



پاسخ نامه آزمون محاسبات

مرداد ۱۴۰۳

تهیه کنندگان:

دکتر میثم مظلوم

دکتر رامین منصوری

مهندس محمد سلمان

سبزسازه

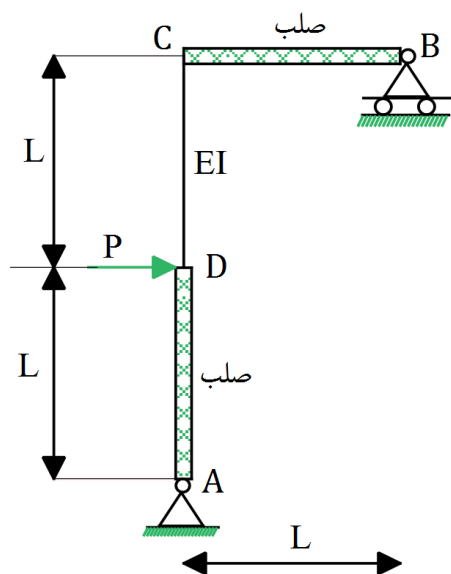


sabzsaze.com

رشد درآمد و مهارت در عمران

آزمون محاسبات نظام مهندسی	
تعداد سوالات	۶۰

۱- در سازه شکل زیر حداکثر جابه جایی افقی تکیه گاه نقطه B مطابق با کدام یک از مقادیر زیر است؟ از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود.



(۱) $\frac{PL^3}{3EI}$

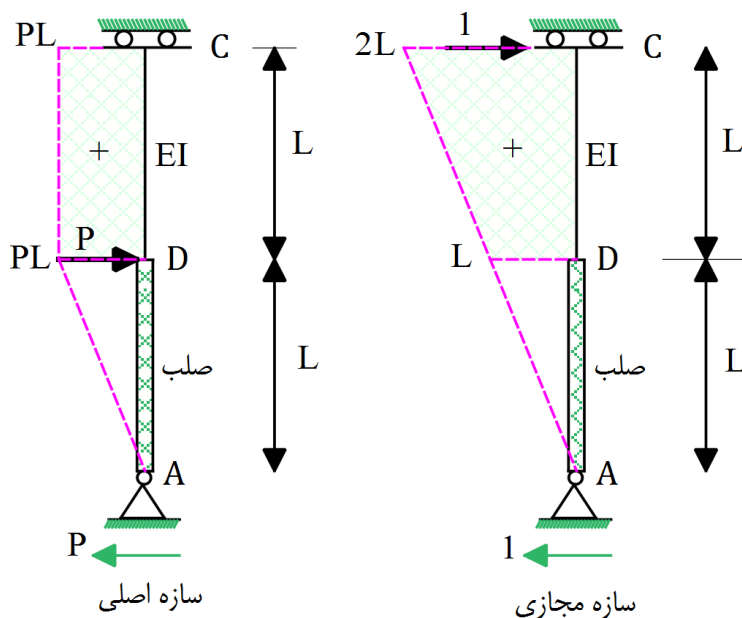
(۲) $\frac{PL^3}{2EI}$

(۳) $\frac{2PL^3}{3EI}$

(۴) $\frac{3PL^3}{2EI}$

سطح سوال آسان

حل: با توجه به برابر بودن تغییر مکان افقی نقطه B و C با حذف قسمت BC و در نظر گرفتن تکیه گاه لغزنده گیردار در نقطه C و همچنین طبق روش کار مجازی داریم:





$$\Delta_{Cx} = \Delta_{Bx} = \frac{PL * 2L * L}{2EI} + \frac{PL * L * L}{2EI} = \frac{3PL^3}{2EI}$$

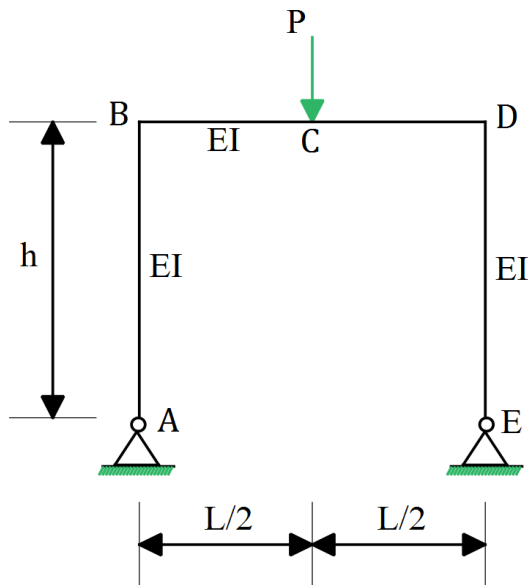
پاسخ سوال گزینه (۴)



سبزسازه



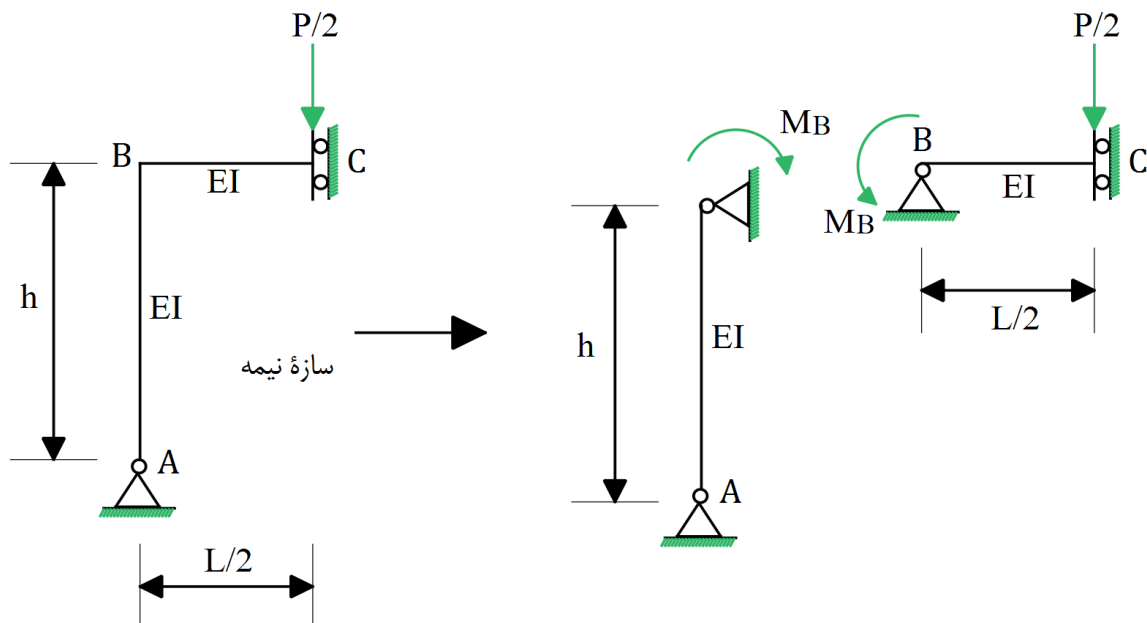
۲- در سازه شکل زیر، به ازای چه مقدار $\frac{L}{h}$ مقدار لنگر خمشی مثبت حداکثر تیر دو برابر مقدار لنگر خمشی منفی حداکثر در تیر خواهد بود؟ از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود. صلبیت خمشی تمامی اعضا یکسان و برابر EI است. لنگر خمشی مثبت تیر لنگری است که تارهای فوقانی مقطع تیر در فشار باشد و لنگر خمشی منفی تیر لنگری است که تارهای تحتانی مقطع تیر در فشار باشد.



- (۱) 2
- (۲) 6
- (۳) 4
- (۴) 3

سطح سوال متوسط

حل: طبق روش تقارن و سازگاری تغییر شکل ها داریم: سازه متقارن و تحت بارگذاری متقارن مستقیم می باشد. لذا با تحلیل سازه نیمه به صورت زیر عمل می کنیم:





$$\curvearrowright^+ (\theta_L)_B = (\theta_R)_B$$

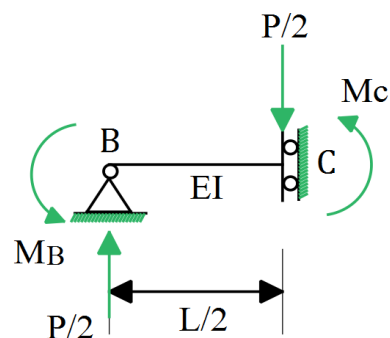
$$\frac{M_B * h}{3EI} = -\frac{M_B * \frac{L}{2}}{EI} + \frac{\frac{P}{2} * \left(\frac{L}{2}\right)^2}{2EI}$$

$$M_B = M^- = \frac{3PL^2}{16h + 24L}$$

با مشخص شدن لنگر خمشی در نقطه B مقدار لنگر خمشی در نقطه C را در عضو BC به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\curvearrowright^+ \sum M_C = 0$$

$$\rightarrow M_C = M^+ = \frac{PL}{4} - \frac{3PL^2}{16h + 24L}$$



در نهایت طبق صورت سوال داریم:

$$M^+ = 2M^-$$

$$\rightarrow \frac{PL}{4} - \frac{3PL^2}{16h + 24L} = 2 * \frac{3PL^2}{16h + 24L}$$

$$\rightarrow \frac{L}{h} = \frac{4}{3}$$

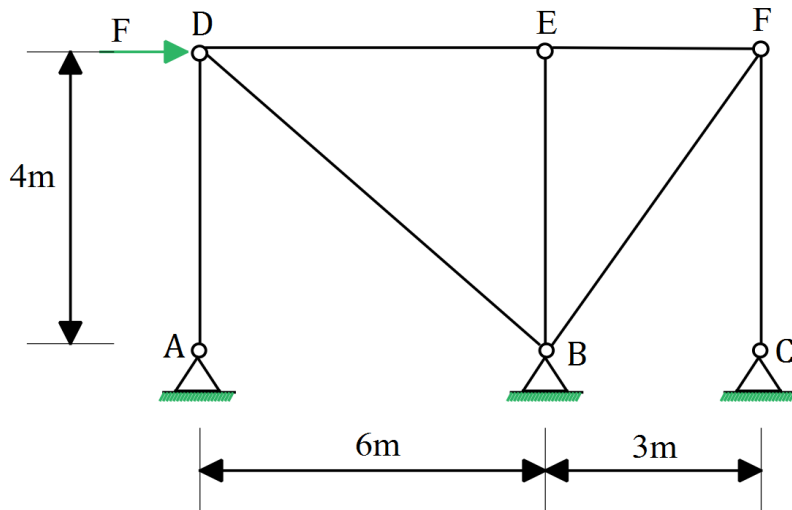
پاسخ سوال در گزینه ها نیست و این سوال باید در کلید اولیه حذف گردد.

