بنام خدا

با سلام،

با توجه به عجله در نگارش پاسخها احتمال اشتباه وجود دارد.

در نگارش سولات ژئوتکنیک از نظرات گرانقدر استاد ارجمندم جناب آقای مهندس عزیز رنجبری (عضو هیات علمی دانشگاه تبریز) بهره جسته ام. با تشکر از ایشان.

از خوانندگان محترم تقاضا دارم در صورت مشاهده هرگونه ایرادی از طریق صفحه زیر اطلاع دهند تا پاسخها اصلاح شوند:

http://www.hoseinzadeh.net/nezam.htm

در صفحه فوق همچنین به سوالات مطرح در زمینه سوالات پاسخ داده خواهد شد.

همچنین می توانید از طریق ایمیل زیر با بنده در ارتباط باشید:

hoseinzadeh.m@gmail.com
hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل
عضو هیات علمی دانشگاه تبریز

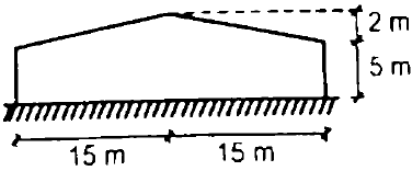
۱- برای بارگذاری سالن صنعتی نشان داده شده در منطقه 4 (بار برف زیاد P_g=1.5 kN/m²)، P_r=1.0 kN/m² به دست آمده است. براساس مبحث ششم، کمترین و بیشترین شدت بار بر واحد سطح افق ناشی از بار نامتوازن برف در طول دهانه به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟

۱) 1.86 kN/m² , 0.3 kN/m²

۲) 1.64 kN/m² , 0.3 kN/m²

۳) 1 kN/m² , 0.3 kN/m²

۴) 1.64 kN/m² , 1 kN/m²



گزینه ۲

$$P_{min} = 0.3P_r = 0.3\frac{kN}{m^2}$$

$$\left.\begin{aligned} P_{max} &= P_r + \gamma h_d \sqrt{i} \\ i &= \left(\frac{2}{15}\right) = 0.1333 \\ \gamma &= 0.43 \times 1.5 + 2.2 = 2.845 \\ h_d &= 0.12\sqrt[3]{15}\sqrt[4]{100 \times 1.5 + 50} - 0.5 = 0.613 \end{aligned}\right\} P_{max} = 1 + 0.613 \times 2.845\sqrt{0.1333} = 1.637$$

۶-۷-۴ ضریب برف‌گیری

اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف‌گیری بام ساختمان به کمک ضریب برف‌گیری، C_e ، حاصل از جدول ۶-۷-۲، درنظر گرفته می‌شود.

در حالت برف‌ریز، بام بالاتر از محیط اطراف می‌باشد و محافظتی از اطراف وجود ندارد. اگر بر روی بام، واحدهای تأسیساتی بزرگ مستقر بوده و یا ارتفاع دست‌انداز بام و سایر برجستگی‌ها از روی بام بیشتر از ارتفاع برف متوازن، $h_b = P_r/\gamma$، باشد آن بام نمی‌تواند در گروه برف‌ریز قرار گیرد. موانع اطراف ساختمان تا فاصله ده برابر h_o می‌توانند برای برف بام آن ساختمان محافظت ایجاد کرده و در آن صورت بام را نمی‌توان برف‌ریز دانست. h_o، فاصله قائم از روی مانع بالاتر تا روی بام می‌باشد. وزن مخصوص برف، γ، را می‌توان از رابطه ۶-۷-۳ محاسبه کرد.

$\gamma = 0.43 P_g + 2.2$ کیلونیوتن بر متر مکعب (۳-۷-۶)

۶-۷-۸-۱ بار نامتوازن برف برای بام‌های با شیب دو و یا چند طرفه

درنظر گرفتن بار نامتوازن برف برای بام‌های با شیب کمتر از ۴٪ و شیب بیشتر از ۶۰٪ لازم نیست. برای بام‌های با فاصله افقی کمتر از ۶ متر بین تاج و پای شیب با تیرهای با تکیه‌گاه ساده بین تاج و پای شیب، بار نامتوازن یکنواخت برف در حالت پشت به باد با شدت I_sP_g درنظر گرفته شده و قسمت رو به باد بدون بار برف درنظر گرفته شود. برای سایر بام‌ها، بار نامتوازن شامل بار گسترده $0.3P_r$ در سمت بادگیر و در سمت پشت به باد P_r به اضافه سربار به شدت بر واحد سطح افقی برابر $\gamma h_d\sqrt{i}$ و در فاصله افقی $8h_d/(3\sqrt{i})$ از تاج شیب به سمت پای شیب خواهد بود. i ، بیانگر شیب سقف (تانژانت زاویه شیب) می‌باشد. ارتفاع انباشت برف، h_d، بر حسب متر، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$h_d = 0.12\sqrt[3]{l_u}\sqrt[4]{100P_g + 50} - 0.5 \quad (۵-۷-۶)$$

در رابطه فوق، l_u فاصله افقی تاج تا پای شیب در قسمت رو به باد بر حسب متر می‌باشد. برای طول افقی ناحیه پشت به باد کمتر از ۶ متر، از مقدار ۶ متر برای l_u استفاده شود.

۲- دیوارخارجی ساختمان یک مرکز مخابرات دارای مساحت 150 مترمربع می‌باشد. با لحاظ خطرپذیری ساختمان، مقدار کل بار انفجار بدون ضریب بار که باید برای این دیوار درنظر گرفته شود بر حسب کیلونیوتن چقدر می‌باشد؟

۱) 300 ۲) 480 ۳) 420 ۴) 360

گزینه ۳

$$F = 2 \times AI = 2 \times 150 \times 1.4 = 420\ kN$$

۶-۱۲ بار انفجار

۶-۱۲-۱ حدود کاربرد

برای سازه‌ها و ساختمان‌های با گروه خطرپذیری یک طبق جدول ۶-۱-۱، و سایر سازه‌ها در صورت درخواست کارفرما، در نظر گرفتن بارهای ناشی از انفجار ضروری است.

۶-۱۲-۲ بار بر پوسته ساختمان

پوسته ساختمان‌هایی که برای آن‌ها بارهای ناشی از انفجار باید در نظر گرفته شود باید برای فشار وارد از خارج به داخل و یا از داخل به خارج برابر ۲ کیلونیوتن بر مترمربع طرح شوند. برای در نظر گرفتن اثر این بار، از ترکیب بار ظرفیت بند ۶-۲-۴-۲ با جایگزینی فشار ناشی از انفجار برای A_k استفاده شود. ظرفیت اعضای سازه و مقاومت مصالح را می‌توان براساس مبحث ۲۱ افزایش داد. ضریب اهمیت به کار رفته برای بارهای ناشی از انفجار مشابه ضریب اهمیت بار زلزله (جدول ۶-۱-۲) خواهد بود.

جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۶-۱-۱	ضریب اهمیت بار لرزه‌ای، I_e	ضریب اهمیت بار باد، I_w	ضریب اهمیت بار یخ I_i	ضریب اهمیت بار برف، I_s
۱	۱٫۴	۱٫۲۵	۱٫۲۵	۱٫۲
۲	۱٫۲	۱٫۱۵	۱٫۲۵	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸

۳- بار زنده گسترده درنظر گرفته شده در قسمتی از یک ساختمان اداری $4.5\ kN/m^2$ می‌باشد در صورتیکه برای تیغه‌بندی فضاها از دیوارهای ساندویچی که وزن یک مترمربع آن 0.35 کیلونیوتن است استفاده شود، حداقل وزن معادل دیوارهای تقسیم‌کننده وارد بر کف آن قسمت از ساختمان را چه مقدار می‌توان درنظر گرفته شود؟

۱) صفر

۲) 1.0 کیلونیوتن بر مترمربع کف

۳) 0.75 کیلونیوتن بر مترمربع کف

۴) 0.5 کیلونیوتن بر مترمربع کف

گزینه ۱:

۶-۵-۲-۲ ضوابط مربوط به دیوارهای تقسیم کننده

در ساختمان‌های اداری و یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم‌کننده و یا جابجایی آن‌ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم‌کننده بدون توجه به اینکه آن‌ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم کننده نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان‌هایی که از تیغه‌های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می‌شود، این بار را می‌توان حداقل به ۰٫۵کیلونیوتن بر مترمربع کاهش داد، مشروط بر آن‌که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و ملحقات آنها از ۰٫۴ کیلونیوتن تجاوز نکند.

در صورتی‌که وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جداکننده از ۲ کیلونیوتن بیشتر باشد، وزن آن به‌عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال می‌گردد.

استثناء: اگر حداقل بار زنده از ۴ کیلونیوتن بر متر مربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده دیوار تقسیم‌کننده نیست.

۴- حداقل نیروی جانبی زلزله وارد بر هر متر طول دیوار جان‌پناه یک بیمارستان در تهران به ارتفاع 1.2 متر و به ضخامت 150 میلی‌متر از جنس بتن آرمه معمولی برحسب کیلونیوتن حدوداً چقدر باید درنظر گرفته شود؟ جرم مخصوص بتن‌آرمه $2500\ kg/m^3$ می‌باشد.

۱) 3.60 ۲) 2.57 ۳) 4.33 ۴) **4.82**

$$F_p = 0.35 \times 2 \times 1.4 \times (1.2 \times 1 \times 0.15 \times 2500) = 441\ kg = 4.32\ kN$$

۲-۸ نیروی جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان و قطعات الحاقی

اجزای ساختمان و قطعات الحاقی به ساختمان باید در مقابل نیروی جانبی که از رابطه زیر به دست می‌آید محاسبه شوند:

$$F_p = AB_pIw_p \qquad (۲-۱۸)$$

در این رابطه:

A و I مقادیر مندرج در بندهای ۲-۳-۳ و ۲-۳-۷ هستند که برای محاسبه نیروی وارد به کل ساختمان به کار برده شده‌اند.

w_p وزن جزء ساختمان یا قطعه الحاقی مورد نظر است.

در مخازن و قفسه‌بندی انبارها و کتابخانه‌ها w_p علاوه بر بار مرده شامل وزن محتویات آنها در حالت کاملاً پر است.

B_p ضریبی است که مقدار آن در جدول (۷) داده شده است.

جدول ۷ ضریب B_p

اجزای ساختمان یا قطعات الحاقی	جهت نیروی افقی	B_p
دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان و تیغه‌های جداکننده	در امتداد عمود بر سطح دیوار	۰/۷
جان پناه‌ها و دیوارهای طره‌ای	در امتداد عمود بر سطح دیوار	۲/۰۰
اجزای تزئینی و داخلی و یا قسمتهای الحاقی به ساختمان	در هر امتداد	۲/۰۰
مخازن، برجها، دودکشها، وسایل و ماشین آلات در صورتی که متصل به ساختمان و یا جزئی از آن باشند و سقفهای کاذب	در هر امتداد	۱/۰۰
اتصالات عناصر سازه‌ای پیش ساخته	در هر امتداد	۱/۰۰

۵- در طرح ساختمانی با ارتفاع 60 متر از تراز پایه، ضریب زلزله با استفاده از زمان تناوب تجربی برابر C=0.108 محاسبه شده است. اگر درنظر باشد ارتفاع ساختمان بدون تغییر کلی در سیستم، مکان و اهمیت سازه به 68 متر افزایش یابد، ضریب زلزله ساختمان جدید به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر می‌شود؟

۱) 0.092 ۲) 0.085 ۳) 0.101 ۴) 0.108

گزینه ۳

با توجه به ارتفاع بالای سازه دوره تناوب تجربی سازه در کمترین حالت برابر $T = 0.05 \times 60^{0.75} = 1.078sec$ خواهد بود.

بنابراین با توجه به جدول زیر رابطه B از رابطه سوم محاسبه می شود.

بنابراین نسبت B در حالت دوم به حالت اول برابر است با:

$$\frac{B_2}{B_1} = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{h_1^{0.75}}{h_2^{0.75}}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{0.5} = \left(\frac{60}{68}\right)^{.5} = 0.939 \rightarrow C_2 = 0.108 \times 0.939 = 0.10145$$

۲-۳-۴ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل‌های (۱-الف و ۱-ب) تعیین می‌شود:

$$B=1+S\left(\frac{T}{T_0}\right) \qquad 0 \le T \le T_0$$

$$B=S+1 \qquad T_0 \le T \le Ts \qquad (۳-۲)$$

$$B=(S+1)\left(\frac{Ts}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \qquad T \ge Ts$$

جدول ۳ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۳)

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

نکته: در سازه های بلند علاوه بر زلزله استاتیکی باید زلزله دینامیکی نیز منظور شود. در این حالت طراحی اعضا بر اساس زلزله دینامیکی خواهد بود. ولی برای مقاصدی مانند همپایه کردن زلزله دینامیکی و یا کنترل دریفت زلزله استاتیکی نیز باید محاسبه شود.

۶- درنظر است یک ساختمان بلند 40 طبقه با ارتفاع کل 140 متر از روی تراز پایه، با سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی ویژه و مهاربندی برون محور فولادی، در تهران و روی زمین نوع I احداث شود. در صورتیکه جهت کنترل تحلیل برای زلزله سطح طراحی، نیاز به محاسبه نیروی برش پایه از روش استاتیکی معادل باشد. کل نیروی زلزله به روش استاتیکی معادل (برش پایه) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر خواهد بود؟ ضریب اهمیت ساختمان را یک فرض کنید. W وزن‌کل مؤثرلرزه‌ای سازه از تراز پایه به بالاست.

۱) 0.03 W　　۲) 0.10 W　　۳) 0.042 W　　۴) 0.035 W

گزینه ۴

$$\left.\begin{matrix} T = 0.05H^{0.75} = 0.05 \times 140^{0.75} = 2.035\ sec \\ S = 1.5 \\ T_s = 0.4 \end{matrix}\right\} B = 2.5\left(\frac{0.4}{2.035}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.845$$

$$\left.\begin{matrix} V = \frac{ABI}{R}W = \frac{0.35 \times 0.845 \times 1}{10}W = 0.0295W \\ V_{min} = 0.1AIW = 0.1 \times 0.35 \times 1 \times W = 0.035W \end{matrix}\right\} V = 0.035W$$

۲-۳-۴ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل‌های (۱-الف و ۱-ب) تعیین می‌شود:

$B=1+S\left(\frac{T}{T_0}\right)$　　$0 \le T \le T_0$

$B=S+1$　　$T_0 \le T \le Ts$　　(۳-۲)

$B=(S+1)\left(\frac{Ts}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$　　$T \ge Ts$

جدول ۳ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۳)

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

۲-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین می‌گردد و به صورت استاتیکی رفت و برگشتی، به سازه اعمال می‌شود.

۲-۳-۱ نیروی برشی پایه، V

حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$V=CW$　　(۱-۲)

در این رابطه:

V: نیروی برشی در تراز پایه. این تراز در بند ۲-۳-۲ تعریف شده است.

W: وزن کل ساختمان، شامل تمام بار مرده و وزن تأسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف که در جدول (۱) مشخص شده است.

C: ضریب زلزله که از رابطه زیر به دست می‌آید:

$C=\frac{ABI}{R}$

که در آن:

A: نسبت شتاب مبنای طرح (شتاب زلزله به شتاب ثقل g)

B: ضریب بازتاب ساختمان که با استفاده از طیف بازتاب طرح به دست می‌آید.

I: ضریب اهمیت ساختمان

R: ضریب رفتار ساختمان

مقادیر ضرایب فوق، طبق ضوابط بندهای ۲-۳-۳ تا ۲-۳-۸ تعیین می‌شوند.

برش پایه، V در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار داده شده در رابطه زیر در نظر گرفته شود.

$V_{min}=0.1AIW$　　(۲-۲)

۷- باربرف متوازن برای سقف شیب‌دار یک سالن صنعتی در حالت برف‌ریز، که گروه ناهمواری محیط برای آن کم ارزیابی شده، کمتر از نصف بار زمین P_g برآورد شده است. در صورتیکه ضریب اهمیت باربرف و ضریب شرایط دمایی برابر 1 فرض شده، سطح بام لغزنده و بدون مانع برای لغزش برف بوده و برای پذیرش برف، فضای کافی پایین‌تر از لبه بام وجود داشته باشد، کدامیک از گزینه‌های زیر به کمترین شیب ممکن برای سقف سالن، نزدیکتر است؟

۱) 26%　　۲) 22%　　۳) 12%　　۴) 5%

گزینه ۲

$$\left.\begin{array}{c} P_r = 0.7C_s \times 1 \times C_e \times 1 \times P_g \\ C_e = 0.8 \\ P_r = 0.5P_g \end{array}\right\} C_s = 0.893$$

$$\left.\begin{array}{c} 1 - \dfrac{\alpha - \alpha_0}{70 - \alpha_0} = 0.893 \\ \alpha_0 = 5^0 \end{array}\right\} \alpha = 11.95^0$$

درصد شیب برای 11.95 درجه برابر است با:

$$tg(\alpha) = tg(11.95^0) = 0.2116 = 21.16\%$$

۶-۷-۶ ضریب شیب

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

(۶-۷-۴-الف)، $\alpha \le \alpha_0$　　$C_s = ۱/۰$

(۶-۷-۴-ب)، $\alpha_0 < \alpha < ۷۰^\circ$　　$C_s = ۱ - \dfrac{\alpha - \alpha_0}{۷۰ - \alpha_0}$

(۶-۷-۴-پ)، $\alpha \ge ۷۰^\circ$　　$C_s = ۰$

زاویه α_0، طبق بند ۶-۷-۶-۱، با توجه به شرایط سطح شیب‌دار مشخص می‌شود.

۶-۷-۶-۱ اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب‌دار بدون مانع باشد و همچنین فضای کافی پایین‌تر از لبه بام برای پذیرش برف موجود باشد، مقدار α_0 برای C_t=۱ برابر پنج درجه، برای C_t= ۱/۱ برابر ده درجه و برای مقادیر بیشتر C_t برابر پانزده درجه خواهد بود. بام‌های لغزنده شامل پوشش‌های فلزی، سنگ برگ، شیشه‌ای و پوشش لاستیکی، پلاستیکی و قیراندود با سطوح صاف و هموار می‌باشد. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی‌توان صاف دانست. ورقه‌های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی‌شوند.

در صورت عدم وجود شرایط لغزنده و مانع‌دار بودن بام، مقدار α_0 برای C_t =۱ برابر ۳۰ ° و برای C_t های بیشتر برابر ۴۵ ° می‌باشد.

۶-۷-۴ ضریب برف‌گیری

اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف‌گیری بام ساختمان به کمک ضریب برف‌گیری، C_e ، حاصل از جدول ۶-۷-۲، درنظر گرفته می‌شود.

