

در ارائه این پاسخها از نظرات کاربران سایت ایران سازه نیز استفاده شده است و جای تشکر دارد.

۱- یک ساختمان 6 طبقه با ارتفاع طبقات یکسان و برابر h و برش پایه ناشی از زلزله برابر V مفروض است. باتوجه به مشخصات زیر و زمان تناوب اصلی نوسان (T) 1.2 ثانیه، برش در طبقه 5 به کدامیک از

طبقه	1	2	3	4	5	6
وزن	2W	2W	2W	W	W	W

مقادیر زیر نزدیکتر است؟

0.17 V (۱)

0.46 V (۲)

0.41 V (۳)

0.43 V (۴)

گزینه ۲

۶-۲-۵-۹ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V ، که طبق بند ۶-۲-۵-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد:

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (۶-۲-۱۰)$$

در این رابطه:

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و بار زنده آن طبق بند ۶-۲-۴ و نصف وزن دیوارها و ستونهایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند.

h_i : ارتفاع تراز i از ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

F_t : نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n که به وسیله رابطه زیر تعیین می شود:

$$F_t = 0.07TV \quad (۶-۲-۱۱)$$

نیروی F_t نباید بیشتر از $0.25V$ در نظر گرفته شود و چنانچه T برابر یا کوچکتر از 0.7 ثانیه باشد، می توان آن را برابر با صفر اختیار نمود.

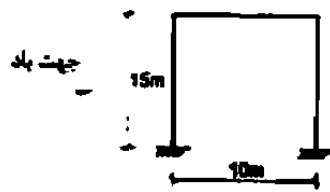
تیبصره: در صورتی که ساختمان دارای خرپشته با وزن کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد. نیروی F_t در تراز بام اعمال خواهد شد و در غیر این صورت، نیروی F_t در تراز سقف خرپشته اثر داده می شود.

$$F_t = 0.07 \times 1.2V = 0.084V$$

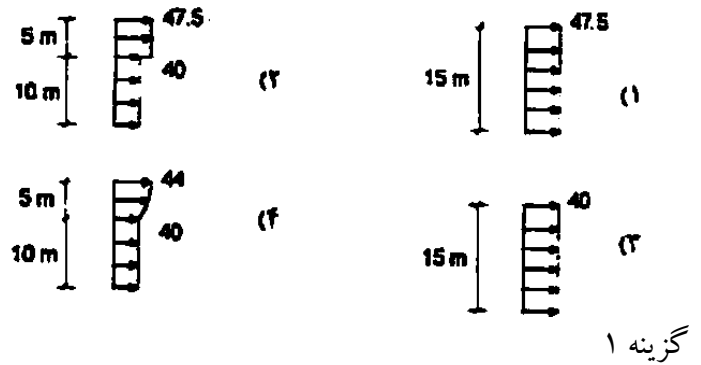
$$F_5 = (V - 0.084V) \frac{W \times 5h}{2W \times h + 2W \times 2h + 2W \times 3h + W \times 4h + W \times 5h + W \times 6h} = 0.17V$$

$$F_6 = (V - 0.084V) \frac{W \times 6h}{2W \times h + 2W \times 2h + 2W \times 3h + W \times 4h + W \times 5h + W \times 6h} + 0.084V = 0.29V$$

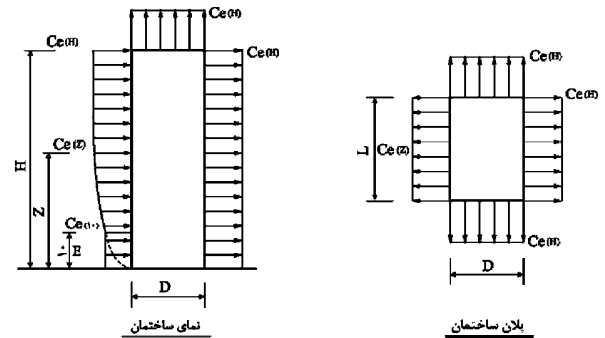
$$V_5 = F_5 + F_6 = 0.46V$$



۲- در سازه نشان داده شده توزیع نیروی باد روی دیوار پشت به باد برحسب دکانوتن بر مترمربع مطابق کدامیک از گزینه‌های زیر است؟ سازه در داخل شهر کاشان می‌باشد.



گزینه ۱



فشار وارد بر دیوار پشت به باد باید به صورت یکنواخت و براساس حداکثر ارتفاع محاسبه شود.

الف- در نواحی داخل شهرها و یا محله‌ای که دارای ساختمانهای متعدد و یا انبوه درختان اند:

$$C_e = 1/p \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.24} \quad C_e \geq 1/p \quad (4-6-6)$$

ب- در نواحی باز خارج از شهرها و یا محله‌ای که دارای ساختمانها و یا درختان پراکنده اند:

$$C_e = 2/p \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.16} \quad C_e \geq 2/p \quad (5-6-6)$$

در این روابط Z ارتفاع تراز مورد نظر در ساختمان برای محاسبه فشار باد است.

ضریب اثر تغییر سرعت را می‌توان به جای محاسبه از روابط فوق به طور محافظه کارانه به شرح جدول شماره ۶-۶-۲ در نظر گرفت.

جدول شماره ۶-۶-۲ ضریب اثر تغییر سرعت برای ارتفاع ترازهای مختلف

ارتفاع تراز مورد نظر (به متر)	۰-۱۰	۱۰-۲۰	۲۰-۳۰	۳۰-۴۰	۴۰-۵۰	۵۰-۶۰	۶۰-۸۰	۸۰-۱۰۰	۱۰۰-۱۲۰
نواحی بند (ف)	۱۶	۱۸	۲۱	۲۲	۲۳	۲۳	۲۴	۲۴	۲۸
نواحی بند (ب)	۲۱	۲۳	۲۴	۲۴	۲۵	۲۶	۲۷	۲۸	۳۰

مقدار q برای شهرهای مختلف در جدول ۶-۶-۱ قید شده است. مقدار q برای شهر کاشان برابر $50 \frac{kg}{m^2}$ می‌باشد.

$$C_{15} = 1.6 \left(\frac{15}{10} \right)^{0.24} = 1.76 \quad \text{مقدار دقیق } C_e \text{ بر اساس رابطه ۶-۶-۴}$$

$$C_{10-20} = 1.9 \quad \text{مقدار محافظه کارانه } C_e \text{ بر اساس جدول ۶-۶-۲}$$

$$C_q = 0.5$$

$$P_{16-دقیق} = 1.76 \times 0.5 \times 50 = 44 \frac{kg}{m^2}$$

$$P_{16-محافظه کارانه} = 1.9 \times 0.5 \times 50 = 47.5 \frac{kg}{m^2}$$

۳- نیروی زلزله وارد به یک دستگاه هواساز واقع در بام بیمارستانی در شهر تبریز به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید هواساز متصل به کف بوده و وزن آن برابر با 100 kN می‌باشد.

40 kN (۲)

50 kN (۱)

100 kN (۴)

35 kN (۳)

گزینه ۱

$$F_p = 0.35 \times 1 \times 1.4 \times 100 = 49 \text{ kN}$$

۶-۷-۲-۸ نیروی جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان و قطعات الحاقی

۶-۷-۲-۸-۱ اجزای ساختمان و قطعات الحاقی به ساختمان باید در مقابل نیروی جانبی که از رابطه زیر به دست می‌آید محاسبه شوند:

$$F_p = AB_pIW_p$$

(۶-۷-۱۶)

در این رابطه:

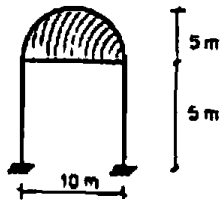
A و I مقادیر مندرج در بند ۶-۷-۲-۵ هستند که برای محاسبه نیروی وارد به کل ساختمان به کار برده شده‌اند.

W_p : وزن جزء ساختمان یا قطعه الحاقی مورد نظر است. در مخازن و قفسه بندی اتبارها و کتابخانه ها W_p علاوه بر بار مرده شامل وزن محتویات آنها در حالت کاملاً پر است. B_p ضریبی است که مقدار آن در جدول شماره ۶-۷-۷ داده شده است.

جدول شماره ۶-۷-۷ ضریب B_p

B_p	جهت نیروی افقی	اجزای ساختمان یا قطعات الحاقی
۰/۷	در امتداد عمود بر سطح دیوار	دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان و تیغه های جداکننده
۲/۰۰	در امتداد عمود بر سطح دیوار	جان پناه ها و دیوارهای طره ای
۲/۰۰	در هر امتداد	اجزای تزئینی و داخلی و یا قسمتهای الحاقی به ساختمان
۱/۰۰	در هر امتداد	مخازن، برجهای دودکشها، وسایل و ماشین آلات در صورتی که متصل به ساختمان و یا جزئی از آن باشند و سقفهای کاذب
۱/۰۰	در هر امتداد	اتصالات عناصر سازه ای پیش ساخته

۴- یک سقف گنبدی (نیم کره) خارج شهر شیراز قرار دارد. کل بار باد وارد بر سقف حدوداً چه مقدار می باشد؟



23 kN (۱)

20 kN (۲)

15 kN (۳)

12 kN (۴)

۶-۶-۹ ضریب شکل برای سازه های غیر ساختمانی

۶-۶-۹-۱ دودکشها، مخازن، برجهای با دیوار توپر: ضریب شکل برای این سازه ها باید با توجه به شکل هندسی آنها در پلان، به شرح زیر در نظر گرفته شوند:

$$C_q = 1/4$$

الف- سازه های با پلان مربع یا مستطیل

$$C_q = 1/1$$

ب- سازه های با پلان شش ضلعی یا هشت ضلعی

$$C_q = 0/8$$

پ- سازه های با پلان دایره یا بیضی

$$C_q = 0/6$$

ت- سازه های گنبدی شکل

بار باد در این سازه ها باید با منظور کردن مساحت سطح تصویر سازه بر روی صفحه عمود بر

جهت باد، در رابطه ۶-۶-۲ محاسبه شود.

$$C_{10} = 2$$

$$C_q = 0.6$$

$$P_{گنبد} = 2 \times 0.6 \times 32 \times \frac{\pi \times 5^2}{2} = 1508 \text{ kg} = 15 \text{ kN}$$

۵- یک مهندس محاسب برای کنترل ضریب اطمینان در برابر لغزش ناشی از زلزله، فقط روی اصطکاک بین پی و زمین حساب کرده و وزن مؤثر سازه و پی (برای محاسبه نیروی مقاوم) را حدود 6000 کیلونیوتن تخمین زده است. اگر ضریب اصطکاک پی و زمین 0.4، ضریب اطمینان در برابر لغزش 2 و نیروی شلاقی زلزله 95 کیلونیوتن باشد، بریودی که برای محاسبات ضریب زلزله فرض شده چقدر بوده است؟

1.21 (۴) ثانیه

1.13 (۳) ثانیه

0.77 (۲) ثانیه

1.65 (۱) ثانیه

گزینه ۳

$$\left. \begin{aligned} \frac{6000 \times 0.4}{V} = 2 \rightarrow V = 12000 \text{ kN} \\ 0.07TV = 95 \text{ kN} \end{aligned} \right\} T = \frac{95}{0.07V} = \frac{95}{0.07 \times 12000} = 1.13$$

۶- یک مهندس برای اتصال قطعه پیش‌ساخته نما به سازه یک بیمارستان، نیروی زلزله وارد بر آن را براساس ضوابط مربوط به قطعات الحاقی محاسبه و نتیجه می‌گیرد که نیروی برشی وارد به هر پیچ اتصال حدود 2 کیلونیوتن است. در طراحی این پیچ‌ها نیروی برشی ناشی از زلزله حدوداً چقدر باید در نظر گرفته شود؟

8 kN (۲)	5 kN (۱)
2 kN (۴)	6 kN (۳)

گزینه ۲

۶-۷-۳-۸-۲ در ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا ساختمان‌های بلندتر از ۸ طبقه که در آنها از قطعات پیش‌ساخته و یا قطعات شیشه‌ای برای نما استفاده شده است، قطعات نما باید برای مقاومت در برابر نیروی زلزله مطابق بند ۶-۷-۲-۸ طراحی گردند، و علاوه بر آن، قادر باشند تغییر مکانهای ایجاد شده در طبقات سازه بر اثر نیروی جانبی زلزله را، بدون ایجاد محدودیتی در حرکت سازه، تحمل نمایند. این قطعات باید بر روی اجزای سازه‌ای متکی بوده و یا با اتصالات مکانیکی مطابق ضوابط زیر به این اجزا متصل شوند:

الف- اتصالات قطعات نما، نظیر قابهای شیشه‌ای و قطعات پیش‌ساخته، به سازه و همچنین عرض درز بین این قطعات باید به گونه‌ای باشند که بتوانند تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح طبقه، بند ۶-۷-۳-۲ و یا ۱/۵ سانتیمتر، هر کدام که بزرگتر است، پذیرا باشند.

ب- اتصالات باید به گونه‌ای باشند که حرکت نسبی دو طبقه مجاور در امتداد صفحه قطعات را از طریق اتصالاتی لغزشی با استفاده از پیچ و سوراخهای بادامی شکل و یا اتصالاتی که حرکت نسبی طبقات را از طریق خم شدن قطعات فولادی و یا هر گونه اتصال مشابه دیگری که لغزش و یا انعطاف‌پذیری مشابه یاد شده را به وجود بیاورد تامین کنند.

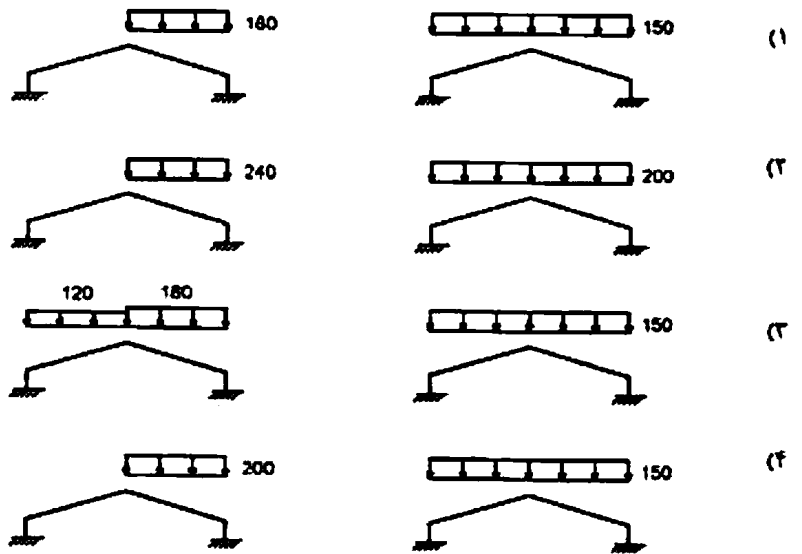
پ- اتصالات باید دارای شکل‌پذیری و ظرفیت چرخش‌پذیری کافی بوده تا از شکست غیر شکل‌پذیر مهارها در مجاورت جوشها جلوگیری شود.

ت- بدنه اتصال قطعات به سازه باید برای ۱/۳۳ برابر نیروی زلزله، مطابق بند ۶-۷-۲-۸ طراحی شود.

ث- تمام ادوات اتصال، مانند پیچ‌ها، جوشها و ریشه‌های متصل‌کننده بدنه (عناصر) اتصال به سازه و یا قطعه غیر سازه‌ای باید برای ۴ برابر نیروی زلزله مطابق بند ۶-۷-۲-۸ طراحی شوند.

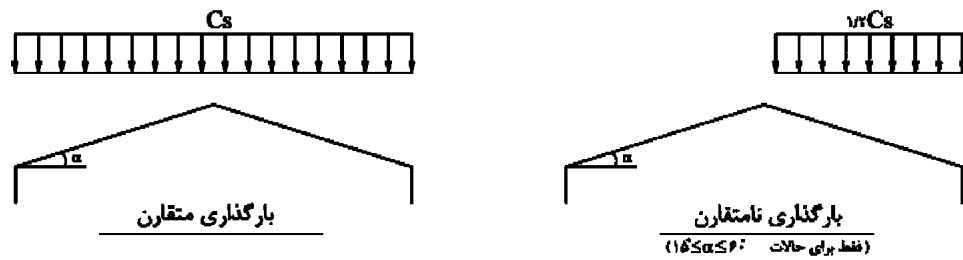
ج- ریشه‌ها و مهارهایی که در داخل بتن قرار می‌گیرند باید ترجیحاً به میلگردهای داخل بتن متصل شده و یا دور آنها قلاب گردند و یا به نحوی در بتن مهار شوند که قادر باشند نیروهای وارده را به میلگردهای داخل بتن منتقل نمایند.

۷- یک سالن با سقف شیبدار و با زاویه 30 درجه نسبت به افق در منطقه شهر اردبیل قرار دارد. بارگذاری متقارن و نامتقارن برف برای سقف این سالن برحسب دگانیوتن بر مترمربع باید مطابق کدامیک از گزینه‌های زیر در نظر گرفته شود؟



گزینه ۱

مقدار Ps برای شهر اردبیل برابر $200 \frac{kg}{m^2}$ می باشد.



