند تیر سرتاسری پیوسته می‌باشد.

سراسری ۹۴

۱۱۸- پلان زیر برای یک دال بتن آرمه مفروض است. اگر این دال یک بار به عنوان دال متکی بر تیر قوی (حالت I) و یک بار به عنوان دال متکی بر ستون (حالت II) مورد نظر باشد، با توجه به شکل زیر لنگر بیشینه دال به ترتیب در حالت‌های I و II در کدام قسمت دال اتفاق می‌افتد؟



۱) نوارمیانی، نوار میانی

۲) نوار میانی، نوار کناری

۳) نوار کناری، نوار کناری

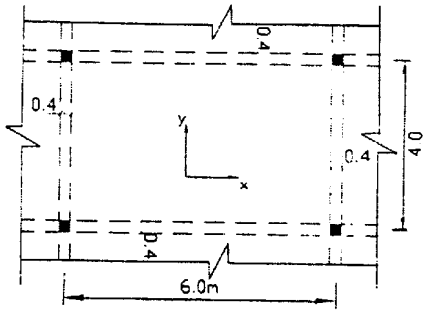
۴) نوارکناری، نوارمیانی

گزینه ۲

محاسبات ۳- ۱۳۸۳

۴۴- در دال دو طرفه زیر که قسمتی از دال‌های یک کف است و مشمول ضوابط استفاده از روش مستقیم طرح دالها می‌شود، بگویید لنگرهای خمشی مثبت نهائی در نوار پوششی در دو جهت x و y به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌ترند. شدت بار وارده به دال با در نظر گرفتن وزن آن $w\begin{cases}D=0.6t/m^2\\L=0.4\end{cases}$ است.

$$f_c=200kg/cm^2 \text{ و } f_y=4000kg/cm^2$$



۱) $M_y=3.7t.m$ و $M_x=5.9t.m$

۲) $M_y=4.6t.m$ و $M_x=7.4t.m$

۳) $M_y=6.9t.m$ و $M_x=11.0t.m$

۴) $M_y=8.6t.m$ و $M_x=13.0t.m$

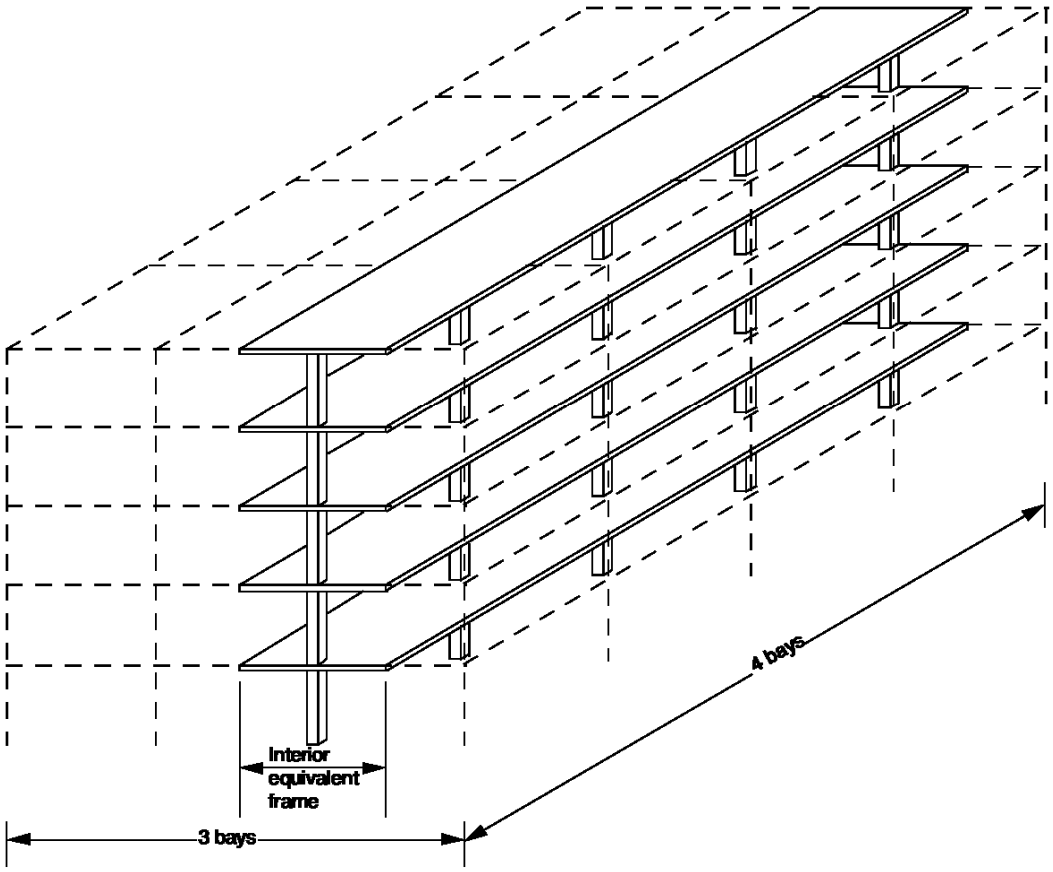
گزینه ۲

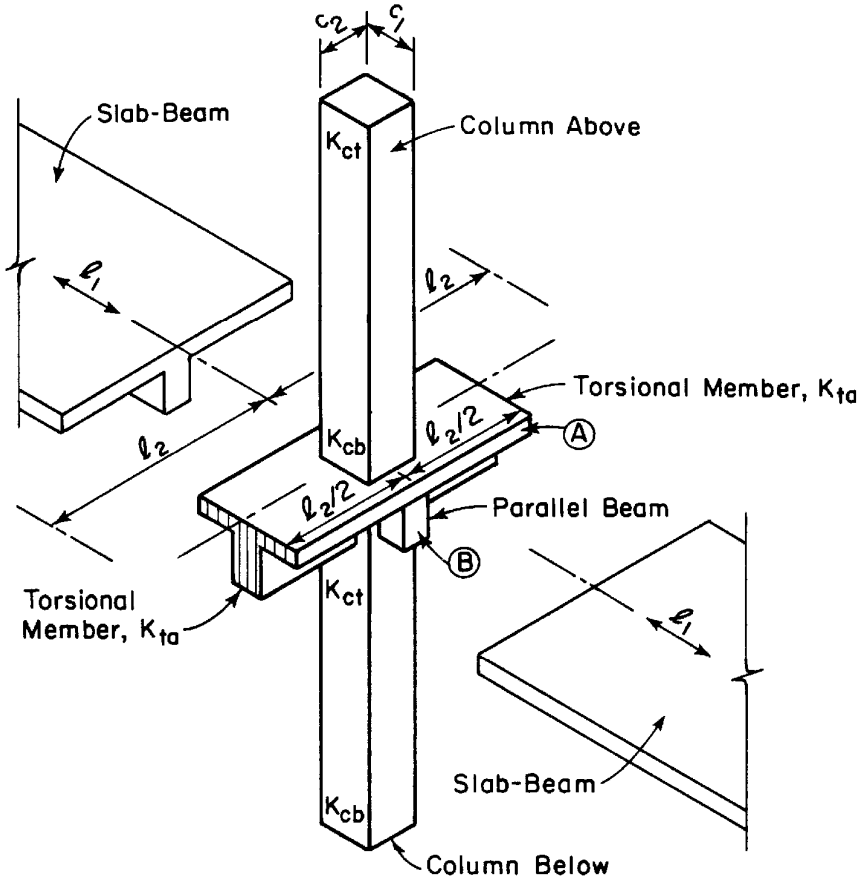
$$M_{0x}=\frac{q_uL_2L_n^2}{8}=\frac{(1.2\times0.6+1.6\times0.4)\times4\times(6-0.4)^2}{8}=21.32\ ton.m \quad\rightarrow\quad M_x^+=0.35M_{0x}=7.46\ t.m.$$

$$M_{0y}=\frac{q_uL_2L_n^2}{8}=\frac{(1.2\times0.6+1.6\times0.4)\times6\times(4-0.4)^2}{8}=13.2\ ton.m \quad\rightarrow\quad M_x^+=0.35M_{0x}=4.62\ t.m.$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲۱-روش قاب معادل





Equivalent Frame Members

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲۲-ضوابط تکمیلی دالها

۲۲-۱- پیچش در گوشه های دالها

8.7.3 *Corner restraint in slabs*

8.7.3.1 At exterior corners of slabs supported by edge walls or where one or more edge beams have a value of α_f greater than 1.0, reinforcement at top and bottom of slab shall be designed to resist M_u per unit width due to corner effects equal to the maximum positive M_u per unit width in the slab panel.

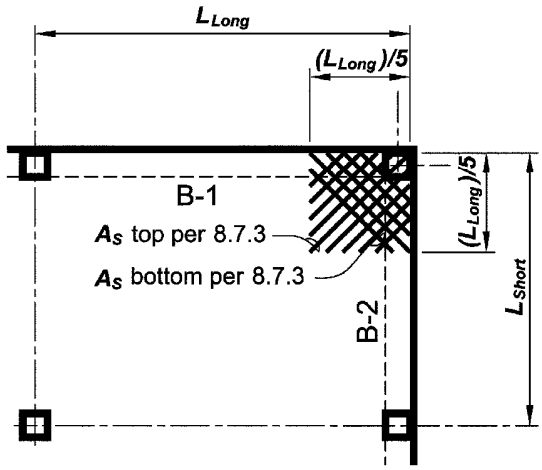
8.7.3.1.1 Factored moment due to corner effects, M_u, shall be assumed to be about an axis perpendicular to the diagonal from the corner in the top of the slab and about an axis parallel to the diagonal from the corner in the bottom of the slab.