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
زیاد	۰/۹	۱/۰	۱/۲
متوسط	۰/۹	۱/۰	۱/۱
کم	۰/۸	۰/۹	۱/۰

۶-۷-۲ بار برف بام

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

$$P_r = ۰/۷ C_s C_t C_e I_s P_g \qquad (۶-۷-۱)$$

که در آن:

I_s = ضریب اهمیت طبق بخش ۶-۷-۳

C_e = ضریب برف‌گیری طبق بخش ۶-۷-۴

C_t= ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

P_r بیانگر بار برف متوازن می‌باشد که به عنوان یک امکان بارگذاری برف درنظر گرفته می‌شود. امکان‌های دیگر باربرف شامل بار برف حداقل طبق بند ۶-۷-۲-۱، بار برف جزیی می‌باشند.

۸- سرعت موج برشی متوسط در سه لایه متوالی خاک (از سطح زمین) با ضخامت هر لایه برابر ده متر به ترتیب برابر 200، 400 و 500 متربرثانیه اندازه‌گیری شده است. برای تعیین نوع زمین، سرعت موج برشی متوسط در فاصله سی‌متری در عمق زمین بر حسب متر بر ثانیه حدوداً چقدر درنظر گرفته شود؟ (از رابطه پیشنهادی استاندارد 2800 استفاده شود)

۱) 275 ۲) 400 ۳) 370 ۴) 320

گزینه ۴

$$V_s = \frac{30}{\frac{10}{200}+\frac{10}{400}+\frac{10}{500}} = 315.78$$

۲-۳-۵ طبقه بندی نوع زمین

زمین ساختگاه‌ها از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول (۴) طبقه‌بندی می‌گردند:

جدول ۴ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	مواد متشکل ساختگاه	حدودتقریبی $\overline{V}_s$ (متر بر ثانیه)
I	الف- سنگهای آذرین (دارای بافت درشت و ریزدانه)، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده‌ای (گنایس‌ها-سنگهای متبلور سیلیکاته) طبقات کنگلومرایی	بیشتر از ۷۵۰
	ب- خاکهای سخت(شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت کمتر از ۳۰ متر از روی بستر سنگی	۳۷۵≤$\overline{V}_s$≤۷۵۰
II	الف- سنگهای آذرین سست(مانند توف)، سنگهای سست رسوبی سنگهای دگرگونی متورق و به طور کلی سنگهایی که بر اثر هوازدگی (تجزیه و تخریب) سست شده‌اند.	۳۷۵≤$\overline{V}_s$≤۷۵۰
	ب- خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	۳۷۵≤$\overline{V}_s$≤۷۵۰

ادامه جدول ۴ طبقه‌بندی نوع زمین

III	الف- سنگهای متلاشی شده بر اثر هوازدگی	۱۷۵≤$\overline{V}_s$≤۳۷۵
	ب- خاکهای با تراکم متوسط، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه‌ای و رس با سختی متوسط	۱۷۵≤$\overline{V}_s$≤۳۷۵
IV	الف- نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد بر اثر بالابودن سطح آب‌زیرزمینی	کمتر از ۱۷۵
	ب- هرگونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶متر خاک رس با اندیس خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد.	

$\overline{V}_s$، سرعت موج برشی متوسط در فاصله ۳۰ متری در عمق زمین است که با توجه به ضخامت لایه‌های مختلف و سرعت موج برشی در آنها تعیین می‌گردد. این سرعت را می‌توان از رابطه (۲-۴) و یا رابطه معتبر دیگر محاسبه کرد.

$$\overline{V}_s = \frac{\Sigma d_i}{\Sigma (d_i / V_{si})} \qquad (۴-۲)$$

۹- تیرهای یک سالن یک طبقه با سیستم قاب خمشی، دارای صلبیت خمشی زیاد بوده و در محاسبه تغییر مکان جانبی سازه فقط تغییرشکل خمشی ستونها درنظر گرفته می شود. اگر ارتفاع ستون‌ها در زمان اجرا ده درصد کاهش یابد، زمان تناوب محاسبه‌شده به روش تحلیلی حدوداً چند برابر می‌شود؟

۱) 1.10 ۲) 0.85 ۳) 0.90 ۴) 0.95

گزینه ۲

کاهش طول ستون موجب افزایش سختی آن می شود و در نتیجه دروه تناوب کاهش می یابد.

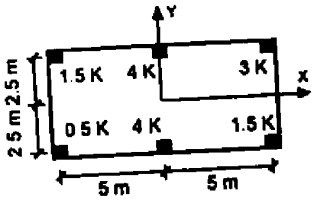
سختی خمشی ستونها با توان سوم طول آنها رابطه دارد:

$$K_{column} = \frac{12EI}{L^3}$$

بنابراین با کاهش ده درصدی در طول ستونها سختی آنها $\frac{1}{0.9^3} = 1.3717$ برابر می شود. با توجه به صلب بودن تیرها، سختی سازه نیز متناسب با سختی ستون تغییر می کند و داریم:

$$\frac{T_2}{T_1} = \frac{\sqrt{\frac{M}{K_2}}}{\sqrt{\frac{M}{K_1}}} = \sqrt{\frac{K_1}{K_2}} = \sqrt{\frac{1}{1.3717}} = 0.8538$$

۱۰-پلان ستون‌گذاری یک ساختمان یک طبقه، در شکل نشان داده شده است. فرض می‌شود سقف به عنوان دیافراگم، صلب بوده و همچنین سختی خمشی آن در مقایسه با سختی خمشی ستون‌ها بسیار زیاد باشد، با این فرض، سختی جانبی ستونها (که درهر دو راستای اصلی یکسان فرض می‌شود) مطابق با آنچه در شکل نشان داده شده، می‌باشد. اگر مرکز جرم سقف منطبق بر مرکز محور مختصات باشد، مقدار خروج از مرکزیت مرکز سختی از مرکز جرم در دو راستای x و y به ترتیب به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟



۱) 0.43 m , 0.86 m
۲) 0.21 m , 0.43 m
۳) 2.93 m , 5.86 m
۴) 2.5 m , 5.0 m

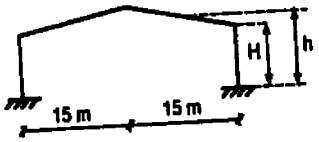
گزینه ۱

$$X_k = \frac{(1.5K \times -5) + (0.5K \times -5) + (4K \times 0) + (4K \times 0) + (3K \times 5) + (1.5K \times 5)}{1.5K + 0.5K + 4K + 4K + 3K + 1.5K} = 0.862\ m$$

$$Y_k = \frac{(1.5K \times 2.5) + (0.5K \times -2.5) + (4K \times 2.5) + (4K \times -2.5) + (3K \times 2.5) + (1.5K \times -2.5)}{1.5K + 0.5K + 4K + 4K + 3K + 1.5K} = 0.43\ m$$

۱۱- یک سالن صنعتی که شرایط ساختمان‌های کوتاه‌مرتبه را دارد در روی زمین باز (بدون ناهمواری و بدون تپه یا بالاآمدگی) اجرا شده است. اگر ضریب بادگیری این سالن C_e=0.95 محاسبه شده باشد، ارتفاع متوسط آن (h) حداکثر چقدر بوده است؟

۱) 10.15 m
۲) 7.73 m
۳) 8.65 m
۴) 9.58 m



گزینه ۲

اگر شیب بام بیشتر از ۷ درجه باشد خواهیم داشت:

$$\left(\frac{h}{10}\right)^{0.2} = 0.95 \rightarrow h = 7.73m$$

اگر شیب بام کمتر از ۷ درجه باشد، در رابطه $C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{0.2}$ می توان طبق بند زیر ارتفاع پیش آمدگی لبه بام را جایگزین h کرد یعنی مقدار Ce را از رابطه $C_e = \left(\frac{H}{10}\right)^{0.2}$ محاسبه کرد. در این حالت خواهیم داشت:

$$\left(\frac{H}{10}\right)^{0.2} = 0.95 \rightarrow H = 7.73m$$

در این صورت مقدار h برابر خواهد بود با:

$$h = H + tg(\alpha) \times 7.5 = 7.73 + tg(\alpha) \times 7.5$$

در رابطه فوق α زاویه شیب بام می باشد که اگر مقدار حداکثری برای آن منظور کنیم ($\alpha = 7^0$) خواهیم داشت:

$$h = 7.73 + tg(7) \times 7.5 = 8.65\ m$$

البته اشاره ای به پیش آمدگی بام نشده است و استنجاج روند بالا سر جلسه امتحان کمی دور از ذهن می باشد.

۶-۱۰-۵ ارتفاع مبنا

برای محاسبهٔ فشار خارجی با استفاده از هر دو روش استاتیکی و دینامیکی، ارتفاع مبنا، h، برای محاسبهٔ C_e به صورت زیر تعریف می‌شود:

(الف) برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه، همان‌گونه که در بند ۶-۱۰-۶-۵ تعریف خواهد شد، h ارتفاع متوسط بام یا ۶ متر، هر کدام که بزرگتر باشد. ارتفاع پیش آمدگی لبهٔ بام اگر شیب بام کمتر از ۷° باشد، ممکن است جایگزین ارتفاع متوسط شود.

(ب) برای ساختمان‌های بلندتر،

h برای وجه رو به باد، ارتفاع واقعی آن نقطه در بالای زمین است،

h برای وجه پشت به باد، نصف ارتفاع ساختمان، و

h برای بام و دیوارهای جانبی، ارتفاع ساختمان است.

(ج) برای هر المان سازه‌ای از ساختمان، h ارتفاع المان در بالای زمین است.

برای محاسبهٔ فشار داخلی، ارتفاع h در رابطهٔ مربوط به C_e به اندازه نصف ارتفاع ساختمان تعریف می‌شود، زمانی‌که یک بازشوی بزرگ وجود دارد؛ h باید ارتفاع بازشو از سطح زمین در نظر گرفته شود.

۶-۱۰-۶-۱ ضریب بادگیری، C_e

ضریب بادگیری C_e تغییرات سرعت باد با ارتفاع و نیز اثرات ناشی از تغییر در زمین اطراف و توپوگرافی را نشان می‌دهد. این ضریب براساس توزیع سرعت باد در ارتفاع روی دو نوع زمین اطراف، باز و یا پرتراکم، بشرح ذیل تعیین می‌شود:

الف) برای زمین باز، $C_e = \left(\frac{h}{۱۰}\right)^{۰/۱}$، و حداقل برابر ۰/۹ درنظر گرفته می‌شود. زمین باز زمینی است که در آن ساختمان‌ها، درختان و موانع دیگر بصورت پراکنده بوده و یا به دریاچه، دریا و یا کنار ساحل باز، اطلاق می‌شود. h ارتفاع مبنا از روی سطح زمین طبق بخش ۶-۱۰-۵ در نظر گرفته می‌شود. فرض می‌شود C_e از قانون نمائی با ضریب ۰/۲ که معادل ضریب ۰/۱ برای سرعت‌های باد جهشی است، پیروی می‌کند. باد جهشی بادی است که حدوداً ۳ تا ۵ ثانیه ادامه دارد و نمایانگر حجمی از باد است که بر روی کل سازه اثر می‌کند.

ب) برای زمین پرتراکم، $C_e = ۰/۷\left(\frac{h}{۱۲}\right)^{۰/۲}$ و حداقل برابر ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود. زمین پرتراکم به زمین حومه شهری، شهری، جنگل پرتراکم که تا یک کیلومتر و یا ۲۰ برابر ارتفاع ساختمان در بالا دست، هر کدام بیشتر باشد، امتداد پیدا کند، اطلاق می‌شود. فرض می شود C_e از قانون نمائی با ضریب ۰/۳ که معادل ضریب ۰/۱۵ برای سرعت‌های باد جهشی است، پیروی می‌کند.

مقادیر میانیابی شده بین دو گروه الف و ب را در مواردی که ناهمواری زمین در کمتر از یک کیلومتر و یا ۲۰ برابر ارتفاع ساختمان، هر کدام بیشتر باشد، تغییر کند، می‌توان استفاده نمود.

۱۲- بار یکنواخت برف (P_r) بر روی سقف پارکینگ وسائل نقلیه امدادی یک مرکز کمک‌رسانی که در منطقه با ناهمواری محیط متوسط واقع شده، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ پارکینگ در یک منطقه نسبتاً باز و در فاصله 6 متری از یک ساختمان که ارتفاع آن یک متر بیشتر از ارتفاع پارکینگ است، قرار دارد. سقف پارکینگ را غیرلغزنده و با شیب یک‌طرفه 1 به 12 فرض کنید. شدت بار برف در سطح زمین منطقه 0.96 کیلونیوتن بر مترمربع می‌باشد و ضریب شرایط دمایی را 1.1 درنظر بگیرید.

۱) 1.05 kN/m² ۲) 0.73 kN/m² ۳) 0.89 kN/m² ۴) 0.97 kN/m²

گزینه ۳

با توجه به حضور سازه با ارتفاع بیشتر که فاصله آن کمتر از ده برابر یک متر می باشد ($1 \times 10 > 6$) سازه نیمه برف گیر محسوب می شود. دقت شود که سازه بلندتر در هر چهار طرف قرار ندارد و بنابراین با توجه به جدول Ce=1 می باشد.

$$\left.\begin{array}{c}\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1}{12}\right) = 4.76^0 \\ \alpha_0 = 45^0\end{array}\right\} \; C_s = 1$$

$$P_r = 0.7 \times 1 \times 1.1 \times 1 \times 1.2 \times 0.96 = 0.887\,\frac{kN}{m^2}$$

دقت شود که سوال مقدار Pr (بار برف متوازن) را خواسته است. اگر حداکثر بار برف طراحی خواسته شود، علاوه بر مقدار فوق باید Pm نیز به عنوان یک امکان برف جداگانه منظور شود.

۶-۷-۲ بار برف بام

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

$$P_r = ۰٫۷ C_s C_t C_e I_s P_g \qquad (۱-۷-۶)$$

۶-۷-۶ ضریب شیب

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

(۶-۷-۴-الف)، $C_s = ۱٫۰ \qquad \alpha \le \alpha_0$

(۶-۷-۴- ب)، $C_s = ۱ - \frac{\alpha - \alpha_0}{۷۰ - \alpha_0} \qquad \alpha_0 < \alpha < ۷۰^\circ$

(۶-۷-۴- پ)، $C_s = ۰ \qquad \alpha \ge ۷۰^\circ$

زاویه α_0، طبق بند ۶-۷-۶-۱، با توجه به شرایط سطح شیب‌دار مشخص می‌شود.

۶-۷-۶-۱ اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب‌دار بدون مانع باشد و همچنین فضای کافی پایین‌تر از لبه بام برای پذیرش برف موجود باشد، مقدار α_0 برای C_t=۱ برابر پنج درجه، برای C_t= ۱٫۱ برابر ده درجه و برای مقادیر بیشتر C_t برابر پانزده درجه خواهد بود. بام‌های لغزنده شامل پوشش‌های فلزی، سنگ برگ، شیشه‌ای و پوشش لاستیکی، پلاستیکی و فیراندود با سطوح صاف و هموار می‌باشد. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی‌توان صاف دانست. ورقه‌های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی‌شوند.

در صورت عدم وجود شرایط لغزنده و مانع‌دار بودن بام، مقدار α_0 برای C_t=۱ برابر ۳۰° و برای C_t های بیشتر برابر ۴۵° می‌باشد.

جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۶-۱-۱	ضریب اهمیت بار لرزه‌ای، I_e	ضریب اهمیت بار باد، I_w	ضریب اهمیت بار یخ I_i	ضریب اهمیت بار برف، I_s
۱	۱٫۴	۱٫۲۵	۱٫۲۵	۱٫۲
۲	۱٫۲	۱٫۱۵	۱٫۲۵	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸

۶-۷-۴ ضریب برف‌گیری

اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف‌گیری بام ساختمان به کمک ضریب برف‌گیری، C_e، حاصل از جدول ۶-۷-۲، درنظر گرفته می‌شود.

در حالت برف‌ریز، بام بالاتر از محیط اطراف می‌باشد و محافظتی از اطراف وجود ندارد. اگر بر روی بام، واحدهای تأسیساتی بزرگ مستقر بوده و یا ارتفاع دست‌انداز بام و سایر برجستگی‌ها از روی بام بیشتر از ارتفاع برف متوازن، $h_b = P_r/\gamma$، باشد آن بام نمی‌تواند در گروه برف‌ریز قرار گیرد. موانع اطراف ساختمان تا فاصله ده برابر h_b می‌توانند برای برف بام آن ساختمان محافظت ایجاد کرده و در آن صورت بام را نمی‌توان برف‌ریز دانست. h_b، فاصله قائم از روی مانع بالاتر تا روی بام می‌باشد. وزن مخصوص برف، γ، را می‌توان از رابطه ۶-۷-۳ محاسبه کرد.

$$\gamma = ۰٫۴۳ P_g + ۲٫۲ \quad \text{کیلونیوتن بر متر مکعب} \qquad (۳-۷-۶)$$

مقدار γ لازم نیست بیشتر از ۴٫۷ کیلونیوتن بر متر مکعب در نظر گرفته شود. بام برف‌گیر از تمام جوانب پایین‌تر از موانع متصل به آن و یا موانع اطراف می‌باشد. بام‌های غیر برف‌گیر و غیر برف‌ریز بام‌های نیمه برف‌گیر محسوب می‌شوند. گروه ناهمواری محیط طبق بند ۶-۷- ۴-۱ تعیین می‌شود. گروه ناهمواری محیط و ضریب برف‌گیری باید بیانگر شرایط پیش‌بینی شده در دوره عمر مفید ساختمان مورد نظر باشند.

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
زیاد	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۲
متوسط	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۱
کم	۰٫۸	۰٫۹	۱٫۰

۱۳- در نظر است که ساختمان یک انبار یک طبقه تجاری با ارتفاع 16 متر از تراز پایه با سیستم قاب خمشی فولادی معمولی در شهر اصفهان بر روی زمین نوع III ساخته شود. ضریب زلزله این ساختمان به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید جداگرهای میان قابی در حرکت جانبی سازه، مانع ایجاد نمایند.