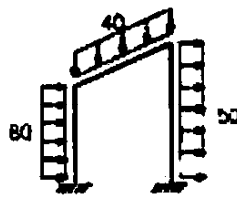
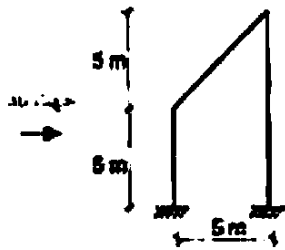
بام‌های تخت و شیبدار

شکل (الف)

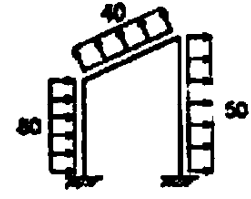
$C_s = 1.0$	$\alpha < 15^\circ$
$C_s = 1.0 - \frac{\alpha - 15}{60}$	$15^\circ < \alpha < 60^\circ$
$C_s = 0.75$	$60^\circ < \alpha$

$$C_s = 1 - \frac{15}{60} = 0.75$$

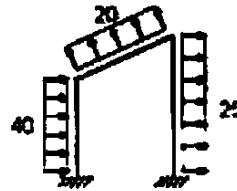
۸- سالن نشان داده شده در شکل مقابل درخارج از منطقه شهری همدان قرار دارد. بارگذاری باد برای این سالن برحسب دکانیوتن بر مترمربع باید مطابق کدامیک از گزینه‌های زیر باشد؟



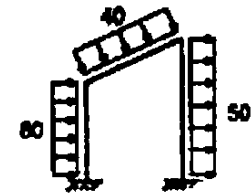
(۲)



(۱)



(۴)



(۳)

گزینه ۳. دقت شود که بار وارد بر بام باید عمود بر سطح بام باشد و گزینه ۲ نادرست می باشد. مقدار q برای شهر همدان برابر $50 \frac{kg}{m^2}$ می باشد.

$$C_{10} = 2$$

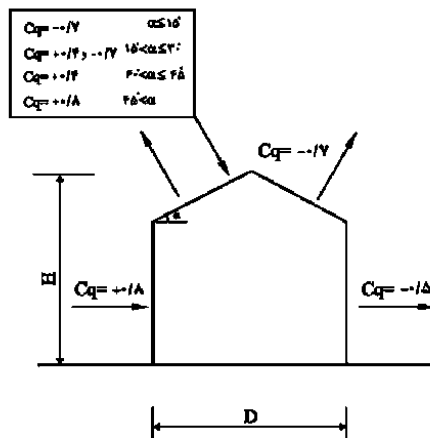
$$C_{q-roof} = 0.4$$

$$P_{roof} = 2 \times 0.4 \times 50 = 40 \frac{kg}{m^2}$$

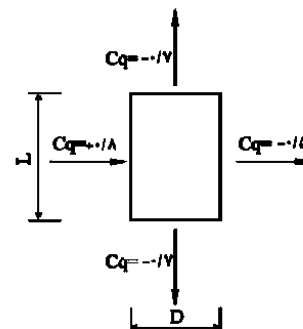
جدول شماره ۶-۶-۳ ضریب شکل برای سازه اصلی باربر جانبی ساختمان

+۰/۸	رو به باد	دیوارها
-۰/۵	پشت به باد	
-۰/۷	موازی با باد	
-۰/۷	بام تخت	بام ها
-۰/۷	شیب کمتر از ۱۵ درجه	
-۰/۷ و +۰/۴	شیب بین ۱۵ و ۳۰ درجه	
+۰/۴	شیب بین ۳۰ و ۴۵ درجه	
+۰/۸	شیب بیشتر از ۴۵ درجه	
-۰/۷	شیب دار پشت به باد	
-۰/۷	موازی با باد	

ضرایب مثبت نمایشگر فشار و ضرایب منفی نمایشگر مکش اند.



نمای ساختمان



پلان ساختمان

۹- در یک دکل مشبک با پلان مربع چنانچه نسبت مجموع سطوح اعضای سازه که در یک وجه در مقابل باد قرار می‌گیرند به مساحت کل آن وجه برابر ۱۵ درصد باشد و دکل مذکور از قطعات سازه‌ای لوله‌ای ساخته شده باشد. حداقل ضریب شکل ممکن در محاسبه بار باد چقدر می‌تواند در نظر گرفته شود؟

۱.۰۶ (۱)

۲.۱۵ (۲)

۳.۲۱ (۳)

۱.۴۰ (۴)

$$C_q = 0.67 \times (4 \times 0.15^2 - 5.9 \times 0.15 + 4) = 2.147$$

۶-۶-۹-۲ برج‌ها و دکل‌های مشبک: ضریب شکل برای این سازه‌ها باید با توجه به شکل هندسی آنها در پلان و میزان نسبی پر بودن سطح آنها در هر وجه به شرح زیر در نظر گرفته شود:
الف- سازه‌های با پلان مربع یا مستطیل

$$C_q = 4/0e^2 - 5/9e + 4/0 \quad (6-6-6)$$

ب- سازه‌های با پلان مثلث

$$C_q = 3/4e^2 - 2/7e + 3/4 \quad (7-6-6)$$

در این روابط e نسبت مجموع سطوح اعضای سازه که در یک وجه در مقابل باد قرار می‌گیرند به مساحت کل آن وجه است.

بار باد در این سازه‌ها باید با در نظر گرفتن جهت باد در امتداد عمود بر یکی از وجوه و با منظور کردن مجموع مساحت‌های سطوح تصویر اعضای سازه که در آن وجه قرار دارند بر روی صفحه عمود بر جهت باد، در رابطه ۶-۶-۲ محاسبه شود.

در برجهایی که با قطعات سازه‌ای لوله‌ای ساخته شده‌اند، ضریب شکل را می‌توان به اندازه ۳۳٪ کاهش داد.

در برجهایی که با کابل مهار می‌شوند، برای طراحی ناحیه طره‌ای برج، بار باد باید به اندازه ۲۵٪ افزایش داده شود. به علاوه در این برجها باید امکان کاهش بار باد به اندازه ۲۵٪ بر روی هر یک از دهانه‌ها و اثری که این کاهش بر روی نیروهای داخلی سازه در سایر دهانه‌ها به وجود می‌آورد، بررسی شود.

۱۰- فرض کنید یک ساختمان سه طبقه فولادی با ارتفاع 10 متر از روی شالوده (تراز پایه) و با سیستم سازه‌ای قاب ساختمانی ساده به علاوه مهاربند همگرای معمولی در هر دو جهت، در شهر مشهد برای خاک نوع III طراحی شده است. اگر بخواهیم همین طرح را بدون محاسبات مجدد در تهران اجرا بنائیم کدامیک از گزینه‌های زیر براساس شرایط لرزه‌خیزی شهرهای تهران و مشهد، صحیح خواهد بود؟

۱) اجرای طرح مذکور در تهران برای هر نوع زمین مجاز است.

۲) اجرای طرح مذکور در تهران فقط برای زمین نوع I مجاز است.

۳) اجرای طرح مذکور در تهران برای زمین‌های نوع I و II مجاز است.

۴) اجرای طرح مذکور در تهران مجاز نیست.

گزینه ۴

جدول شماره ۶-۷-۳ پارامترهای مربوط به روابط (۶-۷-۴)

خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	Ts	T.	نوع زمین
S	S	0.4	0.1	I
1/5	1/5	0.5	0.1	II
1/5	1/5	0.7	0.15	III
2/25	1/25	1.0	0.15	IV

$$T_{max} = 1.25 \times 0.05 \times 10^{\frac{3}{4}} = 0.35 \text{ sec} \rightarrow T < T_s \rightarrow \begin{cases} B_{\text{مشهد}} = S + 1 = 2.75 \\ B_{\text{تهران I}} = S + 1 = 2.5 \\ B_{\text{تهران II}} = S + 1 = 2.5 \\ B_{\text{تهران III}} = S + 1 = 2.75 \end{cases}$$

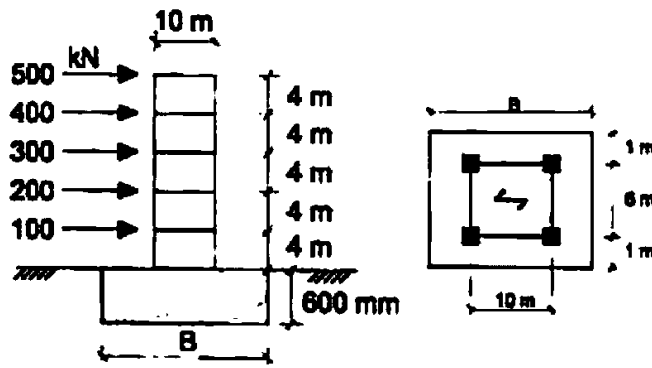
$$C_{\text{مشهد III}} = \frac{0.3BI}{R} = \frac{0.825I}{R}$$

$$C_{\text{تهران I}} = \frac{0.35BI}{R} = \frac{0.875I}{R}$$

$$C_{\text{تهران II}} = \frac{0.35BI}{R} = \frac{0.875I}{R}$$

$$C_{\text{تهران III}} = \frac{0.35BI}{R} = \frac{0.9625I}{R}$$

۱۱- حداقل بعد شالوده (B) برای آنکه سازه نشان داده شده در شکل زیر در برابر واژگونی ایمن تلقی



گردد به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

وزن مؤثر کل سازه (غیر از وزن شالوده) - 5000 kN

توزیع نیروی زلزله در ارتفاع در نمایش داده شده است.

وزن مخصوص بتن - 25 kN/m^3

15 m (۴)

20 m (۳)

12.5 m (۲)

17.5 m (۱)

گزینه ۲

۶-۷-۳-۵ کنترل سازه در برابر واژگونی

ساختمانها و سازه های غیر ساختمانی باید در کل، از نظر واژگونی پایدار باشند. لنگر واژگونی در تراز شالوده ناشی از نیروهای جانبی زلزله برابر با مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن تراز نسبت به زیر شالوده ساختمان یا سازه است. ضریب اطمینان در مقابل واژگونی (نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی) باید حداقل برابر با $1/75$ اختیار شود. در محاسبه لنگر مقاوم، بار تعادل برابر با قائمی است که برای تعیین نیروهای جانبی به کار رفته است. بر این بارها باید وزن شالوده و خاک روی آن افزوده گردد. در تراز زیر شالوده این لنگر نسبت به لبه بیرونی شالوده محاسبه می شود.

$$M_o = 100 \times 4.6 + 200 \times 8.6 + 300 \times 12.6 + 400 \times 16.6 + 500 \times 20.6 = 22900 \text{ kN.m}$$

$$M_r = (5000 + B \times 8 \times 0.6 \times 25) \times \frac{B}{2} = 1.75 \times M_o \text{ kN.m}$$

$$2500B + 60B^2 = 40075 \rightarrow B = 12.53 \text{ m}$$

۱۲- ضریب بازتاب (B) برای یک دودکش که دارای جرم گسترده بوده و رفتارشان مشابه ستون طره‌ای است، بدون توجه به نوع زمین محل احداث و مشخصات هندسی آن، از کدامیک از مقادیر زیر نمی‌تواند کمتر در نظر گرفته شود؟

- ۱) 5
۲) 3
۳) 2.75
۴) 2.5
- گزینه ۴

$$B=0.5*5=2.5$$

۶-۷-۲-۹ سازه های غیر ساختمانی

۶-۷-۲-۹-۱ نیروی جانبی زلزله مؤثر بر سازه های غیر ساختمانی، که در جدول شماره ۶-۷-۸ نام برده شده، با استفاده از یکی از روشهای مندرج در بند ۶-۷-۲ و با رعایت ضوابط زیر تعیین می‌گردد.

الف- زمان تناوب نوسان این سازه ها باید با استفاده از یکی از روشهای تحلیل شناخته شده تعیین گردد. زمان تناوب اصلی نوسان پاندولهای وارونه، برجها و دودکشها را می‌توان با استفاده از روابط پیشنهاد شده در پیوست شماره ۶-۵ بدست آورد.

ب- چنانچه زمان تناوب اصلی نوسان این نوع سازه ها از 0.5 ثانیه تجاوز نماید، به کارگیری یکی از روشهای تحلیل دینامیکی در محاسبه نیروی جانبی الزامی است.

پ- ضریب رفتار R برای این سازه ها طبق جدول شماره ۶-۷-۸ تعیین می‌گردد. مقدار $\frac{B}{R}$ در هر حال نباید کمتر از 0.5 در نظر گرفته شود.

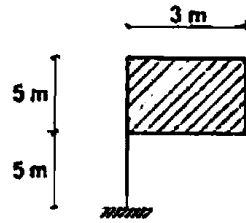
ت- سازه هایی که زمان تناوب اصلی نوسان آنها کمتر از 0.06 ثانیه است صلب تلقی شده و مقدار $\frac{B}{R}$ برای آنها 0.5 در نظر گرفته می‌شود.

ث- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع این سازه ها برحسب مورد با استفاده از روش مندرج در بند ۶-۷-۲-۵-۹ یا ۶-۷-۲-۶ به عمل می‌آید.

جدول شماره ۶-۷-۸ ضریب رفتار برای سازه های غیر ساختمانی، R

R	نوع سازه	ردیف
۲	سازه هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است. مخازن هوایی که بر روی پایه های بادیندی شده یا نشده قرار دارند.	۱
۵	سازه هایی که دارای جرم گسترده بوده و رفتارشان مشابه ستون طره ای است، مانند دودکش ها.	۲
۴	برجها و دکلهای مشبک، آزاد یا مهار شده	۳
۵	علاقم، تابلوها، تاسیسات خاص تفریحی و بازی و برجهای یادبود	۴
۲/۵	سایر سازه ها	۵

۱۳- تابلوی نشان داده شده در شکل در نواحی خارج از شهر کرمان قرار دارد. لنگر پیچشی ناشی از نیروی باد در تکیه‌گاه به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ جهت باد را عمود بر سطح تابلو فرض کنید.



- (۱) 57 kN.m
 (۲) 76 kN.m
 (۳) 380 kN.m
 (۴) 61 kN.m

گزینه ۱

۶-۶-۹-۴ تابلوهای علامات و اعلاآت و سازه های از این نوع: ضریب شکل برای این سازه ها باید با توجه به باز یا پر بودن سطح آنها به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف- در تابلوهایی که سطح باز در آنها کمتر از ۲۵٪ سطح کل تابلو است، ضریب شکل باید برابر با ۱/۵ منظور شده و برای محاسبه نیروی باد باید فشار باد را بر روی سطح کل تابلو، بدون در نظر گرفتن سطح باز، اثر داد.

ب- در تابلوهایی که سطح باز در آنها بیشتر از ۲۵٪ سطح کل تابلو است، ضریب شکل باید برابر با ۲/۰ منظور شده و برای محاسبه نیروی باد باید فشار باد را بر روی سطح پر تابلو اثر داد.

در این تابلوها چنانچه قطعات بکار برده شده در سازه لوله ای شکل باشند، ضریب شکل را می توان به اندازه ۳۳٪ کاهش داد.

$$P = (2 \times 1.5 \times 84.5)(15) = 3802 \text{ kg}$$

$$T = P \times 1.5 = 5703 \text{ kg.m} = 57 \text{ kN.m}$$

۱۴- یک ساختمان سه طبقه با سیستم سازه‌ای از نوع قاب خمشی متوسط و زمان تناوب اصلی 0.6 ثانیه و با ارتفاع طبقات به ترتیب از پایین به بالا برابر 4 متر، 3.5 متر و 3 متر مفروض می‌باشد. در صورتی که براساس تحلیل استاتیکی معادل و با در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ ، تغییر مکان جانبی ناشی از زلزله طرح نسبت به تراز پایه در طبقات اول تا سوم به ترتیب برابر 20 میلی‌متر، 42.5 میلی‌متر و 60 میلی‌متر باشد، تغییر مکان جانبی نسبی واقعی در کدام طبقه یا طبقات از مقدار مجاز بیشتر است؟

گزینه ۳

(۱) طبقه ۱ و ۲ (۲) طبقه ۱ (۳) طبقه ۲ و ۳ (۴) طبقه ۳

$$0.7 \times R \times \frac{2}{400} = 0.0245 < 0.025$$

$$0.7 \times R \times \frac{4.25 - 2}{350} = 0.0315 \ngtr 0.025$$

$$0.7 \times R \times \frac{6 - 2}{300} = 0.065 \ngtr 0.025$$

برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه :

$$\bar{\Delta}_M \leq 0.025 \text{ برابر ارتفاع طبقه} \quad (18-7-6)$$

برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی بیشتر و یا مساوی ۰/۷ ثانیه :

$$\bar{\Delta}_M \leq 0.02 \text{ برابر ارتفاع طبقه} \quad (19-7-6)$$

$\bar{\Delta}_M$ در رابطه بالا مقدار تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه با منظور کردن اثر $P - \Delta$ است، که با استفاده از رابطه (۲۲-۷-۶) محاسبه می‌گردد.