پاسخ سوال گزینه (?)

سبزسازه



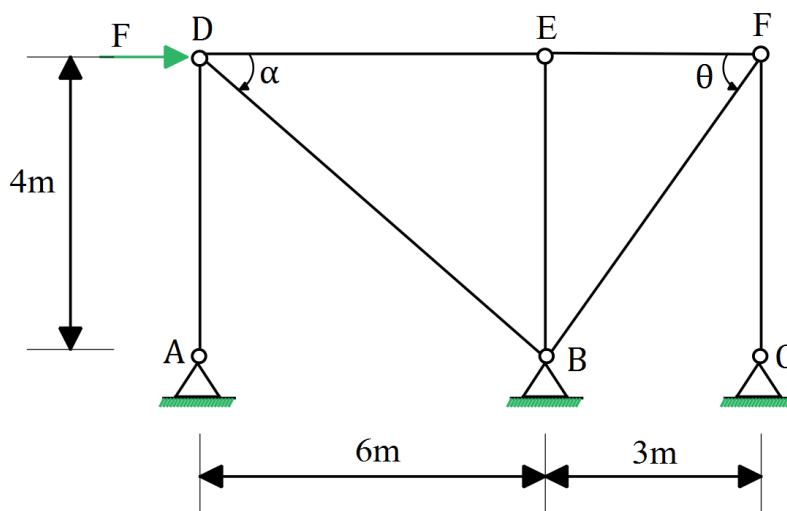
۳- در سازه نشان داده شده چنانچه از تغییر شکل های محوری اعضای افقی و قائم صرف نظر شده و مساحت مقاطع مهاربندها یکسان فرض شوند. نسبت نیروی محوری مهاربند فشاری به نیروی محوری مهاربند کششی، تحت بار نشان داده شده، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ تحلیل الاستیک از مرتبه اول است.



- (۱) 0.96
- (۲) 1.85
- (۳) 1.33
- (۴) 0.85

سطح سوال متوسط

حل: طبق روش سختی و فنرهای موازی داریم: با کمی دقت می توان فهمید که مهاربند BD به صورت فشاری و مهاربند BF به صورت کششی می باشد. ابتدا سختی محوری مهاربندها را محاسبه می کنیم:



$$\cos \alpha = \frac{6}{\sqrt{6^2 + 4^2}} = \frac{6}{2\sqrt{13}} = 0.832$$

$$\cos \theta = \frac{3}{\sqrt{3^2 + 4^2}} = \frac{3}{5} = 0.6$$



$$\rightarrow K_{BD} = \frac{EA}{L_{BD}} * \cos^2 \alpha = \frac{EA}{2\sqrt{13}} * (0.832)^2 = 0.096EA$$

$$\rightarrow K_{BF} = \frac{EA}{L_{BF}} * \cos^2 \theta = \frac{EA}{5} * (0.6)^2 = 0.072EA$$

در ادامه با توجه به رفتار موازی مهاربندها مقدار سهم نیروی افقی وارد به هر کدام از مهاربندها از نیروی افقی F را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow (F_x)_{BD} = \frac{K_{BD}}{\sum K} * F = \frac{0.096EA}{0.096EA + 0.072EA} * F = 0.571F$$

$$\rightarrow (F_x)_{BF} = \frac{K_{BF}}{\sum K} * F = \frac{0.072EA}{0.096EA + 0.072EA} * F = 0.429F$$

در ادامه می توان با تقسیم نیروهای افقی وارد بر مهاربندها بر $\cos$ زاویه بین مهاربند و نیروی وارده F_x نیروی نهایی مهاربندهای فشاری و کششی را محاسبه نمود:

$$\rightarrow F_{BD} = \frac{(F_x)_{BD}}{\cos \alpha} = \frac{0.571F}{0.832} = 0.686F$$

$$\rightarrow F_{BF} = \frac{(F_x)_{BF}}{\cos \theta} = \frac{0.429F}{0.6} = 0.715F$$

در نهایت طبق صورت سوال نسبت خواسته شده را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \frac{F_{BD}}{F_{BF}} = \frac{0.686F}{0.715F} = 0.96$$

سبزسازه

پاسخ سوال گزینه (۱)

۴- یک ساختمان یک طبقه با پلان مستطیلی شکل، بر اثر نیروی زلزله در امتداد جنوب به شمال جابه جایی دو گوشه شمالی بام با احتساب پیچش تصادفی و منظور کردن $A_j = 1$ برابر 40 و 30 میلی متر محاسبه شده است. در صورتی که فاصله مرکز سختی و جرم در امتداد شرقی- غربی برابر 3 متر و طول ساختمان در امتداد شرقی- غربی برابر 30 متر باشد، مقدار کل بیشترین برون مرکزی نیروی زلزله (شامل برون مرکزی اتفاقی) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ دیافراگم سقف صلب فرض شود.

(۱) 4.5m

(۲) 3.00m

(۳) 1.5m

(۴) 3.5m

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۳-۳-۷-۳ صفحه ۴۰ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۷-۳-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj} ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی A_j طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1/2 \Delta_{\text{ave}}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (9-3)$$

در این رابطه:

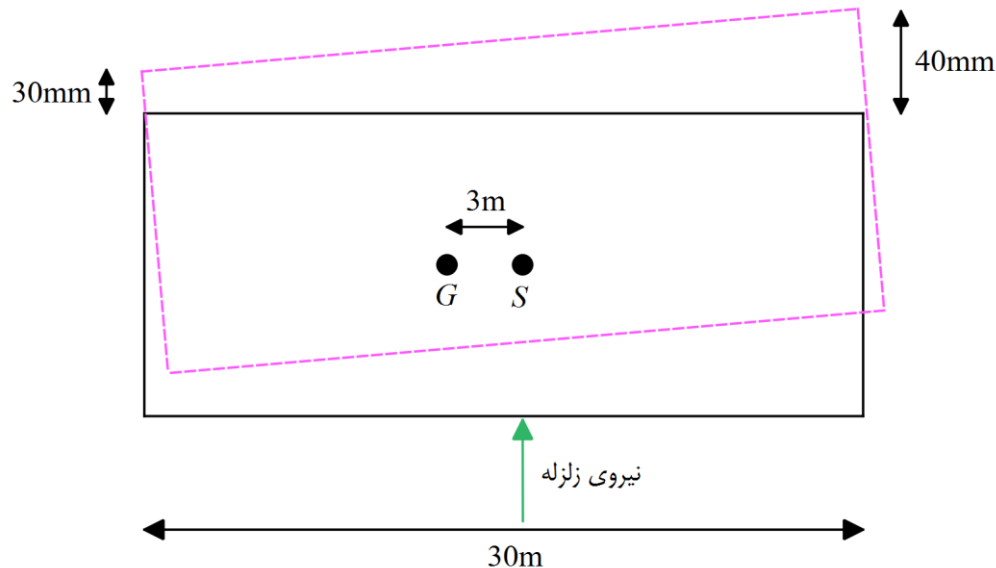
$\Delta_{\max}$ = حداکثر تغییر مکان طبقه z که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه z که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/0$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد، در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

نامنظمی‌های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم‌های کفها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند.

تغییرمکان سقف سازه تحت اثر نیروی جانبی زلزله به شکل زیر می‌باشد:



$$e_{\text{کل}} = e_{\text{ذاتی}} + A_j * e_{\text{اتفاقی}}$$

ابتدا نامنظمی پیچشی سقف ساختمان را کنترل می‌کنیم:

$$\Delta_{\text{max}} = 40\text{mm}$$

$$\Delta_{\text{min}} = 30\text{mm}$$

$$\Delta_{\text{ave}} = \frac{\Delta_{\text{max}} + \Delta_{\text{min}}}{2} = \frac{40 + 30}{2} = 35\text{mm}$$

$$\frac{\Delta_{\text{max}}}{\Delta_{\text{ave}}} = \frac{40}{35} = 1.143 \leq 1.2$$



سازه منظم پیچشی می باشد. لذا $A_j = 1$ می باشد.

$$e_{\text{ذاتی}} = 3m$$

$$e_{\text{اتفاقی}} = 0.05 * 30 = 1.5m$$

$$e_{\text{کل}} = e_{\text{ذاتی}} + A_j * e_{\text{اتفاقی}} = 3 + 1 * 1.5 = 4.5m$$

نکته مهم: در صورت سوال مقدار کل برون مرکزی نیروی زلزله رو طراح از ما خواسته است. که این مقدار شامل برون مرکزی اتفاقی هم می باشد. اما به نحوی این موضوع نوشته شده که متاسفانه داوطلب را گمراه می کند که فقط منظور طراح برون مرکزی اتفاقی هست و شامل برون مرکزی ذاتی نخواهد بود. اما قطعاً منظور طراح جمع هر دو برون مرکزی ذاتی و اتفاقی می باشد.

پاسخ سوال گزینه (۱)



سبزسازه



۵- یک ساختمان مسکونی دو طبقه با ارتفاع 7 متر از تراز پایه در شهر خمینی شهر اصفهان دارای سیستم قاب خمشی بتنی متوسط در امتداد طولی و سیستم دیوار باربر از نوع دیوار برشی بتن آرمه معمولی در امتداد عرضی مفروض است. ضریب نیروی زلزله این ساختمان در امتداد طولی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ زمین محل ساخت از نوع II بوده و از زمان تناوب تجربی استفاده نمائید. فرض کنید جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ایجاد می کنند و $\rho = 1$ است.