۱) 0.16 ۲) 0.10 ۳) 0.12 ۴) 0.14

گزینه ۴

$$T = 0.8(0.08h^{0.75}) = 0.8 \times 0.08 \times 16^{0.75} = 0.512\ Sec \left.\begin{matrix} T_0 = 0.15 \\ T_s = 0.7 \\ S = 1.75 \end{matrix}\right\} B = (1 + 1.75) = 2.75$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.25 \times 2.75 \times 1}{5} = 0.1375$$

۲-۳-۴ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل‌های (۱-الف و ۱-ب) تعیین می‌شود:

$B=1+S\left(\frac{T}{T_0}\right)$ $\quad 0 \le T \le T_0$

$B=S+1$ $\quad T_0 \le T \le Ts$ (۳-۲)

$B=(S+1)\left(\frac{Ts}{T}\right)^{\frac{2}{2}}$ $\quad T \ge Ts$

جدول ۳ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۳)

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

۲-۳-۶ زمان تناوب اصلی نوسان، T

زمان تناوب اصلی نوسان بسته به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه با استفاده از روابط تجربی زیر تعیین می‌گردد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد ننمایند:

- در قابهای فولادی

$T=0.08H^{3/4}$ (۵-۲)

- در قابهای بتن مسلح

$T=0.07H^{3/4}$ (۶-۲)

۲- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند:

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

۱۴- مقدار ضخامت طراحی یخ ناشی از یخ‌زدگی باران روی لبه افقی تابلوی یک ساختمان پنج‌طبقه اداری واقع در شهر رامسر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (ارتفاع لبه افقی تابلو از سطح زمین 14 متر می‌باشد. فرض کنید مطالعات دقیقی از اطلاعات هواشناسی موجود نباشد).

۱) 16 mm
۲) 10 mm
۳) 8 mm
۴) 20 mm

گزینه ۱

$$t_d = 2 \times 7.5 \times 1 \times \left(\frac{14}{10}\right)^{0.1} = 15.51$$

۶-۹-۳ ضخامت طراحی یخ ناشی از یخ‌زدگی باران

مقدار ضخامت طراحی یخ، از رابطه ۶-۹-۳ بدست می‌آید:

$$t_d = 2 t I_i F_z \qquad (۶-۹-۳)$$

که در آن:

t : ضخامت اسمی یخ ناشی از یخ‌زدگی باران در ارتفاع ده متر، طبق بخش ۶-۹-۵

I_i : ضریب اهمیت طبق جدول ۶-۱-۲

F_z : ضریب ارتفاع طبق بخش ۶-۹-۴

۶-۹-۴ ضریب ارتفاع

ضریب ارتفاع برای ارتفاع z ، بر حسب متر، از سطح زمین از رابطه ۶-۹-۴ بدست می‌آید:

$$F_z = \left(\frac{z}{10}\right)^{0.1} \qquad (۶-۹-۴)$$

لازم نیست مقدار F_z را از ۱/۴ بیشتر درنظر گرفت.

۶-۹-۵ ضخامت اسمی یخ

ضخامت اسمی یخ بر اساس دوره بازگشت متوسط پنجاه سال با استفاده از مطالعات محلی و یا اطلاعات سازمان هواشناسی کشور تعیین می‌شود. در غیاب مطالعات دقیق‌تر، ضخامت اسمی یخ را برای مناطق مختلف برف فصل هفتم این مبحث بصورت زیر می‌توان تعیین نمود:

- مناطق ۱ و ۲- برف کم و نادر	t = ۰
- منطقه ۳- برف متوسط	t = ۵ mm
- منطقه ۴- برف زیاد	t = ۷/۵ mm
- منطقه ۵- برف سنگین	t = ۱۲/۵ mm
- منطقه ۶- برف فوق سنگین	t = ۱۵ mm

۱۵-نقشه معماری ساختمان مدرسه‌ای یک طبقه با مصالح بنایی محصورشده با کلاف واقع در کرمانشاه، دارای چهار ردیف دیوار سازه‌ای به ضخامت 350 میلی‌متر در راستای شرقی - غربی بوده و هر ردیف دیوار در کل طول ساختمان ادامه دارد. چنانچه ابعاد بیرونی این ساختمان در راستای شرقی – غربی 27.4 متر و در راستای شمالی جنوبی 14.5 متر بوده و مجموع طول درها و پنجره‌های واقع در این چهار ردیف دیوار (درپلان)، 70.5 متر باشد، درصد دیوار نسبی در امتداد شرقی – غربی به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر خواهد بود؟ (کنترل سایر معیارهای طراحی مدنظر نمی‌باشد).

۱) 4.1%

۲) 1.1%

۳) 2.4%

۴) 3.4%

گزینه ۴

$$\frac{0.35(27.4 \times 4 - 70.5)}{27.4 \times 14.5} = 0.034 = 3.4\%$$

البته مقدار فوق مقدار دیوار نسبی موجود را نشان می دهد.

مقدار حداقل دیوار لازم ۴٪ می باشد که بنابراین سازه غیر قابل است. البته مساله تنها درصد دیوار نسبی موجود در دیوار را خواسته که برابر 3.4% می باشد.

۱۶- ارتفاع مؤثر و طول مؤثر یک دیوار باربر غیرمسلح به ضخامت 350 میلی‌متر، به ترتیب 2.90 و 4.15 متر است. نسبت لاغری این دیوار به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟

۱) 11.4
۲) 8.3
۳) 11.9
۴) 18.6

گزینه ۲

$$\lambda = \frac{2900}{350} = 8.2857$$

۸-۳-۱-۱۰ کنترل نسبت لاغری

الف) کنترل نسبت لاغری در دیوارها

در دیوارهای باربر غیر مسلح، نسبت لاغری (که از تقسیم ارتفاع مؤثر بر ضخامت یا تقسیم طول مؤثر دیوار بر ضخامت، هر کدام کمتر است، به دست می‌آید) نباید از ۱۵ بیشتر شود. در دیوارهای مسلح، این نسبت به مقادیر جدول ۸-۳-۱ محدود می‌شود.

جدول۸-۳-۱ حداکثر نسبت لاغری در دیوارهای باربر مسلح

حداکثر نسبت لاغری در دیوارهای باربر مسلح	
شرایط انتهایی	حداکثر نسبت لاغری مجاز
تکیه‌گاه ساده	۳۵
تکیه‌گاه پیوسته	۴۵
دیوار ملره	۱۸

۱۷- در شالوده بتن مسلح یک ساختمان دوطبقه با مصالح بنایی محصورشده با کلاف، حداقل قطر و تعداد میلگردهای خمشی در هر سفره، مطابق با کدامیک از گزینه‌های زیر است؟ بتن شالوده از رده C25، رده میلگردهای مصرفی S340 و باربری (مقاومت) مجاز خاک 140 kN/m² می‌باشد. فرض کنید سایر شرایط فنی رعایت شود.

۱) 4Φ12　　۲) 3Φ10　　۳) 3Φ12　　۴) 2Φ10

گزینه ۱

تبصره: به جای استفاده از کلاف افقی با کرسی چینی مصالح بنایی می‌توان از شالوده بتن مسلح با رعایت شرایط مندرج در جدول ۸-۵-۱ استفاده کرد. در این حالت رعایت موارد زیر الزامی است:

۱- مقاومت بتن مورد استفاده در شالوده باید حداقل ۲۰ مگاپاسکال باشد.

۲- مقاومت میلگرد مورد استفاده در شالوده باید حداقل ۲۴۰ مگاپاسکال باشد.

۳- فولاد عرضی باید به میزان فولاد خمشی در نظر گرفته شود.

۴- بتن مگر زیر شالوده با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر بیشتر از عرض شالوده و حداقل ضخامت ۵۰ تا ۱۰۰ میلی‌متر باشد.

جدول ۸-۵-۱ حداقل قطر میلگردهای خمشی شالوده در هر سفره

نوع خاک محل ساخت	تعداد طبقات		
	۱	۲	۳
	فولاد خمشی مورد نیاز شالوده در هر سفره		
خاک‌هایی که مقاومت آن‌ها در حدود ۲ تا ۳/۵ کیلوگرم بر سانتیمترمربع باشد.	۲ Φ ۱۰	۲ Φ ۱۲	۳ Φ ۱۲
خاک‌هایی که مقاومت آن‌ها بیش از ۱/۵ و کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع باشد.	۳ Φ ۱۰	۳ Φ ۱۲	۳ Φ ۱۲
خاک‌هایی که مقاومت آن‌ها بیش از ۱ و کمتر از ۱/۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع باشد.	۳ Φ ۱۲	۴ Φ ۱۲	۴ Φ ۱۲
خاک‌هایی که مقاومت آن‌ها در حدود ۱ کیلوگرم بر سانتیمترمربع باشد.	۳ Φ ۱۲	۴ Φ ۱۲	۴ Φ ۱۲

۱۸-در ساختمان‌های بنایی محصورشده با کلاف برای حفظ انسجام و یکپارچه عمل نمودن سقف طاق ضربی، حداقل سطح مقطع تسمه برای مهاربندی ضربدری تیرآهن‌های سقف بر حسب میلی‌مترمربع به کدام مقدار نزدیکتر است؟

۱) 120
۲) 200
۳) 160
۴) 140

گزینه ۳

$$\pi r^2 = \pi \times 7^2 = 153.86\ mm^2$$

۸-۵-۵-۱۱ سقف

سقف ساختمان‌های مشمول این فصل می‌تواند به صورت تخت، شیب‌دار و قوسی با رعایت شرایط زیر ساخته شود.

در زیر سقف، یک کلاف افقی فولادی از تیر آهن حداقل نمره ۱۰ و یا معادل آن یا یک کلاف افقی بتنی با عرض حداقل مساوی ضخامت دیوار و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر و با حداقل چهار میلگرد طولی آجدار نمره ۱۰ و میلگردهای عرضی ساده نمره ۶ به فاصله حداکثر ۲۰۰ میلی‌متر، اجرا شود. هنگام اجرای کلاف سقف، تدابیر لازم برای اتصال مناسب آن به تیرهای سقف اتخاذ گردد.

سقف‌های مندرج در بند ۸-۶-۵-۸-۲ (مربوط به ساختمان‌های خشتی و سنگی) با رعایت ضوابط مربوط می‌تواند در ساختمان‌های مشمول این فصل نیز اجرا شود.

بخش طره‌ای سقف باید همزمان با سقف اجرا شده و تیرهای آن ادامه تیرهای سقف باشد.

در مواردی که اجرای سقف‌های طاق ضربی یا تیرچه بلوک مد نظر باشد، باید شرایط زیر در مورد هر یک رعایت گردد.

الف) سقف‌های طاق ضربی

۱- فاصله بین تیرآهن‌های سقف از ۱ متر بیشتر نشود.

۲- تیرآهن‌های سقف باید در فواصل حداکثر ۲ متر توسط تیرآهن‌های عرضی (حداکثر یک شماره کمتر از تیرآهن اصلی) که در دل تیرآهن‌های سقف قرار می‌گیرند، به یکدیگر متصل گردند.

۳- لازم است انتهای تیرآهن‌های سقف توسط تیرآهن‌های دیگری که در امتداد عمود بر تیرهای سقف هستند، به یکدیگر متصل شوند.

۴- تیرآهن‌های سقف به گونه مناسبی به کلاف افقی متصل شوند.

۵- تیرآهن انتهایی سقف باید در چشمه‌های ۱ متری، حداقل به صورت یک چشمه در میان، با تسمه یا میلگرد به شکل ضربدری به تیرآهن کناری خود مهار شود.

۶- تکیه‌گاه مناسبی برای پاطاق آخرین دهانه طاق ضربی تعبیه گردد. این تکیه‌گاه می‌تواند با قرار دادن یک نیموخ فولادی و اتصال آن با کلاف زیر خود یا با جاسازی در کلاف بتنی تأمین شود. چنانچه این تکیه‌گاه فولادی باشد باید با میلگردها یا تسمه‌های کاملاً کشیده و مستقیم در دو انتهای تیر و همچنین در فواصل کمتر از ۲ متر به آخرین تیرآهن سقف متصل گردد.

۷- حداقل سطح مقطع میلگرد یا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیرآهن‌های سقف یا استوار کردن آخرین دهانه به‌کار می‌رود، میلگرد با قطر ۱۴ میلی‌متر یا تسمه معادل آن می‌باشد.

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

$$\Delta_{creep} = \lambda \times 5 = \frac{2}{1 + 50 \times 0.006} \times 5 = 7.69\ mm$$

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:

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'} \qquad (۵-۱۷-۹)$$

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 سال‌یا بیشتر	۲/۰
زمان ۱۲ ماه	۱/۴
زمان ۶ ماه	۱/۲
زمان ۳ ماه	۱/۰

۲۰-براساس اندازه‌گیری انجام شده پس از 5 سال از شروع بهره‌برداری یک ساختمان، عمق نفوذ کربناته شده بتن برابر ده میلی‌متر بدست آمده است. عمق نفوذ کربناته شدن کل پس از 50 سال از شروع بهره‌برداری حدوداً چند میلی‌متر پیش‌بینی می‌شود؟ فرض کنید که شرایط محیطی و مشخصات بتن در طول این 50 سال تقریباً ثابت بماند.

۱) 24 ۲) 100 ۳) 50 ۴) 32

گزینه ۴

$$10 = a\sqrt{5} \rightarrow a = \frac{10}{\sqrt{5}}$$

$$x = a\sqrt{50} = \frac{10}{\sqrt{5}}\sqrt{50} = 31.62\,mm$$

۹-۶-۵-۲ طراحی بر اساس دوام در خوردگی ناشی از کربناسیون

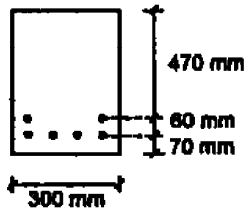
در صورتیکه خوردگی آرماتور ناشی از نفوذ گاز کربنیک و پدیده کربناسیون صورت پذیرد، پیش‌بینی عمر مفید بر اساس رابطه (۹-۶-۲) خواهد بود.

$$x = a\sqrt{t} \qquad (۹-۶-۲)$$

در این رابطه x عمق نفوذ کربناته شده بتن، t زمان و a پارامتری است که به شرایط محیطی و مشخصات بتن وابسته است.

مهندس طراح می‌تواند با کاربرد مدل کربناسیون در منطقه مورد نظر و قرار دادن پوشش بتن روی آرماتور (x) و پارامتر a زمان لازم برای آغاز خوردگی و در نتیجه عمر مفید را پیش‌بینی نماید.

۲۱- در تیری با مقطع مطابق شکل زیر در صورتیکه مقدار فولاد کششی 6Φ25، بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 و حداکثر تنش در میلگردها در حالت بهره‌برداری برابر f_y 0.6 باشد، حداکثر عرض ترک خمشی بر حسب میلی‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید از محاسبات دقیق‌تر استفاده نشود.



۱) 0.16
۲) 0.41
۳) 0.33
۴) 0.23

گزینه ۴

مرکز سطح میلگردهای کششی برابر است با:

$$Y = \frac{2 \times 130 + 4 \times 70}{6} = 90\ mm$$

پارامتر A برابر است با:

$$A = \frac{2Y \times 300}{n} = \frac{180 \times 300}{6} = 9000$$

$$w = 11.05 \times 10^{-6}\left(0.6F_y\right)\sqrt[3]{70 \times 9000} = 0.227\ mm$$

۹-۱۷-۳-۲ محاسبه عرض ترک

۹-۱۷-۳-۲-۱ در تیرها و دال‌های یک طرفه مقدار عرض را، در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر، می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$w = ۱۱/۰۵ \times ۱۰^{-۶} f_s \sqrt[۳]{d_c A} \qquad (۹-۱۷-۷)$$

در شرایط محیطی متوسط (A)، و شدید (B و C) مقدار تنش f_s به $\frac{۲}{۳} f_y$ و درشرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) مقدار این‌تنش به $\frac{۱}{۲} f_y$ محدود می‌شود.

A = مساحت مؤثر کششی بتن تقسیم بر تعداد میلگردها، سطح مؤثرکششی بتن سطحی است محدود به لبه خارجی کششی که مرکز آن بر مرکز سطح آرماتورهای کششی منطبق است. در صورتی‌که قطرهای میلگردها متفاوت باشد، تعداد میلگردها برابر سطح مقطع کل آنها تقسیم بر سطح مقطع بزرگترین آنها در نظر گرفته می‌شود، میلی‌متر مربع

d_c = ضخامت قشر محافظ بتنی‌که برابر با فاصله دورترین تار کششی تا مرکز نزدیکترین میلگرد به آن در نظر گرفته می‌شود، میلی‌متر

۴۲-یک مقطع بتن مسلح تحت اثر برش و خمش قرار دارد. چنانچه نیروی محوری نهایی فشاری برابر $N_u=6A_g$ 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

$$\frac{V_{c2}}{V_{c1}}=\left(1+\frac{N_u}{12A_g}\right)=1+\frac{1}{2}=1.5$$

۹-۱۵-۳ نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن

۹-۱۵-۳-۱ V_c را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۵-۳-۱-۱ تا ۹-۱۵-۳-۱-۳ و یا با جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۹-۱۵-۳-۲ محاسبه نمود.

۹-۱۵-۳-۱-۱ برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c=v_C b_w d \qquad (۹-۱۵-۳)$$

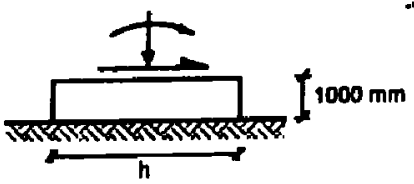
در این رابطه v_C با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۴) محاسبه می‌شود:

$$v_c=۰/۲\varphi_C\sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۵-۴)$$

۹-۱۵-۳-۱-۲ برای اعضایی‌که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c=v_c(۱+\frac{N_u}{۱۲A_g})b_w d \qquad (۹-۱۵-۵)$$

۲۳- در یکی از ترکیبات بارهای طراحی به روش تنش‌های مجاز برای طراحی شالوده (که ضریب بارمرده 0.6 است)، نیروی فشاری محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی پای یک ستون (که به مرکز سطح پی وارد می‌شود) به ترتیب 100 kN، 200 kN.m و 50kN است. اگر ارتفاع شالوده منفرد این ستون 1000 میلی‌متر، عرض آن (عمود بر امتداد راستای برش) 3000 میلی‌متر، ظرفیت مجاز باربری $150\ kN/m^2$ و وزن حجمی بتن شالوده $25\ kN/m^3$ باشد، حداقل طول قابل قبول شالوده به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر خواهد بود؟ برای سادگی محاسبات از فشارهای مقاوم و محرک خاک اطراف شالوده و کنترل لغزش پی صرفنظر کنید.



۱) 3750 mm
۲) 3500 mm
۳) 4800 mm
۴) 3000 mm

گزینه ۳

$$\left.\begin{matrix} P = 100 + 0.6(25 \times 1 \times 3 \times h) = 100 + 45h\ kN \\ M = 200 + 50 \times 1 = 250\ kN.m \end{matrix}\right\} \sigma_{compression} = \frac{P}{A} + \frac{6M}{bh^2} = \frac{100 + 45h}{3h} + \frac{6 \times 250}{3h^2} < 150$$

$$h > 2.05\ m$$

مقدار h=2.05 m بر اساس کنترل تنش فشاری پی بدست آمده است.