۶-۷-۳-۲-۳ تغییر مکان نسبی واقعی طرح، یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیر خطی، در تحلیل آن به دست می‌آید. این رفتار، تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می‌شود، این تغییر مکان را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد.

$$\Delta_M = 0.7R \Delta_w \quad (17-7-6)$$

در این رابطه:

Δ_M : تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه

Δ_w : تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه

R : ضریب رفتار سازه

۶-۷-۳-۲-۴ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود. در رعایت این محدودیت آثار ناشی از $P - \Delta$ ، موضوع بند ۶-۷-۳، باید در محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه منظور شده باشد.

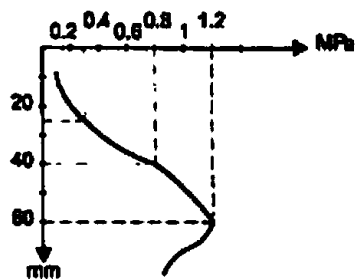
- ۱۵- ساختمانی که روی سطح زمین احداث می‌شود، در مقایسه با ساختمانی که با گودبرداری اجرا می‌گردد، نیاز به تعداد گمانه کمتر برای شناسایی ژئوتکنیکی دارد. کدامیک از گزینه‌های زیر در مورد حداقل تعداد گمانه اضافی و محل آنها برای ساختمانی که با گودبرداری احداث می‌شود، درست است؟
- ۱) برای عمق گود کمتر از ۱۰ متر و ساختمان با سطح اشغال ۳۰۰ تا ۱۰۰۰ مترمربع حداقل سه گمانه اضافی.
 - ۲) برای عمق گود ۱۰ تا ۲۰ متر و ساختمان با سطح اشغال ۳۰۰ تا ۱۰۰۰ مترمربع دو گمانه اضافی.
 - ۳) برای عمق گود کمتر از ۱۰ متر و ساختمانهای تکی با سطح اشغال حداکثر ۳۰۰ مترمربع، یک گمانه اضافی.
 - ۴) به ازای هر سطح متر عمق گود، دو گمانه اضافی.

گزینه ۳

جدول ۲-۲-۷ 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	گمانه ۱	۲ یا ۳
ساختمان با مساحت ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ مترمربع	گمانه ۲	۳ یا ۴

- ۱۶- منحنی تنش - نشست برای یک پی منفرد مربعی به ضلع ۲ متر که بر روی ماسه قرار دارد مطابق شکل مقابل می‌باشد. حداکثر بار مجاز وارد بر پی عبارتست از:



- ۱) ۴۰۰ کیلونیوتن
- ۲) ۱۶۰۰ کیلونیوتن
- ۳) ۳۰۰ کیلونیوتن
- ۴) ۱۲۰۰ کیلونیوتن

گزینه ۴

دقت شود که اگر نیروی محوری همراه با خروج از مرکزیت وارد شود، نشست غیر یکنواخت خواهیم داشت. ولی در پی های صلب در صورتی که نیروی محوری بدون خروج از مرکزیت (بدون لنگر) باشد، نشست پی یکنواخت خواهد بود. در این سوال اشاره ای به خروج از مرکزیت نشده و بنابراین باید نشست یکنواخت در نظر گرفت. بهتر بود طراح به یکنواخت بودن یا نبودن نشست در روی سوال اشاره می کرد. مقدار نشست مجاز، طبق جدول زیر برابر ۲۵mm می باشد. در این صورت با توجه به نمودار ارائه شده، تنش مجاز برابر ۰.۳MPa و نیروی مجاز فشاری برابر $0.3(2 \times 2) = 1.2 MN = 1200 kN$ خواهد بود.

۴-۴-۷ نشست مجاز

۴-۴-۷-۱ مقادیر مجاز اولیه برای نشست یکنواخت و غیر یکنواخت در جدول ۴-۴-۷ و مقادیر مجاز اولیه برای چرخش در جدول ۴-۴-۷-۳ ارائه شده است.

جدول ۴-۴-۷ مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

خاک	نوع پی	نشست مجاز (میلی‌متر)	
		غیر یکنواخت	یکنواخت
ماسه	منفرد و نواری	۲۰	۲۵
	شبکه‌ای و گسترده	۲۰	۵۰
رس	منفرد و نواری	۲۵	۶۵
	شبکه‌ای و گسترده	۲۵	۶۵-۱۰۰

۱۷- کدامیک از گزینه‌های زیر در مورد کنترل تنش در زیر پی سطحی در خاک صرفاً چسبنده و پی صلب در طراحی به روش تنش‌های مجاز درست است؟

- (۱) ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط
- (۲) ظرفیت باربری مجاز < تنش حداکثر
- (۳) ظرفیت باربری نهایی < تنش متوسط
- (۴) ظرفیت باربری نهایی < تنش حداکثر

گزینه ۲

جدول ۷-۴-۵ وضعیت تنش محاسبه شده زیر پی در مقایسه با ظرفیت باربری

نوع خاک / نوع پی	دانه‌ای	صرفاً چسبنده
صلب	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز < تنش حداکثر
انعطاف پذیر	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط

۱۸- کدامیک از گزینه‌های زیر برای تحلیل نیروها در گروه شمع در زیر یک پی گسترده (سرشمع) انعطاف پذیر درست است؟

- (۱) اگر خاک با فنر مدل شود، لازم است ضرایب اندرکنش بین فنرها در مدل در نظر گرفته شود.
- (۲) اصطکاک جدار شمع و خاک با فنرهای $Q-Z$ مدل می‌شود.
- (۳) عکس‌العمل افقی خاک روی شمع با فنرهای $P-Z$ مدل می‌شود.
- (۴) در ساختمان‌های با اهمیت زیاد و با تعداد طبقات بیشتر از ۵ طبقه مدل‌سازی خاک با فنر کافی بوده و نیاز به تحلیل‌های اضافی دقیق‌تری می‌باشد.

گزینه ۱

۷-۶-۶-۳ تحلیل نیروها در گروه شمع

تحلیل نیروها در گروه باید به منظور تعیین سهم نیروها و لنگرهای وارد بر هر شمع در گروه و همچنین توزیع نیرو و لنگر در سرشمع انجام گیرد.

۷-۶-۶-۱-۳ طراحی جهت سادگی می‌تواند سهم باربری خاک زیر سرشمع گسترده را در نظر نگیرد، اما تحلیل دقیق با در نظر گرفتن سهم سرشمع برای طراحی بهینه توصیه می‌شود.

۷-۶-۶-۲-۳ در تحلیل گروه شمع با لحاظ کردن سهم باربری خاک می‌توان خاک زیر پی گسترده (سرشمع) را به صورت فنر در نظر گرفت، ولی باید ضرایب اندرکنش بین فنرها لحاظ گردد. خاک اطراف شمع در هر عمق با ۳ فنر (یک قائم و ۲ افقی) تحلیل می‌شود. در اینصورت رفتار فنر قائم زیر نوک شمع ($Q-Z$)، فنرهای قائم اصطکاکی جدار شمع ($t-Z$) و فنرهای افقی در جدار شمع ($P-Y$) و به ویژه مقدار سختی آنها باید بر اساس اندازه‌گیری در ساختمان پروژه یا داده‌های تجربی قابل قبول از سایت‌ها و شمع‌های مشابه تعیین گردد.

۷-۶-۶-۳-۳ علاوه بر تحلیل‌های بندهای ۷-۶-۶-۱-۳ و ۷-۶-۶-۲-۳ تحلیل گروه شمع با فرض خاک به صورت محیط پیوسته با استفاده از نرم‌افزارهای عددی صحت سنجی شده، در ساختمان‌های با اهمیت زیاد و بسیار زیاد و با تعداد طبقات بیشتر از ۳ طبقه و ساختمان‌های با اهمیت متوسط با تعداد طبقات بیشتر از ۸ طبقه ضروری است.

۱۹- ظرفیت باربری محوری یک شمع از طریق آزمایش نفوذ مخروط 840 kN بدست آمده است. ظرفیت باربری محوری مجاز این شمع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۲) 210 kN

۱) 380 kN

۴) 300 kN

۳) 420 kN

گزینه ۴

جدول ۶-۷-۱ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش تنش مجاز)

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری	ضریب اطمینان (F.S.)	
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	۳	
		۴	
	آزمایش نفوذ مخروط		۲/۸
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)		۲/۲
	آزمایش بارگذاری دینامیکی		۲/۵
جانبی	فقط روش تحلیلی		۲/۵
	آزمایش استاتیک (جانبی)		۲

۲۰- در مورد دیوارهای باربر در یک ساختمان آجری با کلاف و با ارتفاع 4 متر عرض شالوده نواری حداقل چند میلیمتر باید اختیار شود؟

675 (۳)	750 (۱)
450 (۴)	525 (۳)

گزینه ۲

$$1.5(10 + 35) = 67.5 \text{ cm}$$

۸-۶-۱-۵ شالوده

رعایت ضوابط زیر برای شالوده‌ها الزامی است:

الف) شالوده‌ها باید در یک تراز ساخته شوند و هر گاه احداث شالوده به هر دلیل در یک تراز ممکن نباشد، هر بخشی از شالوده باید در یک تراز قرار گیرد.

ب) ساخت شالوده شیبدار به هیچ وجه مجاز نیست. در زمینهای شیبدار چنانچه ساخت شالوده ساختمان در یک تراز ممکن نباشد باید از شالوده‌های پلکانی استفاده شود، به طوری که این شالوده‌ها در جهت افقی حداقل ۵۰ سانتیمتر همپوشانی داشته و ارتفاع هر پله نباید بیش از ۳۰ سانتیمتر باشد.

پ) برای دیوارهای باربر، عرض شالوده نواری باید حداقل ۱/۵ برابر عرض کرسی چینی و عمق آن حداقل ۵۰ سانتیمتر باشد.

ت) شالوده دیوارها باید با استفاده از بتن یا حداقل شفته آهکی با عیار ۳۵۰ کیلوگرم آهک در متر مکعب شفته و یا سنگ‌لاشه با یکی از ملتهای گل آهک، ماسه - سیمان - آهک (باتارد) و یا ماسه سیمان ساخته شود.

ث) در مناطق سردسیر و دارای یخبندان تراز روی شالوده حداقل ۴۰ سانتیمتر زیر سطح زمین قرار گیرد.

۸-۶-۱-۷ دیوار

الف) دیوارهای باربر

دیوارهای باربر باید به طور یکنواخت در دو جهت عمود بر هم توزیع شوند. همچنین از نظر مقدار سطح مقطع و مقاومت برای مقابله با نیروهای قائم و نیروهای جانبی زلزله کافی باشند. دیوارها باید در کف و سقف محکم شوند. برای رفتار مناسب سازه‌ای، دیوارها باید مشخصات زیر را دارا باشند:

۱- کلیه دیوارهای پیرامونی (باربر و یا غیر باربر) باید ۳۵ سانتیمتری باشند.

۲- ضخامت دیوارهای باربر آجری ۳۵ سانتیمتر (طول یک و نیم آجر)، در نظر گرفته می‌شود.

۸-۶-۱-۶ کرسی چینی

در مورد کرسی چینی رعایت ضوابط زیر الزامی است:

الف) کرسی چینی باید از روی سطح شالوده تا حداقل ۳۰ سانتیمتر بالاتر از کف تمام شده محوطه پیرامون ساختمان باشد.

ب) برای جلوگیری از نفوذ رطوبت باید سطح کرسی چینی با اندود و مصالح مناسب نهمبندی (عایق کاری رطوبتی) شود. لازم است لایه عایق از روی کرسی از هر طرف به اندازه ۱۰ سانتیمتر به سمت پایین بر گردد.

پ) عرض کرسی چینی باید حداقل ۱۰ سانتیمتر بیشتر از عرض دیوار باشد.

ت) کرسی چینی دیوارها با استفاده از سنگ لاشه، آجر یا بلوک سیمانی توپر با یکی از ملتهای زیر اجرا شود:

- ملات ماسه سیمان با نسبت حجمی یک به سه (یک قسمت سیمان، سه قسمت ماسه)
- ملات ماسه - سیمان - آهک (باتارد) با نسبت حجمی یک به یک به شش (یک قسمت سیمان، یک قسمت آهک، شش قسمت ماسه)
- ملات ماسه آهک با نسبت حجمی دو به پنج (دو قسمت آهک، پنج قسمت ماسه خاکی)

۲۱- فرض کنید طول و ارتفاع یک دیوار در یک ساختمان آجری با کلاف به ترتیب 6 و 3 متر است. کدامیک از گزینه‌های زیر برای تعبیه بازشویی به طول b و ارتفاع h در مرکز دیوار بدون تعبیه کلاف افقی و قائم در پیرامون بازشو، مجاز نمی‌باشد؟

$$b=2.5 \text{ m} \quad h=2 \text{ m} \quad (۱)$$

$$b=2.5 \text{ m} \quad h=2.2 \text{ m} \quad (۲)$$

$$b=2 \text{ m} \quad h=2.5 \text{ m} \quad (۳)$$

$$b=2.5 \text{ m} \quad h=2.5 \text{ m} \quad (۴)$$

گزینه ۴

$$\frac{A_{\text{بازشو}}}{A_{\text{دیوار}}} = \frac{bh}{18} < \frac{1}{3} \rightarrow bh < 6 \rightarrow \begin{array}{l} 2.5 \times 2 < 6 \quad OK \\ 2.5 \times 2.2 < 6 \quad OK \\ 2 \times 2.5 < 6 \quad OK \\ 2.5 \times 2.5 \ngtr 6 \quad N.G. \end{array}$$

۸-۶-۱-۸ بازشوها و تقویت‌کننده‌های اطراف آنها

رعایت موارد زیر در مورد اندازه و محل بازشوها الزامی است:

۱- بازشوها نباید سبب قطع کلافها شوند.

۲- مجموع سطح بازشوها در هر دیوار برابر از $\frac{1}{4}$ سطح آن دیوار بیشتر نباشد.

۳- مجموع طول بازشوها در هر دیوار برابر از $\frac{1}{4}$ طول دیوار بیشتر نباشد.

۴- فاصله اولین بازشو در هر دیوار برابر از بر خارجی ساختمان (از انتهای دیوار) کمتر از

$\frac{2}{3}$ ارتفاع بازشو یا کمتر از ۷۵ سانتیمتر نباشد، مگر آنکه در طرفین بازشو کلاف قائم

(از کف تا سقف) قرار داده شود.

۵- فاصله دو بازشو نباید از $\frac{2}{3}$ ارتفاع کوچکترین بازشوی طرفین خود و همچنین از $\frac{1}{6}$

مجموع طول آن دو بازشو کمتر باشد. در غیر این صورت جرز بین دو بازشو جزئی از

بازشو منظور می‌شود و نباید آن را به عنوان دیوار برابر به حساب آورد.

۶- نعل درگاه روی بازشوها مجاور باید به صورت یکسره با دهانه‌ای برابر مجموع طول

بازشوها به اضافه جرز بین آنها و رعایت نکات بند (۸-۶-۱-۹) باشد.

۷- هیچ یک از ابعاد بازشوها از $\frac{2}{5}$ متر بیشتر نباشد. در غیر این صورت باید طرفین بازشو

را با تعبیه کلافهای قائم که به کلافهای افقی متصل می‌شوند، تقویت نمود.

۲۲- در خصوص ساختمان‌های آجری بدون کلاف، کدام عبارت صحیح نمی‌باشد؟

- ۱) عایقکاری در هوای سرد زیر ۲ درجه سلسیوس مجاز نیست.
- ۲) لایه‌های عایق باید از هر طرف حداقل ۵ سانتی‌متر همپوشانی داشته باشند.
- ۳) تراز روی سقف زیرزمین نسبت به متوسط تراز زمین مجاور می‌تواند ۱.۲ متر باشد.
- ۴) حداکثر طول پیش‌آمدگی سقف یک متر است.

گزینه ۲

دقت شود که گزینه ۱ از نظر منطق ریاضی یک گزاره صحیح است. مسلماً وقتی طبق آیین نامه زیر ۴ درجه غیر مجاز است، زیر ۲ درجه نیز مجاز نخواهد بود.

ولی جدای از منطق ریاضی، از گزینه ۲ چنین بر می‌آید که عایق کاری بالای ۲ درجه مجاز می‌باشد (که البته نادرست است) و سر جلسه امتحان ایجاد ابهام می‌کند و بهتر بود از عبارت دقیق آیین نامه استفاده می‌شد.

۸-۲-۶-۲ ارتفاع و تعداد طبقه

در مورد ساختمان‌های مشمول این فصل رعایت نکات زیر الزامی است:

الف) این ساختمان‌ها بدون احتساب زیرزمین به یک طبقه محدود می‌شوند.