8.7.3.1.2 Reinforcement shall be provided for a distance in each direction from the corner equal to one-fifth the longer span.

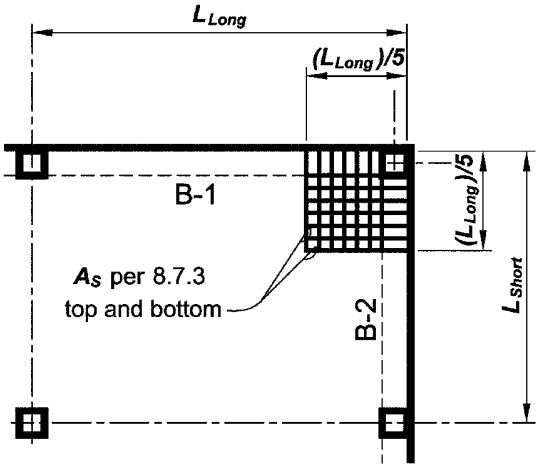
8.7.3.1.3 Reinforcement shall be placed parallel to the diagonal in the top of the slab and perpendicular to the diagonal in the bottom of the slab. Alternatively, reinforcement shall be placed in two layers parallel to the sides of the slab in both the top and bottom of the slab.

R8.7.3 *Corner restraint in slabs*

R8.7.3.1 Unrestrained corners of two-way slabs tend lift when loaded. If this lifting tendency is restrained by ed walls or beams, bending moments result in the slab. Th section requires reinforcement to resist these moments a control cracking. Reinforcement provided for flexure in t primary directions may be used to satisfy this requireme Refer to Fig. R8.7.3.1.



OPTION 1



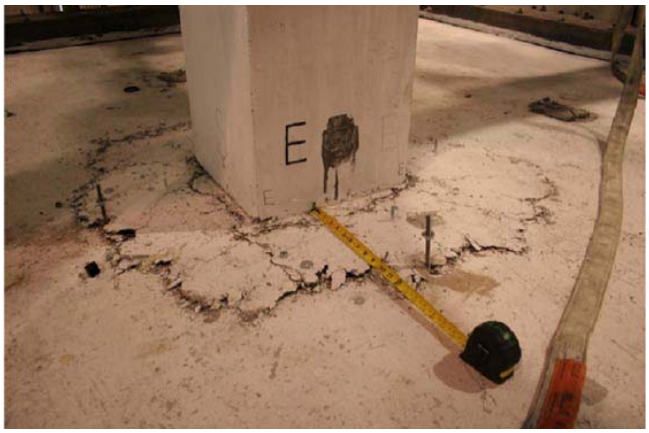
OPTION 2

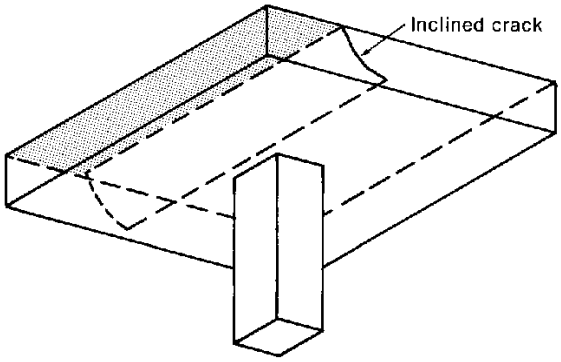
Notes:

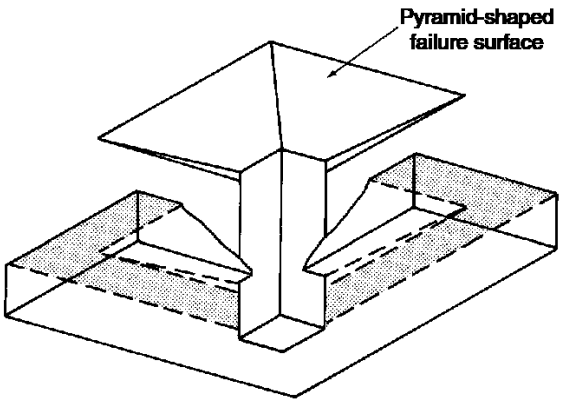
1. Applies where B-1 or B-2 has α_f >1.0
2. Max. bar spacing $2h$, where h = slab thickness.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

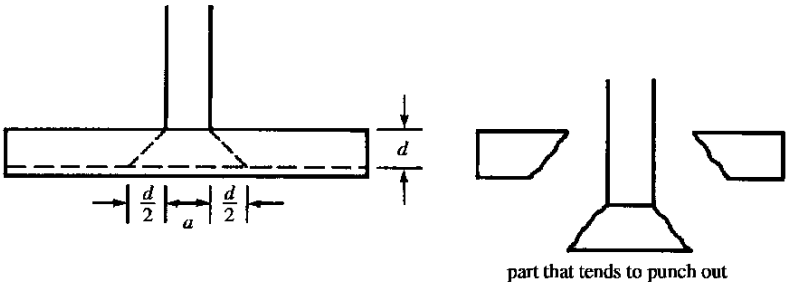
۲۲-۲- برش دو طرفه در دالها و پی ها







هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.



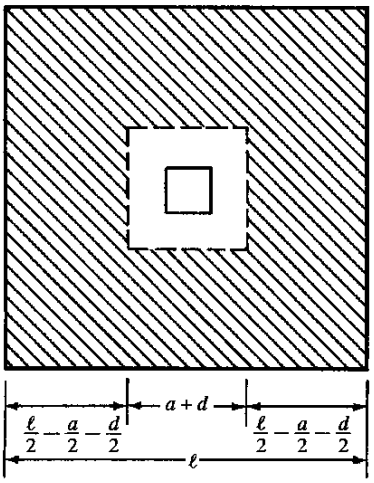
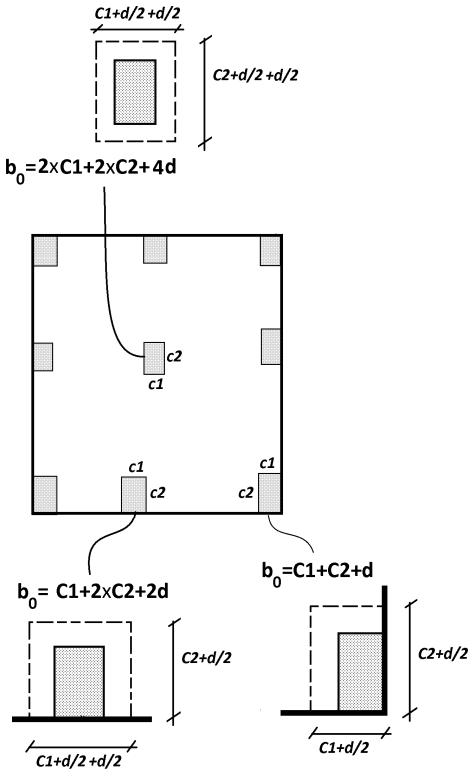


FIGURE 12.9 Two-way or punching shear.



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

22.6—Two-way shear strength

22.6.4 *Critical sections for two-way members*

22.6.4.1 For two-way shear, critical sections shall be located so that the perimeter b_o is a minimum but need not be closer than $d/2$ to (a) and (b):

(a) Edges or corners of columns, concentrated loads, or reaction areas
(b) Changes in slab or footing thickness, such as edges of capitals, drop panels, or shear caps

22.6.4.1.1 For square or rectangular columns, concentrated loads, or reaction areas, critical sections for two-way shear in accordance with 22.6.4.1(a) and (b) shall be permitted to be defined assuming straight sides.

22.6.4.1.2 For a circular or regular polygon-shaped column, critical sections for two-way shear in accordance with 22.6.4.1(a) and (b) shall be permitted to be defined assuming a square column of equivalent area.

22.6.4.2 For two-way members reinforced with headed shear reinforcement or single- or multi-leg stirrups, a critical section with perimeter b_o located $d/2$ beyond the outermost peripheral line of shear reinforcement shall also be considered. The shape of this critical section shall be a polygon selected to minimize b_o.

22.6.5 *Two-way shear strength provided by concrete*

22.6.5.1 For nonprestressed two-way members, v_c shall be calculated in accordance with 22.6.5.2. For prestressed two-way members, v_c shall be calculated in accordance with (a) or (b):

(a) 22.6.5.2
(b) 22.6.5.5, if the conditions of 22.6.5.4 are satisfied

22.6.5.2 v_c shall be calculated in accordance with Table 22.6.5.2.

Table 22.6.5.2—Calculation of v_c for two-way shear

v_c		
Least of (a), (b), and (c):	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
	$0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

Note: β is the ratio of long side to short side of the column, concentrated load, or reaction area and α_s is given in 22.6.5.3.