(۵) 0.15

(۶) 0.22

(۷) 0.13

(۸) 0.18

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحه ۲۸ و نکته ۳-۳-۵-۸ صفحه ۳۷ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

C: ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می آید:

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

(۲-۳)

در این رابطه:

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲) ص ۱۴

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲) ص ۱۴

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۴-۳-۳) ص ۳۳

 R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۵-۳-۳) ص ۳۴

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
		*		اصفهان	خمینی شهر	۳۰

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

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

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

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

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

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

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۱۵	۳/۵	۲	۴	۵- دیوارهای متشکل از قابهای سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه ای فولادی	
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶- دیوارهای متشکل از قابهای سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	
۱۰	۳	۲	۳	۷- دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	

**۳-۳-۵-۸ ترکیب سیستم‌ها در پلان**

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار و ضرایب C_d و Ω_0 مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود.

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

۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B = B_1 N \quad (۱-۲)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۳-۲-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۱-۲-الف) و (۱-۲-ب) تعیین می‌گردد.

$$\begin{array}{ll} B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 = S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 = (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{array} \quad (۲-۲)$$

ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم

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

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

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

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

با توجه به اثر جداگرهای میانقابی داریم:

$$T = 0.8 * 0.05(H)^{0.9} = 0.8 * 0.05 * (7)^{0.9} = 0.23s$$

برای خاک نوع II در پهنه با خطر نسبی متوسط داریم:

$$T_s = 0.5s$$

$$T_o = 0.1s$$

$$S = 1.5$$

$$T_o < T < T_s$$

$$B = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$$

$$A = 0.25$$

$$I = 1$$

با توجه به وجود سیستم دیوار باربر در راستای عرضی داریم:

$$R_u = \min(3.5, 5) = 3.5$$

در نهایت مقدار ضریب نیروی زلزله در راستای طولی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\rightarrow C = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.25 * 2.5 * 1}{3.5} \approx 0.18 \geq C_{min} = 0.12 * 0.25 * 1 = 0.03 \quad ok \checkmark$$



۶- در پیرامون بام یک ساختمان مسکونی 8 طبقه واقع در شهر تبریز به ارتفاع متوسط بام 30 متر از تراز پایه، یک دیوار جان پناه به ارتفاع 1.5 متر با وزن در واحد طول $W_p = 4 \text{ KN/m}$ اجرا شده است. در صورتی که جان پناه به صورت کنسولی در پای دیوار به بام ساختمان متصل شده باشد، نیروی افقی زلزله استاتیکی معادل وارد بر دیوار جان پناه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ جان پناه بتنی و خاک محل نوع II فرض شود. تعیین نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت مدنظر است.

$$(۱) \quad 1.05 \text{ KN/m}$$

$$(۲) \quad 4.2 \text{ KN/m}$$

$$(۳) \quad 5.6 \text{ KN/m}$$

$$(۴) \quad 1.7 \text{ KN/m}$$

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۴-۲-۱-۱ صفحه ۵۹ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$(۱-۴) \quad V_{pu} = \frac{0.4a_p A(1+S)W_p I_p}{R_{pu}} \left(1 + 2 \frac{Z}{H}\right)$$

در این رابطه:

V_{pu} = نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت. برای تعیین این نیرو در حد تنش‌های مجاز

باید این مقدار به $1/4$ تقسیم شود.

A = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

$1+S$ = ضریب شتاب طیفی طبق بند (۲-۳-۱)

a_p = ضریب بزرگنمایی جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴)

I_p = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

W_p = وزن جزء سازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری

R_{pu} = ضریب رفتار جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴).

Z = ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه. مقدار Z لازم نیست بیشتر از H در نظر گرفته شود.

H = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

مقدار V_{pu} در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$(۲-۴) \quad V_{pu}(\min) = 0.3A(1+S)I_p W_p$$

همچنین مقدار V_{pu} لزومی ندارد بیشتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$(۳-۴) \quad V_{pu}(\max) = 1.6A(1+S)I_p W_p$$

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

R_{pu}	a_p	جزء معماری
۱/۵	۱	۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه
۲/۵	۱	- دیوار غیرمسلح مصالح بنایی - انواع دیگر دیوار و تیغه
۲/۵	۲/۵	۲- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دیوار غیرسازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشد.
۲/۵	۱	۳- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله		
			کم	متوسط	زیاد
۷	تبریز	آذربایجان شرقی			بسیار زیاد
					*

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

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

$$\rightarrow V_{Pu} = \frac{0.4a_p A(1+S)W_P I_P}{R_{Pu}} \left(1 + 2\frac{Z}{H}\right)$$

چون جان پناه در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهار شده است طبق جدول ۴-۱ داریم:

$$a_p = 2.5$$

$$R_{Pu} = 2.5$$

با توجه به اینکه دیوار جان پناه در بالای بام ساختمان می باشد. لذا داریم:

$$Z = H$$

$$I_P = 1$$

$$W_P = 4KN/m$$



$$S = 1.5$$

$$A = 0.35$$

در نهایت داریم:

$$\rightarrow V_{Pu} = \frac{0.4 * 2.5 * 0.35 * (1 + 1.5) * 4 * 1}{2.5} (1 + 2 * 1) = 4.2 \text{ KN/m}$$

در ادامه مقدار V_{Pu} را با $V_{Pu_{min}}$ و $V_{Pu_{max}}$ کنترل می کنیم:

$$\rightarrow V_{Pu_{min}} = 0.3A(1 + S)W_P I_P = 0.3 * 0.35(1 + 1.5) * 4 * 1 = 1.05 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow V_{Pu_{max}} = 1.6A(1 + S)W_P I_P = 1.6 * 0.35(1 + 1.5) * 4 * 1 = 5.6 \text{ KN/m}$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه

۷- در یک ساختمان مسکونی 8 طبقه از روی تراز پایه با ارتفاع و وزن موثر لرزه ای یکسان در تمامی طبقات، مقدار زمان تناوب تجربی برابر 0.8 ثانیه و زمان تناوب تحلیلی برابر 1.2 ثانیه محاسبه شده است. برای محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (Δ_{eu})، مقدار نیروی جانبی طبقه بام در تحلیل به روش استاتیکی معادل بر حسب مقدار برش پایه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ V_u برش پایه ساختمان بوده و محاسبات بر اساس کمترین مقدار برش پایه قابل قبول ساختمان مد نظر است.

(۱) $0.20V_u$

(۲) $0.26V_u$

(۳) $0.24V_u$

(۴) $0.22V_u$

سطح سوال آسان و تکراری

حل: طبق بند ۳-۳-۶ صفحه ۳۸ و بند ۳-۵-۳ صفحه ۴۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

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

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

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۱) و نصف

وزن دیوارها و ستون هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند.

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

آورده می شود:

$$K=0.5T+0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (۳-۷)$$

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

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۱-۳) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۱-۳-۳-۳) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۱-۱-۳-۳) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

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

با توجه به اینکه سازه مسکونی بوده و دارای اهمیت متوسط می‌باشد. لذا داریم:

$$\rightarrow T = T_m = 1.2s$$

$$\rightarrow K = 0.5T + 0.75 = 0.5 * 1.2 + 0.75 = 1.35s$$

$$\rightarrow 0.5s \leq K = 1.35s \leq 2.5s \quad \text{ok} \checkmark$$

در نهایت مقدار نیروی جانبی زلزله در تراز بام ساختمان را محاسبه می‌کنیم:

$$\rightarrow F_{u8} = \frac{w * (8h)^{1.35}}{wh * [(h)^{1.35} + (2h)^{1.35} \dots \dots \dots (8h)^{1.35}]} * V_u = 0.255V_u$$

$$\rightarrow F_{u8} \approx 0.26V_u$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه

۸- یک ساختمان مسکونی 6 طبقه از روی تراز پایه با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه در هر دو راستا بر روی زمین نوع II و در شهر تهران واقع شده است. بر اساس روابط تجربی زمان تناوب این ساختمان 0.8 ثانیه محاسبه شده است. اگر 4 طبقه به این ساختمان اضافه شود و با فرض اینکه در هر دو ساختمان نوع سیستم باربر لرزه ای، ارتفاع طبقات و وزن موثر لرزه ای کلیه طبقات یکسان باشد و میان قاب ها مانعی برای حرکت ایجاد نکنند و برای محاسبه زمان تناوب اصلی هر دو ساختمان از روابط تجربی (بدون هر گونه افزایش) استفاده شود. بر اساس روش استاتیکی معادل مقدار برش پایه ساختمان 10 طبقه نسبت به برش پایه ساختمان 6 طبقه حدوداً چند درصد افزایش می یابد؟

(۱) 33

(۲) 67

(۳) 14

(۴) 22

سطح سوال: آسان و تکراری

حل: طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحه ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

سبزسازه



$$V_u = CW$$

(۱-۳)

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی در حد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

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

C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می‌آید:

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

(۲-۳)

در این رابطه:

- A : نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲) ص ۱۴
 B : ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲) ص ۱۴
 I : ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۴-۳-۳) ص ۳۳
 R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۵-۳-۳) ص ۳۴

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

$$V_{u \min} = 0.12AIW$$

(۳-۳)

سبزسازه

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

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

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B = B_1 N \quad (۱-۲)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۲-۳-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۲-۱-الف) و (۲-۱-ب) تعیین می‌گردد.

$$\begin{aligned}
 B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\
 B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\
 B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s
 \end{aligned} \quad (۲-۲)$$

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

(۳-۳)

$$T = 0.08H^{0.75}$$

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

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	

طبق صورت سوال خواسته طراح نسبت زیر است:

$$\frac{V_{u10}}{V_{u6}} = \frac{B_{10}W_{10}}{B_6 * W_6}$$

برای ساختمان 6 طبقه طبق اطلاعات صورت سوال داریم:

$$A_{\text{تهران}} = 0.35$$

$$R_u = 7.5$$

$$I = 1$$

$$\rightarrow T = 0.08 * (H)^{0.75} = 0.8s \rightarrow H = 21.544m$$

$$T_s = 0.5s$$

$$T = 0.8s > T_s = 0.5s$$

$$\rightarrow B_1 = (S + 1) * \frac{T_s}{T} = (1.5 + 1) * \frac{0.5}{0.8} = 1.5625$$

$$T_s = 0.5s < T = 0.8s < 4s$$



$$\rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.5} (0.8 - 0.5) + 1 = 1.06$$

$$\rightarrow B_6 = B_1 * N = 1.5625 * 1.06 = 1.65625$$

برای ساختمان 10 طبقه طبق اطلاعات صورت سوال داریم:

$$A_{\text{تهران}} = 0.35$$

$$R_u = 7.5$$

$$I = 1$$

$$\rightarrow T = 0.08 * \left(\frac{10}{6} * 21.544 \right)^{0.75} = 1.173s$$

$$T_s = 0.5s$$

$$T = 1.173s > T_s = 0.5s$$

$$\rightarrow B_1 = (S + 1) * \frac{T_s}{T} = (1.5 + 1) * \frac{0.5}{1.173} = 1.0656$$

$$T_s = 0.5s < T = 1.173s < 4s$$

$$\rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.5} (1.173 - 0.5) + 1 = 1.1346$$

$$\rightarrow B_{10} = B_1 * N = 1.0656 * 1.1346 = 1.209$$

در نهایت نسبت خواسته شده را محاسبه می کنیم:

$$\frac{V_{u10}}{V_{u6}} = \frac{B_{10} W_{10}}{B_6 * W_6} = \frac{1.209 * 10W}{1.65625 * 6W} = 1.217 \approx 1.22$$

تقریباً برش پایه 22 درصد افزایش دارد.