ب) تراز روی سقف زیرزمین نباید نسبت به متوسط تراز زمین مجاور بیش از ۱/۵ متر باشد.

ج) تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید بیش از ۵ متر باشد.

د) حداکثر ارتفاع طبقه به ۳ متر محدود می‌شود. در صورت تجاوز از این حد باید یک کلاف افقی اضافی در داخل دیوارها و در ارتفاع حداکثر ۳ متر تعبیه گردد. به این ترتیب می‌توان ارتفاع طبقه را حداکثر تا ۴/۵ متر افزایش داد. این کلاف‌ها باید به نحو مناسبی در دیوارها متصل گردد.

۸-۲-۶-۳ برش قائم**الف) پیشامدگی سقف**

در صورت وجود پیشامدگی سقف لازم است ضوابط زیر رعایت گردد:

۱- طول پیشامدگی از یک متر بیشتر نباشد.

۲- روی هیچ قسمت پیشامدگی ساختمان نباید دیواری ساخته شود ولی ساخت جان‌پناه تا ارتفاع ۷۰ سانتیمتر مجاز است.

۸-۱-۶-۱۵ عایقکاری رطوبتی

اجرای عایقکاری رطوبتی در موارد زیر لازم است:

الف) بامهای تخت، شیبدار، قوسی و گنبدی

ب) ایوانگاهها و ایوانها

پ) کفها (در تماس با زمین نمناک و کف سرویسها و آشپزخانه)

ت) شالوده‌ها (در تماس با زمین نمناک)

ث) دیوارهای زیرزمین و دیوارهای در تماس با زمین نمناک

ج) سایر قسمتها از قبیل کف پنجره‌های در تماس با محیط اطراف، درپوش و دیوار جان‌پناه، دودکشها، بدنه و کف استخرها و منابع آب، نماهایی که در معرض بوران قرار می‌گیرند. هنگام اجرای عایقکاری رطوبتی نکات زیر باید رعایت گردد:

ح) اگر عایقکاری با قیر و گونی و گونی قیر اندود انجام می‌شود باید موارد زیر رعایت شود:

۱- ایجاد زیرسازی مناسب برای انجام عایقکاری ضروری است.

۲- عایقکاری به هنگام بارندگی مجاز نیست.

۳- عایقکاری بر روی سطوح مرطوب مجاز نیست.

۴- قیرهای جامد را تا هنگامی که گرم و روانند باید مصرف کرد.

۵- عایقکاری در هوای سرد (زیر ۴+ درجه سلسیوس) مجاز نیست.

۶- راه رفتن روی سطوح عایقکاری شده باید با احتیاط و با استفاده از کفشهای بدون میخ انجام شود.

۷- مصرف میخ برای محکم کردن لایه‌های عایقکاری مجاز نیست.

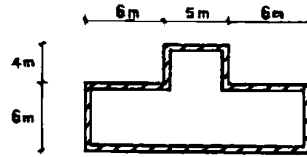
۸- لایه‌های عایق باید از هر طرف حداقل ۱۰ سانتیمتر همپوشانی داشته و با قیر کاملاً به هم چسبانده شوند. در همپوشانی لایه‌ها باید لایه‌های رویی در سمتی قرار گیرند که مطابق شیب بندی انجام شده آب از روی آنها به سمت لایه زیری سرازیر گردد.

۹- هنگامی که عایقکاری در بیش از یک لایه انجام می‌شود، لایه‌های متوالی عایق باید عمود بر هم قرار گیرند.

۱۰- سطوح عایقکاری شده باید پس از تکمیل با لایه محافظی پوشانده شوند.

خ) عایقکاری با عایقهای رطوبتی آماده، باید مطابق روشهای توصیه شده توسط سازندگان انجام شود.

۲۳- پلان یک ساختمان آجری با کلاف مطابق شکل زیر است. در پلان این ساختمان حداقل چند کلاف قائم باید تعبیه گردد؟ فرض نمایید بازشوهای مورد نیاز در دیوارها طوری است که در پیرامون آنها نیاز به تعبیه کلاف‌های قائم اضافی نمی‌باشد.



- (۱) ۱۵ عدد
(۲) ۱۷ عدد
(۳) ۱۴ عدد
(۴) ۱۵ عدد

گزینه ۲

۸-۱-۶-۲ کلاف‌بندی قائم

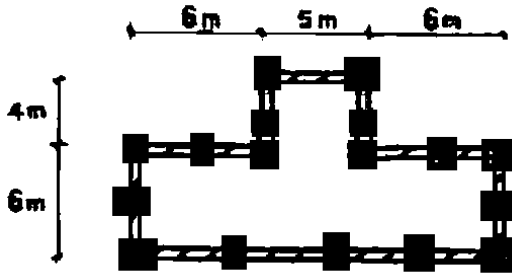
(الف) محل‌های تعبیه و مشخصات کلاف‌های قائم

۱- کلاف‌های قائم باید در محل تقاطع دیوارها تعبیه گردند. در صورتی که طول دیوار بین دو کلاف بیشتر از ۵ متر باشد باید کلاف‌های قائم با توزیع یکنواخت در فواصل کمتر از ۵ متر در داخل دیوار، تعبیه گردد.

۲- هیچ یک از ابعاد مقطع کلاف قائم بتن مسلح (با عیار سیمان حداقل ۳۰۰ کیلوگرم در متر مکعب بتن) نباید کمتر از ۲۰ سانتیمتر باشد. به جای کلاف بتن مسلح می‌توان از تیر آهن IPE ۱۰۰ (نمره ۱۰) یا پروفیل فولادی معادل آن استفاده نمود، مشروط بر آن که اتصال کلاف فولادی با دیوار به وسیله میلگردهای افقی بخوبی تأمین شود.

(ب) مشخصات و محل تعبیه میلگردها در کلاف‌های قائم بتنی

۱- میلگردهای طولی باید از نوع آجدار با حداقل قطر ۱۰ میلیمتر باشد.



۸-۱-۶ طرح و اجرا

۸-۱-۶-۱ الزامات عمومی

پلان ساختمان باید واجد خصوصیات زیر باشد:

(الف) طول ساختمان از سه برابر عرض آن یا ۲۵ متر بیشتر نباشد.

(ب) نسبت به هر دو محور اصلی تقریباً قرینه باشد.

(پ) پیشامدگی‌های آن الزامات زیر را برآورده نماید:

۱- اندازه پیشامدگی در هر راستایی نباید از $\frac{1}{8}$ بُعد ساختمان در همان راستا بیشتر

باشد و علاوه بر آن بُعد دیگر پیشامدگی نباید از مقدار پیشامده کمتر باشد.

۲- چنانچه اتصال قسمت پیشامده با ساختمان، بیش از نصف بُعد ساختمان در آن

راستا باشد، این قسمت پیشامدگی تلقی نمی‌شود و در این صورت محدودیتی

برای بُعد دیگر وجود ندارد مشروط بر آنکه پلان ساختمان به طور نامناسبی

نامتقارن نگردد.

در صورت نداشتن هر یک از الزامات فوق، باید با ایجاد درز انقطاع، ساختمان را به قطعات

مناسب تقسیم نمود، به‌گونه‌ای که هر قطعه واجد شرایط یاد شده باشد. لازم نیست که درز

انقطاع در شالوده ساختمان امتداد یابد.

در کلید اولیه سازمان گزینه ۴ و سپس در اصلاحیه نهایی گزینه‌های ۲ و ۴ به عنوان پاسخ پذیرفته شده اند.

۲۴- در تحلیل یک قاب خمشی بتن مسلح در برابر بار زلزله، فرض مناسب برای سختی مؤثر تیر و ستون جهت طراحی اعضای سازه به ترتیب متناسب است با:

- (۱) EI_g و EI_g
 (۲) EI_g و $0.5EI_g$
 (۳) $0.7EI_g$ و $0.35EI_g$
 (۴) EI_g و $0.7EI_g$

گزینه ۳.

دقت شود که برای محاسبه دوره تناوب باید سختی اعضا مطابق گزینه ۲ باشد.

همچنین اگر به جای قاب خمشی بتنی، سیستم دو گانه قاب خمشی + دیوار برشی باشد، گزینه ۲ صحیح بود.

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

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

گزینه ۳

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

جدول ۹-۶-۸ تأثیر نوع سیمان و سن بتن بر روی مقاومت فشاری نسبی بتن

مقاومت فشاری (به صورت نسبی)				نوع سیمان
یک روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	۹۰ روزه	
۰.۴۰	۰.۴۶۶	۱.۰۰	۱.۲۰	سیمان نوع I
۰.۴۲۳	۰.۵۶	۰.۹۰	۱.۲۰	سیمان نوع II
۰.۴۵۷	۰.۷۹	۱.۱۰	۱.۲۰	سیمان نوع III
۰.۴۹	۰.۹۴	۰.۷۵	۱.۲۰	سیمان نوع IV
۰.۴۰	۰.۵۰	۰.۸۵	۱.۲۰	سیمان نوع V

توضیح: در صورت مصرف انواع سیمان‌های پرتلند دیرسخت‌شونده و یا استفاده از سیمان‌های پرتلند پوزولانی استاندارد در بتن، با توجه به‌دیرتر سخت‌شدن این نوع سیمان‌ها، می‌بایست با انجام آزمایشات لازم بر روی سیمان مورد استفاده و کسب اطلاع از روند افزایش مقاومت آن، نسبت به سیمان تیپ I، زمان انجام قالب‌برداری، باز کردن پایه‌های اطمینان، عمل‌آوری و هرآنچه که به‌مقاومت لازم در سنین مشخص مربوط است، به‌روش مناسب تصحیح گردد.

۲۶- حداقل مساحت آرماتور حرارت و جمع‌شدگی لازم برای یک شالوده بتنی به ضخامت 1500 میلیمتر بر حسب (mm^2/m) برای میلگردهای رده S400 به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 1800

۲) 2295

۳) 2500

۴) 2750

گزینه ۲

$$A_{s-min} = [0.0018(1.3 - 0.0003 \times 1500)] \times (1000 \times 1500) = (0.00153)(1000 \times 1500) = 2295$$

۹ - ۱۷ - ۸ آرماتورهای حرارت و جمع‌شدگی در پی‌ها

۹ - ۱۷ - ۸ - ۱ نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای پی‌های به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلی‌متر نباید از مقادیر (الف) تا (پ) این بند کمتر اختیار شود:

الف) برای میلگردهای رده S۲۴۰ و S۳۴۰ : ۰/۰۰۲۰

ب) برای میلگردهای رده S۴۰۰ : ۰/۰۰۱۸

پ) برای میلگردهای رده S۵۰۰ و بالاتر : ۰/۰۰۱۵

۹ - ۱۷ - ۸ - ۲ نسبت سطح مقطع آرماتور از حرارت و جمع‌شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای پی‌های به ضخامت بیشتر از ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ میلی‌متر نباید از α برابر نسبت‌های مندرج در بند ۹ - ۱۷ - ۸ - ۱ کمتر اختیار شود. مقدار α از رابطه (۹ - ۱۷ - ۲) تعیین می‌شود:

$$\alpha = 1/3 - 0/0002 h \quad (9 - 17 - 2)$$

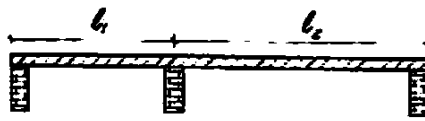
۹ - ۱۷ - ۸ - ۳ مقدار حداقل آرماتور حرارت و جمع‌شدگی A_{smin} برای پی‌های به ضخامت بیشتر از ۲۰۰۰ میلی‌متر برابر مقدار آرماتور برای پی به ضخامت ۲۰۰۰ میلی‌متر و به شرح (الف) تا (پ) این بند است:

الف) برای میلگردهای رده S۲۴۰ و S۳۴۰ : $A_{smin} = 2800 (mm^2/m)$

ب) برای میلگردهای رده S۴۰۰ : $A_{smin} = 2500 (mm^2/m)$

پ) برای میلگردهای رده S۵۰۰ و بالاتر: $A_{smin} = 2100 (mm^2/m)$

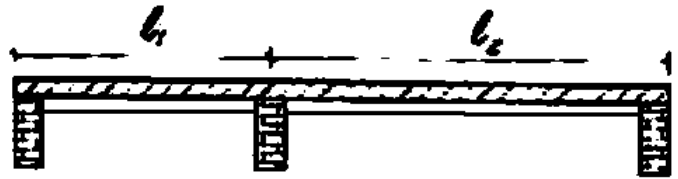
۲۷- بام یک ساختمان معمولی، تشکیل شده است از یک دال یکطرفه دو دهانه، که روی سه دیوار با طول بلند اجرا خواهد شد. اگر نخواهیم وارد محاسبات تغییر شکل دال بشویم، در طراحی برای بدست آوردن کمترین ضخامت دال، از کدام گزینه باید شروع کنیم؟ (طول مؤثر دهانه‌های دال را به ترتیب 3 و 5 متر فرض نمایید. بارهای وارد به بام کاملاً متعارف می‌باشند)!



- (۱) ضخامت ۱۹۰ میلیمتر و میلگرد رده S340
 (۲) ضخامت ۱۷۰ میلیمتر و میلگرد رده S400
 (۳) ضخامت ۱۵۰ میلیمتر و میلگرد رده S340
 (۴) ضخامت ۲۵۰ میلیمتر و میلگرد رده S400

گزینه ۱.

دقت شود که با توجه به شکل دال بدون پشت بند می‌باشد. در صورتی که دال پشت بند دار بود در مقطع عرضی آن باید به صورت سه خطی به صورت شکل زیر رسم می‌گردید و یا اینکه در صورت سوال به آن اشاره می‌شد.



$$\frac{l}{24} = \frac{500}{24} = 20.83 \text{ cm} = 208 \text{ mm} \quad S400$$

$$\frac{l}{24} \left(0.4 + \frac{340}{700} \right) = 18.45 \text{ cm} = 185 \text{ mm} \quad S340$$

۹- ۱۴- ۲- ۵- ۳ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول در تیرها و دال‌های یکطرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول شماره ۹- ۱۴- ۲ بیشتر است، محاسبه تغییرشکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال‌ها بر قطعاتی غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییرشکل زیاد در آنها خساراتی ایجاد کند، متصل نباشند و یا آنها را نگهداری نکنند.

جدول ۹- ۱۴- ۲ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه

عضو	با تکیه‌گاه‌های ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا دال‌های یکطرفه پشت بنددار	$\frac{l}{14}$	$\frac{l}{18/5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$
دال‌های توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$

تبصره: جدول فوق برای فولاد طولی نوع S۴۰۰ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر جدول باید در

$$\text{ضریب} \left(0.4 + \frac{f_y}{\gamma_{yy}} \right) \text{ ضرب شوند}$$

۲۸- تحلیل سازه نشان می‌دهد که بار محوری و لنگر خمشی نهائی (ضریبدار) وارد بر یک دیوار برشی با شکل‌پذیری متوسط که مقطع آن در شکل نشان داده شده است. به ترتیب برابر $P=500 \text{ kN}$ و $M_x = 900 \text{ kN.m}$ است. اگر رده بتن C25 فرض شود. کدام عبارت صحیح است؟

- ۱) چون ضخامت دیوار کمتر از 300 میلیمتر است، باید از جزء مرزی استفاده نمود.
- ۲) چون طول دیوار از 5 متر کمتر است، دیوار نیاز به جزء مرزی دارد.
- ۳) در تمام طول دیوار میلگرد عرضی ویژه باید پیش‌بینی شود و یا از جزء مرزی استفاده گردد.
- ۴) دیوار نیازی به جزء مرزی ندارد.

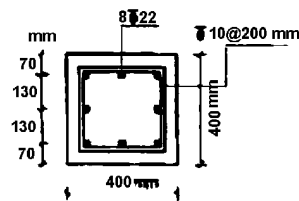
گزینه ۴

$$\frac{P}{A} + \frac{6M}{bh^2} = \frac{500000}{3000 \times 250} + \frac{6 \times 900 \times 10^6}{250 \times 3000^2} = 3.06 \text{ MPa} < 0.2 \times 25$$

۹- ۲۰- ۴- ۳- ۳- اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگم‌ها

۹- ۲۰- ۴- ۳- ۳- در کناره‌ها و اطراف بازشوها در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها که در آنها تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع تحت اثر بارهای نهایی، به‌انضمام اثر زلزله، از $0.7f_c$ بیشتر باشد باید اجزای لبه مطابق ضوابط بندهای ۹- ۲۰- ۴- ۳- ۳- تا ۹- ۲۰- ۴- ۳- ۳- پیش‌بینی شود. مگر آنکه در تمام طول دیوار یا دیافراگم میلگردگذاری عرضی ویژه پیش‌بینی شده باشد. اجزای مرزی را می‌توان در قسمت‌هایی که تنش فشاری بتن در آنها از $0.15f_c$ کمتر باشد قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و براساس مشخصات مقطع ترک‌نخورده محاسبه می‌شود.