در صورتی که تنش حداقل با h=2.05m محاسبه شود، در خاک کشش خواهیم داشت. در حالیکه خاک توانایی تحمل کشش را ندارد. در صورتی که نخواهیم در خاک کشش ایجاد شود، می توان ابعاد پی را افزایش داد. حداقل طول لازم برای h برای اینکه کشش نداشته باشیم برابر است با:

$$\sigma_{tension} = \frac{-P}{A} + \frac{6M}{bh^2} = -\frac{100 + 45h}{3h} + \frac{6 \times 250}{3h^2} = 0 \quad \rightarrow h = 4.77\ m$$

البته با توجه به بند زیر می توان با پیش بینی شمع در زیر شالوده کشش داشته باشیم. با توجه به اینکه در صورت سوال اشاره ای به وجود شمع یا میل مهار نشده است، به این معنی می باشد که کشش قابل قبول نیست و طول پی حداقل باید 4.8m باشد.

۹-۲۰ طراحی شالوده

۹-۲۰-۴ ضوابط تعیین بارهای وارد بر شالوده‌ها

۹-۲۰-۴-۲ توزیع فشار خاک

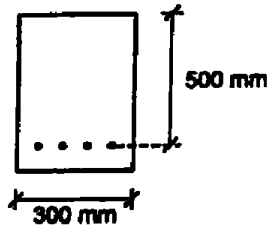
۹-۲۰-۴-۲-۱ توزیع فشار خاک در زیر شالوده‌ها و فشار جانبی روی شمع باید با توجه به مشخصات خاک و نحوه تأثیر بارها روی شالوده و براساس اصول شناخته شده مکانیک خاک تعیین شود.

۹-۲۰-۴-۲-۲ در شالوده‌های منفرد، در صورت عدم انجام تحلیل با جزئیات دقیق‌تر، توزیع فشار خاک را می‌توان با فرض صلب بودن شالوده تعیین نمود.

۹-۲۰-۴-۲-۳ در شالوده‌های منفرد و گسترده، توزیع فشار خاک می‌تواند بنحوی باشد که در قسمتی از آن فشار روی خاک به صفر برسد، مشروط بر آنکه طول این قسمت در هیچ امتداد از یک چهارم بعد شالوده در آن امتداد تجاوز نکند.

۹-۲۰-۴-۲-۴ در مواردی که نیروهای وارده بر شالوده کششی باشند باید با پیش‌بینی تدابیر مناسب از جمله استفاده از شمع یا میل مهار مانع از بلند شدن شالوده از روی زمین شد. این‌تدابیر باید بنحوی باشند که ضریب ایمنی در مقابل نیروهای بلند کننده حداقل برابر با ۱/۵ باشد.

۲۴- در مقطع یک عضو خمشی مطابق شکل (b= 300 mm , d =500 mm) در صورتیکه بتن از رده C30 و فولاد از نوع S400 با سطح مقطع $A_s = 4\Phi 20$ باشد، تغییرشکل نسبی فولاد در حالت حدی نهایی (موقعی که تغییرشکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری به 0.0035 می‌رسد) به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟ توزیع تغییرشکل نسبی در ارتفاع مقطع بصورت خطی می‌باشد و $\phi_c = 0.65$ فرض شود.



۱) 0.018
۲) 0.002
۳) 0.005
۴) 0.014

گزینه ۴

۹-۱۴-۳-۶ ضوابط بند ۹-۱۴-۲-۵ را می‌توان به وسیله یک توزیع تنش یکنواخت عمود بر مقطع با مقدار $\alpha_1\varphi_c f_c'$ که سطح تأثیر آن، سطح محدود شده در ناحیه فشاری مقطع بین کناره‌های مقطع و خطی به موازات محور خنثی به فاصله $\beta_1 x$ از دورترین تارفشاری می‌باشد، معادل نمود. ضرایب α_1 و β_1 وابسته به مقدار f_c' مطابق روابط (۹-۱۴-۳) بدست می‌آیند:

$$\alpha_1 = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ f_c' \qquad (۹-۱۴-۳)$$
$$\beta_1 = ۰/۹۷ - ۰/۰۰۲۵ f_c'$$

ابتدا با استفاده از تعادل C=T ارتفاع تار خنثی محاسبه می شود. در نوشتن معادله تعادل ابتدا فرض می شود فولادها تسلیم خواهند شد:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.0015 f_c = 0.805$$
$$\alpha = 0.97 - 0.0025 f_c = 0.895$$
$$(\beta_1 x) b (\alpha f'_{cd}) = A_s F_{yd}$$
$$\rightarrow \quad 0.805 \times 0.895 \times 300 \times 0.65 \times 30 \times x = 4 \times 314 \times 0.85 \times 400$$
$$x = 101.32\ mm$$

پس از یافتن عمق تار خنثی می توان کرنش فولادها را بر اساس دیاگرام کرنش ها بدست آورد:

$$\frac{\varepsilon_s}{d - x} = \frac{0.0035}{x}$$

$$\frac{\varepsilon_s}{500 - 101.32} = \frac{0.0035}{101.32} \quad \rightarrow \varepsilon_s = 0.0138$$

پس از بدست آوردن کرنش فولاد باید کنترل شود که آیا فرض تسلیم شدن آنها صحیح است یا نه؟

با توجه به اینکه کرنش تسلیم فولادها 0.002 می باشد، فولادها تسلیم شده اند و فرض اولیه صحیح بوده است.

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 $0.15 f_{cd}$ 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.

۹-۲۳-۳-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \le ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

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.

۹-۲۳-۳-۱-۱-۲ برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک‌چهارم عرض مقطع ستون باشد.

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.

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

$$S = Min\left(\frac{900}{5}, 150\right) = 150\ mm$$

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: که با مجاور هم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی می‌شود. طولی که دو میلگرد باید در مجاور هم قرار داده شوند، «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.

۹-۲۱-۴-۱-۲ وصله پوششی، تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتراز ۳۶ میلیمتر مجاز می‌باشد.

۹-۲۱-۴-۱-۳ وصله پوششی برای گروه میلگردها، به عنوان یک مجموعه میلگرد، مجاز نیست. اما هریک از میلگردها را می‌توان جداگانه با وصله پوششی بهم متصل نمود. در این حالت نواحی وصله میلگردهای مختلف نباید با هم تداخل داشته باشند.

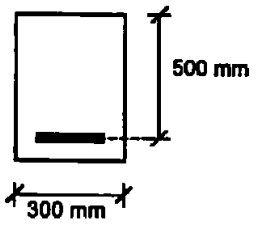
۹-۲۱-۴-۱-۴ طول پوشش لازم برای وصله پوششی هر دو میلگرد در گروه میلگردها باید براساس طول پوشش لازم برای هریک از میلگردها تعیین شود و در آن ضوابط بند ۹-۲۱-۲-۶ نیز رعایت شود.

۹-۲۱-۴-۱-۵ در اعضای خمشی فاصله محور تا محور دو میلگرد که با وصله پوششی بهم متصل می‌شوند نباید بیشتر از یک پنجم طول پوشش لازم و یا بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

در سایر اعضا این فاصله نباید بزرگتر از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر باشد.

محل وصله غیر تماسی باید با میلگردهای عرضی عمود بر میلگردهای وصله شونده محصور گردد.

۲۷- مقدار نیروی برشی تأمین شده توسط بتن برای عضو بتن‌آرمه که تحت اثر همزمان برش و خمش قرار دارد، با جزئیات دقیق‌تر، در صورتیکه: b= 300 mm ،d=500 mm ،As= 5Φ25، Vu= 100kN ،Mu= 100 kN.m، رده بتن C25 و نوع فولاد S400 باشد به کدامیک از مقادیر زیر بر حسب kN نزدیک‌تر است؟ Mu و Vu همزمان بر مقطع عضو اثر می‌کنند و $\phi_c = 0.65$ فرض شود.



۱) 72

۲) 170

۳) 107

۴) 85

گزینه ۳

با توجه به رابطه ۹-۱۵-۷ داریم:

$$V_c = \left(0.95 \times 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} + 12 \times \frac{5 \times \pi \times 12.5^2}{300 \times 500} \times min\left(\frac{100 \times 0.5}{100}, 1\right)\right) \times 300 \times 500 = 107\ kN$$

مقدار فوق نباید بیشتر از مقدار منظور شود:

$$V_c = 1.75\left(0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25}\right) \times 300 \times 500 = 170\ kN$$

۹-۱۵-۳ نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن

۹-۱۵-۳-۱ V_c را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۵-۳-۱-۱ تا ۹-۱۵-۳-۱-۳ و یا با جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۹-۱۵-۳-۲ محاسبه نمود.

۹-۱۵-۳-۱-۱ برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c b_w d \qquad (۹-۱۵-۳)$$

در این رابطه v_c با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۴) محاسبه می‌شود:

$$v_c = ۰/۲\varphi_c\sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۵-۴)$$

۹-۱۵-۳-۱-۲ برای اعضایی‌که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c(1 + \frac{N_u}{۱۲A_g})b_w d \qquad (۹-۱۵-۵)$$

۹-۱۵-۳-۱-۳ برای اعضایی که تحت اثر همزمان برش، خمش و کشش محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c(1 + \frac{N_u}{۳A_g})b_w d \geq ۰ \qquad (۹-۱۵-۶)$$

در این رابطه، N_u منفی است.

۹-۱۵-۳-۲ مقدار V_c را می‌توان با جزئیات دقیق تر مطابق بندهای ۹-۱۵-۳-۲-۱ و ۹-۱۵-۳-۲-۲ محاسبه نمود.

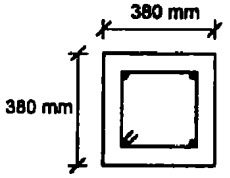
۹-۱۵-۳-۲-۱ برای اعضایی که تحت اثر همزمان برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = (۰/۹۵v_c + ۱۲\rho_w \frac{V_u d}{M_u})b_w d \qquad (۹-۱۵-۷)$$

مقدار V_c در هر حال نباید بزرگتر از $۱/۷۵v_c b_w d$ در نظر گرفته شود.

در محاسبه V_c از رابطه (۹-۱۵-۷) کمیت $\frac{V_u d}{M_u}$ نباید بزرگتر از واحد اختیار شود. لنگر خمشی نهایی M_u لنگری است که همزمان با نیروی برشی نهایی V_u بر مقطع مورد نظر اثر می‌کند.

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.

همچنین پوش بتن (40 mm) برای تیر و ستون طبق جدول زیر در بهترین حالت حداقل باید 45mm باشد و نبابراین پوشش میلگرد نیز کافی نمی باشد.

۹-۱۴-۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

۹-۱۴-۱۱-۱-۱ فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف) قطر میلگرد بزرگتر

ب) ۲۵ میلی‌متر

پ) ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

۹-۱۴-۱۱-۱-۲ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۳ درصورتی که میلگردهای موازی در چند سفره قرار گیرند، میلگردهای سفره فوقانی باید طوری بالای میلگردهای سفره تحتانی واقع شوندکه معبر بتن تنگ نشود، فاصله آزاد بین هر دو سفره نباید از ۲۵ میلی‌متر و نه از قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد.

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.

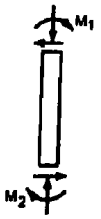
۹-۱۴-۱۱-۱-۵ فاصله مجاز بین میلگردها درمحل وصله‌های پوششی در بند ۹-۲۱-۴-۱-۵ ارائه شده است.

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.

جدول۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوار ها وپوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

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

$$\frac{Kl_u}{r} = \frac{1 \times l_u}{0.3 \times 400} \le Min\left[40,34 - 12\left(-\frac{M_1}{M_2}\right)\right]$$
$$l_u \le 120Min\,[40,34 - 12(-1)] = 4800\ mm$$

۹-۱۶-۷ ضوابط اثر لاغری

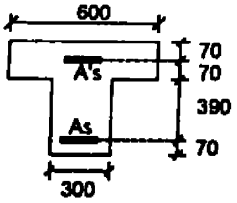
۹-۱۶-۷-۱ در قطعات فشاری مهارشده در صورتی که $K\frac{l_u}{r} \le (۳۴ - ۱۲\frac{M_۱}{M_۲})$ باشد، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر کرد. مقدار $(۳۴-۱۲\frac{M_۱}{M_۲})$ را نبایستی بیش از ۴۰ در نظر گرفت. نسبت $\frac{M_۱}{M_۲}$ مثبت است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در یک جهت شوند و منفی است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در دو جهت شوند.

۹-۱۶-۷-۲ در قطعات فشاری مهار نشده در صورتی که $k\frac{l_u}{r} \le ۲۲$ باشد، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر کرد.

۹-۱۶-۷-۳ در قطعات فشاری با $k\frac{l_u}{r} > ۱۰۰$ اثر لاغری باید براساس‌تحلیل دقیق، مطابق بند ۹-۱۶-۲-۱ بررسی شود.

۹-۱۶-۷-۴ استفاده از قطعات فشاری با $k\frac{l_u}{r} > ۲۰۰$ مجاز نیست.

۳۰- در صورتیکه در مقطع مطابق شکل $A_s = A'_s = 5\Phi25$ و رده بتن C25 و نوع فولاد S400 باشد، نسبت لنگر خمشی ترک‌خوردگی منفی (قسمت فوقانی مقطع تحت اثر کشش) به لنگر خمشی ترک‌خوردگی مثبت (قسمت پائینی مقطع تحت اثر کشش) به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟ (واحدها در شکل برحسب میلی‌متر است و $\Phi_c = 0.65$)



۱) 0.90
۲) 1.60
۳) 0.75
۴) 1.35

گزینه ۴

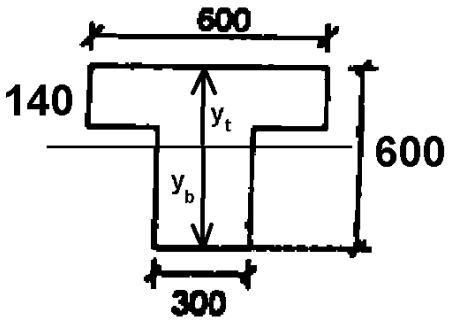
روش تقریبی:

می توان به طور تقریبی از وجود میلگردها صرف نظر کرد (با توجه به اینکه فاصله پاسخ ها در گزینه ها زیاد است می توان با اطمینان از این روش استفاده کرد:

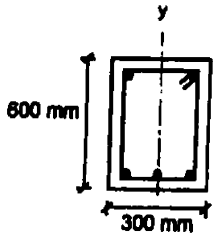
$$y_t = \frac{140 \times 300 \times 70 + 300 \times 600 \times 300}{140 \times 300 + 300 \times 600} = 256.48\ mm$$

$$y_b = 600 - y_t = 343.52\ mm$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{M_{NEG} y_t}{I} < f_r \quad \rightarrow M_{NEG} = \frac{I f_r}{y_t} \\ \frac{M_{POS} y_b}{I} < f_r \quad \rightarrow M_{POS} = \frac{I f_r}{y_b} \end{array}\right\} \frac{M_{NEG}}{M_{POS}} = \frac{y_b}{y_t} = \frac{343.52}{256.48} = 1.339$$



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

گزینه ۳

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:

$$S_{bar\ to\ bar} = \frac{300 - 74.5 \times 2}{2} = 75.5$$

$$c = Min\left(74.5, \frac{75.5}{2}\right) = 37.75\ mm$$

$$K_{tr} = \frac{0.12(2\pi \times 6^2) \times 0.85 \times 340}{150 \times 3} = 17.42\ mm$$

$$\frac{k_{tr} + c}{d_b} = \frac{17.42 + 37.75}{25} = 2.2068$$

۹-۲۱-۲-۴ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۱-۲-۴-۱ طول گیرایی یک میلگرد در کشش، l_d، باید حداقل برابر با مقدار حاصل از رابطه (۹-۲۱-۱) در نظر گرفته شود، در هرحال کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_d = \left[\frac{0.18 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)}\right] d_b \qquad (۹-۲۱-۱)$$

مقدار $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ نبایستی بیش از ۲/۵ درنظر گرفته شود.

الف- ضریب α، یا ضریب موقعیت میلگردها، برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلیمتر بتن تازه در زیر آنها، در ناحیه طول گیرایی، ریخته می‌شوند برابر با ۱/۳ و برای سایر میلگردها برابر با یک است.

ب- ضریب β، یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد کمتر از $3d_b$ و فاصله‌آزاد میلگردها کمتر از $6d_b$ است، برابر با ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر۱/۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.

لازم نیست حاصلضرب α و β بیشتر از۱/۷ در نظر گرفته شود.

پ- ضریب γ یا ضریب قطر میلگرد برای میلگردهای با قطر کمتر و یا مساوی ۲۰ میلیمتر برابر با ۰/۸ و برای میلگردهای با قطر بیش از ۲۰ میلیمتر برابر با یک است.

ت- ضریب λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با یک می‌باشد.

ث- ضریب c یا ضریب فاصله میلگردها از یکدیگر و از رویه قطعه برابر با کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگرد از نزدیکترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردهایی است که در یک محل قطع و یا وصله می‌شوند.

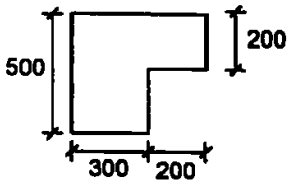
ج- ضریب k_{tr}، ضریبی است که با توجه به مقدار آرماتور عرضی موجود در طول گیرایی از رابطه (۹-۲۱-۲) به دست می‌آید:

$$k_{tr} = \frac{0.1 A_{tr} f_{yd}}{sn} \qquad (۹-۲۱-۲)$$

در این رابطه n تعداد میلگردهایی است که در یک محل مهار و یا وصله می‌شوند.

برای سهولت در محاسبات، چنانچه فاصله آزاد میلگردها و پوشش روی آنها کمتر از d_b نباشد و حداقل آماتور برشی مطابق رابطه (۹-۱۵-۱۳) در ناحیه طول گیرایی به کار برده شده باشد و یا اینکه فاصله آزاد میلگردها کمتر از $2d_b$ و پوشش روی آنها کمتر از d_b نباشد $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ را می‌توان برابر با ۱/۵در نظر گرفت.