پاسخ سوال گزینه (۴)

سبزسازه



۹- در یک ساختمان 10 طبقه بتنی به ارتفاع 35 متر از تراز پایه حداکثر تغییر مکان جانبی در طبقه بام ناشی از نیروی زلزله 100 میلی متر از تحلیل خطی (با در نظر گرفتن اثر $P - \Delta$) به دست آمده است. هر گاه سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی این ساختمان قاب خمشی فولادی ویژه باشد. حداقل فاصله طبقه بام از زمین مجاور چه مقدار باید باشد؟ مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نیست.

۱) 385mm

۲) 275mm

۳) 550mm

۴) 175mm

سطح سوال: آسان و تکراری

حل: طبق بند ۳-۵-۶ صفحه ۴۷ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با در نظر گرفتن اثر $P - \Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان در نظر گرفته شود.

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

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
پ- سیستم قاب خمشی	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-

ابتدا فاصله ساختمان از مرز زمین مجاور را به صورت زیر محاسبه می‌کنیم:

$$U = 0.7 * \overline{U_m} = 0.7 * C_d * \Delta_{eu} = 0.7 * 5.5 * 100 = 385mm$$



نکته مهم: در صورت سوال طراح محترم اول به ساختمان بتنی اشاره دارد بعد از آن به ساختمان با قاب خمشی فولادی ویژه !!!! هر چند در روند حل تاثیری ندارد ولی بسیار عجیب می باشد. **حال طراح سوال رو خریداریم خخخخ.**

پاسخ سوال گزینه (۱)



سبزسازه



۱۰- در طراحی سازه یک بیمارستان با سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه واقع بر روی خاک نوع II در شهر تهران، حداقل ارتفاع سازه نسبت به تراز پایه برای اینکه ضریب زلزله استاتیکی مقداری ثابت باشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ جداگرهای میانقابی از سازه جدا هستند. تعیین نیروی زلزله بر اساس زمان تناوب دینامیکی بوده که از 1.25 زمان تناوب تجربی و از 0.5 ثانیه بیشتر است.

(۱) 51m

(۲) 36m

(۳) 40m

(۴) 47m

سطح سوال: متوسط و نکته ای

حل: طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحه ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$V_u = CW$$

(۱-۳)

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی در حد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین نامه توضیح داده شده اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

W : وزن مؤثر لرزه ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۱-۳). بار زنده باید به صورت تخفیف نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می آید:

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

(۲-۳)

در این رابطه:

- A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲) ص ۱۴
 B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲) ص ۱۴
 I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۴-۳-۳) ص ۳۳
 R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۵-۳-۳) ص ۳۴

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

$$V_{u \min} = 0.12AIW$$

(۳-۳)

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

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-

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

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

۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B = B_1 N \quad (۱-۲)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۳-۲-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۲-۱ الف) و (۲-۱ ب) تعیین می‌گردد.

$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned} \quad (۲-۲)$$



۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

(۳-۲)

$$N = 1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75}$$

(۳-۳)

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9}$$

(۴-۳)

هرگاه مقدار ضریب زلزله C کمتر مساوی مقدار ضریب زلزله حداقل C_{min} باشد. ضریب زلزله حداقل حاکم شده و در این حالت ضریب زلزله مقدار ثابتی را خواهد داشت. بنابراین:

$$R_u = 7.5$$

$$C \leq C_{min} \rightarrow \frac{ABI}{R_u} \leq 0.12AI \rightarrow B \leq 0.12R_u \leq 0.12 * 7.5$$

$$B \leq 0.9$$

برای شهر تهران و خاک نوع II و طبق گفته طراح در صورت سوال در مورد زمان تناوب دینامیکی داریم:

$$T_m > 1.25T_a$$

$$T_m > 0.5s$$

زمان تناوب تجربی سیستم قاب خمشی بتن آرمه و ویژه بدون اثر جداگرهای میانقابی به صورت زیر محاسبه می‌شود:



$$T_{\text{اصلی}} = \min(1.25T_a, T_m) = 1.25T_a = 1.25 * 0.05 * (H)^{0.9} = 0.0625(H)^{0.9}$$

$$T_s = 0.5s$$

با فرض کمترین ارتفاع در گزینه ها یعنی 36m مقدار $(T_{\text{اصلی}})$ از T_s بیشتر است. بنابراین:

$$T_{\text{اصلی}} > T_s = 0.5s$$

$$\rightarrow B_1 = (S + 1) * \frac{T_s}{T} = (1.5 + 1) * \frac{0.5}{T_{\text{اصلی}}} = \frac{1.25}{T_{\text{اصلی}}}$$

با فرض بیشترین ارتفاع در گزینه ها یعنی 51m مقدار $(T_{\text{اصلی}})$ در محدوده زیر قرار خواهد گرفت:

$$T_s = 0.5s < T_{\text{اصلی}} < 4s$$

$$\rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T_{\text{اصلی}} - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.5} (T_{\text{اصلی}} - 0.5) + 1$$

$$\rightarrow N = 0.2T_{\text{اصلی}} - 0.1 + 1 = 0.2T_{\text{اصلی}} + 0.9$$

$$\rightarrow B \leq B_1 * N \leq 0.9$$

$$\rightarrow 0.9 \leq \frac{1.25}{T_{\text{اصلی}}} * (0.2T_{\text{اصلی}} + 0.9) \rightarrow T_{\text{اصلی}} \geq 1.73s$$

در نهایت حداقل ارتفاع سازه به صورت زیر محاسبه می شود:

$$T_{\text{اصلی}} \geq 0.0625(H)^{0.9} \geq 1.73 \rightarrow H \geq 40m$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

سبزسازه



۱۱- یک سازه با سیستم قاب خمشی فولادی متوسط (با دیوارها و میان قاب های جداسازی شده از سازه) طراحی شده است. به درخواست کارفرما، همان ساختمان عیناً به صورت بتنی با سیستم قاب خمشی بتن آرمه متوسط طراحی می شود. علی رغم این تغییر در سیستم سازه، ضریب زلزله تغییر نمی کند. در محاسبات ضریب زلزله از روابط تجربی برای زمان تناوب اصلی نوسان استفاده شده است. ارتفاع ساختمان از تراز پایه به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟

۱) 31m

۲) 27m

۳) 35m

۴) 23m

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحه ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$V_u = CW$$

(۱-۳)

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی در حد مقاومت. حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین نامه توضیح داده شده اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

W : وزن مؤثر لرزه ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۱-۳). بار زنده باید به صورت تخفیف نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می آید:

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

(۲-۳)

در این رابطه:

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲) ص ۱۴

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲) ص ۱۴

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۴-۳-۳) ص ۳۳

R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۵-۳-۳) ص ۳۴

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

$$V_{u \min} = 0.12AIW$$

(۳-۳)

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75}$$

(۳-۳)

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9}$$

(۴-۳)

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

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	

مقادیر ضریب رفتار برای هر دو سیستم به صورت زیر می‌باشد:

$$(R_u)_{\text{قاب خمشی بتنی متوسط}} = (R_u)_{\text{قاب خمشی فولادی متوسط}} = 5$$

ضریب اهمیت (I) و نسبت شتاب مبنای طراحی (A) در هر دو حالت برابر می‌باشد، لذا تنها پارامتری که می‌تواند متفاوت باشد، ضریب بازتاب ساختمان (B) می‌باشد. بنابراین:

$$(B)_{\text{قاب خمشی فولادی متوسط}} = (B)_{\text{قاب خمشی بتنی متوسط}} \rightarrow (B)_{\text{قاب خمشی فولادی متوسط}} = (C)_{\text{قاب خمشی بتنی متوسط}} = (C)$$

در ادامه می‌توان فهمید که ضریب بازتاب ساختمان رابطه مستقیم با مقدار زمان تناوب اصلی سازه دارد. بنابراین:

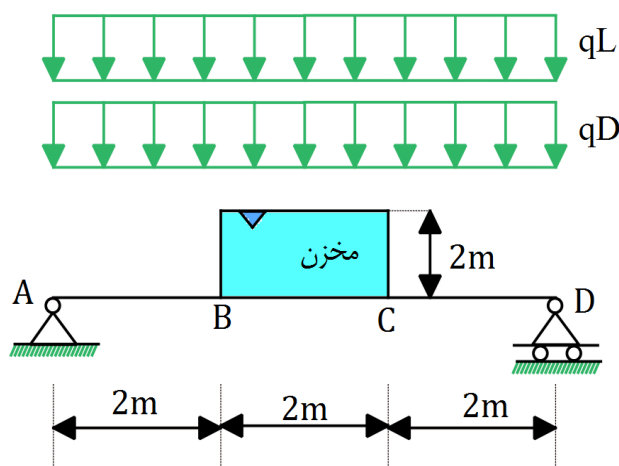
$$(T)_{\text{قاب خمشی فولادی متوسط}} = (T)_{\text{قاب خمشی بتنی متوسط}} \rightarrow$$

$$0.05 * (H)^{0.9} = 0.08 * (H)^{0.75}$$

$$\rightarrow H = 22.95m \approx 23m$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

۱۲- در تیر دو سر ساده فولادی شکل زیر، اگر ارتفاع آب داخل مخزن ۲ متر باشد. و علاوه بر آن مقدار بار مرده $q_D = 10 \text{ KN/m}$ و مقدار بار زنده $q_L = 10 \text{ KN/m}$ باشد، بدون توجه به آثار زلزله قائم، در طراحی به روش ضریب بار و مقاومت، حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز تیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ عرض مخزن یک متر فرض شود.