۲۹- مقطع روبرو برای یک ستون کوتاه مهارشده بتنی درجا که تحت اثر نیروی محوری ناشی از بار مرده برابر 1200 kN و نیروی محوری فشاری ناشی از بار زنده برابر 800 kN قرار دارد. طرح شده است. کدام عبارت در رابطه با طراحی مقطع ستون صحیح است؟



(فرض کنید بتن از رده C25 و میلگردها از نوع S400 می‌باشند.)

- ۱) مقطع ستون به علت کمبود مقاومت فشاری قابل قبول نیست.
- ۲) مقطع ستون به علت فاصله غیرمجاز آرماتورهای طولی قابل قبول نیست.
- ۳) مقطع ستون به علت نامناسب بودن فاصله آرماتورهای عرضی قابل قبول نیست.
- ۴) مقطع ستون قابل قبول است.

گزینه ۱

$$A_s = 8 \times 3.14 \times 11^2 = 3039 \text{ mm}^2$$

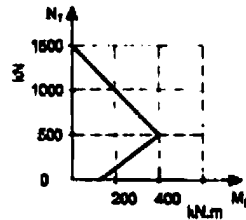
$$A_c = 400 \times 400 - 3039 = 156960 \text{ mm}^2$$

$$N_{rmax} = 0.8[(0.85 - 0.0015 \times 25) \times 0.65 \times 25 \times 156960 + 0.85 \times 400 \times 3039] = 2484498 \text{ N} = 2484 \text{ kN}$$

$$N_u = 1.25 \times 1200 + 1.5 \times 800 = 2700 \text{ kN}$$

$$2484 \not\geq 2700 \quad N.G.$$

۳۰- منحنی اندرکنش فشار و خمش برای یک ستون کوتاه بتنی با تنگ بسته مطابق شکل روبرو داده شده است. نیروی محوری مقاوم مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر



است؟

- (۱) 800 کیلونیوتن
(۲) 1000 کیلونیوتن
(۳) 1200 کیلونیوتن
(۴) 400 کیلونیوتن

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

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

گزینه ۲

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

جدول ۹-۶-۸ تاثیر نوع سیمان و سن بتن بر روی مقاومت فشاری نسبی بتن

مقاومت فشاری (بصورت نسبی)				نوع سیمان
یک روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	۹۰ روزه	
۰/۳۰	۰/۶۶	۱/۰۰	۱/۲۰	سیمان نوع I
۰/۲۳	۰/۵۶	۰/۹۰	۱/۲۰	سیمان نوع II
۰/۵۷	۰/۷۹	۱/۱۰	۱/۲۰	سیمان نوع III
۰/۱۷	۰/۴۲	۰/۷۵	۱/۲۰	سیمان نوع IV
۰/۲۰	۰/۵۰	۰/۸۵	۱/۲۰	سیمان نوع V

توضیح: در صورت مصرف انواع سیمان‌های پرتلند دیرسخت‌شونده و یا استفاده از سیمان‌های پرتلند پوزولانی استاندارد در بتن، با توجه به‌دیرتر سخت‌شدن این نوع سیمان‌ها، می‌بایست با انجام آزمایشات لازم بر روی سیمان مورد استفاده و کسب اطلاع از روند افزایش مقاومت آن، نسبت به سیمان تیپ I، زمان انجام قالب‌برداری، باز کردن پایه‌های اطمینان، عمل‌آوری و هرآنچه که به‌مقاومت لازم در سنین مشخص مربوط است، به‌روشنی مناسب تصحیح گردد.

جدول ۹-۶-۱۰ مقادیر η

$a \times b$	100×200	150×300	200×400	250×500	300×600
η	۱/۰۲	۱/۰۰	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۹۱

جدول ۹-۶-۲ مقادیر η

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

جدول ۹-۶-۳ مقادیر η

مقاومت فشاری نمونه مکعبی (MPa)	≤ 25	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵
η	۱/۲۵	۱/۲۰	۱/۱۷	۱/۱۴	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۱۰
مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای (MPa)	یا توجه به ضریب	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰

۳۲- در یک دال تخت بتنی که فاصله ستونها در دو راستا ۴ متر می‌باشد، بازشویی به ابعاد 300×300

میلی‌متر در محدوده یک متری از محور ستون ایجاد شده است. کدام حالت را توصیه می‌کنید؟

(۱) ایجاد بازشو با ابعاد مذکور در آن موقعیت فقط با انجام تحلیل ویژه مجاز می‌باشد.

(۲) ایجاد بازشو با ابعاد مذکور در آن موقعیت بدون انجام تحلیل ویژه و با افزودن میلگردهای قطع‌شده در طرفین بازشو مجاز است.

(۳) در صورتیکه بازشویی مذکور در آن موقعیت میلگردهای اصلی دال را قطع ننماید، ایجاد بازشویی مذکور بدون هیچگونه تمهیدات خاصی مجاز است.

(۴) تعبیه بازسو در آن موقعیت مجاز نمی‌باشد.

گزینه ۱. دقت شود که محدوده "یک متری از محور ستون" در محدوده نوار ستونی قرار می‌گیرد و بنابراین هم می‌تواند شامل هر دو بند ۹-۱۵-۳-۵-۴ و ۹-۱۵-۳-۵-۵ شود که در هر دو حالت بیش از مقادیر ذکر شده در این بندها می‌باشد.

۹ - ۱۵ - ۳ - ۵ باز شوها در سیستم دال‌ها

۹ - ۱۵ - ۳ - ۵ - ۱ در سیستم‌های دال‌ها می‌توان بازشوهایی با هر اندازه و در هر محل پیش‌بینی کرد، مشروط بر آنکه با انجام تحلیل ویژه بتوان نشان داد سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری به‌ویژه ضوابط مربوط به تغییر شکل‌ها را ارضا می‌کند.

۹ - ۱۵ - ۳ - ۵ - ۲ در صورتی که تحلیل ویژه‌ای انجام نشود، باید ضوابط بندهای
۹ - ۱۵ - ۳ - ۵ تا ۹ - ۱۵ - ۳ - ۵ را در تعیین محل و ابعاد بازشو رعایت
کرد. در تمامی موارد باید در طرفین بازشو در هر امتداد، آرماتورهای اضافی به‌اندازه آرماتورهای قطع شده قرار داد.

۹ - ۱۵ - ۳ - ۵ - ۳ در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال می‌توان هر باز شویی با هر اندازه‌ای پیش‌بینی کرد.

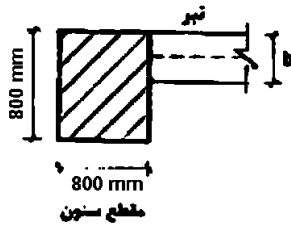
۹ - ۱۵ - ۳ - ۵ - ۴ در نواحی مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط باز
شوهایی با ابعاد کمتر از یک‌هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۹ - ۱۵ - ۳ - ۵ - ۵ در نواحی مشترک بین یک نوار ستونی و یک نوار میانی متقاطع دال فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک‌چهارم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۹ - ۱۵ - ۳ - ۵ - ۶ در صورت ایجاد بازشو در سیستم دال، باید ضوابط طراحی برای برش مطابق بند ۹ - ۱۲ - ۱۷ - ۴ رعایت شوند.

۹ - ۱۵ - ۳ - ۵ - ۷ در سیستم‌های (تیر، دال)، بازشوها نباید از محل تیرها عبور کند، مگر آنکه تحلیل قابل‌قبولی ارائه شود.

۳۳- شکل زیر مقطع یک ستون بتنی را نمایش می‌دهد که به لبه آن یک تیر بتنی متصل شده است. حداقل عرض تیر (b) چقدر باید اختیار شود؟ فرض کنید تیر و ستون برای یک سازه با شکل پذیری متوسط طراحی شده و ارتفاع تیر برابر 600 میلی‌متر است.



(۱) 300 میلی‌متر

(۲) 500 میلی‌متر

(۳) 250 میلی‌متر

(۴) 400 میلی‌متر

$$\left(400 - \frac{b}{2}\right) < \frac{800}{4} \rightarrow b > 400 \text{ mm}$$

۹- ۲۰- ۳ ضوابط سازه‌های با شکل پذیری متوسط

۹- ۲۰- ۳- ۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \leq 0.15 \phi_c f_c A_g$)

۹- ۲۰- ۳- ۱- ۱ محدودیت‌های هندسی

۹- ۲۰- 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 یک‌چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب) عرض مقطع نباید کمتر از یک‌چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

پ) عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به‌اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به‌اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.

۹- ۲۰- 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.

۲۴- برای یک ستون بتنی با مقطع 500×500 میلی‌متر از $16\Phi 20$ با توزیع یکنواخت در پیرامون مقطع ستون به عنوان آرماتور طولی و در سرتاسر طول ستون از تنگ‌هایی به قطر 8 میلی‌متر و به فاصله 80 میلی‌متر استفاده شده است. در صورتیکه در مراحل اجرا بنا به دلایلی قرار باشد از تنگ‌هایی به قطر 12 میلی‌متر برای این ستون استفاده شود، حداکثر فاصله لازم تنگ‌ها برای این ستون در نواحی بحرانی به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ستون برای شکل‌پذیری متوسط طراحی شده است.

- ۱) 160 میلی‌متر ۲) 100 میلی‌متر ۳) 140 میلی‌متر ۴) 120 میلی‌متر
- گزینه ؟

از لحاظ حداقل فواصل میلگردهای عرضی طبق بند زیر گزینه ۱ پاسخ می‌باشد (۸ برابر میلگرد طولی برابر ۱۶۰ میلی‌متر می‌شود).

۹- ۲۰- ۳- ۲- ۲- ۴- آرماتور عرضی مورد نیاز در طول 1، باید دارای قطر حداقل ۸ میلی‌متر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به‌صورت دورپیچ به‌کار گرفته می‌شوند از ضابطه بند ۹- ۱۱- ۹- ۳- تعیین گردد. فواصل آرماتورهای عرضی در مواردی که به‌صورت خاموت به‌کار می‌روند باید کمتر از مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

- الف) ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون
ب) ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها
پ) نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون
ت) ۲۵۰ میلی‌متر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به‌تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در ناحیه بحرانی در نظر گرفته شود.

تراکم بالای خاموت‌ها در ستون نشان می‌دهد که ستون تحت اثر نیروی برشی قابل توجهی قرار دارد. دقت شود که بر خلاف تست‌های ۳۶ و ۳۷ که در آنها تاکید شده است، نیروی برشی حاکم نمی‌باشد، در این سوال چنین تأکیدی انجام نشده است. بنابراین بند زیر باید کنترل گردد:

۹- ۱۲- ۶- ۴- حداکثر فواصل خاموت برشی

۹- ۱۲- ۶- ۴- ۱- فاصله بین خاموت‌های برشی عمود بر محور عضو نباید از $\frac{d}{4}$ بیشتر باشد

۹- ۱۲- ۶- ۴- ۲- فاصله بین خاموت‌های مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید چنان باشد که هر خط ۴۵ درجه‌ای که به‌طرف عکس‌العمل از وسط مقطع، $\frac{d}{4}$ ، تا میلگردهای کششی طولی رسم شود، حداقل به‌وسیله یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.

۹- ۱۲- ۶- ۴- ۳- در صورتی که مقدار V_u بیشتر از $0.175\phi_c f_c b_w d$ باشد، حداکثر فواصل داده شده در بندهای ۹- ۱۲- ۶- ۴- ۱ و ۹- ۱۲- ۶- ۴- ۲ باید به‌نصف تقلیل داده شوند.

در این سوال با توجه به اینکه تعداد میلگردهای طولی ۱۶ عدد می‌باشد، برای مهار یک در میان آنها علاوه بر یک حلقه بسته خارجی یک سنجاق میانی نیز لازم است. در بدترین حالت اگر از S400 برای تنگها و C20 برای بتن استفاده شده باشد، داریم:

$$\left. \begin{aligned} V_s &= \frac{3\pi \times 4^2}{80} \times 442 \times (0.85 \times 400) = 283 \text{ kN} \\ V_c &= 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{20} \times (442 \times 500) = 128 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \rightarrow V_u = V_s + V_c = 411 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_u = 411 \text{ kN} > (0.125 \times 0.65 \times 20 \times 500 \times 442 = 359 \text{ kN})$$

بنابراین در این ستون مقدار برش قابل توجه محسوب شده و فواصل حداکثر تنگها باید کمتر از $d/4$ باشد:

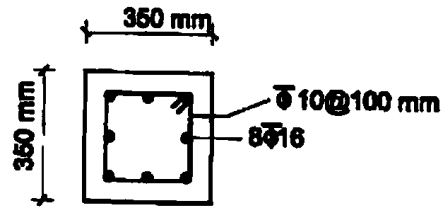
$$\frac{d}{4} = \frac{500 - 40 - 12 - \frac{20}{2}}{4} = 109.5$$

لازم به ذکر است که در کلید اولیه ارائه شده توسط سازمان، گزینه ۴ (۱۲۰ میلی‌متر) انتخاب شده بود و سپس در اصلاحیه کلید نهایی،

گزینه ۱ به عنوان گزینه صحیح تعیین شده است. با توجه به اینکه مشخصات فولاد و بتن در روی سوال داده نشده است، انجام

فرضیات فوق برای فولاد و بتن غیر قابل قبول بوده و گزینه ۱ مناسب‌ترین گزینه می‌باشد.

۲۵- نسبت مقاومت فشاری به مقاومت کششی ستونی با مقطع شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر می‌باشد؟ $f_c = 25 \text{ MPa}$ و $f_y = 400 \text{ MPa}$



3.15 (۱)

2.38 (۲)

1 (۳)

3.6 (۴)

گزینه ۱

$$A_s = 8 \times 3.14 \times 8^2 = 1608 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 350 \times 350 - 1608 = 120892 \text{ mm}^2$$

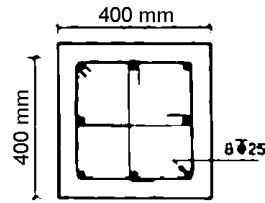
$$N_{rmax} = 0.8[(0.85 - 0.0015 \times 25) \times 0.65 \times 25 \times 120892 + 0.85 \times 400 \times 1608] = 1714298N$$

$$N_{tmax} = 0.85 \times 400 \times 1608 = 546720$$

$$\frac{N_{rmax}}{N_{tmax}} = 3.14$$

۳۶- حداکثر فاصله تنگ‌های ویژه را در ناحیه بحرانی ستون با مقطع زیر که دارای $8\Phi 25$ بوده و برای شکل‌پذیری زیاد طرح شده است تعیین کنید. قطر تنگ 10 mm . پوشش روی تنگ‌ها برابر 40 mm . میلگردها از نوع S400 و بتن از رده C25 فرض می‌شود.

(فرض کنید نیروی برشی کنترل کننده نمی‌باشد)



۱) 100 mm

۲) 50 mm

۳) 70 mm

۴) 80 mm

گزینه ۳

$$\text{Min}\left(\frac{400}{4}, 6 \times 25, 125\right) = 100\text{ mm}$$

$$3\pi \times 5^2 > 0.3s \times 310 \times \frac{25}{400} \left(\frac{400 \times 400}{320 \times 320} - 1\right) \rightarrow s < 72\text{ mm}$$

$$3\pi \times 5^2 > 0.09s \times 310 \times \frac{25}{400} \rightarrow s < 135\text{ mm}$$

۹-۲۰-۴-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها

۹-۲۰-۴-۲-۴-۳-۴ قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلی‌متر باشد. فاصله سرفه میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند باشد:

الف) یک‌چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب) شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

پ) ۱۲۵ میلی‌متر

۹-۲۰-۴-۲-۴-۳ مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی براساس

ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف) در ستون‌های با مقطع دایره نسبت حجمی آرماتور دورپیچ یا تنگ‌های حلقوی، ρ_s نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۱-۲۰-۹)$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_E}{A_c} - 1\right) \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۲-۲۰-۹)$$

ب) در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد، A_{sh} ، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$A_{sh} = 0.3 (s.h_c \frac{f_c}{f_{yh}}) \left(\frac{A_E}{A_{ch}} - 1\right) \quad (۳-۲۰-۹)$$

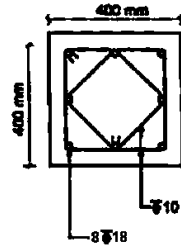
$$A_{sh} = 0.9 s.h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۴-۲۰-۹)$$

۹-۲۰-۴-۲-۳ در ستون‌هایی که مقاومت هسته ستون به‌تنهایی

جوابگوی بارهای وارده از جمله بارهای ناشی از زلزله می‌باشد، نیازی به کنترل روابط

۹-۲۰-۲ و ۹-۲۰-۳ نیست.

۳۷- برای ستون با مقطع نشان داده شده حداکثر فاصله تنگها، برحسب میلیمتر در خارج از ناحیه بحرانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ستون برای شکل پذیری زیاد طرح شده، پوشش روی تنگها برابر 50 mm و آرماتور از نوع S400 و بتن از رده C25 می باشد. (فرض نمائید نیروی برشی کنترل کننده طرح نمی باشد).