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

گزینه ۲

$$A_c = 150000 + 40000 = 190000\ mm^2$$
$$P_c = 500 + 300 + 300 + 200 + 200 + 500 = 2000\ mm$$
$$T_{cr} = \frac{A_c^2}{P_c} 1.9 \times 1 \times \left(0.2 \times 0.65\sqrt{f_c}\right) = \frac{190000^2}{2000} \times 1.9 \times 0.2 \times .65 \times 5 = 22.29\ kN.m$$

۹-۱۵-۷ حالت حدی نهائی پیچش

۹-۱۵-۷-۱ در صورتی‌که مقدار T_u از مقدار $۰/۲۵T_{cr}$ کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار T_{cr} از رابطه (۹-۱۵-۱۵) به دست می‌آید:

$$T_{cr} = \left(\frac{A_c^۲}{P_c}\right) ۱/۹\lambda v_c \qquad (۹-۱۵-۱۵)$$

λ ضریبی برای در نظر گرفتن بتن سبک است که طبق بند ۹-۱۳-۷-۸ تعیین می‌گردد.

A_c = سطح محصور توسط محیط خارجی مقطع بتن شامل سطح سوراخ‌ها (در صورت وجود)، میلی‌متر مربع

P_c = محیط بیرونی مقطع بتن، میلی‌متر

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

گزینه ۱

در ضوابط شکل پذیری متوسط ضابطه خاصی برای نسبت حجمی آرماتور دورپیچ وجود ندارد.
این ستونها تنها لازم ضوابط عمومی ستونها در این مورد را رعایت نمایند:

$$\rho_s = 0.6\left(\frac{\pi \times 200^2}{\pi \times (200-50)^2} - 1\right)\frac{0.65 \times 25}{0.85 \times 340} = 0.0259$$

۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۱ در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۶ سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شود. درصورت استفاده از فولاد S۴۰۰ در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله‌ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می‌گردد.

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 .

۹-۱۴-۹-۳ نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته، ρ_s، نباید از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۴-۸) کمتر باشد:

$$\rho_s = ۰/۶(\frac{A_g}{A_c} - ۱)\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (۹-۱۴-۸)$$

A_c = مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد دورپیچ واقع شده است. این مساحت بر اساس اندازه پشت تا پشت میلگرد دورپیچ محاسبه می‌شود، میلی‌متر مربع

۳۴- حداقل طول پوشش دو میلگرد فشاری با قطرهای 20 و 25 میلی‌متر که با وصله پوششی به هم متصل می‌شوند به کدامیک از مقادیر زیر بر حسب میلی‌متر نزدیکتر است؟ نوع فولاد S400 و رده بتن C30 می‌باشد. ($\phi_c = 0.65$)

۱) 700 ۲) 470 ۳) 550 ۴) 650

گزینه ۳

طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر برابر است با:

$$l_{dc} = Max\left(0.24 \times \frac{0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 30}}, 0.05 \times 0.85 \times 400\right) d_b = 18.47 d_b = 461\ mm$$

طول پوشش لازم برای میلگرد کوچکتر برابر است با:

$$0.08 \times 0.85 \times 400 d_b = 27.2 d_b = 544\ \ mm$$

ماکزیمم دو مقدار فوق باید انتخاب شود.

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 $۰/۰۸ f_{yd} d_b$ و برای فولادهای مقاوم‌تر برابر با $(۰/۱۵ f_{yd} - ۲۴) d_b$ باشد. این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۱-۴-۳-۲ در مواردی که میلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوشش بهم متصل می‌شوند طول پوشش باید برابر بزرگترین 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.

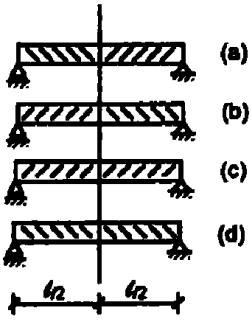
۹-۲۱-۲-۵ طول گیرایی میلگردهای فشاری

۹-۲۱-۲-۵-۱ طول گیرایی یک میلگرد در فشار، باید حداقل برابر بزرگترین مقدار دو رابطه (۹-۲۱-۳) و (۹-۲۱-۴) در نظر گرفته شود. در هرحال کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_{dc} = \left[۰/۲۴ \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}\right] d_b \qquad (۹-۲۱-۳)$$

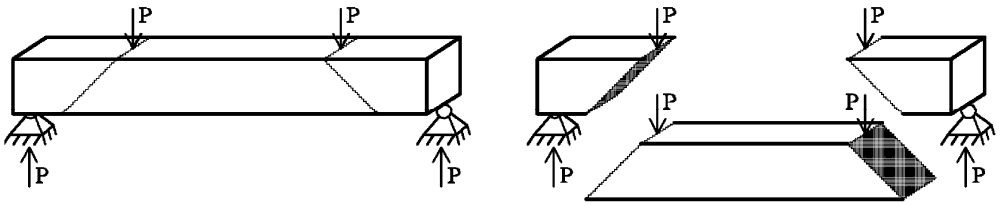
$$l_{dc} = [۰/۰۵ f_{yd}] d_b \qquad (۹-۲۱-۴)$$

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

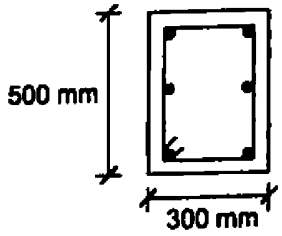


(۱) (a)
(۲) (d)
(۳) (c)
(۴) (b)

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.



۳۶- در مقطع مطابق شکل، پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر، آرماتور طولی 6Φ16 و آرماتور عرضی Φ10@ 100 $mm\ c/c$، رده بتن C25 و نوع فولاد مصرفی (آرماتورهای طولی و عرضی) S340 می‌باشد. لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای مصرفی (برحسب kN.m) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ آرماتورهای نشان داده شده فقط برای تأمین لنگرپیچشی درنظر گرفته شوند. ($\phi_c = 0.65$)



۱) 39.5
۲) 28.6
۳) 33.6
۴) 24.3

گزینه ۲

$$T_s = 2 \times 0.85 \times 0.85 \times (300 - 100 - 10)(500 - 100 - 10) \times \pi \times 5^2 \frac{340}{100} = 28.57\ kN.m$$

برای اینکه خاموت های پیچشی به صورت کامل عمل کنند، باید آرماتور طولی از رابطه ۹-۱۵-۱۹ محاسبه شود و در مقطع قرار داده شود:

$$A_l = \frac{\pi \times 5^2}{100}[2(500 - 100 - 10) + 2(300 - 100 - 10)]\frac{340}{340} = 910.6\ mm^2$$

مساحت میلگردهای طولی برابر $6 \times \pi \times 8^2 = 1200\ mm^2$ که بیشتر از مقدار لازم است.

۹-۱۵-۸ لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی

۹-۱۵-۸-۱ آرماتورهای پیچشی مورد نیاز برای تأمین لنگر پیچشی در یک قطعه شامل خاموت‌های قائم بسته یا دورپیچ‌ها و آرماتور طولی که بطور یکنواخت در اطراف مقطع پخش می‌شود، می‌باشند.

۹-۱۵-۸-۲ مقدار T_s با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۱۸) محاسبه می‌شود.

$$T_S = 2\phi_s A_o A_t \frac{f_{yv}}{S_n} \qquad (۹-۱۵-۱۸)$$

در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق‌تر مقدار A_o را می‌توان $۰/۸۵A_{oh}$ منظور نمود.

۹-۱۵-۸-۳ مقدار A_l مورد نیاز برای تأمین مقاومت T_s از رابطه (۹-۱۵-۱۹) به دست می‌آید:

$$A_l = (\frac{A_t}{S_n})P_h(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}) \qquad (۹-۱۵-۱۹)$$

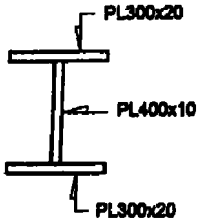
همچنین نسبت $\frac{A_t}{S_n}$ باید برابر مقدار به دست آمده از رابطه (۹-۱۵-۱۸) باشد.

A_o = مساحت سطح محصور شده به وسیله جریان برش ناشی از پیچش در مقطع، میلی‌متر مربع

A_{oh} = مساحت سطح محصور شده به وسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع، شامل سطح سوراخ‌ها (در صورت وجود)، میلی‌متر مربع

۳۷- در کنترل‌کننده‌ترین مقطع، (مطابق شکل) از یک تیرفولادی، براساس تحلیل سازه، لنگرهای حاصل از بارهای مرده، زنده و زلزله به ترتیب 150 kN.m، 100 kN.m و 250 kN.m است. این بارها بدون ضریب بار بوده و محاسبات زلزله براساس ویرایش سوم استاندارد 2800 انجام گرفته است. حداکثر نسبت مقاومت خمشی موردنیاز به مقاومت خمشی طراحی این مقطع به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ (فولاد مصرفی از ST37 با F_y=240MPa بوده و مقطع با دو محور تقارن، تمام شرایط فشردگی را دارد و حالت حد کمانش پیچشی – جانبی حاکم نمی‌باشد).

۱) 0.80
۲) 1.15
۳) 1
۴) 0.85



گزینه ۳

مقاومت خمشی طراحی عضو برابر است با:

$$\varphi M_n = 0.9ZF_y = 0.9\left(2 \times 300 \times 20 \times 210 + \frac{10 \times 400^2}{4}\right) \times 240 = 630.72\ kN.m$$

مقاومت خمشی مورد نیاز (لنگر خمشی ضریب دار) برابر است با:

$$M_u = 1.2D + L + 1(1.4E) = 1.2 \times 150 + 100 + 1.4 \times 250 = 630\ kN.m$$

$$\frac{630}{630.72} = 1$$

دقت شود که ترکیب بار شماره ۵ در شکل زیر بیشترین نیرو را ایجاد می کند. از طرفی نیروی زلزله در صورتی که با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم محاسبه شود باید با ضریب 1.4 افزایش یابد و سپس در ترکیب بار استفاده شود.

البته در کاربری های خاص که بار زنده کمتر از 5 kN/m2 می باشد، در ترکیب بار ۵ به جای L می توان از 0.5L استفاده کرد که در صورت پاسخ دیگری بدست می آمد.

با توجه به اینکه نوع بار زنده مشخص نشده نمی توان از ضریب 0.5 استفاده کرد.

۶-۲-۳-۳ ترکیب بارهای حالت‌های حدی مقاومت در طراحی سایر ساختمان‌ها از جمله ساختمان‌های فولادی

در طراحی ساختمان‌های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن‌آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می‌شود. سازه‌ها و اعضای آن‌ها باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشند:

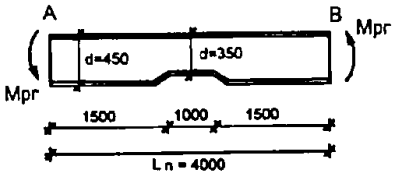
۱) ۱٫۴D
۲) ۱٫۲D+۱٫۶L+۰٫۵(Lr یا S یا R)
۳) ۱٫۲D+۱٫۶(Lr یا S یا R)+[L یا ۰٫۵(۱٫۴W)]
۴) ۱٫۲D+ ۱٫۰(۱٫۴W)+L+۰٫۵(Lr یا S یا R)
۵) ۱٫۲D+۱٫۰E+L+۰٫۲S
۶) ۰٫۹D+۱٫۰(۱٫۴W)
۷) ۰٫۹D+۱٫۰E
۸) ۱٫۲D+۰٫۵L+۰٫۵(Lr یا S)+۱٫۲T
۹) ۱٫۲D+۱٫۶L+۱٫۶(Lr یا S)+۱٫۰T

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:
- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی را می‌توان برابر با ۰٫۵ منظور نمود.

۶-۱۱-۱۰ ترکیب بارهای شامل اثرهای زلزله طرح

اثرات زلزله طرح در ترکیب بارهای فصل دوم استفاده می‌شود. این اثرات باید بر اساس تراز نهایی، با استفاده از ضریب رفتار نهایی ساختمان، محاسبه شوند. در صورت استفاده از ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰، لازم است نیروهای ناشی از زلزله در ضریب ۱٫۴ ضرب شده و سپس در ترکیب بارهای فصل دوم این مبحث استفاده شوند.

۳۸- شکل زیر بخش میانی یک تیر با شکل‌پذیری متوسط، بین مفاصل پلاستیک A و B را نشان می‌دهد. چنانچه آثار ناشی از بارهای مرده و زنده و سایر بارها، در مقایسه با بار زلزله بسیار ناچیز و قابل اغماض باشد، با توجه به فرضیات زیر، مقدار M_{pr} در مفصل پلاستیک تیر، حداکثر چه مقدار می‌تواند باشد؟ تیر از ورق با اتصال جوش جان به بال ساخته شده و مقطع آن دارای تقارن دو محوره بوده و خمش حول محور قوی است. d عمق کل مقطع بوده و ضخامت جان t_w=8 mm است. مقاومت برشی عضو بدون توجه به عمل میدان کششی و با فرض C_v=1 محاسبه می‌شود. فولاد مصرفی از نوع ST37 با F_y= 240MPa بوده و واحدهای روی شکل بر حسب میلی‌متر می‌باشد. تیر در محدوده کم‌عمق، از مقاومت کافی در برابر آثار ناشی از ایجاد M_{pr} در مفاصل پلاستیک برخوردار است.



L PL300x20

۱) 1450 kN.m
۲) 725 kN.m
۳) 930 kN.m
۴) 830 kN.m

گزینه ۳

در طراحی لرزه ای تیر در دو انتهای خود باید بتواند برش زیر را تحمل کند:

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_n} = \frac{M_{pr}}{2000}$$

مقاومت برشی تیر در دو انتهای آن برابر است با:

$$\varphi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (450 \times 8) \times 1 = 466560\ N$$

برش وارد بر تیر Vpr باید کمتر از مقاومت برشی طراحی عضو در دو انتهای آن باشد:

$$V_{pr} < \varphi V_n \ \rightarrow \ \frac{M_{pr}}{2000} < 466560 \ \rightarrow M_{pr} < 933\ kN.m$$

دقت شود که طبق بند تیر تنها لازم است در دو انتهای خود چنین برشی را تحمل کند و قسمت تضعیف شده میانی لزومی ندارد برای چنین برشی طراحی شود. قسمت میانی باید برای برش حاصل ازترکیب بارهای متعارف طراحی شود.

احتمالا هدف طراح این بوده است که قسمت میانی برای چنین برشی طراحی شود که در این صورت خواهیم داشت:

$$\frac{M_{pr}}{2000} < [\varphi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (350 \times 8) \times 1 = 362880\ N\ ] \rightarrow M_{pr} = 725.76\ kN.m$$

۱۰-۳-۸-۲ مقاومت‌های مورد نیاز و طراحی مقطع تیر

(۱) به جز در طراحی تیرهای با اتصالات تیر با مقطع کاهش‌یافته، در طراحی مقطع تیرها برای خمش، رعایت ضابطهٔ تکمیلی خاصی الزامی نیست. در تیرهای با اتصالات تیر با مقطع کاهش‌یافته، در دو انتهای تیر، مقاومت خمشی مورد نیاز تیر باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr}= C_{pr}R_yM_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شود. در این حالت در دو انتهای تیر، مقاومت خمشی طراحی تیر را می‌توان برابر R_yM_{po} در نظر گرفت.

(۲) در دو انتهای تیر، مقاومت برشی مورد نیاز تیرها باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr}= C_{pr}R_yM_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شود. مقاومت برشی طراحی تیرها باید براساس الزامات فصل ۱۰-۲ تعیین شود.

در روابط فوق:

R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شدهٔ مصالح تیر

M_p= لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

M_{po}= لنگر پلاستیک مقطع تیرهای با مقطع کاهش‌یافته در ابتدا و انتهای تیر

C_{pr}= ضریبی است که دربرگیرندهٔ آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبهٔ حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل اتصال به‌کار گرفته می‌شود. به‌جز در موردی‌که در بخش ۱۰-۳-۱۳-۶ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطهٔ زیر تعیین شود

$$1/1 \le C_{pr} = \frac{(F_y+F_u)}{2F_y} \le 1/2 \qquad (۱۰-۸-۳-۱)$$

۱۰-۲-۶-۱ الزامات عمومی

مقاومت برشی طراحی مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن:

ϕ_v = ضریب کاهش مقاومت برشی می‌باشد و برای کلیهٔ الزامات این بخش برابر ۰/۹ بوده به جز در مورد بند ۱۰-۲-۶-۲-۱-الف که مقدار آن باید برابر یک در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع نوردشده یا ساخته شده از ورق دارای تقارن یک محوره یا دو محوره که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند. مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع ناودانی که تحت اثر برش در صفحهٔ جان قرار دارند نیز باید بر اساس الزامات این بند محاسبه شوند.

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی(V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت‌نشده (بدون سخت‌کننده) و سخت‌شده (با سخت‌کننده) بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

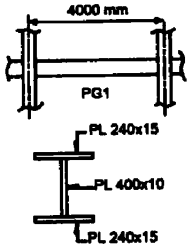
$$V_n = 0.6\ F_yA_wC_v \qquad (۱۰-۶-۲-۱)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

A_w = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل‌ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)

۳۹- یک مهندس محاسب در طراحی یک سازه فولادی با قاب خمشی ویژه‌ی چند طبقه که دارای دهانه‌هایی به طول 4 متر است (محور به محور)، از تیر ورق PG1 با مقطع نشان داده شده استفاده کرده است. اگر ابعاد بیرونی ستونهای قوطی این سازه 450×450 میلی‌متر باشد، برای اتصال از پیش تأییدشده تیر به ستون، کدام گزینه را پیشنهاد می‌کنید؟ هم مسائل فنی و هم سهولت اجرایی مدنظر باشد. فرض کنید کلیه تیرهای منتهی به هر چهار وجه ستون‌ها دارای اتصال گیردار کامل هستند.



۱) اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)
۲) اتصال گیردار فلنجی هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)
۳) اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)
۴) اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

گزینه ۱ صحیح است.

گزینه ۲: در این نوع اتصال d تیر باید بین 440 mm تا 1000 mm باشد. d تیر مربوط به سوال برابر 430 mm می باشد و نمی توان از این نوع اتصال استفاده کرد.

گزینه ۳: استفاده از اتصال WFP در قابهای با شکل پذیری ویژه غیر مجاز است.

گزینه ۴: نسبت طول دهانه آزاد تیر به عمق تیر $\frac{(4000-450)}{430} = 8.25$ می باشد که کمتر از مقدار مجاز آن برای اتصال BFP می باشد.