(۱) 206 KN.m

(۲) 186 KN.m

(۳) 176 KN.m

(۴) 126 KN.m

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۲-۳-۲-۶ صفحه ۱۰ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

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

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

۱) $1/4 D$

۲) $1/2 D + 1/6 L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $1/2 D + 1/6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1/6 W)]$

۴) $1/2 D + 1/6 W + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $1/2 D + E + L + 0.2 S$

۶) $0.9 D + 1/6 W$

۷) $0.9 D + E$

(پ) در مواردی که بار سیال، F ، بر سازه وارد می‌شود، اثر این بار باید با ضرایب باری همانند ضریب بار مرده، D ، در ترکیب بارهای ۱ تا ۵ و ۷ منظور شوند.

ترکیب بار بحرانی برای محاسبه حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز به صورت زیر می باشد:

$$q_u = 1.2q_D + 1.6q_L + 1.2q_F$$

$$q_D = 10 \text{ KN/m} \text{ بدون ضریب}$$



$$q_L = 10 \text{ KN/m}$$

بدون ضریب

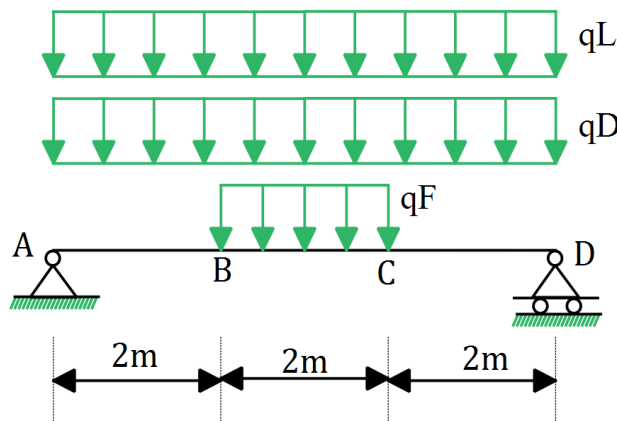
نکته مهم: بار سیال با همان ضریب بار مرده در ترکیب بار قرار خواهد گرفت.

شدت بار سطحی ناشی از سیال داخل مخزن را به صورت زیر به شدت بار خطی تبدیل می کنیم:

$$q_F = \gamma_w * h * b = 10 * 2 * 1 = 20 \text{ KN/m}$$

بدون ضریب

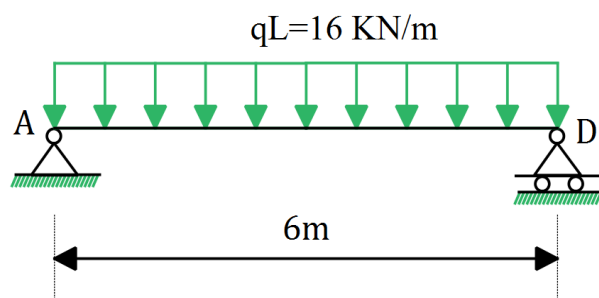
در ادامه شکل نهایی تیر تحت بارهای وارده به صورت زیر می باشد:



برای راحتی محاسبات می توان تیر را به سه تیر تحت بارهای گسترده ناشی از بار مرده و بار زنده و بار سیال جدا نمود و حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز تیر را طبق اصل جمع آثار قوار محاسبه نمود:

الف: تیر تحت شدت بار خطی زنده: ابتدا با اعمال ضریب بار زنده مقدار شدت بار خطی نهایی زنده را محاسبه می کنیم

$$q_L = 1.6 * 10 = 16 \text{ KN/m}$$



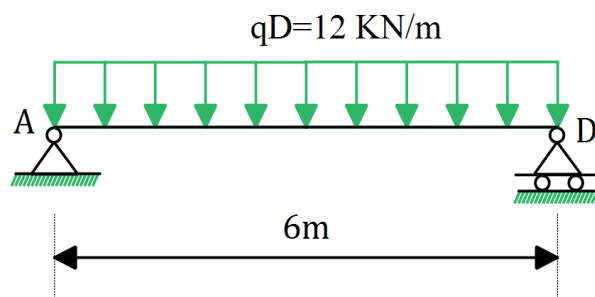
$$M_{u1} = \frac{q_L * L^2}{8} = \frac{16 * 6^2}{8} = 72 \text{ KN.m}$$

ب: تیر تحت شدت بار خطی مرده: ابتدا با اعمال ضریب بار مرده مقدار شدت بار خطی نهایی مرده را محاسبه می کنیم

$$q_D = 1.2 * 10 = 12 \text{ KN/m}$$

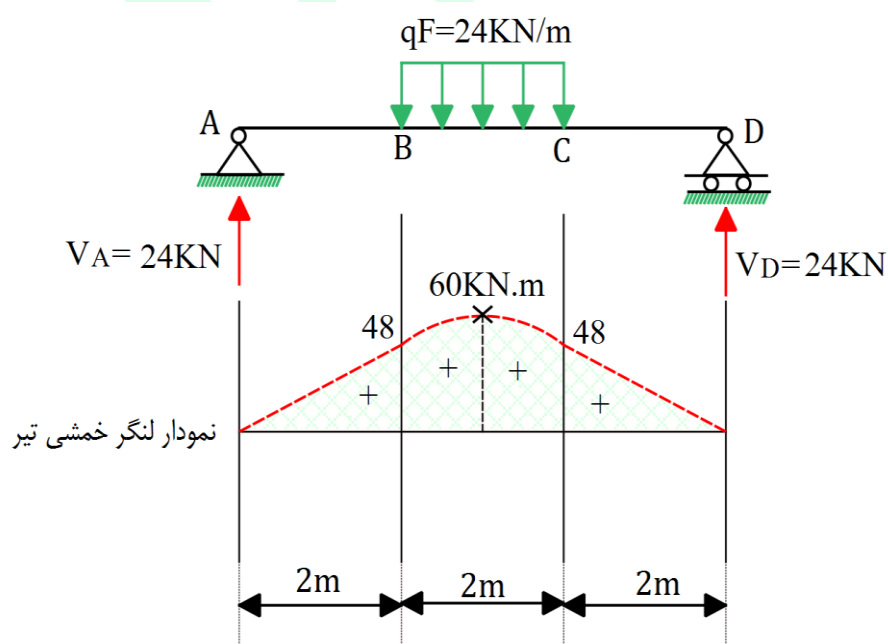


$$M_{u2} = \frac{q_D * L^2}{8} = \frac{12 * 6^2}{8} = 54 \text{ KN.m}$$



ج: تیر تحت شدت بار خطی سیال: ابتدا با اعمال ضریب بار مرده به بار سیال مقدار شدت بار خطی نهایی سیال را محاسبه می کنیم

$$q_F = 1.2 * 20 = 24 \text{ KN/m}$$



با زدن مقطع در نقطه وسط تیر و در نظر گرفتن نیمه سمت چپ آن داریم:

$$M_{u3} = V_A * 3 - \frac{q_F * 1^2}{2} = 24 * 3 - \frac{24 * 1^2}{2} = 60 \text{ KN.m}$$

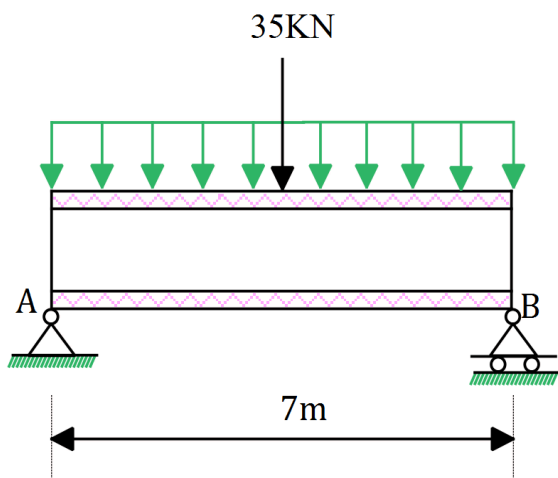
در نهایت با استفاده از اصل جمع آثار قوا مقدار حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز تیر را محاسبه می کنیم:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} + M_{u3} = 72 + 54 + 60 = 186 \text{ KN.m}$$

پاسخ سوال گزینه (۲)



۱۳- تیر فولادی زیر با مقطع I شکل با بار مرده و زنده به ترتیب 7 KN/m و 8 KN/m مفروض است. در صورتی که یک بار متمرکز غیر عادی ۳۵ کیلو نیوتنی در محل نامعلوم به این تیر وارد شود، مقاومت خمشی مورد نیاز تیر در طراحی به روش ضریب بار و مقاومت به کدام گزینه نزدیک تر است؟ از وزن تیر صرف نظر گردد.



- (۱) 228 KN.m
- (۲) 60 KN.m
- (۳) 130 KN.m
- (۴) 138 KN.m

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۲-۳-۲-۶ صفحه ۱۰ و بند ۲-۴-۲-۶ صفحه ۱۴ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۲-۴-۲-۶ ظرفیت

به منظور کنترل ظرفیت یک سازه یا عضو سازه‌ای به روش ضرائب بار و مقاومت در تحمل اثر یک حادثه غیرعادی، ترکیب بار زیر باید منظور شود:

$$(0.9 \text{ یا } 1/2)D + A_k + 0.5L + 0.2S$$

A_k اثر ناشی از حادثه غیرعادی می باشد.