- ۱) 100
۲) 150
۳) 200
۴) 250

گزینه ۱

$$\text{Min} \left(\frac{400}{2}, 6 \times 18, 200 \right) = 108 \text{ mm}$$

۹ - ۲۰ - ۴ - ۲ - ۳ - ۱۱ در قسمت هایی از طول عضو که آرماتور گذاری عرضی ویژه اجرا نمی شود باید آرماتور عرضی به صورت دور پیچ یا تنگ ویژه به قطر ۸ میلی متر به کار برده شود. فاصله سفره های این میلگردها از یکدیگر باید براساس نیاز طراحی برای برش تعیین شوند ولی در هر حال این فاصله نباید بیشتر از نصف ضلع کوچکتر مقطع مستطیلی شکل عضو، نصف قطر مقطع دایره ای شکل عضو، شش برابر قطر میلگرد طولی و یا ۲۰۰ میلی متر اختیار شود.

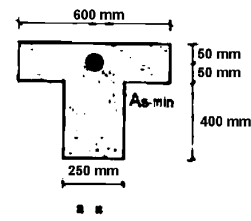
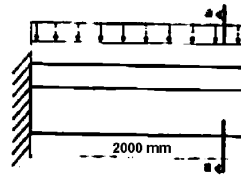
۳۸- یک شالوده نواری به عرض 1.5 متر، ارتفاع کلی 700 میلیمتر و عمق مؤثر 600 میلیمتر مفروض است. چنانچه مقدار آرماتور محاسباتی در ناحیه کششی برابر 7.5 سانتی متر مربع محاسبه گردیده باشد، برای این شالوده حداقل آرماتور در ناحیه کششی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

- ۱) 10 سانتی متر مربع
۲) 13.5 سانتی متر مربع
۳) 18.9 سانتی متر مربع
۴) 22.5 سانتی متر مربع

$$\text{Max} \left(\frac{4}{3} \times 7.5, 0.0015 \times 60 \times 150 \right) = 13.5 \text{ cm}^2$$

۹ - ۱۷ - ۵ - ۲ در پی های نواری مقدار نسبت آرماتور در ناحیه کششی نباید کمتر از ۰/۲۵ درصد اختیار شود، مگر آنکه آرماتور به کار رفته به اندازه یک سوم بیشتر از مقدار آرماتور تعیین شده در محاسبات باشد. در حالت اخیر این نسبت نمی تواند کمتر از ۰/۱۵ درصد اختیار گردد.

۳۹- در شکل زیر طول و مقطع یک تیر بتنی طره‌ای نمایش داده شده است. چنانچه نیروهای حاکم بر طراحی تیر مذکور نقلی باشد، بدون توجه به میزان آرماتورهای محاسباتی، حداقل آرماتور مورد نیاز $(A_s - \min)$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ بتن از رده C25 و آرماتور از نوع S400 می‌باشد.



- (۱) ۴.۷۳ سانتی‌مترمربع
 (۲) ۳.۹۴ سانتی‌مترمربع
 (۳) ۹.۴۵ سانتی‌مترمربع
 (۴) ۷.۸۸ سانتی‌مترمربع

گزینه ۴

$$\text{Max} \left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25 \times \sqrt{25}}{400} \right) \times (\text{Min}(2b_w, 600) \times 450) = \frac{1.4}{400} \times (500 \times 450) = 787.5 \text{ mm}^2$$

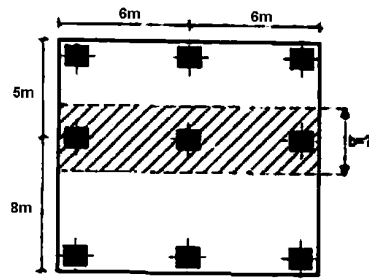
۹- ۱۱- ۵- ۲ حداقل مقدار آرماتور کششی

۹- ۱۱- ۵- ۲- ۱ در هر مقطع از قطعات میله‌ای تحت خمش (به‌جز موارد مندرج در بند (۹- ۱۱- ۵- ۲- ۳) مقدار آرماتور به‌کار رفته در مقطع، A_s ، باید به‌گونه‌ای باشد که رابطه (۹- ۱۱- ۷) برقرار باشد:

$$\rho \geq \max \left(\frac{1/4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} \right) \quad (۹- ۱۱- ۷)$$

۹- ۱۱- ۵- ۲- ۲ در تیرهای با مقطع T شکل و تیرچه‌هایی که در آنها جان مقطع در کشش قرار دارد، ρ ، به دست آمده از بند ۹- ۱۱- ۵- ۲- ۱ متناظر با سطح مقطع مؤثر $A_e = b_w d$ می‌باشد. در اعضای معین استاتیکی با مقطع T شکل که بال مقطع در کشش می‌باشد مقدار بدست آمده از بند ۹- ۱۱- ۵- ۲- ۱ متناظر با سطح مقطع مؤثر، A_e ، که براساس جایگزینی b_w با کمترین دو مقدار $2b_w$ و عرض بال، محاسبه شده باشد، خواهد بود.

۴۰- در شکل زیر پلان یک طبقه از ساختمانی با سیستم دال دو طرفه نشان داده شده است. پهناي نوار ستونی نشان داده شده به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



$$b = 4 \text{ m} \quad (۱)$$

$$b = 3 \text{ m} \quad (۲)$$

$$b = 2.75 \text{ m} \quad (۳)$$

$$b = 2.5 \text{ m} \quad (۴)$$

گزینه ؟

فواصل آکس تا آکس ستونها در مسئله مشخص نشده است. در صورتی که فواصل داده شده، فواصل آکس تا آکس ستونها فرض شود، داریم:

$$b = \text{Min} \left(\frac{5}{4}, \frac{6}{4} \right) + \text{Min} \left(\frac{6}{4}, \frac{8}{4} \right) = 1.25 + 1.5 = 2.75 \text{ m}$$

در کلید اولیه سازمان گزینه ۳ و سپس در اصلاحیه کلید نهایی گزینه های ۳ و ۴ به عنوان گزینه قابل قبول مشخص شده اند.

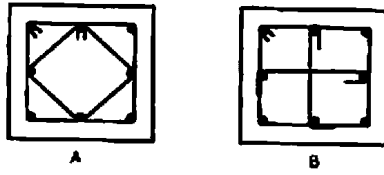
۹- ۱۵- ۲- ۳ نوار ستونی

به قسمتی از نوار پوششی گفته می شود که در دو سمت محور ستونها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با $l_1 = 0.25$ و یا $l_2 = 0.25$ هر کدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستونها در صورت وجود، نیز می شود.

l_1 = طول دهانه، مرکز تا مرکز تکیه گاهها، در امتدادی که لنگرها برای آن محاسبه می شوند، میلی متر

l_2 = طول دهانه، مرکز تا مرکز تکیه گاهها، در امتداد عمود بر امتداد l_1 ، میلی متر

۴۱- دو ستون با مقاطع A و B مفروضند، اگر غیر از آرایش تنگها، سایر مشخصات (بارگذاری، ابعاد، رده بتن، سایز، تعداد و نوع میلگردها، فواصل تنگها و...) کاملاً یکسان باشند. در خصوص مقاومت برشی این دو ستون، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟



- (۱) مقاومت برشی هر دو ستون برابر است.
 (۲) مقاومت برشی ستون B بیش از ستون A می‌باشد.
 (۳) مقاومت برشی ستون A بیش از ستون B می‌باشد.
 (۴) مقاومت برشی هر دو ستون، فقط در بارگذاری‌های غیرلزهای برابر است.

گزینه ۳

$$(A_v)_A = 2\pi r^2 + 2\pi r^2 \sin 45 = 3.4\pi r^2$$

$$(A_v)_B = 3\pi r^2$$

۴۲- چنانچه لاغری حداکثر یک عضو فشاری از C_c به $0.5C_c$ تقلیل یابد، در طراحی به روش تنش مجاز نیروی محوری فشاری قابل تحمل توسط عضو مذکور حدوداً چند برابر خواهد بود؟ C_c لاغری مرزی بین کمانش ارتجاعی و غیرارتجاعی است.

۱) تغییر نمی‌کند

۲) ۱.۵

۳) ۲

گزینه ۴

با فرض $F_y=2400$ ، مقدار C_c حدوداً 130 خواهد بود و داریم:

$$F_{a-1} = \frac{12 \pi^2 E}{23 C_c^2} = 639$$

$$F_{a-2} = \frac{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2}\right)^2}{1.67 + 0.375 \left(\frac{1}{2}\right) - 0.125 \left(\frac{1}{2}\right)^3} \times F_y = 0.475 F_y = 1140$$

$$\left. \begin{array}{l} F_{a-2} = \frac{1140}{639} = 1.78 \\ F_{a-1} \end{array} \right\}$$

۱۰-۱-۴-۲ تنش‌های مجاز

الف) در اعضای تحت اثر فشار محوری، که اجزای مقطع آن محدودیت‌های جدول

۱۰-۱-۲ را برآورده می‌نمایند، اگر لاغری حداکثر $\left(\lambda = \frac{KL}{r}\right)_{\max}$ آن کمتر از

مقدار C_c باشد، تنش مجاز از رابطه (۱۰-۱-۴-۲) تعیین می‌شود:

$$F_a = \frac{1}{F.S.} \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{C_c} \right)^2 \right] F_y \quad (۱۰-۱-۴-۲)$$

$$F.S. = \frac{1}{1.67 + 0.375 \left(\frac{\lambda}{C_c} \right) - 0.125 \left(\frac{\lambda}{C_c} \right)^3}$$

که در آن:

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = \frac{639}{\sqrt{F_y}} \quad \text{یا} \quad \text{SI: } \left[C_c = \frac{2055}{\sqrt{F_y}} \right]^*$$

ب) اگر لاغری حداکثر $\left[\lambda = \frac{KL}{r}\right]_{\max}$ بزرگتر از C_c باشد، تنش فشاری مجاز برای مقطع

کلی عضو تحت اثر فشار محوری از رابطه (۱۰-۱-۴-۳) تعیین می‌شود:

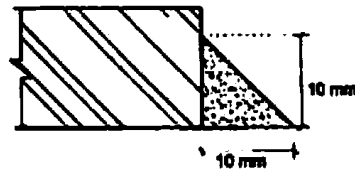
$$F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23 (\lambda)^2} = \frac{105 \times 10^5}{\lambda^2} \quad \text{یا} \quad \text{SI: } \left[F_a = \frac{105 \times 10^4}{\lambda^2} \right]^* \quad (۱۰-۱-۴-۳)$$

$\lambda =$ لاغری حداکثر عضو فشاری

$C_c =$ لاغری مرزی بین کمانش ارتجاعی و غیرارتجاعی

F.S. = ضریب اطمینان

۴۳- در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، مقاومت اسمی جوش گوشه نشان داده شده در شکل برای 10 میلی‌متر طول جوش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید جوشکاری در محل بوده و جوش توسط بازرسی جوش بازرسی چشمی می‌شود. همچنین فرض کنید الکتروود مصرفی از نوع E70 می‌باشد.



- (۱) 13.4 kN
 (۲) 15.6 kN
 (۳) 20.8 kN
 (۴) 22.05 kN

گزینه ۲

$$R_n = 0.75 \times (0.6 \times 490)(10 \times 0.707 \times 10) = 15589 N$$

مقاومت جوش‌ها ۴-۲-۱۰-۲-۱۰

مقاومت طرح جوش مساوی ϕR_n می‌باشد که براساس کوچکترین مقدار به دست آمده از حالت‌های (الف) و (ب) زیر تعیین می‌گردد. ϕ ضریب تقلیل مقاومت طبق جدول ۱۰-۲-۱۰ و R_n مقاومت اسمی جوش است.

الف) مقاومت اسمی جوش، متناسب با مقاومت فلز مادر:

$$R_n = F_{BM} A_{BM} \quad (۲-۱۰-۲-۱۰)$$

ب) مقاومت اسمی جوش، براساس حالات حدی گسیختگی کششی، برشی و یا تسلیم فلز جوش:

$$R_n = \beta F_w A_w \quad (۳-۱۰-۲-۱۰)$$

که در آن:

$$R_n = \text{مقاومت اسمی جوش}$$

$$\phi = \text{ضریب تقلیل مقاومت که در جدول ۱۰-۲-۱۰-۳-۱۰ ارایه شده است.}$$

$$F_{BM} = \text{مقاومت اسمی فلز مادر که در جدول ۱۰-۲-۱۰-۳-۱۰ ارایه شده است.}$$

$$A_{BM} = \text{سطح مقطع عرضی فلز مادر}$$

$$F_w = \text{مقاومت اسمی فلز الکتروود که در جدول ۱۰-۲-۱۰-۳-۱۰ ارایه شده است.}$$

$$A_w = \text{سطح مقطع مؤثر جوش}$$

$$\beta = \text{ضریب بازرسی جوش به شرح زیر:}$$

۱. در صورت انجام آزمایش‌های غیرمخرب نظیر رادیوگرافی و التراسونیک (فراصوتی): $\beta = 1$

۲. در صورت انجام جوش در کارخانه (و یا شرایط مشابه) و بازرسی چشمی جوش توسط بازرسی جوش: $\beta = 0.85$

۳. در صورت انجام جوش در محل و بازرسی چشمی جوش توسط بازرسی جوش: $\beta = 0.75$

۴۴ - چنانچه در یک اتصال پیچی از نوع اتکایی، تنش برشی ناشی از بارهای ضریب‌دار ۴۰ درصد تنش برشی اسمی پیچ باشد، در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، حداکثر تنش کششی اسمی پیچ حدوداً چقدر می‌تواند در نظر گرفته شود؟ فرض کنید پیچ‌ها از نوع پرمقاومت با تنش کششی نهایی F_u و تنش تسلیم F_y و سطح برش از قسمت دندان‌ده شده می‌گذرد.

$$\begin{array}{ll} 0.75 F_u & (۱) \\ 0.6 F_u & (۲) \\ 0.7 F_u & (۳) \\ 0.78 F_u & (۴) \end{array}$$

گزینه ۲.

$$F'_{nv} = 0.78F_u \left(1.3 - \frac{0.4F_{nv}}{0.75F_{nv}} \right) = 0.6F_u$$

۱۰-۲-۱۰-۳ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی

مقاومت طرح، ϕR_n ، پیچ یا پرچی که تحت اثر مشترک کشش و برش قرار دارد، به‌دلیل همزمانی تأثیر کشش و برش در اتصال، با استفاده از رابطه اندرکنش زیر تعیین می‌گردد:

$$\phi R_{nt} = \phi F'_{nt} A_b \quad (۱۰-۲-۱۰-۶)$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \left(1 - \frac{f_v}{\phi F_{nv}} \right) \leq F_{nt} \quad (۱۰-۲-۱۰-۷)$$

$$\phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_b \quad (۱۰-۲-۱۰-۸)$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left(1 - \frac{f_t}{\phi F_{nt}} \right) \leq F_{nv} \quad (۱۰-۲-۱۰-۹)$$

که در آن:

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

F_{nt} = تنش کششی اسمی مطابق جدول (۱۰-۲-۱۰-۷) وقتی که نیروی کششی به‌تنهایی عمل نماید.

F_{nv} = تنش برشی اسمی مطابق جدول (۱۰-۲-۱۰-۷) وقتی که نیروی برشی به‌تنهایی عمل نماید.

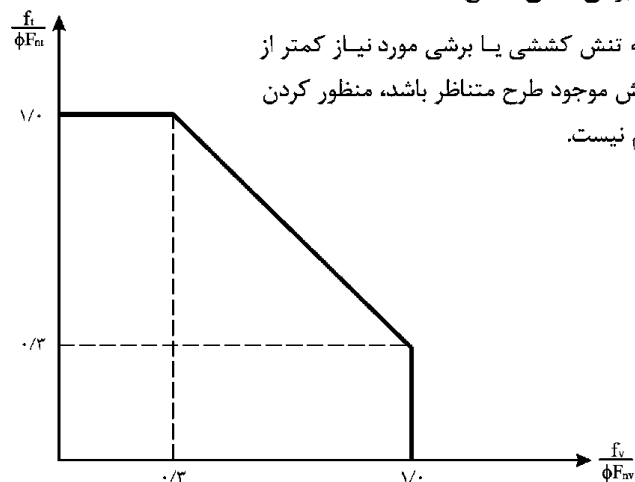
f_v = تنش برشی ناشی از بارهای ضریب‌دار

f_t = تنش کششی ناشی از بارهای ضریب‌دار

A_b = سطح مقطع اسمی تنه پیچ (مقطع دندان‌ده نشده)

F'_{nt} = تنش کششی اسمی اصلاح شده

F'_{nv} = تنش برشی اسمی اصلاح شده



در مواردی که تنش کششی یا برشی مورد نیاز کمتر از ۲۰ درصد تنش موجود طرح متناظر باشد، منظور کردن اندرکنش لازم نیست.