22.6.5.3 The value of α_s is 40 for interior columns, 30 for edge columns, and 20 for corner columns.

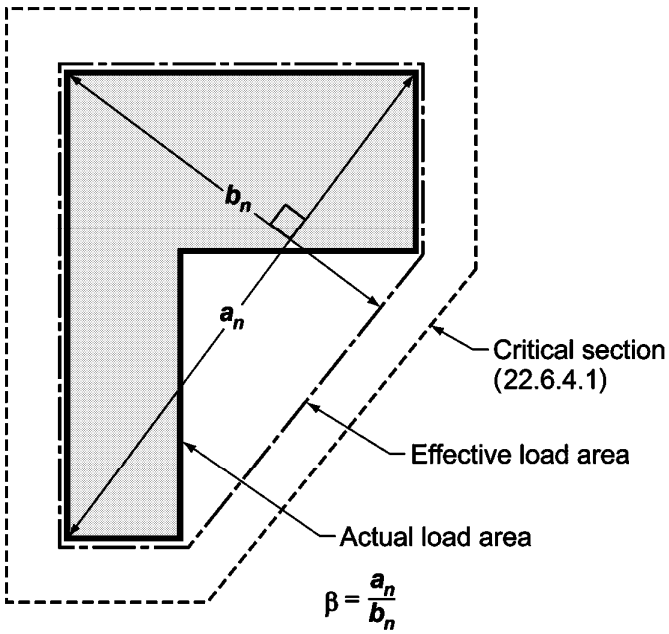
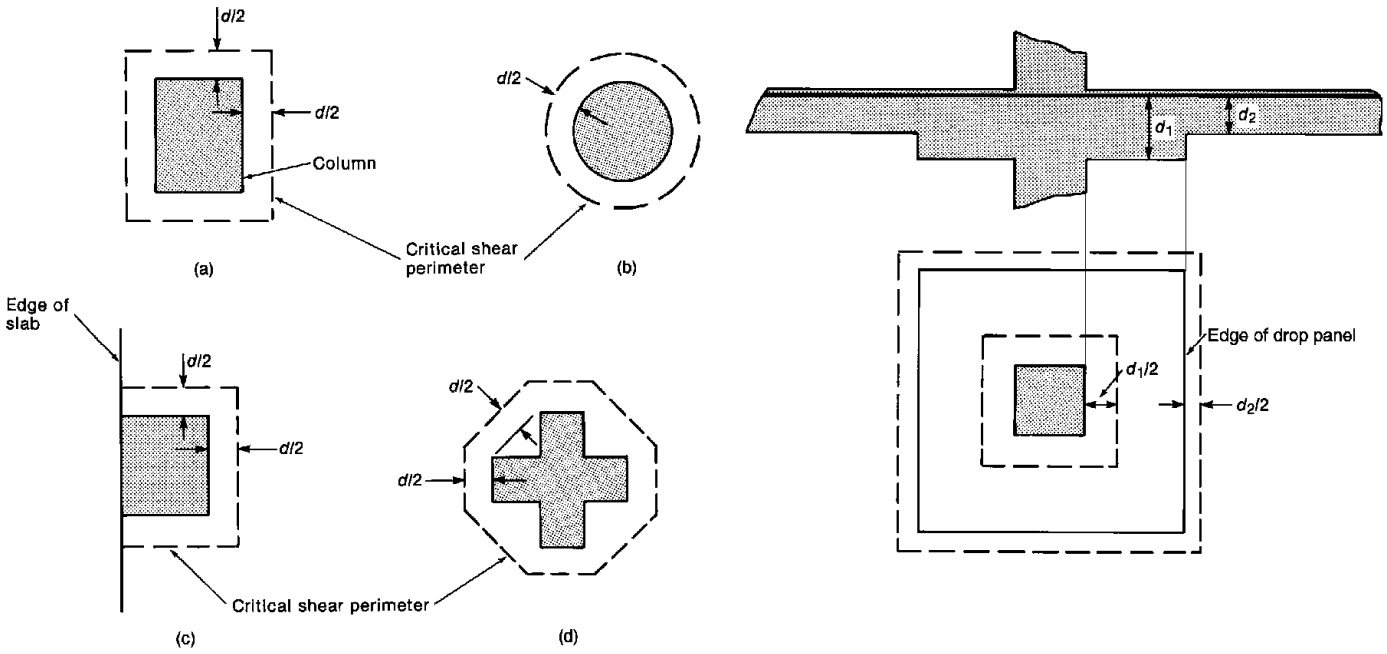


Fig. R22.6.5.2—Value of β for a nonrectangular loaded area

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.



22.6.6 *Maximum shear for two-way members with shear reinforcement*

22.6.6.1 For two-way members with shear reinforcement, the value of v_c calculated at critical sections shall not exceed the limits in Table 22.6.6.1.

Table 22.6.6.1—Maximum v_c for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Maximum v_c at critical sections defined in 22.6.4.1		Maximum v_c at critical section defined in 22.6.4.2	
Stirrups	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
Headed shear stud reinforcement	$0.25\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}$	(d)

22.6.6.2 For two-way members with shear reinforcement, effective depth shall be selected such that v_u calculated at critical sections does not exceed the values in Table 22.6.6.2

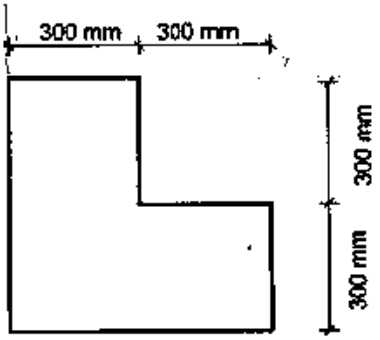
Table 22.6.6.2—Maximum v_u for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Maximum v_u at critical sections defined in 22.6.4.1	
Stirrups	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	(a)
Headed shear stud reinforcement	$\phi 0.66\sqrt{f'_c}$	(b)

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۳

۵۹- دال تخت با عمق مؤثر 200 میلی‌متر روی یک ستون میانی با مقطعی مطابق شکل قرار دارد. محیط مقطع بحرانی (b_0) برای کنترل برش دوطرفه (پانچ) به کدامیک از اعداد زیر برحسب میلی‌متر نزدیکتر است؟

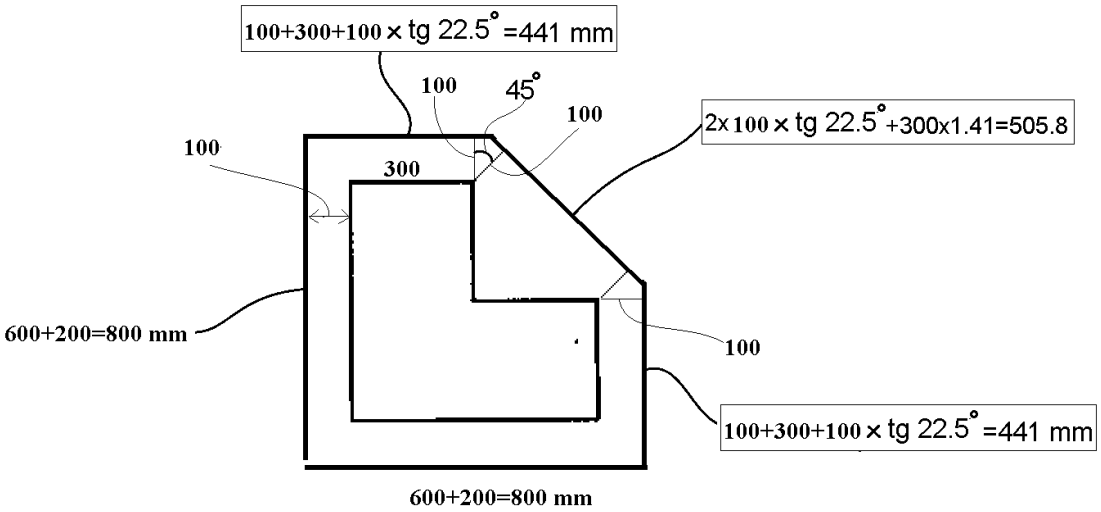


۱) 2800
۲) 3000
۳) 3200
۴) 3400

گزینه ۲

محیط پانچ به فاصله d/2 از ستون محاسبه می شود. با توجه به اینکه عمق موثر دال 200mm می باشد، محیط پانچ به فاصله 100mm سنجیده می شود.

$$b_0 = 800 + 441 + 505.8 + 441 + 800 = 2987.8\,mm$$

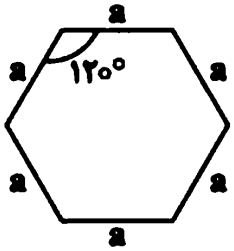


- ضریب 0.707 در شکل فوق همان $\frac{\sqrt{2}}{2}$ می باشد.
- محیط پانچ به فاصله d/2 از بر گوشه های ستون اندازه گیری می شود.