جدول ۱۰-۳-۱۳-۱ انواع اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازه‌ای قابل کاربرد	بخش مربوطه
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۲)
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۳)
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۳)
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۴)
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط	(۱۰-۳-۱۳-۵)
۶	اتصال مستقیم تقویت نشدهٔ جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۱۰-۳-۱۳-۶)

جدول ۱۰-۳-۱۳-۲ محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

	BUEEP		BSEEP			
			چهار پیچی		هشت پیچی	
پارامتر	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)
t_{bf}	۱۰	۲۵	۱۰	۲۵	۱۵	۳۰
b_{bf}	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۲۰۰	۳۵۰
d	۳۴۰	۱۴۰۰	۳۴۰	۷۰۰	۴۴۰	۱۰۰۰
t_p	۱۲	۶۰	۱۲	۵۰	۲۰	۷۰
b_p	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۲۴۰	۴۰۰
g	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۵۰	۲۰۰
p_{fi},p_{fo}	۳۵	۱۲۰	۵۰	۱۵۰	۴۰	۵۰
p_b	-	-	-	-	۹۰	۱۰۰

۱۰-۳-۱۳-۴ اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری(BFP)

(۱۳)نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۹ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۷ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

۴۰- در یک سازه فولادی با سیستم دوگانه، نیروهای محوری وارد بر کف ستون یک ستون میانی، ناشی از بارهای مرده، زنده و زلزله (که براساس ویرایش سوم استاندارد 2800 و در نظرگرفتن اثر 30% زلزله جهت متعامد محاسبه شده است)، بدون هرگونه ضریبی به ترتیب 600 kN+، 470kN+ و 1250 kN± است (علامت مثبت به معنای فشاری بودن نیرو است). با توجه به اینکه اطلاعات دیگری در دسترس نیست، براساس این اطلاعات، حداقل سطح مقطع اسمی کل میل مهارها به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر خواهد بود؟ بتن شالوده از رده C25 و میل مهارها از قطعات دندانه شده از جنس CK45 (F_t=600MPa) فرض شود.

۱) 5745 mm^2
۲) 11365 mm^2
۳) 8525 mm^2
۴) 7660 mm^2

گزینه ۲

با توجه به اینکه تنها نیروی محوری داده شده است، باید مطابق بند زیر باید از ترکیب بار زلزله تشدید یافته استفاده کنیم. میل مهارهای کف ستون باید بتوانند کل کشش وارد بر کف ستون را تحمل کنند. در رابطه زیر کشش مثبت فرض شده است:

$$T_u = 0.9D - \Omega_0(1.4E) = 0.9 \times (-600) + 2.5(1.4 \times 1250) = +3835\ kN$$
$$T_u < \varphi F_{nt} A_{nb}$$
$$3835000 < 0.75(0.75 \times 600)A_{nb} \rightarrow 11363mm^2 < A_{nb}$$

۱۰-۳-۵-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای کف‌ستون‌ها

کف‌ستون کلیهٔ ستون‌های باربر و غیرباربر جانبی و اتصالات آنها به ستون و شالوده علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ این مبحث باید به طورمجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱)بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروهای برشی و لنگرهای خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲)بیشترین نیروی محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته و با در نظرگرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

(۳)در هر دو امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا نیروی برشی برابر مجموع مولفه‌های افقی مقاومت‌های مورد نیاز اتصال مهاربندی و برش ظرفیتی ستون برابر $\frac{\Sigma M_{pc}}{H_s}$ که در آن ΣM_{pc} مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. در محاسبه و طراحی کف ستون این نیروی برشی باید بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

(۴)در هر دو امتداد اصلی ستون و به طور مجزا لنگر خمشی برابر مجموع لنگرهای خمشی زیر و بدون حضور نیروهای برشی و محوری.

جدول ۱۰-۳-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای	Ω_0
کلیهٔ قاب‌های خمشی فولادی	۳
کلیهٔ قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی	۲
کلیهٔ سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی	۲/۵

۱۰-۲-۹-۳-۳ مقاومت کششی طراحی و مقاومت برشی طراحی در اتصالات اتکایی

در اتصالات اتکایی، مقاومت کششی طراحی (ϕR_{nt}) و مقاومت برشی طراحی (ϕR_{nv}) پیچ‌ها و قطعات دندانه‌شده از روابط زیر تعیین می‌گردند.

$\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_{nb}$ = مقاومت کششی طراحی (۱۰-۹-۲-۴)

$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb}$ = مقاومت برشی طراحی (۱۰-۹-۲-۵)

در روابط فوق:

ϕ = ضریب کاهشی مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد.

R_{nt} = مقاومت کششی اسمی

R_{nv} = مقاومت برشی اسمی

A_{nb} = سطح مقطع اسمی وسیله اتصال (پیچ یا قطعه دندانه‌شده)

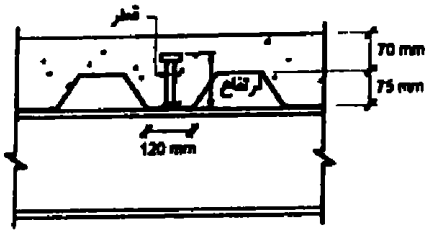
F_{nt} = تنش کششی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۱۰

F_{nv} = تنش برشی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۱۰

جدول ۱۰-۲-۹-۱۰ تنش اسمی (پیچ و قطعات دندانه شده)

نوع وسیله اتصال	تنش کششی اسمی (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی
پیچ‌های معمولی	$0.75F_u$ [۱],[۲]	$0.45F_u$ [۵],[۲]
پیچ‌های پر مقاومت در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد	$0.75F_u$ [۴]	$0.45F_u$ [۵]
پیچ‌های پرمقاومت در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد	$0.75F_u$ [۴]	$0.55F_u$ [۵]
قطعهٔ دندانه‌شده طبق مشخصات تعیین‌شده، در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد	$0.75F_u$ [۱],[۶]	$0.45F_u$
قطعهٔ دندانه شده طبق مشخصات تعیین‌شده، در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد	$0.75F_u$ [۱],[۶]	$0.55F_u$

۴۱- در شکل زیر بخشی از یک سقف مرکب با ورق‌های فولادی شکل داده شده، نشان داده شده است. استفاده از کدام گل‌میخ در این سقف قابل قبول است؟



۱) قطر 16 mm و ارتفاع 75 mm
۲) قطر 19 mm و ارتفاع 120 mm
۳) قطر 16 mm و ارتفاع 100 mm
۴) قطر 22 mm و ارتفاع 120 mm

گزینه ۲

ارتفاع گلمیخ حداقل باید 115mm باشد.

قطر گلیمیخ حداکثر می تواند 20 mm باشد.

پ)مقاومت خمشی مقاطع مختلط به همراه ورق‌های فولادی شکل داده شده

مقاومت خمشی طراحی مقاطع مختلط متشکل از دال بتنی بر روی ورق‌های فولادی شکل داده شده و متصل به مقطع فولادی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید بر اساس الزامات بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ و با رعایت الزامات زیر تعیین گردد.

پ-۱) ملاحظات و محدودیت‌ها

۱. ارتفاع اسمی ورق‌های فولادی شکل داده شده (h_r) نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر باشد. پهنای متوسط کنگره‌های پرشده با بتن نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد، لیکن در محاسبات نباید بزرگتر از حداقل پهنای آزاد (خالص) در نزدیکی سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده در نظر گرفته شود.

۲. دال بتنی باید به وسیله گل‌میخ‌های برشگیر با قطر حداکثر ۲۰ میلی‌متر به مقطع فولادی متصل شوند. گل‌میخ‌ها باید از طریق ورق فولادی شکل داده شده یا به طور مستقیم به مقطع فولادی جوش شوند. در هر حال گل‌میخ‌ها باید روی بال مقطع فولادی ذوب شوند. پس از نصب، ارتفاع گل‌میخ‌ها که از بالای ورق فولادی شکل داده شده اندازه‌گیری می‌شود، نباید از ۴۰ میلی‌متر کمتر باشد. پوشش بتن روی گل‌میخ‌ها نباید کمتر از ۱۵ میلی‌متر باشد.

۳. ضخامت دال بتنی در قسمت فوقانی ورق فولادی شکل داده شده نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد.

۴. ورق‌های فولادی شکل داده شده باید در فواصلی حداکثر ۴۵۰ میلی‌متر به مقطع فولادی و سایر اعضای تکیه‌گاهی مهار شوند. این مهارها می‌توانند گل‌میخ‌های برشگیر، ترکیبی از گل‌میخ‌ها و جوش‌های نقطه‌ای یا هر راهکار ارائه شده توسط مهندس طراح باشد.

۴۲- بر روی یک تیر دو سر ساده با شیب بسیار کم (فرض کنید افقی) به دهانه 12 m، مربوط به یک بام با پوشش سبک، بار مرده 1.8 kN/m، بار زنده 3 kN/m، باربرف 3 kN/m و بار باد 7.86 kN/m (مکش) محاسبه شده است. اگر این تیر شرایط فشردگی مقطع را داشته باشد و دارای مهار جانبی کافی برای ممانعت از کمانش پیچشی – جانبی باشد، حداقل اساس مقطع پلاستیک لازم حول محور قوی به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ مقطع تیر I شکل با تلارن دو محوره و خمش حول محور قوی است. فولاد از نوع ST37 (F_y=240MPa) فرض شود. سایر بارگذاری‌ها و ترکیب مربوط به آنها حاکم بر طرح نیست. بارها بدون ضریب می‌باشند. (براساس حالت حدی مقاومت حل شود)

۱) $785\times10^3 mm^3$ ۲) $830\times10^3 mm^3$

۳) $670\times10^3 mm^3$ ۴) $980\times10^3 mm^3$

گزینه ۱

با توجه به مکشی بودن بار باد از ترکیب بار ۶ برای بار باد استفاده می شود.

$$q_u = 1.4\,q_D = 1.4\times 1.8 = 2.52\frac{kN}{m}$$

$$q_u = 1.2\,q_D + 1.6q_L + 0.5\,Max\left(q_{L_r}, q_s\right) = 1.2\times 1.8 + 1.6\times 0 + 0.5\times 3 = 3.66\frac{kN}{m}$$

$$q_u = 1.2\,q_D + 1.6Max\left(q_{L_r}, q_s\right) + Max(q_L, 0.7q_w)$$

$$= 1.2\times 1.8 + 1.6\times(3{,}3) + Max(0, 0.7\times -7.86) = 2.16 + 4.8 + 0 = 6.96\frac{kN}{m}$$

$$q_u = 0.9\,q_D + 1.4q_w = -9.384\frac{kN}{m}$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = 168.9kN.m$$

$$\varphi M_n = 0.9ZF_y = 0.9Z\times 240$$

$$168.9\times 10^6 < 0.9Z\times 240 \;\rightarrow\; 782\times 10^3 < Z$$

۶-۲-۳-۳ ترکیب بارهای حالت‌های حدی مقاومت در طراحی سایر ساختمان‌ها از جمله ساختمان‌های فولادی

در طراحی ساختمان‌های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن‌آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می‌شود. سازه‌ها و اعضای آن‌ها باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشند:

۱) ۱٫۴D

۲) ۱٫۲D+۱٫۶L+۰٫۵(L_r یا S یا R)

۳) ۱٫۲D+۱٫۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰٫۵(۱٫۴W)]

۴) ۱٫۲D+ ۱٫۰(۱٫۴W)+L+۰٫۵(L_r یا S یا R)

۵) ۱٫۲D+۱٫۰E+L+۰٫۲S

۶) ۰٫۹D+۱٫۰(۱٫۴W)

۷) ۰٫۹D+۱٫۰E

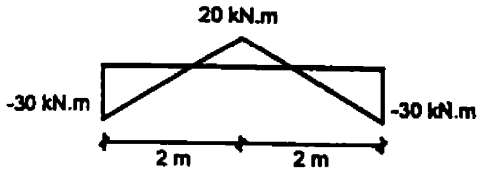
۸) ۱٫۲D+۰٫۵L+۰٫۵(L_r یا S)+۱٫۲T

۹) ۱٫۲D+۱٫۶L+۱٫۶(L_r یا S)+۱٫۰T

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

- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی را می‌توان برابر با ۰٫۵ منظور نمود.

۴۳- نمودار لنگر خمشی یک تیر فولادی IPE300 بطول 4 m به صورت زیر می‌باشد. در صورتیکه تیر در تکیه‌گاهها و در وسط دهانه دارای مهار جانبی باشد، ضریب اصلاح کمانش پیچشی – جانبی (C_b) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱) 3.0
۲) 1.2
۳) 2.0
۴) 2.2

گزینه ۴

$$C_b = \frac{12.5 \times 30}{2.5 \times 30 + 3 \times 17.5 + 4 \times 5 + 3 \times 7.5} = 2.206$$

۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۱-۱ مقاومت خمشی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱۰-۲-۵-۲ و ۱۰-۲-۵-۱۲ تعیین شود.

تبصره: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای خمشی برای مقاطع مختلف می‌تواند مطابق جدول ۱۰-۲-۵-۱ اختیار شود.

۱۰-۲-۵-۱-۲ تمامی الزامات این بخش بر این فرض استوار هستند که از پیچش مقطع حول محور طولی عضو در نقاط تکیه‌گاهی اعضای خمشی جلوگیری شده است.

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیهٔ اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی– جانبی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{۱۲/۵\, M_{max}}{۲/۵M_{max}+۳M_A+۴M_B+۳M_C} \qquad (۱۰-۲-۵-۱)$$

که در آن:

M_{max} = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۴}$ طول مهارنشده

M_B = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۲}$ طول مهارنشده

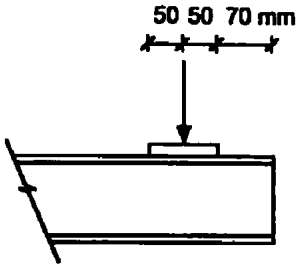
M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۳}{۴}$ طول مهارنشده

تبصره ۱: برای تیرهای طره‌ای که انتهای آزاد آنها مهار نشده است، C_b مساوی واحد می‌باشد.

تبصره۲: برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای مضاعف ضریب اصلاح کمانش پیچشی- جانبی (C_b) باید به شرح زیر با ضریب R_m تشدید شود.

$$R_m = ۰/۵ + ۲ \left(\frac{I_{y\,Top}}{I_y}\right)^۲ \qquad (۱۰-۲-۵-۲)$$

۴۴- در صورتیکه نیروی متمرکز مطابق شکل روی صفحه فولادی 100×100×20 mm در نزدیکی انتهای آزاد تیر طره‌ای فولادی با مقطع IPE200 وارد گردد، مقاومت طراحی در برابر تسلیم موضعی جان به کدامیک از مقادیر زیر برحسب کیلونیوتن نزدیکتر است؟ فولاد تیر از نوع ST37 با تنش تسلیم 240 MPa می‌باشد.



۱) 270
۲) 180
۳) 200
۴) 250

گزینه ۳

$$\varphi R_n = 1\big(240 \times 5.6(2.5 \times 20.5 + 100)\big) = 203.3\ kN$$

۱۰-۲-۹-۱۰-۲ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

الزامات این بند برای نیروی کششی متمرکز تکی، نیروی فشاری متمرکز تکی و هر دو مولفهٔ فشاری و کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۷).

مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت مساوی ۱ و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که براساس حالت حدی تسلیم موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی‌که بار متمرکز، در فاصله‌ای بزرگتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n=F_{yw}t_w(5k+l_b) \qquad (۱۰-۲-۹-۲۴)$$

۲- در حالتی‌که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا کوچکتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n=F_{yw}t_w(2/5k+ l_b) \qquad (۱۰-۲-۹-۲۵)$$

در روابط فوق:

F_{yw} = تنش تسلیم فولاد جان

t_w= ضخامت جان

d = ارتفاع کلی مقطع تیر

k= فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته‌شده از ورق.

l_b = طول اتکای بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظرگرفته شود)

۴۵- یک تیر خمشی با مقطع IPE270 تحت خمش یکنواخت حول محور قوی قرار دارد. در صورتیکه دهانه تیر 6 متر و فواصل تکیه‌گاه‌های جانبی بال فشاری 3 متر باشد، مقاومت خمشی اسمی این عضو به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ M_p لنگر پلاستیک بوده و $Z_x=1.12S_x$ فرض شود.

۱) $0.75\,M_p$
۲) M_p
۳) $0.9\,M_p$
۴) $0.85\,M_p$

گزینه ۴

طراح فراموش کرده است که تنش تسلیم را ارائه کند. البته با توجه به اینکه تمام مقاطع IPE موجود در ایران از نوع S240 می باشند، تنش تسلیم برابر 240MPa فرض می شود.

$$L_b = 3000\ mm \quad L_p = 50.8\sqrt{\frac{420}{45.9}} = 153.66\ cm = 1536.6\ mm \quad r_{ts} = \sqrt{\frac{4200000 \times 259.8}{2 \times 429000}} = 3.566cm = 35.66\ mm$$

$$J = \frac{2 \times 135 \times 10.2^3 + 259.8 \times 6.6^3}{3} = 120406$$

$$L_r = 1.95 \times 35.66 \times \frac{200000}{0.7 \times 240}\sqrt{\frac{120406 \times 1}{429000 \times 259.8} + \sqrt{\left(\frac{120406 \times 1}{429000 \times 259.8}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 \times 240}{2 \times 10\hat{}5}\right)^2}} = 4909\ mm$$

با توجه به اینکه خمش یکنواخت داریم، Cb برابر یک خواهد بود.

$$M_n = 1\left[M_p - (M_p - 0.7S_xF_y)\frac{3000 - 1536.6}{4909 - 1536.5}\right] = \left[M_p - (M_p - 0.625M_p)\frac{3000 - 1536.6}{4909 - 1536.5}\right] = 0.837M_p$$

مراحل زیر برگرفته از جزوه فولاد اینجانب می باشد که مراحل محاسبه مقاومت خمشی را نشان می دهد:

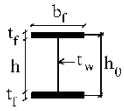
۱- محاسبه L_p و کنترل لزوم درنظر گیری کمانش پیچشی جانبی

$$L_p = 1.76r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 50.8\sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

۲- محاسبه r_{ts}

یادداشت: برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن، $C_w=\frac{I_y h_o^2}{4}$ بوده و لذا رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۹ برای مقاطع I شکل به صورت زیر ساده می‌شود.

$$r_{ts}^2=\frac{I_y h_o}{2S_x} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۰)$$



همچنین r_{ts} را می‌توان به طور محافظه‌کارانه شعاع ژیراسیون مقطعی شامل بال فشاری و یک ششم جان نسبت به محور مار بر جان در نظر گرفت.