۴۵- در یک ساختمان فولادی با سیستم سازه‌ای در یک جهت قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط و در جهت دیگر از نوع قاب ساختمانی ساده + مهاربند همگرا، نیروهای ناشی از حالت‌های بارگذاری مرده، زنده و زلزله به شرح زیر محاسبه گردیده است.

$$P_D = 900 \text{ kN} \quad , \quad P_L = 500 \text{ kN} \quad \text{و} \quad P_E = 1500 \text{ kN}$$

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، حداقل مقاومت محوری فشاری مورد نیاز برای ستون مذکور چقدر باید در نظر گرفته شود؟

$$5100 \text{ kN (۱)} \quad 3300 \text{ kN (۲)} \quad 6540 \text{ kN (۳)} \quad 4200 \text{ kN (۴)}$$

گزینه ۴.

ستونهایی که جزئی از دو سیستم باربر جانبی هستند باید بر اساس ترکیبی از نیروی زلزله در یک راستا همراه با ۳۰ درصد نیروی زلزله در راستای دیگر طراحی شوند. بنابراین نیروی $PE=1500\text{kN}$ در واقع تحت اثر $Ex+0.3Ey$ و یا $Ey+0.3Ex$ حاصل شده است.

برای روشن شدن مساله اگر فرض کنیم زلزله جهت بادنبدی شده برابر 1000 kN و جهت قاب خمشی برابر 500 kN باشد:

$$(P_E = P_{Ex} + P_{Ey} = 1000 + 500 = 1500).$$

در این صورت مراحل زیر باید طی شود:

کنترل ترکیب بار عادی:

$$900 + 1.2 \times 500 + 1.2 \times 1500 = 3300$$

کنترل ترکیب بار لرزه ای:

$$900 + 1.2 \times 500 + 1.2 \times (2 \times 1000 + 2.8 \times 500) = 5580 \text{ kN}$$

که پاسخ 5580 kN خواهد بود.

دقت شود که کنترل ترکیب بار فوق تنها برای ستونهایی که نسبت $\frac{P_u}{\phi P_n} > 0.4$ برقرار است، الزامی می باشد. در صورتی که این شرط برقرار نباشد به این معنی است که

$$P_n > \frac{3300}{0.4 \times 0.9} = 9166 \text{ kN}$$

مقاومت محوری ستون 9166 kN می باشد که با توجه به اینکه حداقل مقاومت محوری مد نظر است حاکم نخواهد بود.

بسته به اینکه چه درصدی از نیروی PE مربوط به نیروی زلزله راستای قاب خمشی باشد و یا بادنبدی شده، پاسخهای بیشماری بدست می آید و بنابراین سوال با اطلاعات داده شده غیرقابل حل است.

ضریب Ω برای جهت بادنبدی شده برابر ۲ و در جهت قاب خمشی برابر ۲/۸ می باشد. یعنی در ستونهایی که جزئی از دو سیستم باربر جانبی هستند، نیروی زلزله حاصل از هر جهت باید به ضریب Ω مربوط به همان جهت ضرب شود و سپس با هم جمع شوند.

در کلید اولیه اعلام شده از طرف سازمان گزینه ۳ انتخاب شده است که احتمالاً طراح نیروی زلزله ۳۰ درصد را منظور نکرده و فرض کرده که نیروی زلزله در راستای قاب خمشی بوده و بنابراین روابط فوق به صورت زیر در نظر گرفته شده اند:

کنترل ترکیب بار عادی:

$$900 + 1.2 \times 500 + 1.2 \times 1500 = 3300$$

کنترل ترکیب بار لرزه ای:

$$900 + 1.2 \times 500 + 1.2 \times (2.8 \times 1500) = 6540 \text{ kN}$$

در اصلاحیه کلید نهایی گزینه های ۱ و ۳ به عنوان پاسخ انتخاب شده اند.

۱۰- ۳- ۶ الزامات عمومی طراحی ستون‌ها و کف ستون‌ها

۱۰- ۳- ۱ مقاومت ستون‌ها

ستون‌ها باید علاوه بر تأمین الزامات فصول ۱۰- ۱ یا ۱۰- ۲، در مواردی که بار محوری آنها بدون منظور کردن ترکیب بارگذاری زلزله تشدید یافته، از حد تعیین شده در زیر تجاوز نماید، ضوابط بندهای (الف) و (ب) را ارضا نمایند.

- در طراحی به روش تنش مجاز

$$f_u / F_u > 0.4$$

- در طراحی به روش حالات حدی

$$P_u / \phi_c P_n > 0.4$$

بعلاوه ستون‌ها باید شرایط ویژه عنوان شده برای آنها در هریک از سیستم‌های بندهای ۱۰- ۳- ۱ یا ۱۰- ۳- ۲ را رعایت نمایند.

الف - ظرفیت بار محوری ستون در فشار یا کشش، بدون در نظر گرفتن لنگر خمشی وارد بر آن، نباید کمتر از بار محوری تعیین شده در ترکیب بارگذاری زلزله تشدید یافته باشد. در این ترکیب رابطه بار محوری به صورت زیر نوشته می‌شود:

۲- در طراحی به روش حالات حدی

- در فشار محوری:

$$P_D + 1/2 P_L + 1/2 \Omega_e P_E \leq \phi_c P_{nc} \quad (۱۰- ۳- ۴)$$

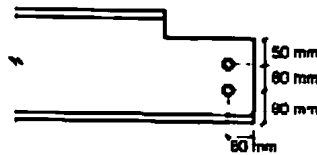
- در کشش محوری:

$$0.75 P_D + 1/2 \Omega_e P_E \leq \phi_t P_{nt} \quad (۱۰- ۳- ۵)$$

جدول ۱۰- ۲- ۲ ترکیب‌های بارگذاری در ساختمان‌های متعارف در حالت حدی نهایی

ردیف	شرایط	ترکیب بار
۱	ترکیب بار مینا ^۱ (مرده + بهره‌برداری)	$1/4 D$ $1/2 D + 1/5 E_L$
۲	ترکیب بار مرده، بهره‌برداری و زلزله یا باد	$D + 1/2 L + 1/2 (E \text{ یا } W)$ $-0.85 D + 1/6 (E \text{ یا } W)$
۳	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و فشار خاک یا آب	$1/25 (D + F) + 1/5 (L + H)$ $-0.85 D + 1/25 F + 1/5 H$
۴	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و آثار حرارتی، جمع‌شدگی، و نشست تکیه‌گاهها	$D + 1/20 L + T$ $1/25 D + 1/25 T$

۴۶- مقاومت طراحی برش قالبی تیر نشان داده شده در شکل زیر در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۲۰ mm - قطر سوراخ

۱۰ mm - ضخامت جان تیر

St37 - نوع فولاد

$F_y = 240 \text{ MPa}$

$F_u = 370 \text{ MPa}$

۳۹۵ kN (۲)

۳۳۵ kN (۱)

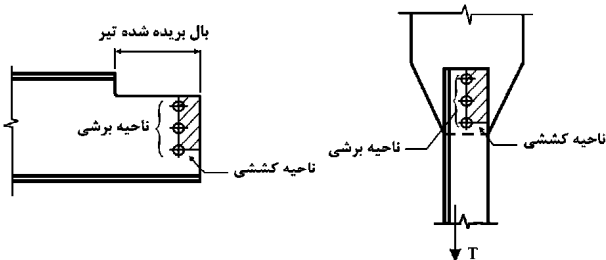
۲۹۵ kN (۴)

۵۲۵ kN (۳)

گزینه ۱

$$V = \text{Min} \left(\begin{array}{l} 0.75 \times [0.6 \times 370 \times (130 - 1.5 \times 20)(10) + 1 \times 370 \times (80 - 0.5 \times 20)(10)] = 360750 \\ 0.75 \times [0.6 \times 240 \times (130)(10) + 1 \times 370 \times (80 - 0.5 \times 20)(10)] = 334650 \end{array} \right)$$

۱۰-۲-۱۰-۴-۴ مقاومت برش قالبی



در اتصال انتهای تیرها که قسمتی از بال فوقانی تیر زبانه شده است، یا در اتصال اعضای کششی و یا در ورق‌های اتصال انتهایی خرابها و مهاربندها و 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 ماربر وسیله اتصال و کشش در مقطع عمود بر آن خرابی اتفاق افتد (شکل‌های ۱۰-۲-۱۰-۱۱ و ۱۲)، مقاومت برش قالبی، ϕR_n ، از مجموع مقاومت

برشی در روی سطح ماربر وسیله اتصال و مقاومت کششی در سطح عمود بر آن به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (10-2-10-11)$$

که در آن:

$$A_{gv} = \text{سطح مقطع کلی تحت برش}$$

$$A_{nt} = \text{سطح مقطع خالص تحت کشش}$$

$$A_{nv} = \text{سطح مقطع خالص تحت برش}$$

$$F_u = \text{مقاومت کششی فولاد}$$

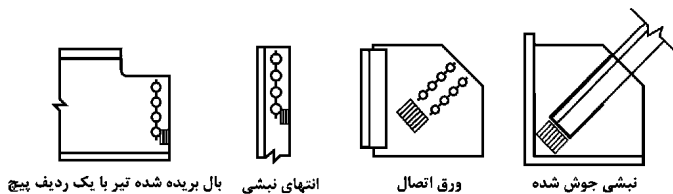
$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

$$U_{bs} = \text{ضریب توزیع تنش که برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو}$$

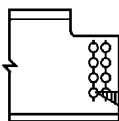
مقدار آن مساوی یک و برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو

مقدار آن مساوی ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود، (شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۲).

شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۱ سطوح گسیختگی در برش قالبی.



(a) حالت‌هایی که در آنها $U_{bs} = 1.0$ در نظر گرفته می‌شود

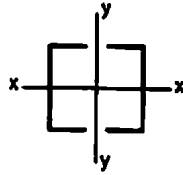


بال بریده شده تیر با دو ردیف پیچ

(b) حالتی که در آن $U_{bs} = 0.5$ در نظر گرفته می‌شود

شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۲ توزیع تنش کششی در برش قالبی.

۴۷- در صورتیکه طول اعضاء مهاربند ضربدری در یک سیستم مهاربند لرزه‌ای برابر 6 متر باشد مقطع مرکب نشان داده شده در شکل زیر باید حداقل دارای چه شعاع‌های زیراسیونی باشد؟ (محور x عمود بر صفحه مهاربند) ($F_y = 240 \text{ MPa}$)



$$(1) \quad r_x > 2.4 \quad \text{و} \quad r_y > 3.4$$

$$(2) \quad r_x > 3.4 \quad \text{و} \quad r_y > 3.4$$

$$(3) \quad r_x > 2.1 \quad \text{و} \quad r_y > 2.1$$

$$(4) \quad r_x > 1.5 \quad \text{و} \quad r_y > 2.1$$

گزینه ؟

در قاب های مهاربند همگرای ویژه رعایت بند زیر الزامی می باشد:

۱۰-۳-۲-۹-۳-۲-۱۰ لاغری اعضاء قطری

الف - لاغری عضو قطری فشاری، $\frac{KL}{r}$ ، نباید از $\left(4/23 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right)$ تجاوز نماید. لاغری

قطری‌ها را در قاب‌هایی که ستون‌های آنها قادر به تحمل بار منتقل شده‌ای معادل،

$1/15$ در طراحی حالات حدی و $1/15$ در طراحی تنش‌های مجاز، برابر مقاومت‌های

اسمی مهاربندها باشند، می‌توان برابر عددی بین مقدار عنوان شده و ۲۰۰ در نظر گرفت.

اگر معیار $125 = 4.23 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ را در نظر بگیریم گزینه ۱ پاسخ خواهد بود:

$$\frac{0.5 \times 600}{r_x} < 125 \rightarrow r_x > 2.4$$

$$\frac{0.7 \times 600}{r_y} < 125 \rightarrow r_y > 3.36$$

در قابهای مهاربند همگرای معمولی نیازی به رعایت بند فوق نمی باشد و لاغری حداکثر بادبندها (با فرض اینکه هم در فشار کار می کنند و هم در کشش) برابر ۲۰۰ می باشد. که در این صورت گزینه ۴ پاسخ خواهد بود. بنابراین بسته به اینکه سیستم همگرای معمولی باشد یا ویژه، هر دو گزینه ۱ و ۴ پاسخ هستند.

لازم به یاد آوری است که در چاپ های قدیمی تر ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ برای تمامی سیستم های لرزه بر (چه ویژه و چه معمولی) رعایت بند زیر الزامی بود. شکل زیر قسمتی از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ می باشد که در ویرایش های جدید حذف شده است و قابل استناد نیست. با توجه به اینکه کلید اولیه سازمان گزینه ۱ را به عنوان پاسخ اعلام کرده است، احتمالاً طراح واقف نبوده که این بخش از استاندارد ۲۸۰۰ حذف شده است:

۸- قابهای مهاربندی شده

۸-۱- کلیات

کلید قابهای مهاربندی شده هم محور مشمول مقررات این قسمت‌اند. آن دسته از اعضای این قابها که از طریق رفتار برشی و یا خمشی نیروهای زلزله را تحمل می‌نمایند، باید مطابق با مقررات قسمت ۷ طراحی گردند. به استثنای وضعیت ذکر شده در بند ۸-۳، قابهای مهاربندی برون محور لازم است مطابق مقررات ویژه مندرج در آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شود.

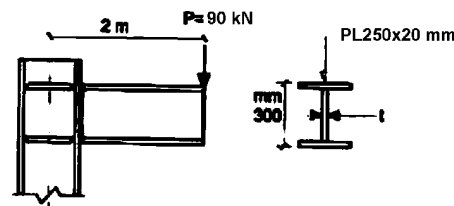
۸-۲- اعضاء مهاربندی

الف: لاغری

لاغری اعضاء بادبند نباید از $6025 / \sqrt{F_y}$ تجاوز نماید، مگر در حالت‌های اجازه داده شده در بخشهای ۸-۵ و ۸-۶

در اصلاحیه کلید نهایی سازمان این تست حذف شده است.

۴۸- بخشی از یک سازه فولادی شامل یک ستون و تیر طره‌ای متصل به آن که برای حمل بار زنده متمرکز 90 kN طراحی شده. در شکل مقابل نشان داده شده است. در طراحی به روش تنش مجاز، چشمه اتصال باید برای چه مقدار نیروی برشی مورد کنترل قرار گیرد؟ مشخصات مقطع برای تیر و ستون را یکسان و مطابق شکل در نظر گرفته و از وزن سازه صرف‌نظر نمایید.



- 166.5 kN (۱)
555 kN (۲)
45 kN (۳)
90 kN (۴)

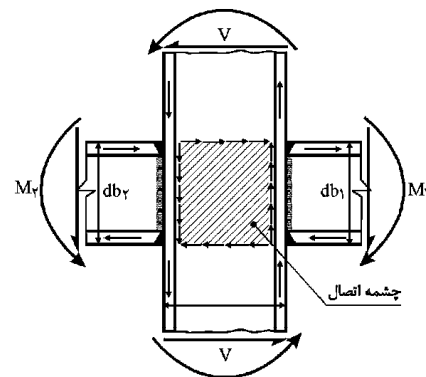
گزینه ۲.

$$M = 90 \times (2 - 0.15) = 166.5 \text{ kN.m}$$

$$V_P = \frac{M}{d} = \frac{166.5}{0.3} = 555 \text{ kN}$$

۱-۱-۱۱-۲ چشمه اتصال

۱-۱-۱۱-۲-۱ چشمه اتصال، ناحیه‌ای از جان یا جان‌های ستون است که محصور بین امتداد بال‌های بالایی و پایینی تیرهای متصل به دو وجه ستون و بال‌های ستون می‌باشد.



شکل ۱-۱-۱۱-۲ ناحیه چشمه اتصال.

۱-۱-۱۱-۲-۲ برش مورد نیاز چشمه اتصال

چشمه اتصال باید توانایی تحمل برش نظیر نیروهای کششی و فشاری در بال‌ها، حاصل از لنگرهای حداکثر ناشی از زلزله در تراز سرویس را داشته باشد. این برش از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$V_p = \frac{M_1}{d_{b1}} + \frac{M_2}{d_{b2}} - V$$

M_1 و M_2 = به ترتیب لنگر انتهایی تیرهای سمت چپ و راست حاصل از بارگذاری

قائم و جانبی

V = برش انتهایی ستون فوقانی

۴۹- یک تیر دوسر ساده با مقطع مختلط و با عملکرد مختلط کامل شامل دال بتنی به ضخامت 120 میلی‌متر و تیرهای فولادی IPE220 ($A=33.4 \text{ cm}^2$) به فواصل 2.5 متر و طول 6 متر مفروض است. در طراحی به روش تنش مجاز، برشگیرهای واقع در حدفاصل نقطه حداکثر لنگر خمشی و تکیه‌گاه باید حدوداً برای چه نیروی برشی افقی طراحی شوند؟ فرض کنید بتن از رده C25 و فولاد از نوع St37 است.