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۷

۱۱۷- یک دال تخت با عمق مؤثر d دارای ستون‌های شش‌ضلعی منتظم مطابق شکل می‌باشد. محیط مقطع بحرانی برای محاسبه مقاومت برشی دو طرفه (پانچ) دال کدام است؟

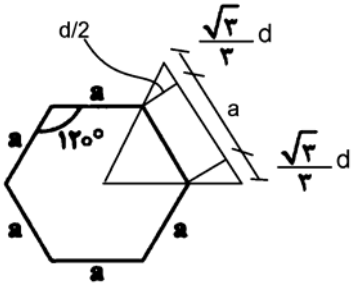


۱) $6a$

۲) $6a+\sqrt{3}d$

۳) $6a+2\sqrt{3}d$

۴) $6a+4\sqrt{3}d$



$$b_0 = 6\left(a + 2\frac{\sqrt{3}}{3}d\right) = 6a + 4\sqrt{3}d$$

محاسبات ۹۴

۲۵- در یک ساختمان بتن آرمه با دال دو طرفه بدون تیر و با محوربندی منظم و با فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها از یکدیگر در هردو جهت برابر 6 متر، درصورتی‌که ضخامت موثر دال 180 میلی‌متر، ابعاد مقطع ستونها 400×400 میلی‌متر، نوع بتن C25 و از آرماتور برشی و یا کلاهک برشی استفاده نشده باشد، نیروی برشی مقاوم بتن Vc بر حسب کیلونیوتن برای عملکرد دو طرفه دال روی یک ستون میانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 814 ۲) 690 ۳) 540 ۴) 460

گزینه ۳

$$\varphi V_c = \varphi Min\left\{\begin{matrix}0.33\\0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\\0.083\left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right)\end{matrix}\right\}\sqrt{f_c'}b_0 d = \varphi Min\left\{\begin{matrix}0.33\\0.17\left(1+\frac{2}{1}\right)=0.51\\0.083\left(\frac{40\times 180}{2320}+2\right)=0.42\end{matrix}\right\}\sqrt{f_c'}b_0 d$$

$$= \varphi 0.33\sqrt{f_c'}b_0 d = 0.75\times 0.33\sqrt{25}\times 2320\times 180 = 516780\ N = 517\ kN$$

Table 22.6.5.2—Calculation of v_c for two-way shear

v_c		
Least of (a), (b), and (c):	$0.33\lambda\sqrt{f_c'}$	(a)
	$0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f_c'}$	(b)
	$0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f_c'}$	(c)

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات-۹۱

۱۵- بار محوری نهائی یک ستون 3500 kN است. محاسبات نشان می‌دهد که ظرفیت بتن برای تحمل برش دو طرفه (پانچ) برای شالوده این ستون که از رابطه $V_c=2v_cb_0d$ بدست می‌آید برابر 3200 کیلونیوتن می‌باشد اگر بخواهیم از میلگرد برشی برای جبران ضعف موجود استفاده کنیم، آنها را برای چه نیرویی برحسب کیلونیوتن (V_s=?) باید طراحی کنیم؟

۱) 300　　۲) 1900

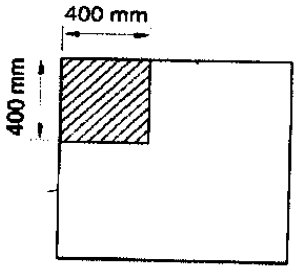
۳) 3500　　۴) 1450

گزینه ۲:

دقت شود که در صورت استفاده از آرماتور عرضی کمکی برای تحمل برش پانچ، مقاومت برشی بتن به نصف کاهش می یابد. بنابراین مقاومت بتن به جای 3200 kN برابر با 1600 kN منظور می شود. در این حالت میلگردهای برشی باید بتوانند نیرویی برابر با 3500-1600=1900 kN را تحمل نمایند.

محاسبات ۹۴

۵۵- ستون گوشه یک ساختمانی به ابعاد 400×400 میلی‌متر تحت اثر نیروی محوری فشاری، روی پی به ابعاد 1500×1500 mm قرار دارد. در صورتیکه در پی از آرماتور برشی و یا کلاهک برشی استفاده نشده و عمق مؤثر پی d=500 mm باشد، مقدار V_c برای کنترل برش در حالت حدی برای عملکرد دو طرفه بر حسب کیلونیوتن، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (رده بتن C25 و تنش برشی در مقطع بحرانی یکنواخت فرض شود.)



۱) 550

۲) 850

۳) 1250

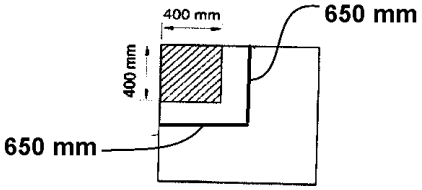
۴) 1700

گزینه ۲

$$b_0 = 650 + 650 = 1300\ mm \qquad \beta_c = \frac{400}{400} = 1 \qquad \alpha_s = 20$$

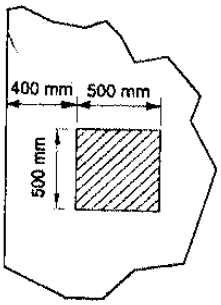
$$\varphi V_c = \varphi Min \begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right) \end{Bmatrix} \sqrt{f_c'} b_0 d = \varphi Min \begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\frac{2}{1}\right) = 0.51 \\ 0.083\left(\frac{20 \times 500}{1300}+2\right) = 0.8 \end{Bmatrix} \sqrt{f_c'} b_0 d$$

$$= \varphi 0.33 \sqrt{f_c'} b_0 d = 0.75 \times 0.33\sqrt{25} \times 1300 \times 500 = 804375\ N = 804\ kN$$



هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۳۲- ضخامت یک پی گسترده درجا برابر 1200 mm است. مقدار برش مقاوم دوطرفه پی مذکور، برای ستون بتنی کناری مطابق شکل زیر، برحسب کیلونیوتن، به کدامیک از مقادیر زیر، نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید عمق مؤثر مقطع پی برابر 1100 میلی‌متر، میلگردها از رده S340 و بتن از نوع C25 و معمولی است. همچنین در محاسبات از اثر انتقال لنگر صرفنظر شود)



۱) 6430

۲) 9150

۳) 5350

۴) 7830

$$b_0 = (400 + 500) \times 2 + 1100 + 1100 + 500 = 4500mm$$

$$\varphi V_c = \varphi Min \begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right) \end{Bmatrix} \sqrt{f_c'} b_0 d = \varphi Min \begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\frac{2}{1}\right) = 0.51 \\ 0.083\left(\frac{30 \times 1100}{4500}+2\right) = 0.77 \end{Bmatrix} \sqrt{f_c'} b_0 d$$

$$= \varphi 0.33 \sqrt{f_c'} b_0 d = 0.75 \times 0.33 \sqrt{25} \times 4500 \times 1100 = 6125625\ N = 6125\ kN$$

محاسبات ۹۵

۲۶- حداکثر نیروی مقاوم برش دوطرفه یک دال تخت در مجاور یک ستون میانی با مقطع مربع، چنانچه از آرماتور برشی یا کلاهک برشی استفاده نشود، 635 کیلونیوتن است. اگر از آرماتور برشی کافی استفاده شود، می‌توان نیروی برشی مقاوم تا 703 کیلونیوتن را توسط فولاد برشی تأمین نمود. در این صورت کل نیروی برشی مقاوم به‌دست آمده برحسب kN به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک خواهد بود؟[منظور از برش، برش دوطرفه است. نسبت $(\frac{d}{b_0})$ (خارج‌قسمت عمق مؤثر دال به محیط مقطع بحرانی) حدود 0.1 بوده و فرض می‌شود لنگر متعادل نشده‌ای از دال به ستون منتقل نمی‌شود].

۱) 703 ۲) 950 ۳) 1020 ۴) 1338

گزینه ۲

با افزودن میلگرد برشی، مقاومت برشی بتن به نصف کاهش می یابد بنابراین:

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s = \frac{635}{2} + 703 = 1020.5\ kN$$

مقدار فوق نباید از $\varphi 0.5 \sqrt{f_c'} b_0 d$ فراتر رود. با توجه به اینکه مقدار $\varphi V_c = \varphi 0.33 \sqrt{f_c'} b_0 d$ برابر $635\ kN$ می باشد، بنابراین حداکثر مقدار قابل قبول برای φV_n برابر است با:

$$\varphi V_n < \varphi 0.5 \sqrt{f_c'} b_0 d = 1.5 \times 635 = 952.5\ kN$$

22.6.6.2 For two-way members with shear reinforcement, effective depth shall be selected such that v_u calculated at critical sections does not exceed the values in Table 22.6.6.2

Table 22.6.6.2—Maximum v_u for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Maximum v_u at critical sections defined in 22.6.4.1	
Stirrups	$\phi 0.5 \sqrt{f_c'}$	(a)
Headed shear stud reinforcement	$\phi 0.66 \sqrt{f_c'}$	(b)

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۶

۱۲۵- در سازه‌ای با سیستم دال تخت دو طرفه بدون تیر میانی بر روی ستون‌های با مقطع مربع به ابعاد هر ضلع برابر ۷۰۰mm، عمق مؤثر دال در برخی قسمت‌ها برابر ۱۸۰mm و در سایر قسمت‌ها برابر ۲۰۰mm می‌باشد. نیروی برشی مقاوم دوطرفه سوراخ‌شدگی (پانچ) دال نازک‌تر چند درصد دال ضخیم‌تر برای ستون‌های میانی است؟ از کلاهک برشی استفاده نمی‌شود.