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12\left(1+\frac{h t_w}{6 b_f t_f}\right)}} \qquad (۱۰\ ۵\ ۲\ ۱۱)$$

b_f و t_f = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

۳- محاسبه L_r

$$L_r = 1.95 r_{ts}\frac{E}{0.7F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \qquad (۷-۵-۲-۱۰)$$

$$c = 1 \qquad J = \frac{1}{3}\sum b\,t^3$$

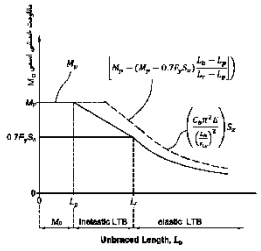
۴- محاسبه C_b

۵- محاسبه F_{cr}

$$F_{cr} = \frac{C_b\pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}\sqrt{1 + 0.078\frac{Jc}{S_x h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad (۸-۵-۲-۱۰)$$

تبصره: در رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۸ عبارت زیر رادیکال را می‌توان به طور محافظه‌کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

۶- محاسبه M_n



ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی- جانبی نمی‌باشد.

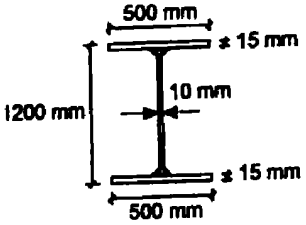
ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_yS_x)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr}S_x \le M_p \qquad (۵-۵-۲-۱۰)$$

۴۶- تیر ورق شکل زیر تحت خمش حول محور قوی قرار دارد. بال‌های این تیر ورق بطور سرتاسری و پیوسته توسط جوش گوشه با بعد 10 mm به جان متصل می‌باشند. در خصوص طبقه‌بندی مقطع تیر از منظر کمانش موضعی، کدام گزینه صحیح است؟ F_y=240MPa و واحدها در شکل به میلی‌متر می‌باشد.



۱) مقطع با بال فشرده و جان لاغر
۲) غیرفشرده (مقطع با بال و جان غیرفشرده)
۳) فشرده (مقطع با بال و جان فشرده)
۴) مقطع با اجزای لاغر (مقطع با بال غیرفشرده و جان لاغر)

گزینه ۲ صحیح است:

$$\left(0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}=10.96\right)<\frac{b}{t}=\frac{250}{15}=16.7<\left(\sqrt{\frac{E}{F_y}}=28.86\right)$$

$$\left(3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}=108\right)<\frac{h}{t}=\frac{1200-30}{10}=117<\left(5.7\sqrt{\frac{E}{F_y}}=163.72\right)$$

بال و جان تیر غیر فشرده می باشد.

جدول ۱۰-۲-۲-۴ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (غیرفشرده/ فشرده)λ_p	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت لاغر/ غیرفشرده)λ_r	مثال‌های نمونه
۱۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$۳/۷۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۶	جان مقاطع I شکل با یک محور تقارن	h_c/t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{(۰/۰۵\frac{M_p}{M_y}-۰/۰۹)^2}\le\lambda_r$ [d]	$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۷	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$۱/۱۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۴۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۸	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حد فاصل خطوط جوش یا پیچ	b/t	$۱/۱۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۴۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۹	جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS) و جعبه‌ای	h/t	$۲/۴۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲۰	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$۰/۳۱\frac{E}{F_y}$	$۰/۰۷\frac{E}{F_y}$	

جدول ۱۰-۲-۲-۳ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (غیرفشرده/فشرده)λ_p	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (لاغر/ غیرفشرده)λ_r	مثال‌های نمونه
۱۰	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ناودانی‌ها و سپری‌ها	b/t	$۰/۳۸\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۱	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با یک یا دو محور تقارن	b/t	$۰/۳۸\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۰/۹۵\sqrt{\frac{K_cE}{F_L}}$ [b], [c]	
۱۲	ساق‌های نبشی‌های تک	b/t	$۰/۵۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۰/۹۱\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۳	بال‌های کلیه مقاطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف	b/t	$۰/۳۸\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۴	تیغه (جان) مقاطع سپری	d/t	$۰/۸۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۰۳\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

۴۷- با لحاظ الزامات طراحی لرزه‌ای، اگر لنگر خمشی پلاستیک ستون فولادی در ناحیه بالای وصله برابر 300 kN.m و در ناحیه پایین وصله برابر 360 kN.m و ارتفاع طبقه برابر H_s=4 متر باشد، حداقل چه مقدار لنگر خمشی و چه مقدار نیروی برشی برای طراحی وصله باید در نظر گرفته شود؟ ستون دارای مقطع ساخته‌شده از ورق می‌باشد.

۱) 165 kN , 345 kN.m
۲) 190 kN , 360 kN.m
۳) 190 kN , 345 kN.m
۴) 165 kN , 414 kN.m

گزینه ۱

$$M_{splice} = R_y M_{pc} = 1.15 \times 300 = 345\ kN.m$$
$$V_{splice} = \frac{M_{pc-top} + M_{pc-bot}}{H_s} = \frac{300 + 360}{4} = 165\ kN$$

۱۰-۳-۵-۲-۲ مقاومت مورد نیاز وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ کلیهٔ ستون‌ها، شامل ستون‌های غیرباربر جانبی، علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ باید به طور مجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱) بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲) بیشترین نیروهای محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدیدیافته و با در نظرگرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

(۳) نیروی برشی حداقل برابر $\frac{\Sigma M_{pc}}{H_s}$ که در آن ΣM_{pc} مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. این نیروی برشی باید در هر امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

(۴) لنگر خمشی حداقل برابر $R_y M_{pc}$ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شدهٔ مصالح ستون و M_{pc} لنگر خمشی پلاستیک ستون با مقطع کوچکتر وصله‌شونده است. این لنگر خمشی باید در هر امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیروهای محوری و برشی در نظر گرفته شود.

تبصره: جوش‌هایی که در کارخانه و به صورت لب به لب صورت می‌گیرند، باید به صورت نفوذی کامل انجام شوند در صورتی‌که پس از انجام آزمایش مشخص شود که جوش مذکور با نفوذ نسبی صورت گرفته است این جوش در صورتی مورد تأیید خواهد بود که مقاومت طراحی اتصال مذکور حداقل دو برابر مقاومت مورد نیاز مطابق حالت‌های (۱) تا (۴) این بند باشد.

جدول ۱۰-۳-۲-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

نوع محصول	R_y
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	۱/۲۵
سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	۱/۲۰
مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	۱/۱۵

۴۸- در قاب خمشی فولادی با اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (اتصال از پیش تأییدشده)، اگر عرض ناحیه کاهش یافته تیر 30 درصد پهنای بال آن بوده (C=0.15 b_f) و تغییرمکان جانبی نسبی طبقه بدون لحاظ کاهش مقطع تیر برابر 50 میلی‌متر محاسبه شده باشد، تغییرمکان جانبی نسبی طبقه با لحاظ اثر کاهش عرض مقطع تیر به‌طور تقریبی چقدر می‌تواند درنظر گرفته شود؟ فرض کنید به این منظور، از مدل‌سازی ناحیه کاهش یافته استفاده نشود.

۱) 57 mm ۲) 44 mm ۳) 50 mm ۴) 53 mm

$$\Delta = 50\left(\frac{0.15}{0.25}\times 0.1 + 1\right) = 53mm$$

۱۰-۳-۱۳-۲ اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)

(۱۳) ستون‌ها و تیرها شامل ناحیهٔ کاهش‌یافته باید دارای مقاومت کافی در برابر کلیهٔ ترکیبات بارگذاری به استثنای ترکیبات بار زلزلهٔ تشدید یافته باشند. همچنین در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه باید اثرات مقطع کاهش‌یافته لحاظ شود. در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه بجای مدل‌سازی ناحیهٔ کاهش‌یافته می‌توان تغییرمکان جانبی نسبی را در حالتی که ناحیه کاهش‌یافته لحاظ نشده است با ضریب ۱/۱ برای حالت نظیر $c = ۰/۲۵\ b_{bf}$ تشدید نمود. برای سایر مقادیر c می‌توان از تناسب بین آنها و $c = ۰/۲۵\ b_{bf}$ بهره برد.

۴۹- در مهاربند واگرا، اگر طول تیر پیوند برابر $2M_p/V_p$ باشد، حداکثر دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن، برای زلزله طرح به چه مقداری محدود می‌شود؟ تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر با تغییرمکان جانبی نسبی طرح فرض شود.

۱) 0.048 رادیان ۲) 0.064 رادیان ۳) 0.044 رادیان ۴) 0.056 رادیان

گزینه ۴

$$\gamma_p = 0.02 + \frac{2.6-2}{2.6-1.6} \times 0.06 = 0.056\ rad$$

۱۰-۳-۱۲-۵ دوران تیر پیوند

حداکثر دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن، در حالتی‌که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه (δ_i) برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح (Δ_i) فرض شود، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید.

الف) ۰/۰۸ رادیان برای حالتی‌که طول تیر پیوند مساوی یا کمتر از $1/6M_p/V_p$ باشد.

ب) ۰/۰۲رادیان برای حالتی‌که طول تیر پیوند مساوی یا بزرگتر از $2/6M_p/V_p$ باشد.

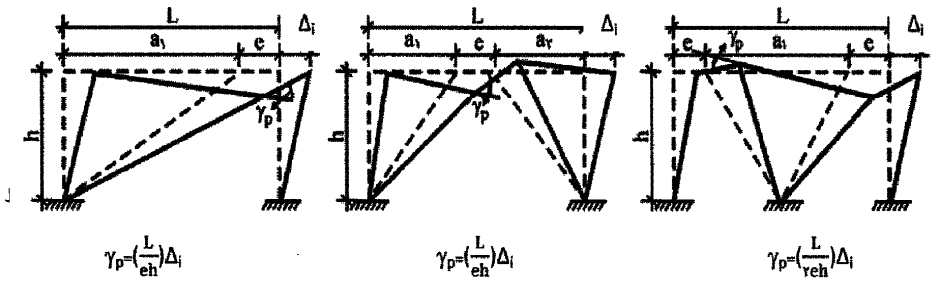
در روابط فوق:

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۳

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۴

تبصره ۱: برای مقادیر طول پیوند بین دو مقدار (الف) و (ب)، می‌توان از درون‌یابی خطی بهره برد.

تبصره ۲: دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p) در حالتی‌که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح فرض می‌شود را می‌توان از روابط مندرج در شکل ۱۰-۳-۱۲-۱ تعیین نمود.



شکل ۱۰-۳-۱۲-۱ دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p)

۵۰- اساس مقطع پلاستیک مقطع قوطی مربع شکل فولادی با بعد خارجی یک متر و ضخامت 40mm حول قطر مقطع برحسب مترمکعب به کدام مقدار نزدیک‌تر است؟

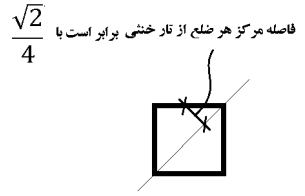
۱) 0.018
۲) 0.026
۳) 0.052
۴) 0.021

گزینه ۳

البته روی سوال باید به شرح زیر اصلاح شود:

"اساس پلاستیک مقطع قوطی..."

محاسبه تقریبی:



$$Z = 4\left(\text{فاصله} \times \text{مساحت هر ضلع}\right) = 4\left(0.04 \times \frac{\sqrt{2}}{4}\right) = 0.56\ m^3$$

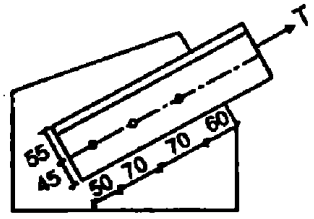
محاسبه دقیق:

اساس پلاستیک مربع توپر برابر است با:

$$Z_{\text{مربع حول قطر}} = a^3\frac{\sqrt{2}}{6}$$

$$Z_{\text{باکس حول قطر}} = 1^3\frac{\sqrt{2}}{6} - 0.92^3\frac{\sqrt{2}}{6} = 0.052164\ m^3$$

۵۱- در اتصال یک عضو کششی به ورق اتصال از سه پیچ M22 استفاده شده است. عضو کششی از نبشی 10×100×100 و سوراخ‌ها استاندارد هستند. ضخامت ورق اتصال 15میلی‌متر است. مقاومت طراحی برش قالبی بر حسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ واحدهای روی شکل بر حسب میلی متر و فولاد مصرفی از نوع ST37 با F_y=240MPa و F_u=370MPa است.



۱) 295
۲) 400
۳) 392
۴) 310

گزینه ۱

$$\varphi R_{n1} = 0.75\left(0.6 \times 370 \times (190 - 2.5 \times 24) \times 10 + 1 \times 370 \times \left(45 - \frac{24}{2}\right) \times 10\right) = 308\ kN$$

$$\varphi R_{n2} = 0.75\left(0.6 \times 240 \times 190 \times 10 + 1 \times 370 \times \left(45 - \frac{24}{2}\right) \times 10\right) = 297\ kN$$

جدول ۱۰-۲-۹-۸ ابعاد اسمی سوراخ پیچ بر حسب میلی‌متر

قطر پیچ (mm)	ابعاد اسمی سوراخ (mm)			
	سوراخ استاندارد	سوراخ بزرگ‌شده	سوراخ لوبیایی کوتاه (طول×عرض)	سوراخ لوبیایی بلند (طول×عرض)
M۱۶	۱۸	۲۰	۱۸×۲۲	۱۸×۴۰
M۲۰	۲۲	۲۴	۲۲×۲۶	۲۲×۵۰
M۲۲	۲۴	۲۸	۲۴×۳۰	۲۴×۵۵
M۲۴	۲۷	۳۰	۲۷×۳۲	۲۷×۶۰
M۲۷	۳۰	۳۵	۳۰×۳۷	۳۰×۶۷
M۳۰	۳۳	۳۸	۳۳×۴۰	۳۳×۷۵
≥M۳۶	d+۳	d+۸	(d+۳) × (d+۱۰)	(d+۳)×۲/۵ d

۱۰-۲-۹-۴-۳ مقاومت برش قالبی

در اتصال انتهای تیرهایی که قسمتی از بال فوقانی تیر زبانه شده است، یا در اتصال اعضای کششی یا در ورق‌های اتصال انتهای خرپاها و مهاربندهای یا در حالت‌های نظیر که ممکن است به علت برش در سطحی که از وسیله اتصال می‌گذرد و یا به علت اثر ترکیبی برش در مقطع مار بر وسیله اتصال و کشش در مقطع عمود بر آن خرابی اتفاق افتد، (شکل‌های ۱۰-۲-۹-۱۰ و ۱۰-۲-۹-۱۱) مقاومت طراحی برش قالبی، ϕR_n، از مجموع مقاومت برشی در روی سطح مار بر وسیله اتصال و مقاومت کششی در سطح عمود بر آن به شرح زیر تعیین می‌گردد.

ϕ = ۰/۷۵ (۱۰-۹-۲-۱۶)

$R_n = ۰/۶F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \le ۰/۶F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt}$

که در آن:

A_{gv} = سطح مقطع کلی تحت برش

A_{nt} = سطح مقطع خالص تحت کشش

A_{nv} = سطح مقطع خالص تحت برش

F_y = تنش تسلیم فولاد

F_u = تنش کششی نهایی فولاد

U_{bs} = ضریب توزیع تنش که برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی یک و برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود (شکل ۱۰-۲-۹-۱۰- ب).

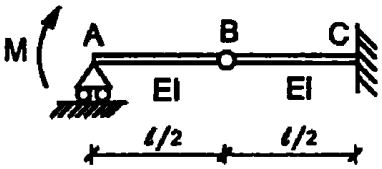
۵۲- شیب ایجاد شده در نقطه A از تیر شکل زیر چقدر است؟ اتصال نقطه B مفصلی می‌باشد.

۱) $\frac{Ml}{5EI}$

۲) $\frac{Ml}{3EI}$

۳) $\frac{Ml}{4EI}$

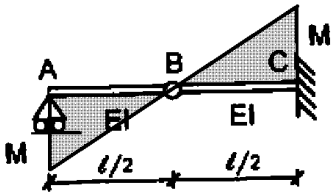
۴) $\frac{Ml}{7EI}$



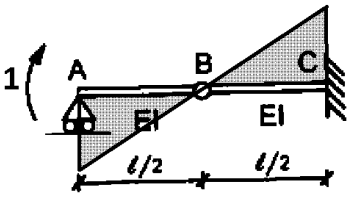
با استفاده از کار مجازی می توان دوران نقطه Aرا محاسبه کرد:

$$\theta_A = 2\frac{M\left(\frac{l}{2}\right)1}{3EI} = \frac{Ml}{3EI}$$

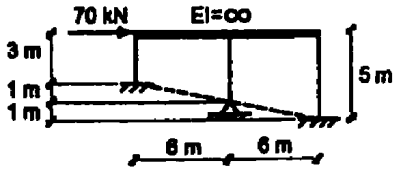
سازه اصلی



سازه مجازی

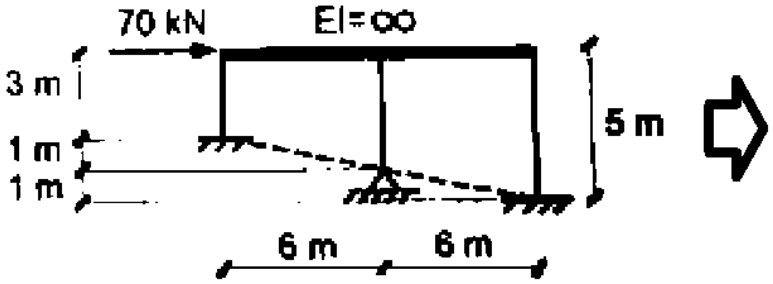


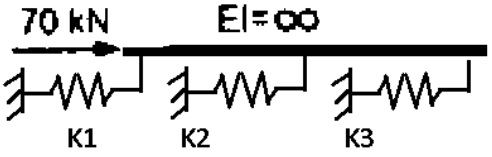
۵۳- جابجایی جانبی سقف در قاب فولادی مطابق شکل زیر با فرض تیرهای با صلبیت خمشی خیلی زیاد و ستونهای با صلبیت خمشی $EI=2000\ kN.m^2$ حدوداً چند میلی‌متر است؟ اتصال ستونهای کناری به شالوده گیردار و اتصال ستون میانی به شالوده مفصلی است. اتصال همه ستون‌ها به تیرهای سقف صلب می‌باشند.



۱) 30
۲) 45
۳) 60
۴) 75

گزینه ۳:

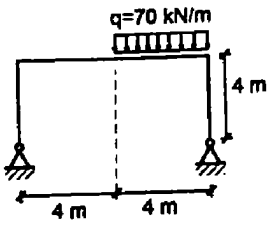




$$\left.\begin{aligned} K_1 &= \frac{12EI}{L^3} = \frac{12\times 2000}{3^3} = 888.9\ \frac{kN}{m} \\ K_2 &= \frac{3EI}{L^3} = \frac{3\times 2000}{4^3} = 93.75\ \frac{kN}{m} \\ K_3 &= \frac{12EI}{L^3} = \frac{12\times 2000}{5^3} = 192\ \frac{kN}{m} \end{aligned}\right\} K = 1175\,\frac{kN}{m} \quad \rightarrow \quad \Delta = \frac{F}{K} = \frac{70}{1175} = 0.0596\ m = 59.6\ mm$$

۵۴- در قاب شکل زیر، صلبیت خمشی ستون‌ها هریک برابر 2EI و صلبیت خمشی تیر برابر EI می‌باشد. مقدار لنگر خمشی در وسط تیر بر حسب kN.m چه مقدار خواهد بود؟

۱) 70
۲) 210
۳) 140
۴) 120



گزینه ۴

مطابق شکل زیر ابتدا سازه به جمع دو سازه متقارن و پاد متقارن تبدیل می شود.