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

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

۱) $1/4D$

۲) $1/2D + 1/6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $1/2D + 1/6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1/6W)]$

۴) $1/2D + 1/6W + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $1/2D + E + L + 0.2S$

۶) $0.9D + 1/6W$

۷) $0.9D + E$

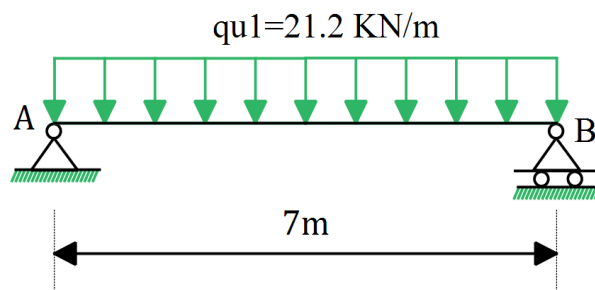
ترکیب بارهای بحرانی برای محاسبه مقاومت خمشی مورد نیاز به صورت زیر می باشد:

$$q_{u1} = 1.2q_D + 1.6q_L$$

$$q_{u2} = 1.2q_D + A_K + 0.5q_L$$

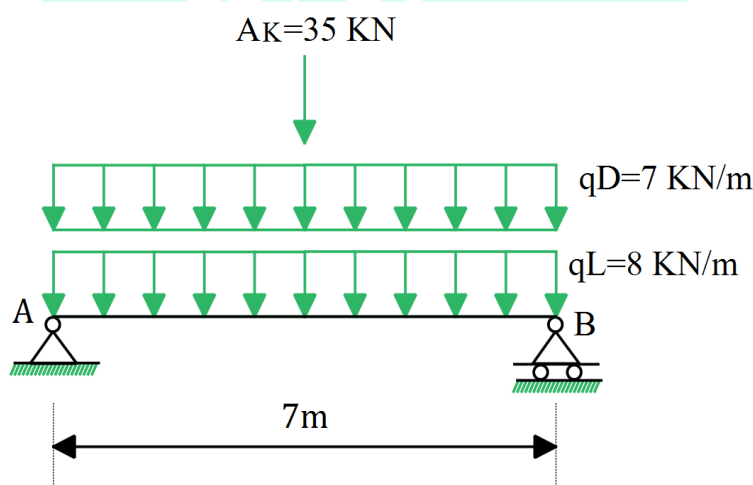
الف: تیر تحت شدت بار خطی زنده و مرده: ابتدا با اعمال ضریب بار زنده و مرده مقدار شدت بار خطی نهایی q_{u1} را محاسبه می کنیم

$$q_{u1} = 1.2 * 7 + 1.6 * 8 = 21.2 \text{ KN/m}$$



$$M_{u1} = \frac{q_{u1} * L^2}{8} = \frac{21.2 * 7^2}{8} = 129.85 \text{ KN.m} \approx 130 \text{ KN.m}$$

ب: تیر تحت شدت بار خطی زنده و مرده و بار غیرعادی A_K قرار دارد:



$$M_{u2} = 1.2 * M_{uD} + (M_u)_{A_K} + 0.5 * M_{uL}$$

$$M_{u2} = 1.2 * \frac{q_D * L^2}{8} + \frac{A_K * L}{4} + 0.5 * \frac{q_L * L^2}{8}$$

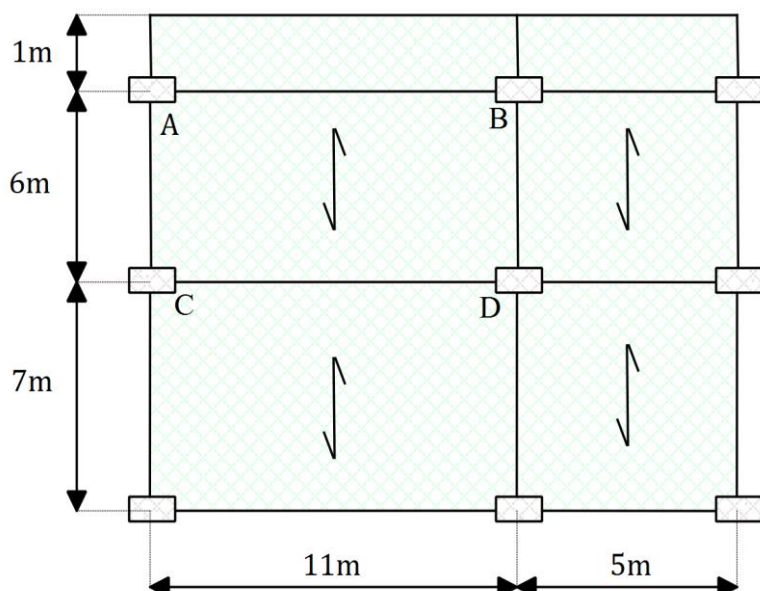
$$M_{u2} = 1.2 * \frac{7 * 7^2}{8} + \frac{35 * 7}{4} + 0.5 * \frac{8 * 7^2}{8} = 137.2 \text{ KN.m} \approx 138 \text{ KN.m}$$

در نهایت حداکثر مقدار لنگر خمشی در حالت الف و ب را به عنوان مقاومت خمشی مورد نیاز تیر انتخاب می کنیم:

$$M_u = \max(130 \text{ KN.m}, 138 \text{ KN.m}) = 138 \text{ KN.m}$$



۱۴- در پلان سقف دال یک طرفه زیر بار زنده گسترده یکنواخت کلیه سطوح 2 KN/m^2 می باشد. برای طراحی دال یک طرفه چشمه ABCD بار زنده را حداکثر چقدر می توان کاهش داد؟ فرض کنید ستون D فقط بار همین سقف را تحمل می کند. پلان مذکور بام نیست و نزدیک ترین گزینه به پاسخ های دقیق مدنظر است.



- (۱) 0.15 KN/m^2
- (۲) 0.25 KN/m^2
- (۳) 0.81 KN/m^2
- (۴) 0.72 KN/m^2

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۱-۵-۵-۶ صفحه ۲۴ و بند ۵-۵-۵-۶ صفحه ۲۵ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

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

بار زنده گسترده اعضایی را که برای آنها، مقدار $K_{LL} A_T$ برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، می توان با در نظر گرفتن محدودیت های بندهای ۲-۵-۵-۶ تا ۵-۵-۵-۶، طبق رابطه (۱-۵-۶) کاهش داد:

$$L = L_0 \left[0.75 + \frac{4/57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right] \quad (1-5-6)$$

که در آن:

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

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

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

A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضایی که بار یک طبقه را تحمل می کنند نباید از $0.5 L_0$ و برای اعضایی که بار دو طبقه

یا بیشتر را تحمل می کنند از $0.4 L_0$ کمتر باشد.



۵-۵-۵-۶ محدودیت‌های مربوط به دال‌های یک‌طرفه

حداکثر سطح بارگیر A_T برای دال‌های یک‌طرفه برابر حاصل ضرب دهانه دال در عرضی برابر با ۱٫۵ برابر دهانه دال (در جهت عمود بر آن) می‌باشد.

جدول ۲-۵-۶ ضریب موقعیت عضو برای بار زنده K_{LL}

ردیف	عضو سازه‌ای	K_{LL}
۱	ستون داخلی	۴
۲	ستون خارجی بدون دال‌های طره‌ای	۴
۳	ستون کناری با دال طره‌ای	۳
۴	ستون گوشه‌ای با دال طره‌ای	۲
۵	تیر کناری بدون دال طره‌ای	۲
۶	تیر داخلی	۲
۷	بقیه اعضاء ذکر نشده شامل:	
۱-۷	تیر کناری با دال طره‌ای	۱
۲-۷	تیر طره‌ای	۱
۳-۷	دال یک‌طرفه	۱
۴-۷	دال دو طرفه	۱
۵-۷	اعضایی که فاقد قابلیت انتقال پیوسته برش در جهت عمود بر دهانه خود باشند.	۱

$$\rightarrow L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} * A_T}} \right) \geq 0.5L_o$$

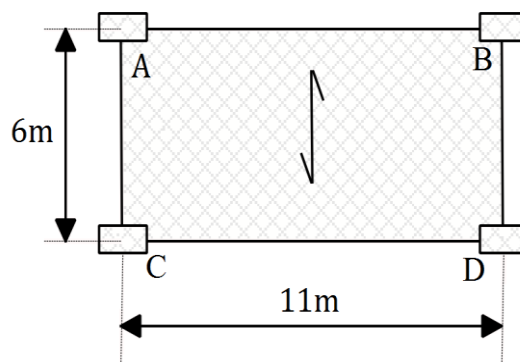
ابتدا مقدار سطح بارگیر دال یک طرفه را محاسبه می‌کنیم:

$$A_T = \min(6 * 11 = 66m^2, 1.5 * 6^2 = 54m^2)$$

$$A_T = 54m^2$$

$$K_{LL} = 1$$

$$K_{LL} * A_T = 54m^2 \geq 37m^2 \text{ ok} \checkmark$$





در ادامه مقدار بار زنده گسترده کاهش یافته دال یک طرفه را محاسبه می کنیم:

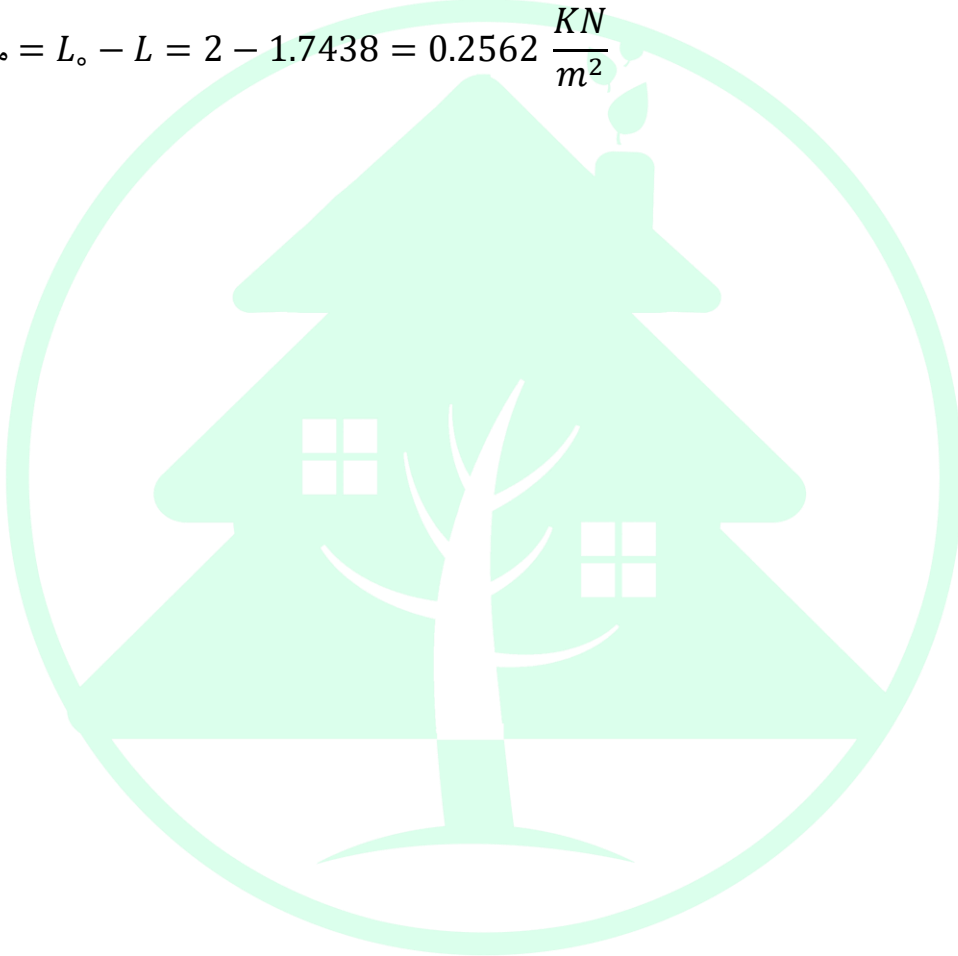
$$L_o = 2 \frac{KN}{m^2}$$

$$\rightarrow L = 2 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{1 * 54}} \right) = 1.7438 \frac{KN}{m^2} \geq 0.5 * 2 = 1 \frac{KN}{m^2} \quad ok \checkmark$$

در نهایت مقدار کاهش بار زنده گسترده دال یک طرفه را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \text{میزان کاهش} = L_o - L = 2 - 1.7438 = 0.2562 \frac{KN}{m^2}$$

پاسخ سوال گزینه (۲)



سبزسازه



۱۵- یک ساختمان مسکونی به ارتفاع 60 متر و پلان مربع به ابعاد 25×25 متر و با بام تخت در شهر تهران و پرتراکم واقع شده است. در تراز بام مقدار نسبت فشار خارجی در وجه رو به باد به مکش خارجی در وجه پشت به باد برای طراحی سازه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(۱) 1.97

(۲) 2.23

(۳) 1.6

(۴) 1.23

سطح سوال آسان و تکراری

حل: طبق بند ۶-۱۰-۴ صفحه ۷۵ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۱۰-۴ فشار باد بر ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها**۶-۱۰-۴-۱ فشار یا مکش خارجی**

فشار یا مکش خارجی تحت اثر باد روی سیستم اصلی باربر یا روی جزئی از سطح خارجی ساختمان از رابطه (۶-۱۰-۳-الف) به دست می‌آید.

$$P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d$$

(۶-۱۰-۳-الف)

در این رابطه :

P : فشار یا مکش خارجی استاتیکی در جهت عمود بر سطح است که در حالت فشار به سمت رو به سطح و در حالت مکش به سمت خارج از سطح عمل می‌کند.

I_w : ضریب اهمیت بار باد، طبق جدول (۶-۱-۲)

q : فشار مبنای باد بر اساس بند ۶-۱۰-۳ و رابطه ۶-۱۰-۲

C_e : ضریب اثر تغییر سرعت طبق بند ۶-۱۰-۶

C_t : ضریب پستی و بلندی زمین طبق بند ۶-۱۰-۷

C_g : ضریب اثر تند باد طبق بند ۶-۱۰-۸ یا ۶-۱۰-۹

C_p : ضریب فشار طبق بند ۶-۱۰-۸ یا ۶-۱۰-۹

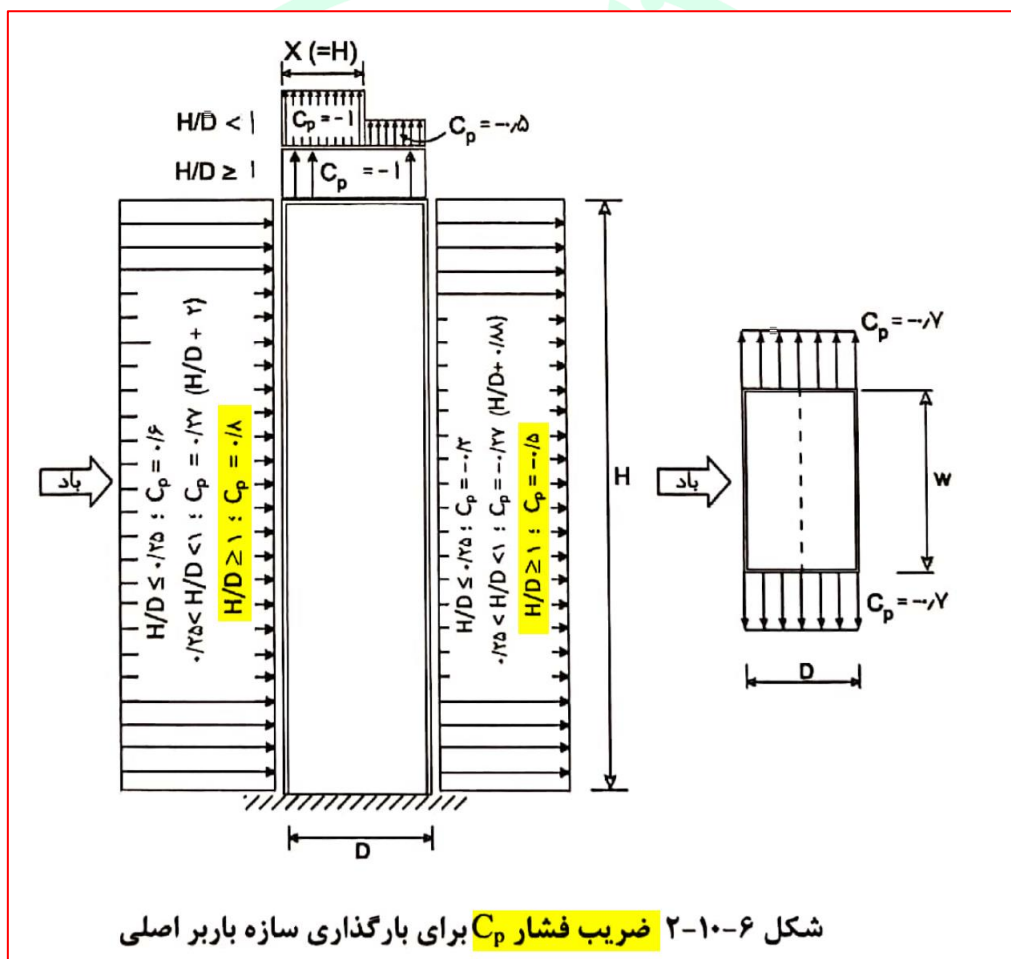
C_d : ضریب هم‌راستایی باد طبق بند ۶-۱۰-۱۲



۱-۶-۱۰-۶ ارتفاع مبنا

ارتفاع مبنا که در محاسبه ضریب C_e به کار می‌رود، به شرح زیر تعریف می‌شود:

الف) برای ساختمان‌های منطبق بر بند ۱۰-۸ این بخش یا پیوست ۴-۶، مقدار ارتفاع مبنا در سمت رو به باد برابر ارتفاع نقطه مورد نظر از سطح زمین (Z)، برای سمت پشت باد نصف ارتفاع کل ساختمان ($Z=H/2$) و برای بام و بدنه‌های جانبی ساختمان معادل ارتفاع کل ساختمان ($Z=H$) است.



۳-۶-۱۰-۶ ضریب C_e در نواحی پرتراکم

چنانچه ساختمان یا سازه در مناطق با تراکم ساختمانی شهری یا در مجاورت جنگل‌های انبوه قرار گرفته باشد و منطقه پرتراکم در سمت رو به باد ساختمان در بالادست به میزان یک کیلومتر یا ۲۰ برابر ارتفاع ساختمان (هرکدام که بیشتر است) امتداد داشته باشد، ضریب C_e از رابطه (۶-۱۰-۶) تعیین می‌گردد.

$$C_e = 0.7 \left(\frac{Z}{12} \right)^{1/3} \geq 0.7$$

(۶-۱۰-۶)

**۶-۱۰-۸ ضرایب اثر تندباد و فشار برای ساختمان‌های مستطیل شکل با بام تخت****ونسبت ابعادی بیشتر از واحد یا ارتفاع بیش از ۲۰ متر**

چنانچه ارتفاع ساختمان بیش از ۲۰ متر یا بزرگتر از بعد کوچکتر ساختمان باشد، ضرایب اثر تندباد (C_{gi} و C_g) و فشار (C_p و C_p^*) به شرح ذیل محاسبه می‌شوند.

ابتدا نسبت ابعادی سازه را کنترل می‌کنیم:

$$\rightarrow \frac{H}{D} = \frac{60}{25} = 2.4 > 1 \quad OK\checkmark$$

$$\rightarrow H = 60m > 20m \quad OK\checkmark$$

سازه بلند مرتبه می باشد.

نسبت خواسته شده مد نظر طراح به صورت زیر است:

$$\rightarrow \frac{P_{\text{رو به باد}}}{P_{\text{پشت به باد}}} = \frac{C_{e_{\text{رو به باد}}}}{C_{e_{\text{پشت به باد}}}} * \frac{C_{p_{\text{رو به باد}}}}{C_{p_{\text{پشت به باد}}}}$$

پارامترهای دیگر در رابطه فشار خارجی باد با هم برابر می باشند. لذا از آوردن آنها در رابطه فشار خارجی باد صرف نظر شده است.