۱) ۷۵

۲) ۸۰

۳) ۸۴

۴) ۸۸

$$\frac{\varphi V_{c1}}{\varphi V_{c1}} = \frac{\varphi v_c b_{01} d_1}{\varphi v_c b_{02} d_2} = \frac{b_{01} d_1}{b_{02} d_2} = \frac{4(700+180)\times 180}{4(700+200)\times 200} = \frac{880\times 180}{900\times 200} = 0.88 = 88\%$$

سراسری ۹۷

۱۲۲- اگر عمق مؤثر دال شالوده گسترده زیرستون داخلی بتنی با مقطع ۴۰۰×۴۰۰ میلی‌متر از ۵۰۰mm به ۶۰۰mm افزایش یابد، نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن به چه میزانی افزایش خواهد یافت؟

۱) $\frac{۱}{۳}$

۲) $\frac{۱}{۵}$

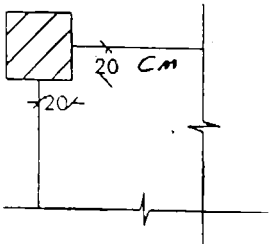
۳) $\frac{۱}{۹}$

۴) $\frac{۳}{۷}$

$$\frac{\varphi V_{c1}}{\varphi V_{c1}} = \frac{\varphi v_c b_{01} d_1}{\varphi v_c b_{02} d_2} = \frac{b_{01} d_1}{b_{02} d_2} = \frac{4(400+600)\times 600}{4(400+500)\times 500} = \frac{1000\times 600}{900\times 500} = \frac{4}{3} \quad \rightarrow \quad \text{افزایش } \frac{1}{3}$$

محاسبات پایه ۱- ۱۳۸۴

۳۵- دال پله‌ای به ضخامت ۱۵cm به شکل مقابل به ستون متصل شده است. حداکثر بار قائمی که می‌توان از کف به ستون انتقال داد چقدر است؟ $d = ۱۲cm$ $f_y = ۴۰۰۰ \frac{kg}{cm^۲}$ $f_c = ۲۰۰ \frac{kg}{cm^۲}$



۱) ۱٫۰ Ton

۲) ۳٫۴

۳) ۶٫۷

۴) ۱۰

گزینه ۳

$$\varphi V_c = \varphi Min \begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right) \end{Bmatrix} \sqrt{f_c'} b_0 d = \varphi Min \begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\frac{2}{1}\right)=0.51 \\ 0.083\left(\frac{20\times 120}{520}+2\right)=0.54 \end{Bmatrix} \sqrt{f_c'} b_0 d$$

$$= \varphi 0.33 \sqrt{f_c'} b_0 d = 0.75 \times 0.33 \sqrt{20} \times 520 \times 120 = 69\ kN = 6.9\ ton$$

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

سراسری ۹۷

۱۲۴- در دال تخت به عمق مؤثر ۲۰۰ میلی‌متر در اطراف ستون، براساس تحلیل و طراحی مقطع، فاصله میلگردهای کششی منفی بالای دال و مرکز ناحیه فشاری بتن، بر اثر لنگر خمشی مقاوم منفی، برابر ۱۵۰ میلی‌متر به‌دست آمده است. اگر از کتیبه به ضخامت ۵۰ میلی‌متر بر روی ستون‌ها استفاده شود، لنگر خمشی مقاوم منفی دال در اطراف ستون به چه میزانی افزایش خواهد یافت؟

۱) $\frac{۱}{۳}$

۲) $\frac{۱}{۴}$

۳) $\frac{۲}{۵}$

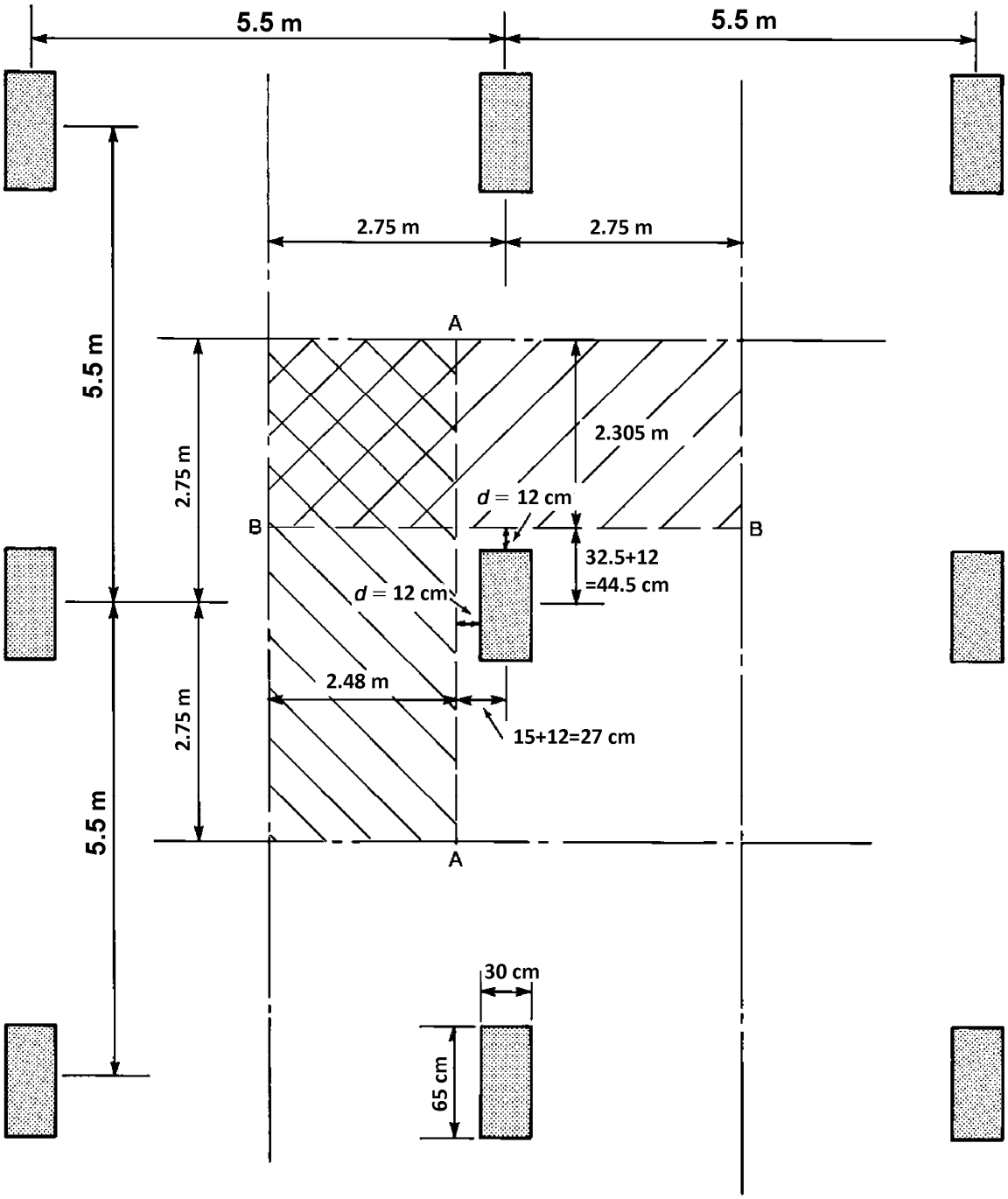
۴) $\frac{۲}{۷}$

گزینه ۱

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= A_s F_y Z_1 = A_s F_y (150) \\ M_2 &= A_s F_y Z_2 = A_s F_y (150+50) \end{aligned}\right\} \frac{M_2}{M_1} = \frac{200}{150} \qquad M_2 = M_1 \times \left(1+\frac{1}{3}\right)$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال: ضخامت دال برابر 150mm می باشد. عمق موثر نیز برابر 120 mm می باشد. بار مرده کف سازی برابر 0.75kPa و بار زنده آن برابر 3 kPa می باشد. مقاومت فشاری بتن برابر 21MPa می باشد. مقاومت برشی را در اطراف ستون میانی کنترل نمایید.



$$q_u = 1.2(0.75 + 0.15 \times 25) + 1.6 \times 3 = 10.2\ kPa$$

کنترل برش یک طرفه:

مقدار برش حداکثر در مقطع A-A برابر است با:

$$V_u = 10.2 \times 2.48 \times 5.5 = 139.128\ kN$$

برش مقاوم برابر است با:

$$\varphi V_n = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{21} \times 5500 \times 120 = 412500\ N = 386\ kN$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

کنترل برش دو طرفه:

مقدار برش حداکثر در مقطع پانچ برابر است با:

$$V_u = (5.5 \times 5.5 - 0.42 \times 0.77) \times 10.2 = 305.76\ kN$$

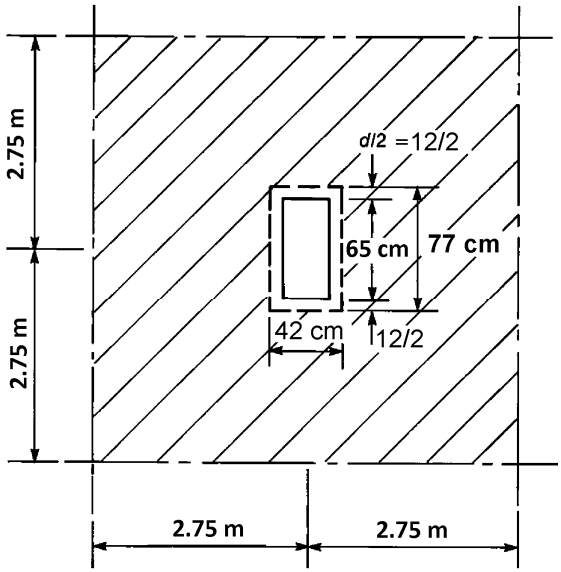
$$b_0 = (42 + 77) \times 2 = 238\ cm$$

$$\beta = \frac{65}{30} = 2.167$$

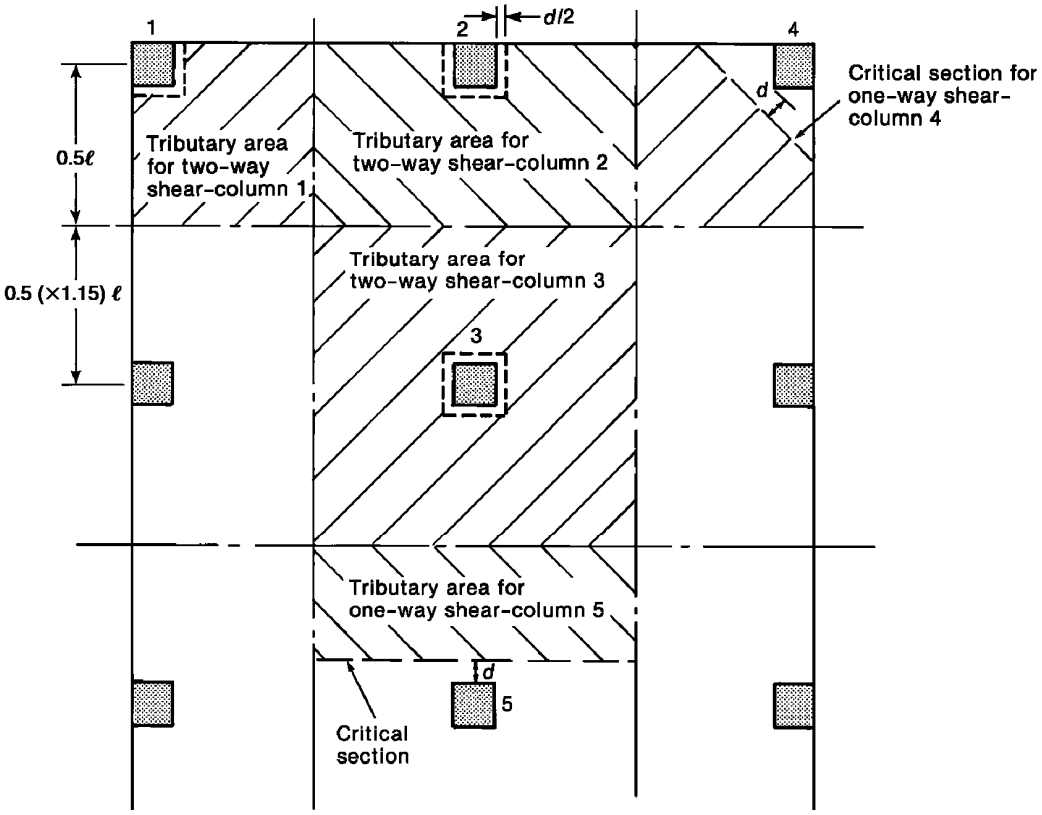
$$\left.\begin{aligned} V_{c1} &= 0.17\left(1 + \frac{2}{(2.167)}\right)\sqrt{21}b_0 d = 1.498\ b_0 d \\ V_{c2} &= 0.083\left(\frac{40 \times 120}{2380} + 2\right)\sqrt{21}b_0 d = 1.527\ b_0 d \\ V_{c3} &= 0.33\sqrt{21}b_0 d = 1.51\ b_0 d \end{aligned}\right\} V_c = 1.498\ b_0 d = 1.498 \times 2380 \times 120 = 427829\ \text{N}$$

$$= 428\ \text{kN}$$

$$0.75 \times V_c > V_u \quad OK$$



کنترل برش در ستونهای کناری:



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲۲-۳- انتقال لنگر نامتعادل در دالهای بدون تیر

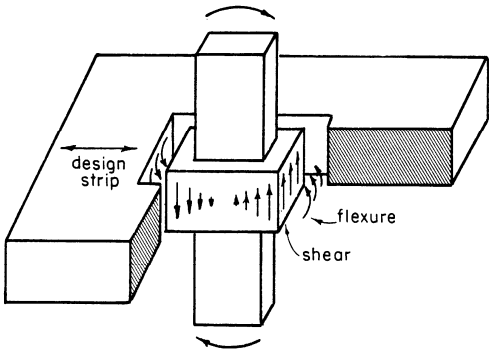
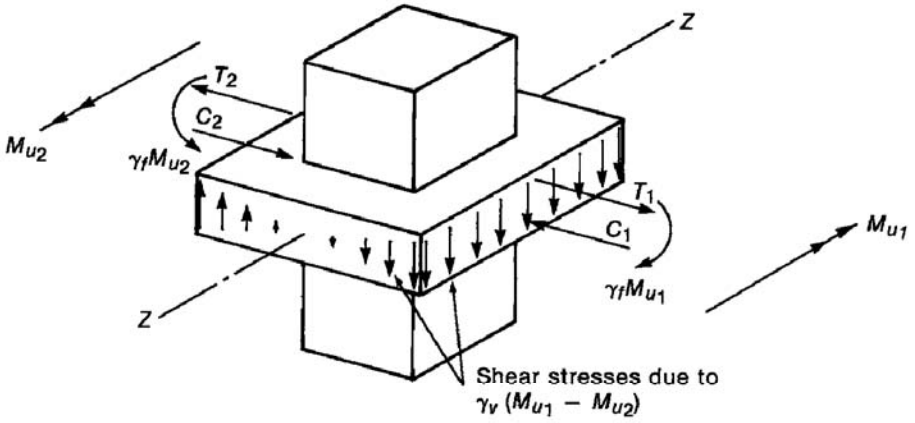
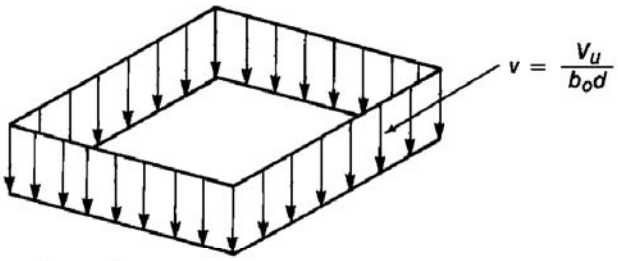


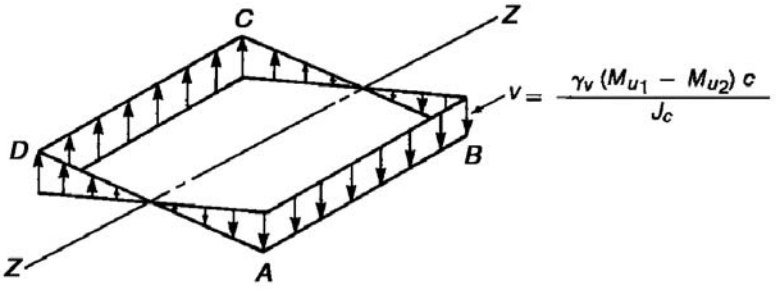
Fig. 16-9 Direct Shear and Moment Transfer



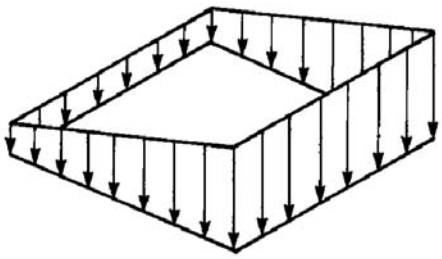
(a) Transfer of unbalanced moments to column.



(b) Shear stresses due to V_u.

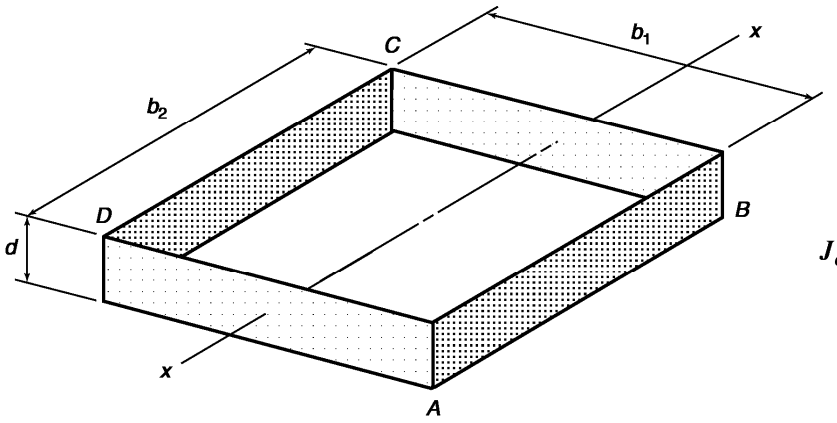


(c) Shear due to unbalanced moment.