1915 kN (۲)

3200 kN (۱)

400 kN (۴)

800 kN (۳)

گزینه ۴

$$V_h = \frac{0.85 \times 25 \times \left(\frac{6000}{8} \times 120\right)}{2} + F_{yr} A_s' > 956250 \left. \vphantom{V_h} \right\} V_h = 400 \text{ kN}$$

$$V_h = \frac{240 \times 3340}{2} = 400800$$

برشگیرها ۴-۹-۱-۱۰

محاسبات برشگیر ۱-۴-۹-۱-۱۰

به‌استثنای تیرهای مختلط مدفون طبق بند ۱۰-۹-۱-۱ الف، برش افقی در محل تماس تیر فولادی و دال بتنی باید توسط برشگیرها که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و داخل بتن فرو رفته‌اند، حمل گردد. برای عملکرد مختلط کامل با بتنی که تحت فشار خمشی می‌باشد، برش افقی کل که باید بین نقطه حداکثر لنگر خمشی و نقطه لنگر صفر حمل گردد، مساوی با کوچکترین مقدار به‌دست آمده از دو رابطه زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$V_h = \frac{0.85 f_c A_c}{\gamma} + \frac{F_{yr} A_s'}{\gamma} \quad (۲-۹-۱-۱۰)$$

و

$$V_h = \frac{F_y A_s}{\gamma} \quad (۳-۹-۱-۱۰)$$

که در آن:

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن (kg/cm^2) یا (N/mm^2) .

A_c = مساحت واقعی سطح مؤثر بتنی طبق تعریف بند ۱۰-۹-۱-۱ (cm^2) یا (mm^2) .

A_s = سطح مقطع تیر فولادی (cm^2) یا (mm^2) .

F_y = تنش تسلیم نیمرخ فولادی (kg/cm^2) یا (N/mm^2) .

A_s' = سطح مقطع آرماتور موجود در ناحیه عرض مؤثر که در محاسبات مشخصات

هندسی مقطع منظور شده (cm^2) یا (mm^2) .

F_{yr} = تنش تسلیم حداقل مقرر آرماتور (kg/cm^2) یا (N/mm^2) .

عرض مؤثر و حداقل ضخامت دال بتنی

عرض مؤثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به‌صورت مختلط عمل می‌نماید، نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود:

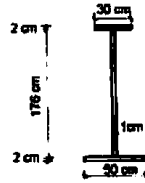
الف) یک‌هشتم دهانه محور به‌محور تیر.

ب) نصف فاصله مرکز به‌مرکز تیرهای مجاور.

پ) فاصله محور تیر تا لبه بتن.

حداقل ضخامت دال بتنی، ۸۰ میلی‌متر مقرر می‌گردد.

۵۰- تیرورق مقابل در یک دهانه ساده 8 متری استفاده شده است. در صورتیکه هیچ سخت‌کننده‌ای در جان تیرورق غیر از محل تکیه‌گاهها قرار داده نشده باشد. در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، مقاومت طراحی برشی مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ $F_y = 240 \text{ MPa}$



- 2280 kN (۱)
540 kN (۲)
485 kN (۳)
740 kN (۴)

گزینه ۳

$$K_V = 5$$

$$\left. \frac{h}{t_w} = 176 > 1.37 \sqrt{5 \times \frac{E}{F_y}} \right\} C_V = \frac{1.51 \times 205000 \times 5}{176^2 \times 240} = 0.208$$

$$V_n = 0.6 \times 240 \times 1760 \times 10 \times 0.203 = 474440 \text{ N} = 474 \text{ kN}$$

۱۰-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی، V_n ، مقاطع با جان سخت‌نشده و سخت‌شده براساس حالت حدی تسلیم برشی و کمانش برشی به‌صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_V \quad (۱-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

A_w = مساحت اسمی جان که در نیمرخ‌های نوردشده به‌صورت حاصل ضرب ارتفاع کلی

مقطع، d ، در ضخامت جان، t_w ، تعریف می‌شود. در تیرورق‌ها مساوی مساحت ورق جان می‌باشد.

C_V = نسبت تنش کمانش برشی جان به تنش تسلیم برشی فولاد جان می‌باشد و از روابط زیر به‌دست می‌آید.

الف) برای جان مقطع I شکل نوردشده و با نسبت $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ، C_V از رابطه زیر

محاسبه می‌شود:

$$\phi_v = 1$$

$$C_V = 1$$

$$(۲-۶-۲-۱۰)$$

ب) برای جان سایر مقاطع به‌استثنای مقاطع لوله‌ای، C_V از روابط زیر محاسبه می‌شود:

ب-۱) در صورتی که $\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$ باشد:

$$C_V = 1$$

$$(۳-۶-۲-۱۰)$$

ب-۲) در صورتی که $\frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$ باشد:

$$C_V = \frac{1.1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \quad (۴-۶-۲-۱۰)$$

ب-۳) در صورتی که $\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$ باشد:

$$C_V = \frac{1.51 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \quad (۵-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق، K_V ضریب کمانش برشی ورق جان بوده و از روابط زیر به‌دست می‌آید:

۱. برای جان بدون سخت‌کننده عرضی با $\frac{h}{t_w} < 2.60$ ، $K_V = 5$ می‌باشد. به‌استثنای جان مقاطع سپری که در آن $K_V = 1/2$ است.

۵۲- تسمه‌ای به طول آزاد ۱ متر تحت اثر نیروی کششی ۷۰ kN قرار دارد. اگر پهنای تسمه ۵۰ mm و تنش تسلیم فولاد ۲۴۰ MPa باشد، در طراحی به روش تنش مجاز، حداقل ضخامت لازم برای تسمه به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

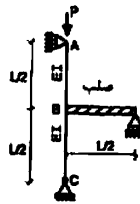
- ۱) ۱۵ mm
۲) ۱۲ mm
۳) ۱۰ mm
۴) ۸ mm
- گزینه ۲

$$70000 < 0.6F_y \times 50 \times t \rightarrow t > 9.72 \text{ mm}$$

کنترل لاغری:

$$\frac{L}{r} < 300 \rightarrow \frac{1000}{0.3t} < 300 \rightarrow t > 11 \text{ mm}$$

۵۳- در سازه نشان داده شده در شکل، ضریب طول مؤثر ستون AB به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



- ۱) ۴
۲) ۱
۳) ۲
۴) ۰.۵

گزینه ۳

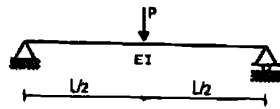
ستون AB یک ستون یک سر گیردار - یک سر مفصل می باشد و بدون مهار جانبی می باشد و ضریب طول مؤثر $K=2$ می باشد.

$$L_e = K \left(\frac{L}{2} \right) = 2 \left(\frac{L}{2} \right) = L$$

طول مؤثر ستون AB برابر است با: L

در کلید اولیه سازمان به اشتباه گزینه ۲ به عنوان پاسخ انتخاب شده بود ولی در اصلاحیه کلید نهایی گزینه ۳ به عنوان گزینه صحیح انتخاب شده است.

۵۴- در یک تیر دو سر ساده به طول دهانه L تحت اثر بار متمرکز P با مقطع غیرفشرده ولی دارای تکیه‌گاه جانبی کافی، چنانچه ارتفاع کلی مقطع تیر برابر h باشد، در طراحی به روش تنش مجاز به ازای کدامیک از روابط زیر تأثیر معیارهای طراحی خمش و کنترل خیز دقیقاً با هم برابر است؟ فرض کنید برش تعیین‌کننده نبوده و P مجموع بارهای مرده و زنده است.



$$h = \left(24 \frac{F_y}{E}\right) L \quad (۱)$$

$$h = \left(96 \frac{F_y}{E}\right) L \quad (۲)$$

$$h = \left(12 \frac{F_y}{E}\right) L \quad (۳)$$

$$h = \left(48 \frac{F_y}{E}\right) L \quad (۴)$$

گزینه ۱

$$\frac{\left(\frac{PL}{4}\right)\frac{h}{2}}{I} < 0.6F_y$$

رابطه مقاومت:

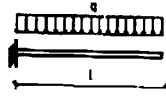
$$\frac{PL^3}{48EI} < \frac{L}{240}$$

رابطه خیز:

$$\frac{\left(\frac{PL}{4}\right)\frac{h}{2}}{\frac{PL^3}{48EI}} < \frac{0.6F_y}{\frac{L}{240}} \rightarrow h < \frac{24F_y L}{E}$$

تقسیم این دو بر هم:

۵۵- در یک تیر طره‌ای به طول دهانه L تحت اثر بار یکنواخت q با مقطع غیرفشرده ولی دارای تکیه‌گاه جانبی کافی، چنانچه مدول الاستیک مقطع برابر S و سطح مقطع جان A_w (حاصل ضرب ارتفاع کلی مقطع در ضخامت جان) برابر A_w و $50 < \frac{h}{i_w}$ باشد، در طراحی به روش تنش مجاز به ازای کدامیک از روابط زیر تأثیر معیارهای طراحی خمش و برش دقیقاً با هم برابر است؟



$$L = 2 \frac{S}{A_w} \quad (۱)$$

$$L = 3 \frac{S}{A_w} \quad (۲)$$

$$L = \frac{2}{3} \frac{S}{A_w} \quad (۳)$$

$$L = \frac{3}{2} \frac{S}{A_w} \quad (۴)$$

گزینه ۲

$$\left(\frac{qL^2}{2}\right) < 0.6F_y S$$

کنترل خمش:

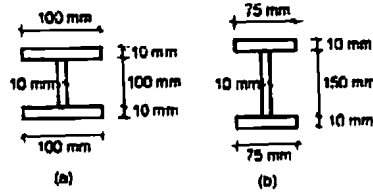
$$qL < 0.4F_y A_w$$

کنترل برش:

$$\frac{\left(\frac{qL^2}{2}\right)}{qL} = \frac{0.6F_y S}{0.4F_y A_w} \rightarrow L = \frac{3S}{A_w}$$

تقسیم این دو بر هم:

۵۶- برای یک ستون دو سر ساده به طول L و بدون تکیه‌گاه جانبی در طول که فقط تحت اثر بار محوری فشاری قرار دارد، مقاطع (a) و (b) پیشنهاد شده است. در خصوص این ستون کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟



- ۱) با اطلاعات مسئله نمی‌توان میزان ظرفیت محوری فشاری ستونهای با مقاطع (a) و (b) را با هم مقایسه نمود.
- ۲) ظرفیت محوری فشاری ستون با مقطع (a) کمتر از ظرفیت محوری فشاری ستون با مقطع (b) است.
- ۳) ظرفیت محوری فشاری هر دو مقطع یکسان است.
- ۴) ظرفیت محوری فشاری ستون با مقطع (a) بیش از ظرفیت محوری فشاری ستون با مقطع (b) است.

گزینه ۴

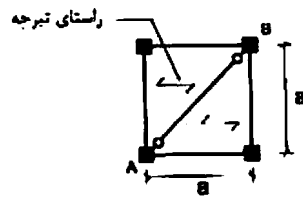
مقاومت ستونها به لاغری آنها $\left(\frac{KL}{r}\right)$ بستگی دارد. از آنجا که ضریب K و L برای هر دو جهت ستونها یکی می باشد، تنها معیار تعیین کننده شعاع ژیراسیون ستونها می باشد و از آنجا که سطح مقطع ستونها یکی می باشد، شعاع ژیراسیون بستگی به ممان اینرسی مقطع خواهد داشت.

$$I_{min-a} \cong 2 \left(\frac{10 \times 100^3}{12} \right) \quad \left. \vphantom{I_{min-a}} \right\} I_a > I_b \quad \rightarrow \quad r_a > r_b \quad \rightarrow \quad \left(\frac{KL}{r} \right)_a < \left(\frac{KL}{r} \right)_b$$

$$I_{min-b} \cong 2 \left(\frac{10 \times 75^3}{12} \right)$$

ستون b لاغرتر بوده و ضعیف تر است.

۵۷- در صورتی که مجموع شدت بارهای مرده و زنده در واحد سطح برابر q فرض شود، در طراحی به روش تنش مجاز تیر دو سر مفصل AB باید حداقل برای چه لنگر خمشی طراحی شود؟



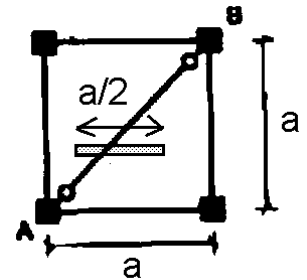
$$\begin{aligned} & \frac{qa^3}{8\sqrt{2}} \quad (۱) \\ & \frac{\sqrt{2}}{8} qa^3 \quad (۲) \\ & \frac{1}{8} qa^3 \quad (۳) \\ & \frac{\sqrt{2}}{4} qa^3 \quad (۴) \end{aligned}$$

گزینه ۱

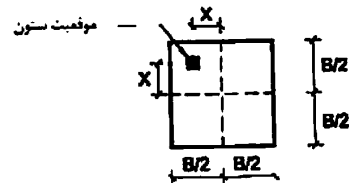
سطح بارگیر تیر AB مطابق شکل یک مقدار ثابتی می باشد ($a/2$). از کل بار سقف نصف آن به تیر مایل می رسد. کل بار سقف وارد

بر تیر AB برابر $\frac{qa^2}{2}$ می باشد. بنابراین بار گسترده وارد بر تیر AB برابر $\frac{qa}{2\sqrt{2}} = \frac{qa}{2}$ می باشد و لنگر وارد بر آن برابر است با:

$$\frac{\left(\frac{qa}{2\sqrt{2}}\right) (a\sqrt{2})^2}{8} = \frac{qa^3}{8\sqrt{2}}$$



۵۸- در شکل مقابل پلان یک پی منفرد و موقعیت یک ستون با بار محوری فشاری P نمایش داده شده است. حداکثر خروج از مرکزیت X را طوری تعیین نمایید که در هیچ نقطه‌ای از زیر پی تنش کششی ایجاد نشود؟ (فرض کنید وزن پی در مقابل بار محوری فشاری P ناچیز است).

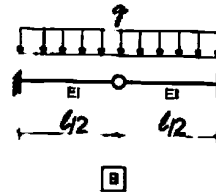
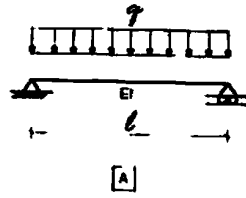


- $\frac{B}{6}$ (۱)
 $\frac{B}{4}$ (۲)
 $\frac{B}{12}$ (۳)
 $\frac{B}{3}$ (۴)

گزینه ۳.

$$\sigma = \frac{-P}{B^2} + \frac{6(PX)}{B^3} + \frac{6(PX)}{B^3} = 0 \rightarrow X = \frac{B}{12}$$

۵۹- در خصوص تیرهای نشان داده شده در شکل، کدامیک از عبارات زیر صحیح نمی باشد؟



- (۱) خیز ماکزیمم هر دو تیر یکسان است.
 (۲) برش ماکزیمم هر دو تیر یکسان است.
 (۳) لنگر ماکزیمم هر دو تیر یکسان است.
 (۴) برش هر دو تیر در محل تکیه گاه یکسان است.

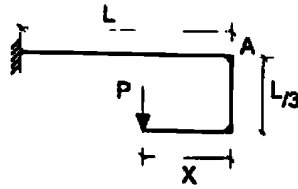
گزینه ۱

$$\left. \begin{aligned} \Delta_A &= \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \\ \Delta_B &= \frac{1}{8} \frac{q \left(\frac{L}{2}\right)^4}{EI} = \frac{1}{128} \frac{qL^4}{EI} \end{aligned} \right\} \Delta_A > \Delta_B$$

$$\left. \begin{aligned} V_A &= \frac{qL}{2} \\ V_B &= \frac{qL}{2} \end{aligned} \right\} V_A = V_B$$

$$\left. \begin{aligned} M_A &= \frac{qL^2}{8} \\ V_B &= \frac{q(L/2)^2}{2} = \frac{qL^2}{8} \end{aligned} \right\} M_A = M_B$$

۶۰- در سازه نشان داده شده، مقدار X چقدر باشد تا تغییر مکان قائم نقطه A برابر صفر باشد؟



$$\frac{1}{2}L \quad (۱)$$

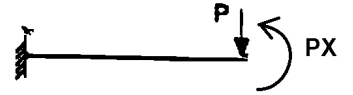
$$\frac{3}{4}L \quad (۲)$$

$$\frac{1}{3}L \quad (۳)$$

$$\frac{2}{3}L \quad (۴)$$

گزینه ۴

$$\frac{PL^3}{3EI} - \frac{(PX)L^2}{2EI} = 0 \rightarrow X = \frac{2L}{3}$$



نظرات اصلاحی و سوالات خود را می توانید از طریق hoseinzadeh.m@gmail.com بیان نمایید.

حسین زاده اصل

عضو هیات علمی دانشگاه تبریز

www.hoseinzadeh.info