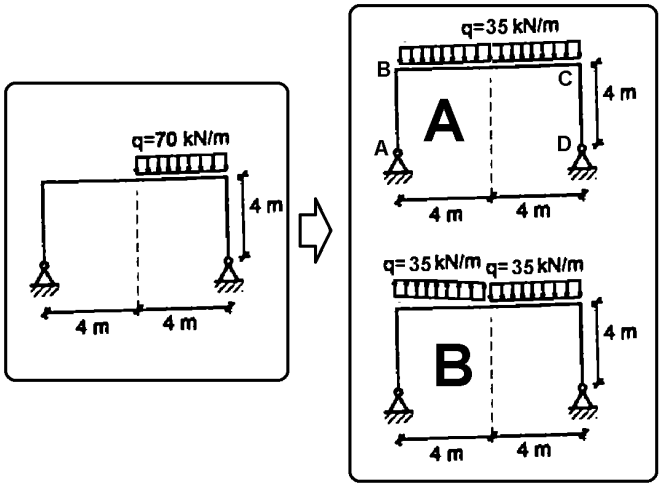
در سازه B که یک سازه پادمتقارن می باشد، لنگر در وسط تیر صفر خواهد بود. در سازه A به راحتی با استفاده از روش شیب افت لنگر دو انتهای تیر BCبدست می آید:

$$\sum M_B = 0 \rightarrow M_{BA} + M_{BC} = 0 \quad \rightarrow \left(\frac{3(2EI)}{4}\theta_B\right) + \left(\frac{4EI}{8}\theta_B - \frac{2EI}{8}\theta_B - \frac{35\times 8^2}{12}\right) = 0 \quad \rightarrow \theta_B = \frac{106.67}{EI}$$

$$M_{BC} = \left(\frac{4EI}{8}\theta_B - \frac{2EI}{8}\theta_B - \frac{35\times 8^2}{12}\right) = -160\ kN.m$$

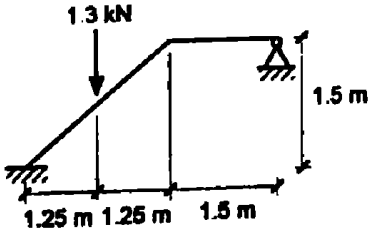
$$V_{BC} = \frac{35\times 8}{2} = 140\ kN$$

$$M_{Mid} = M_{BC} + V_{BC}\times 4 - \frac{35\times 4^2}{2} = -160 + 140\times 4 - 280 = 120$$



۵۵- در سازه مطابق شکل لنگر خمشی وارد بر تکیه‌گاه گیردار بر حسب kN.m حدوداً چقدر است؟ تمام اعضا دارای EI یکسان می‌باشند. تکیه‌گاه سمت راست مفصلی است.

۱) 0.37
۲) 0.53
۳) 0.49
۴) 0.24



گزینه ۳

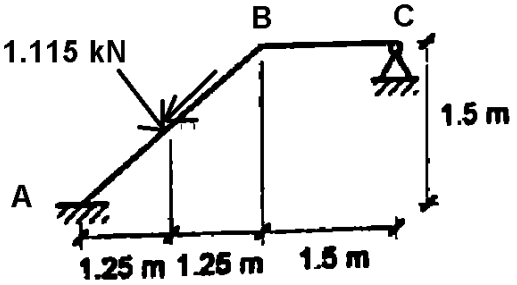
طول عضو مایل برابر است با:

$$L_{AB} = 2.915\ m$$

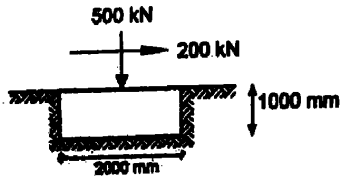
می توان نیرو را تجزیه کرد و با توجه به اینکه تغییر شکلهای محوری ناچیز هستند، تنها اثر نیروی عرضی (1.115 kN) را منظور کرد. با استفاده از روش شیب افت حول نقطه B معادله می نویسیم و پس از یافتن دوران B، لنگر انتها محاسبه می شود:

$$\sum M_B = 0 \rightarrow M_{BA} + M_{BC} = 0 \quad \rightarrow \left(\frac{4EI}{2.915}\theta_B + \frac{1.15 \times 2.915}{8}\right) + \left(\frac{3EI}{1.5}\theta_B\right) = 0 \rightarrow \theta_B = -\frac{0.1205}{EI}$$

$$M_{AB} = \left(\frac{2EI}{2.915}\theta_B - \frac{1.15 \times 2.915}{8}\right) = -0.489\ kN.m$$



۵۶- نیروهای وارد از پای ستون به مرکز یک شالوده منفرد مربعی در یکی از ترکیبات بارها در طراحی به روش تنش مجاز برای طرح شالوده‌های سطحی صلب، مطابق شکل است. ضریب بار مرده در این ترکیب بار 1 است. کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح می‌باشد؟ خاک دانه‌ای، زاویه اصطکاک داخلی خاک $\Phi = 40°$، زاویه اصطکاک بتن شالوده با خاک برابر $0.8\ \Phi$، وزن حجمی بتن $25\ kN/m^3$، وزن مخصوص خاک $18\ kN/m^3$ و ظرفیت باربری مجاز خاک $200\ kN/m^2$ می‌باشد.



۱) پی دچار لغزش می‌شود و تنش در زیر آن قابل قبول نیست.
۲) پی دچار لغزش نمی‌شود و تنش در زیر آن قابل قبول است.
۳) پی دچار لغزش می‌شود اما تنش زیر آن قابل قبول است.
۴) پی دچار لغزش نمی‌شود و تنش در زیر آن قابل قبول نیست.

گزینه ۴

نیروی محرک و مقاوم خاک برابر است با:

$$P_p = \frac{1+Sin(40)}{1-Sin(40)}\gamma \times 1 \times \frac{A}{2} = 4.6 \times 18 \times 1 \times 1 = 82.78\ kN$$
$$P_A = \frac{1-Sin(40)}{1+Sin(40)}\gamma \times 1 \times \frac{A}{2} = 0.217 \times 18 \times 1 \times 1 = 3.91\ kN$$

$$S = P\tan\varphi = (500 + 1 \times 2 \times 2 \times 25)\tan(0.8 \times 40) = 374.92\ kN$$
$$(H = 200 + 1 \times (\mathrm{P_A}) = 200 + 3.91 = 203.19) < (374.92 + 0.6P_p = 374.92 + 0.6 \times 82.78 = 424.6)$$

با توجه به اینکه نیروی رانش محرک کمتر از نیروی رانش مقاوم است، رابطه فوق برقرار بوده و پی دچار لغزش نخواهد شد.

برای محاسبه تنش زیر خاک باید نیروی ها محرک و مقاوم نیز محاسبه شوند:

$$\sigma = \frac{\mathrm{P}}{\mathrm{BL}} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{(500 + 1 \times 2 \times 2 \times 25)}{(2 \times 2)} + \frac{6\left(200 \times 1 - 0.6 \times 82.78 \times \frac{1}{3} + 1 \times 3.91 \times \frac{1}{3}\right)}{2 \times 2^2} = 288.56\frac{kN}{m^2}$$

با توجه به اینکه تنش وارد بر خاک بیشتر از تنش مجاز آن می باشد، تنش زیر پی قابل قبول نیست. ضریب 0.6 در محاسبه فشار مقاوم مربوط به متن آیین نامه می باشد که در زیر بدان اشاره شده است.

۷-۴-۲ ملاحظات طراحی پی‌های سطحی

الف-۳ گسیختگی خاک ناشی از لغزش پی

در پی‌هایی که زیر اثر بارهای مورب یا افقی قرار دارند باید گسیختگی ناشی از لغزش بررسی شود.

در این پی‌ها برای تامین ایمنی باید نامساوی زیر برقرار باشد:

$$H \le S + P_p \qquad (۷-۴-۲)$$

که در آن:

H: مولفه افقی بارهای طراحی وارد بر پی است که در آن نیروی رانش محرک خاک نیز لحاظ شده است.

S: نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیرین پی و خاک است.

P_p: نیروی رانشی مقاوم خاک جلوی پی است که در اثر حرکت نسبی پی و زمین می‌تواند بسیج شود.

۶-۲-۳-۴ ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز

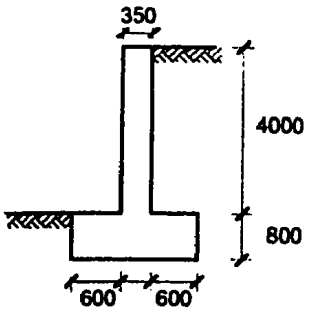
در طراحی به روش تنش مجاز و یا مقاومت مجاز، بارهای ذکر شده در این مبحث باید در ترکیب بارهای زیر منظور شود، و هرکدام که بیشترین اثر نامطلوب را بر روی ساختمان، شالوده یا اعضای سازه‌ای تولید می‌کنند، می‌بایست مد نظر قرار گیرد. اثرات یک یا چند بار که امکان وارد نشدن آن‌ها بر سازه وجود دارد، باید در ترکیب بارها بررسی گردد.

۱) D
۲) D+L
۳) D+(L_r یا S یا R)
۴) D+۰٫۷۵L+۰٫۷۵(L_r یا S یا R)
۵) D+[۰٫۶(۱٫۴W) یا ۰٫۷E]
۶) D+۰٫۷۵L+۰٫۷۵[۰٫۶(۱٫۴W)]+ ۰٫۷۵(L_r یا S یا R)
۷) D+۰٫۷۵L+۰٫۷۵(۰٫۷E)+ ۰٫۷۵S
۸) ۰٫۶D+۰٫۶(۱٫۴W)
۹) ۰٫۶D+۰٫۷E
۱۰) ۱٫۰D+۱٫۰T
۱۱) ۱٫۰D+۰٫۷۵[L+(L_r یا S)+T]

- در طراحی سازه‌های پیش تنیده، اثر پیش تنیدگی باید مانند اثر بار مرده در ترکیب بارها وارد شود.
- بیشترین اثرات نامطلوب ناشی از بارهای باد و زلزله باید مورد ارزیابی قرار گیرد، ولی نیازی نیست که اثر آن‌ها به طور همزمان بر سازه منظور شود. در هر حال باید ضوابط شکل‌پذیری لرزه‌ای رعایت گردد.
- افزایش تنش مجاز در ترکیب بارهای ارائه شده در این مبحث نباید انجام شود.
- در مواردی که بار سیال F بر سازه وارد می‌شود، اثر این بار باید با ضریب باری همانند ضریب بار مرده D در ترکیب بارهای ۱ تا ۷ و ۹ منظور شوند.
- در صورت وجود فشار جانبی خاک، فشار آب زیرزمینی و یا فشار مواد انباشته شده، H، اثر آن‌ها را باید به صورت زیر منظور نمود:

۱- اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر متغیرهای اصلی بارگذاری باشد، اثر بار H باید با ضریب ۱٫۰ در ترکیب بارها منظور شود.
۲- اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر متغیرهای اصلی بارگذاری باشد، در صورت وجود دائمی بار H، اثر آن باید با ضریب ۰٫۶ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرفنظر شود.

۵۲- دیوار حائل نشان داده شده در شکل انعطاف‌پذیر و فشار خاک در حالت محرک است. در حالت بارگذاری استاتیکی و بدون درنظرگرفتن سربار روی خاک کدام گزینه در ارتباط با ضرایب اطمینان صحیح است؟ فشار مقاوم خاک در پنجه پی را در محاسبات لحاظ نمایید. مشخصات دیگر عبارتند از: وزن مخصوص خاک $\gamma = 18\ kN/m^3$، وزن حجمی بتن $25\ kN/m^3$، زاویه اصطکاک داخلی خاک $\emptyset = 30°$، چسبندگی خاک C=0، زاویه اصطکاک بتن با خاک $\delta = \frac{2}{3}\emptyset$، ابعاد روی شکل بر حسب میلی‌متر می‌باشند.



۱) ضریب اطمینان هم در لغزش و هم در واژگونی ناکافی است.
۲) ضریب اطمینان در لغزش ناکافی و در واژگونی کافی است.
۳) ضریب اطمینان هم در لغزش و هم در واژگونی کافی است.
۴) ضریب اطمینان در لغزش کافی و در واژگونی ناکافی است.

گزینه ۱:

$$P_A = \frac{1 - Sin(30)}{1 + Sin(30)}\gamma \times h \times \frac{A}{2} = \frac{1}{3} \times 18 \times 4.8 \times \frac{4.8 \times 1}{2} = 69.12\,\frac{kN}{m}$$

$$P_P = \frac{1 + Sin(30)}{1 - Sin(30)}\gamma \times h \times \frac{A}{2} = 3 \times 18 \times 0.8 \times \frac{0.8 \times 1}{2} = 17.28\ kN$$

$$W_{concrete} = (0.35 \times 4.8 + 0.8 \times 1.2) \times 1 \times 25 = 66\ kN$$
$$W_{Soil} = (0.6 \times 4) \times 1 \times 18 = 43.2\ kN$$

$$\left.\begin{aligned} M_o &= P_A \times \frac{4.8}{3} = 111 \\ M_R &= 0.6P_P \times \frac{0.8}{3} + W_{concrete} \times 0.775 + W_{Soil} \times 1.25 = 108 \end{aligned}\right\}$$

با توجه به لنگرهای واژگونی و مقاوم، ضریب اطمینان در برابر واژگونی کافی نیست.

$$S = P\tan\varphi = (43.2 + 66)\tan\left(\frac{2}{3} \times 30\right) = 39.74\ kN$$
$$(H = P_A = 69) \nless \left(39.74 + 0.6P_p = 50\ kN\right)$$

ضریب اطمینان در مقابل لغزش نیز کافی نمی باشد.

جدول۷-۵-۳ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی

شرایط	واژگونی	لغزش	ظرفیت باربری پی دیوار	پایداری کلی (شیروانی)
استاتیکی	۲	۱/۵	۳	۱/۵
لرزه‌ای	۱/۲	۱/۲	۲	۱/۳

۵۸- اگر ضرایب فشار جانبی خاک در حالت سکون (با فرض تحکیم عادی خاک)، محرک و مقاوم به ترتیب برابر با K_0، K_a و K_p نشان داده شود، کدام گزینه برای خاک‌های ماسه‌ای صحیح خواهد بود؟

۱) $K_0 > K_a > K_p$ ۲) $K_p > K_0 > K_a$

۳) $K_p > K_a > K_0$ ۴) $K_0 > K_p > K_a$

گزینه ۲

$$\left(K_a = \frac{1 - Sin(\varphi)}{1 + Sin(\varphi)}\right) < \left(K_0 = 1 - Sin(\varphi)\right) < \left(K_p = \frac{1 + Sin(\varphi)}{1 - Sin(\varphi)}\right)$$

۵۹- قرار است بر روی یک زمین مناسب با لایه‌بندی ساده که دارای مساحت 600 مترمربع است ساختمانی با اهمیت متوسط و سطح اشغال 250 مترمربع ساخته شود. برای احداث این ساختمان لازم است گودبرداری تا عمق 8 متر صورت گیرد. برای شروع عملیات شناسایی ژئوتکنیکی زمین در این پروژه حداقل تعداد گمانه‌های لازم چندتاست؟

۱) یک گمانه **۲) 4 گمانه**

۳) 3 گمانه **۴) 2 گمانه**

گزینه ۴

یک گمانه از جدول حداقل تعداد گمانه و یک گمانه اضافی طبق جدول ۷-۲-۲ که جمعا دو گمانه می شود.

جدول ۷-۲-۱ جدول حداقل تعداد گمانه

مساحت	اهمیت ساختمان	شرایط زیرسطحی	تعداد گمانه
یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع	خیلی زیاد و زیاد	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	۲
		لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۳
	متوسط	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	۱
		لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۲
	کم	زمین مناسب یا نامناسب	۱
یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ مترمربع	خیلی زیاد و زیاد	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	۳
		لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۵
	متوسط	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	۲
		لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۳
	کم	زمین مناسب	۱
		زمین نامناسب	۲

جدول ۷-۲-۲ حداقل تعداد گمانه اضافی در گودبرداری‌ها

مساحت	عمق گود کمتر از ۱۰ متر	عمق گود ۱۰ تا ۲۰ متر
یک ساختمان تکی با سطح اشغال حداکثر ۳۰۰ متر مربع	۱گمانه	۲ یا ۳
ساختمان با مساحت ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ مترمربع	۲ گمانه	۳ یا ۴

۶۰- در طراحی سازه نگهبان به روش تنش مجاز، برای تعیین ضریب اطمینان مربوط به تنش کششی مجاز مسلح‌کننده‌های ژئوسنتتیک، ضریب اطمینان جزیی مربوط به کدامیک از عوامل زیر درنظر گرفته نمی‌شود؟

۱) ضریب تغییرشکل مجاز
۲) ضریب احتمال آسیب‌دیدگی ناشی از نصب
۳) ضریب خزش باتوجه به نوع مصالح
۴) ضریب خوردگی یا شیمیایی

گزینه ۱

ب-۱ ضریب اطمینان تنش کششی مجاز مسلح کننده‌ها

برای فلزات از ضریب اطمینان ۱/۵ تا ۱/۷ (با توجه به خوردگی محیط) استفاده می‌شود. برای ژئوسینتتیک‌ها می‌توان ضریب اطمینان را بر اساس ضرایب اطمینان جزیی به صورت زیر محاسبه کرد:

$$T_a = T_{ult}\left(\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}}\right) \qquad (۱-۵-۷)$$

FS_{id} = ضریب احتمال آسیب دیدگی ناشی از نصب (۱/۱ تا ۱/۵ با توجه به روش اجرا)

FS_{cr} = ضریب خزش (۱ تا ۳) با توجه به نوع مصالح

FS_{cd} = ضریب خوردگی یا شیمیایی (حدود ۱ تا ۱/۵ با توجه به محیط)

FS_{bd} = ضریب فساد بیولوژیکی (حدود ۱ تا ۱/۳)

T_a = تنش کششی مجاز

T_{ult} = تنش کششی نهایی