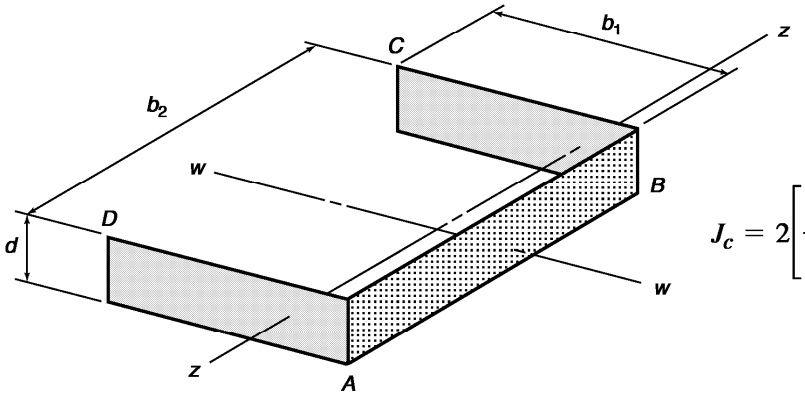
(d) Total shear stresses.

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.



$$J_c = 2\left(\frac{b_1 d^3}{12} + \frac{d b_1^3}{12}\right) + 2(b_2 d)\left(\frac{b_1}{2}\right)^2$$

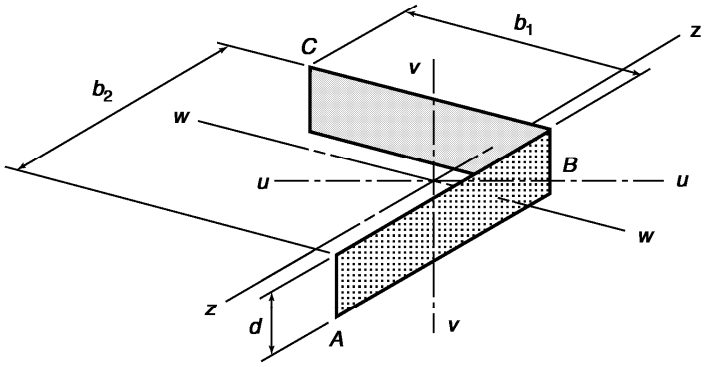
(a) Critical perimeter of an interior column.



$$c_{AB} = \frac{2(b_1 d) b_1/2}{2(b_1 d) + b_2 d}$$

$$J_c = 2\left[\frac{b_1 d^3}{12} + \frac{d b_1^3}{12} + (b_1 d)\left(\frac{b_1}{2} - c_{AB}\right)^2\right] + b_2 d c_{AB}^2$$

(b) Critical perimeter of edge column.



$$c_{AB} = \frac{(b_1 d) b_1/2}{b_1 d + b_2 d}$$

$$J_c = \left[\frac{b_1 d^3}{12} + \frac{d b_1^3}{12} + (b_1 d)\left(\frac{b_1}{2} - c_{AB}\right)^2\right] + (b_2 d) c_{AB}^2$$

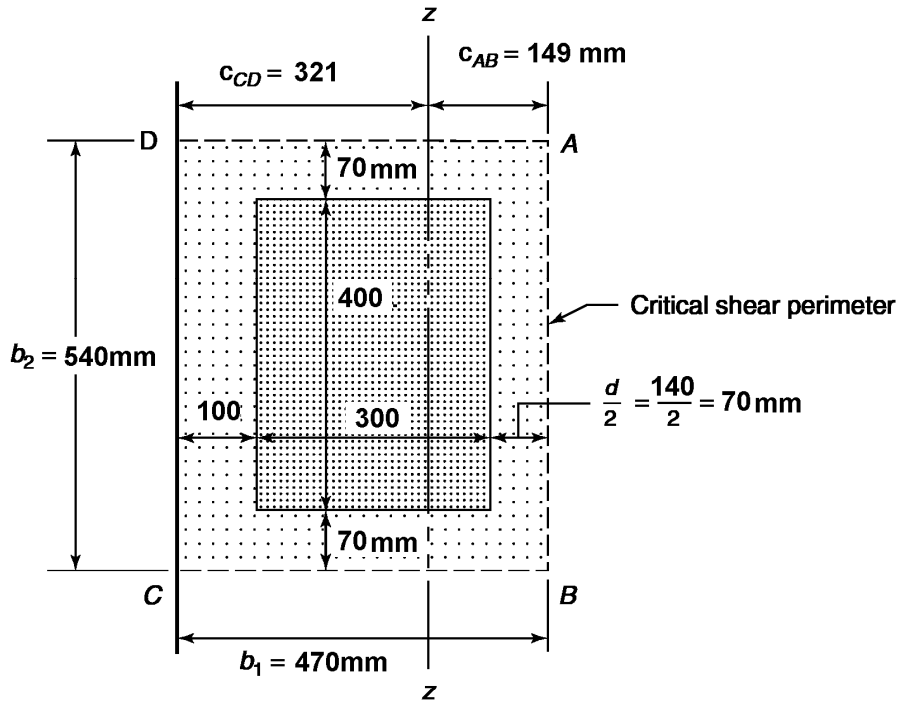
(c) Critical shear perimeter of corner column.

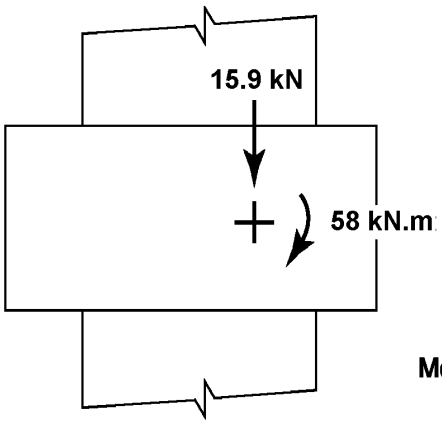
هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

مثال:

یک ستون به ابعاد مقطع 300x400 mm مطابق شکل زیر در لبه یک دال بتنی (بدون تیر) قرار گرفته است. ضخامت دال 165mm می باشد. عمق موثر دال برابر 140mm می باشد. مقاومت فشاری بتن $f'_c = 24MPa$ می باشد. تنش تسلیم فولادهای طولی دال برابر $F_y = 400MPa$ می باشد.

لنگر منتقل شونده به ستون برابر 58kN.m می باشد. نیروی برشی که از طریق دال به ستون منتقل می شود نیز برابر 159 kN می باشد.





Moments about centroid of shear perimeter.

مراحل کنترل اتصال برای لنگر نامتعادل

۱- تعیین محیط بحرانی برش: محیط بحرانی به فاصله d/2 از بر ستون خواهد بود که در شکل فوق نشان داده شده است.

۲- تعیین مرکز برش

$$C_{AB} = \frac{\sum Ay}{A} = \frac{2(470 \times 140) \times \frac{470}{2}}{2(470 \times 140) + 540 \times 140} = 149.26\ mm$$

۳- محاسبه φV_c و $\frac{V_u}{\varphi V_c}$

$$b_0 = 1480\ mm$$

$$\left.\begin{array}{c} V_{c1} = 0.17\left(1 + \frac{2}{(1.33)}\right)\sqrt{24}b_0 d = 2.085\ b_0 d \\ V_{c2} = 0.083\left(\frac{30\times140}{1480} + 2\right)\sqrt{24}b_0 d = 1.97\ b_0 d \\ V_{c3} = 0.33\sqrt{24}b_0 d = 1.617\ b_0 d \end{array}\right\} \varphi V_c = 0.75 \times 1.617\ b_0 d = 0.75 \times 1.617\ \times 1480 \times 140 = 251229\text{N}=251\text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\varphi V_c} = \frac{159}{251} = 0.63$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۴- تعیین سهم انتقال لنگر به صورت خمشی

$$\gamma_f = \frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{470}{540}}} = 0.616$$

۵- محاسبه J

$$J = 2\left(\frac{470\times 140^3}{12}\right) + 2\left(\frac{470^3\times 140}{12}\right) + 2\times 470\times 140\times\left(\frac{470}{2}-149.26\right)^2 + 540\times 140\times 149.26^2 = 5.289\times 10^9\ \text{mm}^4$$

۶- محاسبه تنش برشی

$$(v_u)_{AB} = \frac{V_u}{b_0 d} \pm \frac{\gamma_v M_u c}{J} = \frac{159000}{1480\times 140} \pm \frac{0.384\times 58\times 10^6\times 149}{5.289\times 10^9} = 0.767 + 0.627 = 1.395\frac{N}{mm^2}$$

$$\varphi v_c = 1.212$$
$$v_u < \varphi v_c \quad N.G$$

محاسبات ۹۴

۵۶- در یک اتصال دال به ستون، لنگر خمشی متعادل نشده‌ای ناشی از بارهای ثقلی برابر 100 kN.m باید بین دال و ستون میانی یک ساختمان منتقل شود. قسمتی از این لنگر که با عملکرد خمشی منتقل می‌شود (برحسب kN.m) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ابعاد مقطع ستون 400×400 میلی‌متر و ضخامت دال 200 میلی‌متر (d=150 mm) می‌باشد.

۴) صفر

۲) 60

۱) 100

گزینه ۲

$$M_{vf} = \frac{M_u}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{M_u}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{100}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{400+150}{400+150}}} = 60\ kN.m$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

13.3.3 *Two-way isolated footings*

13.3.3.1 The design and detailing of two-way isolated footings shall be in accordance with this section and the applicable provisions of Chapter 7 and Chapter 8.

13.3.3.2 In square two-way footings, reinforcement shall be distributed uniformly across entire width of footing in both directions.

13.3.3.3 In rectangular footings, reinforcement shall be distributed in accordance with (a) and (b):

(a) Reinforcement in the long direction shall be distributed uniformly across entire width of footing.

(b) For reinforcement in the short direction, a portion of the total reinforcement, $\gamma_s A_s$, shall be distributed uniformly over a band width equal to the length of short side of footing, centered on centerline of column or pedestal. Remainder of reinforcement required in the short direction, $(1-\gamma_s)A_s$, shall be distributed uniformly outside the center band width of footing, where γ_s is calculated by:

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta+1)} \qquad (13.3.3.3)$$

where β is the ratio of long to short side of footing.

سراسری ۹۶

۱۲۴- یک شالوده منفرد به شکل مستطیل با ابعاد ۳×۲ متر در پلان، بار ستونی به ابعاد مقطع ۶۰۰×۶۰۰mm را در وسط خود به زمین منتقل می‌نماید. بر اساس محاسبات مقاومت خمشی، در امتداد عرضی ۲۰ میلگرد به قطر هر یک ۱۸ میلی‌متر لازم شده است. در نوار عرضی به عرض یک متر و طول دو متر که به‌صورت متقارن نسبت به محور ستون و در زیرستون می‌باشد، چند میلگرد باید قرار گیرد؟

۱) ۱۰

۲) ۹

۳) ۸

۴) ۷

گزینه ۳

$$\gamma_s = \frac{2}{\left(\frac{3}{2}+1\right)} = 0.8$$

تعداد میلگردها در ۲ متر میانی پی ۱۶ عدد می باشد:

$$0.8 \times 20 = 16$$

بنابراین در یک متر میانی باید ۸ عدد میگلرد قرار داده شود.

 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲۳-۱- پی-مقطع بحرانی خمش و برش

طبق بند زیر در صورتی که مقطع ستون مستطیلی شکل نباشد، مقطع بحرانی را می توان بر اساس مقطع معادل مربعی (با مساحت مساوی) محاسبه کرد.

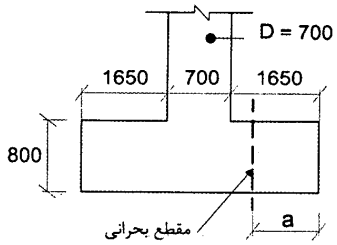
14.4.3 *Footings*

14.4.3.1 *General*

14.4.3.1.1 For footings supporting circular or regular polygon-shaped concrete columns or pedestals, it shall be permitted to assume a square section of equivalent area for determining critical sections.

محاسبات ۹۷

۳۴- فرض کنید یک پی منفرد به ابعاد 4×4×0.8 m در زیر یک ستون بتنی دایره‌ای به قطر 700 میلی‌متر قرار دارد. برای تعیین مقدار حداکثر لنگر خمشی در پی منفرد، فاصله مقطع بحرانی تا بر پی (a) برحسب میلی‌متر به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25، میلگردها از نوع S400 و در شکل ابعاد به میلی‌متر است. عمق موثر مقطع پی را برابر 700 میلی‌متر فرض کنید).



۱) 1690

۲) 1650

۳) 1300

۴) 950

گزینه ۱

ابعاد ستون مربعی معادل با ستون دایره ای برابر است با:

$$\pi \times \frac{700^2}{4} = a^2 \quad \rightarrow \quad a = 620.2\ mm$$

$$a = \frac{4000 - 620.2}{2} = 1689.9\ mm$$

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

۲۳-۲- حداقل فولاد کششی در پی

13.3—Shallow foundations

13.3.4 *Two-way combined footings and mat foundations*

13.3.4.4 Minimum reinforcement in nonprestressed mat foundations shall be in accordance with 8.6.1.1.

CHAPTER 8—TWO-WAY SLABS

8.6—Reinforcement limits

8.6.1 *Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs*

8.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement, $A_{s,min}$, shall be provided near the tension face in the direction of the span under consideration in accordance with Table 8.6.1.1.

Table 8.6.1.1—$A_{s,min}$ for nonprestressed two-way slabs

Reinforcement type	f_y, MPa	$A_{s,min}$, mm²	
Deformed bars	< 420	$0.0020A_g$	
Deformed bars or welded wire reinforcement	≥ 420	Greater of:	$\frac{0.0018\times 420}{f_y}A_g$
			$0.0014A_g$

R8.6—Reinforcement limits

R8.6.1 *Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs*

R8.6.1.1 The required area of deformed or welded wire reinforcement used as minimum flexural reinforcement is the same as that required for shrinkage and temperature in 24.4.3.2. However, whereas shrinkage and temperature reinforcement is permitted to be distributed between the two faces of the slab as deemed appropriate for specific conditions, minimum flexural reinforcement should be placed as close as practicable to the face of the concrete in tension due to applied loads.

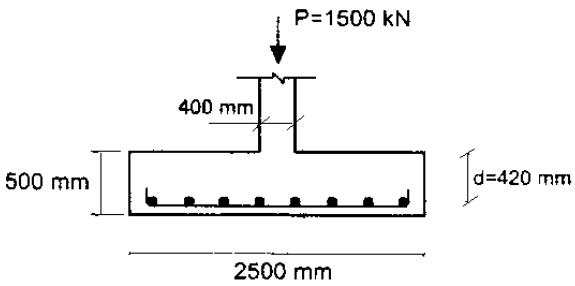
Figure R8.6.1.1 illustrates the arrangement of minimum reinforcement required near the top of a two-way slab supporting uniform gravity load. The bar cutoff points are based on the requirements shown in Fig. 8.7.4.1.3a.

To improve crack control and to intercept potential punching shear cracks with tension reinforcement, the licensed design professional should consider specifying continuous reinforcement in each direction near both faces of thick two-way slabs, such as transfer slabs, podium slabs, and mat foundations. Also refer to R8.7.4.1.3.

هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.

محاسبات ۹۶

۱۹- مقدار آرماتور خمشی لازم در هر راستا برای پی منفرد مربعی شکل زیر تحت بار طراحی ستون بتنی برابر P_u=1500 kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (از وزن پی و بار روی آن صرفنظر شود. همچنین بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



۱) $A_s = 15 \times 10^2\ mm^2$

۲) $A_s = 24 \times 10^2\ mm^2$

۳) $A_s = 19 \times 10^2\ mm^2$

۴) $A_s = 28 \times 10^2\ mm^2$

گزینه ۲

$$q_u = \frac{1500}{2.5 \times 2.5} = 240 \frac{kN}{m^2}$$

در محاسبات زیر (با توجه به درصد پایین میلگرد لازم) به صورت تقریبی بازوی خمش (Z) برابر $Z=0.95d$ فرض شده است:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{240 \times 1.05^2}{2} = 132.3\ kN.m < \left(\varphi M_n = \varphi A_s F_y Z = 0.9 A_s \times 400 \times (0.95 \times 420)\right)$$

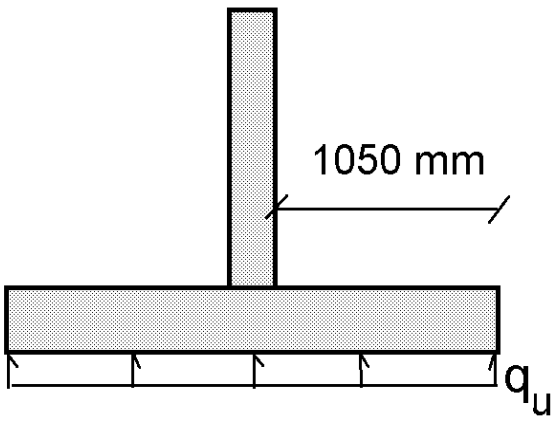
$$A_s = \frac{132.3 \times 10^6}{0.9 \times 400 \times (0.95 \times 420)} = 921\ mm^2$$

مساحت فوق مربوط به مساحت میلگردها در یک متر عرض پی است. با توجه به اینکه عرض پی برابر 2.5 متر می باشد، مساحت کل لازم در عرض $2.5\ m$ برابر است با:

$$A_s = 921 \times 2.5 = 2302\ mm^2$$

کنترل آرماتور حداقل:

$$\frac{A_s}{bh} \geq 0.002 \quad \rightarrow \frac{A_s}{2500 \times 500} \geq 0.002 \quad \rightarrow \quad A_s \geq 22500\ mm^2$$



 هرگونه کپی برداری از مطالب این کتاب ممنوع می باشد.