محاسبه C_e و C_p در حالت رو به باد در تراز بام برای حالت پرتراکم:

$$z = H = 60m$$

$$\rightarrow C_{e_{\text{رو به باد}}} = \max\left(0.7, 0.7 * \left(\frac{z}{12}\right)^{0.3}\right) = \max\left(0.7, 0.7 * \left(\frac{60}{12}\right)^{0.3}\right) = 1.134$$

$$\rightarrow \frac{H}{D} = \frac{60}{25} = 2.4 \geq 1$$

$$\rightarrow C_{p_{\text{رو به باد}}} = 0.8$$

محاسبه C_e و C_p در حالت پشت به باد در تراز بام برای حالت پرتراکم:

$$z = \frac{H}{2} = \frac{60}{2} = 30m$$

$$\rightarrow C_{e_{\text{پشت به باد}}} = \max\left(0.7, 0.7 * \left(\frac{z}{12}\right)^{0.3}\right) = \max\left(0.7, 0.7 * \left(\frac{30}{12}\right)^{0.3}\right) = 0.92$$

$$\rightarrow \frac{H}{D} = \frac{60}{25} = 2.4 \geq 1$$

$$\rightarrow C_{p_{\text{پشت به باد}}} = -0.5$$



در نهایت مقدار نسبت خواسته شده را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \frac{P_{\text{رو به باد}}}{P_{\text{پشت به باد}}} = \left| \frac{C_{e_{\text{رو به باد}}}}{C_{e_{\text{پشت به باد}}}} * \frac{C_{p_{\text{رو به باد}}}}{C_{p_{\text{پشت به باد}}}} \right| = \left| \frac{1.134 * 0.8}{0.92 * (-0.5)} \right| = 1.972$$

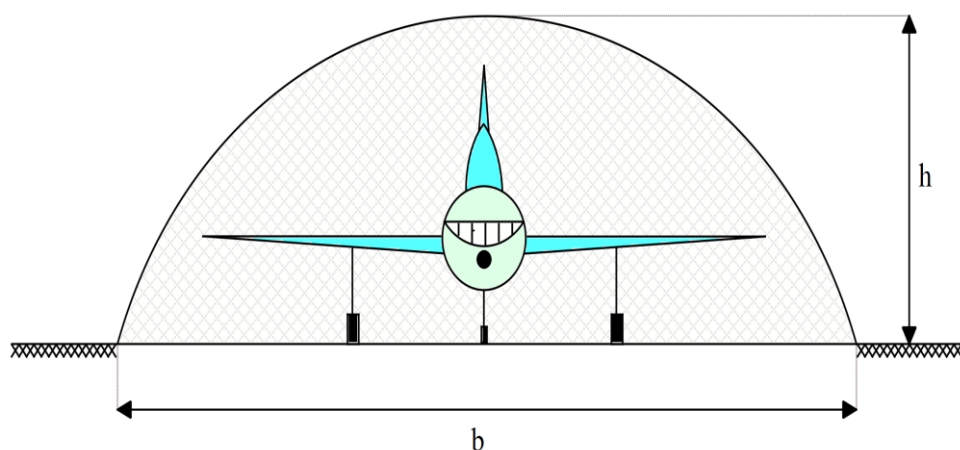
پاسخ سوال گزینه (۱)



سبزسازه



۱۶- برای طراحی آشیانه هواپیماهای کوچک در فرودگاه یزد که مقطع آن در شکل نشان داده شده است. حد بالای فشار داخلی ناشی از باد به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ ورودی آشیانه همواره باز و انتهای آن بسته است. پوشش نیمه استوانه ای آشیانه بدون درز و منفذ خواهد بود. فرض می شود سازه در گروه خطر پذیری یک قرار داشته و ضریب اثر تغییر سرعت و ضریب پستی و بلندی زمین برابر یک است.



$$0.81 \text{ KN/m}^2 \quad (۵)$$

$$0.68 \text{ KN/m}^2 \quad (۶)$$

$$0.90 \text{ KN/m}^2 \quad (۷)$$

$$0.35 \text{ KN/m}^2 \quad (۸)$$

سطح سوال: متوسط و جدید

حل: طبق بند ۶-۱۰-۴-۲ صفحه ۷۶ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۱۰-۴-۲ فشار یا مکش داخلی

فشار یا مکش داخلی ساختمان تحت اثر باد از رابطه (۶-۱۰-۳-ب) به دست می آید.

$$P_i = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d \quad (۶-۱۰-۳-ب)$$

در این رابطه :

P_i : فشار یا مکش داخلی استاتیکی در جهت عمود بر سطح است که در حالت فشار به سمت رو به

سطح و در حالت مکش به سمت خارج از سطح عمل می کند.

C_{gi} : ضریب اثر تند باد طبق بند ۶-۱۰-۸

C_{pi} : ضریب اثر باز شو طبق بند ۶-۱۰-۱۱

فشار (مبنا) (q) kN/m^2	سرعت مبنای باد (V) km/h	نام ایستگاه	۳'
-۰/۵۷	۱۱۰	یزد	۳۰۵

گروه ۳: ساختمان‌های با بازشوهای بزرگ که احتمال ورود باد به داخل ساختمان بالا است، ساختمان‌های صنعتی با درهای بزرگ یا هواکش، یا درهایی که ممکن است در زمان طوفان شکسته یا باز شوند، سرپوشیده‌های سه طرف بسته و همچنین ساختمان‌هایی که باید بعد از طوفانی عملکرد آنها حفظ شود.

در این حالت $C_{pi} = -0.7$ تا $C_{pi} = 0.7$ اختیار خواهد شد.

۶-۱۰-۸-۱ ضریب اثر تند باد C_g و C_{gi}

ضریب اثر تند باد به منظور در نظر گرفتن نسبت حداکثر بارگذاری باد به اثر متوسط آن، ناشی از اثر نسبت سرعت لحظه‌ای باد به سرعت متوسط آن، در محاسبه فشار باد در نظر گرفته می‌شود. مقدار ضریب C_g به شرح ذیل است:

الف) برای محاسبه نیروهای کلی خارجی ساختمان $C_g = 2/0$

ب) برای محاسبه نیروهای وارد بر اجزاء پوشش نما یا بام (به طور موضعی) $C_g = 2/5$

برای محاسبه فشار یا مکش داخلی، مقدار ضریب C_{gi} را می‌توان به صورت محافظه کارانه برابر $2/0$ اختیار نمود.

۶-۱۰-۱۲ ضریب هم راستایی باد C_d

ضریب هم راستایی باد به منظور در نظر گرفتن احتمال هم راستایی جهت باد، ساختمان و ضریب فشار مربوط در همان جهت باد پیش‌بینی شده است. بجز در ساختمان‌ها و حالات زیر، ضریب هم راستایی C_d برابر با 0.85 اختیار می‌شود.

۱- دودکش‌ها، منابع و ساختمان‌های مشابه با مقطع مربع $C_d = 0.9$ ، با مقطع دایره یا هشت ضلعی $C_d = 0.95$

۲- پایه‌های انتقال نیرو (برج‌های خرابایی) با مقطع مثلث، مربع و مستطیل $C_d = 0.85$ ، با سایر مقاطع $C_d = 0.95$



جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطرپذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

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

نکته مهم: با توجه به تعریف پارامترهای صورت سوال از جمله ضریب پستی و بلندی زمین (C_t)، روش حل این سوال از فصل ۱۰ مبحث ۶ بحث روش استاتیکی بار باد مدنظر طراح می باشد. و حل سوال طبق پیوست ۶-۴ مربوط به روش دینامیکی بار باد مدنظر نمی باشد.

تذکر مهم در مورد ضریب هم راستایی باد C_d :

آشیانه هواپیما جزو سقف های قوسی شکل بوده که شامل هیچکدام از سازه هایی که در بند ۶-۱۰-۱۲ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸ به آنها اشاره کرده است، قرار نمی گیرد. لذا می توان آن را به عنوان سایر سازه ها در نظر گرفت که مقدار (C_d) برای آن ها برابر ۰.۸۵ می باشد.

سبزسازه



Structure Type	Directionality Factor K_d^*
Buildings Main Wind Force Resisting System Components and Cladding	0.85 0.85
Arched Roofs	0.85
Chimneys, Tanks, and Similar Structures Square Hexagonal Round	0.90 0.95 0.95
Solid Freestanding Walls and Solid Freestanding and Attached Signs	0.85
Open Signs and Lattice Framework	0.85
Trussed Towers Triangular, square, rectangular All other cross sections	0.85 0.95

دلیل اینکه جدول بالا را در حل سوال آورده ایم، این نیست که در حل سوال به آیین نامه خارجی رجوع شده است، زیرا شامل مواد آزمون محاسبات نیز نمی باشد و فقط مبحث ۶ به عنوان مواد آزمون محاسبات در نظر گرفته می شود. هدف این است که داوطلبان در جریان سازه هایی که شامل سایر حالات می باشند، قرار گیرند.



برای محاسبه فشار داخلی ناشی از بار باد ابتدا پارامترهای رابطه فشار داخلی باد P_i را مشخص می کنیم:

$$P_i = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d$$

$$I_w = 1.2$$

$$q_{یزد} = 0.57$$

$$C_e = C_t = 1$$

$$C_{gi} = 2$$

$$C_{pi} = 0.7$$

$$C_d = 0.85$$

در نهایت برای محاسبه حد بالای فشار داخلی ناشی از باد (P_i) به صورت زیر عمل می کنیم:

$$\rightarrow P_i = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d = 1.2 * 0.57 * 1 * 1 * 2 * 0.7 * 0.85$$

$$\rightarrow P_i = 0.814 \text{ KN/m}^2$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

سبزسازه

۱۷- تغییرشکل قائم وسط دهانه یک تیر (لاپه) فولادی با مقطع Z، در سقف یک سالن صنعتی، تحت بار مرده (شامل وزن تیر) 0.45 KN/m^2 (بر واحد سطح افق)، ۱۲ میلی متر محاسبه شده است. چنانچه طول دهانه این تیر ۶ متر بوده و بر اساس ملاحظات بهره برداری، حداکثر تغییرشکل قائم وسط دهانه به $\frac{1}{200}$ طول دهانه محدود شده باشد، حداکثر بار برف متوازن روی سقف، بر اساس محدودیت تغییرشکل چه مقدار می تواند باشد؟ نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمایید.

۱) 1.30 KN/m^2

۲) 1.4 KN/m^2

۳) 1.35 KN/m^2

۴) 1.25 KN/m^2

سطح سوال: متوسط و جدید

حل: طبق بند ۶-۲-۵-۱ صفحه ۱۵ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۲-۵-۱ تغییرشکل قائم (افتادگی)

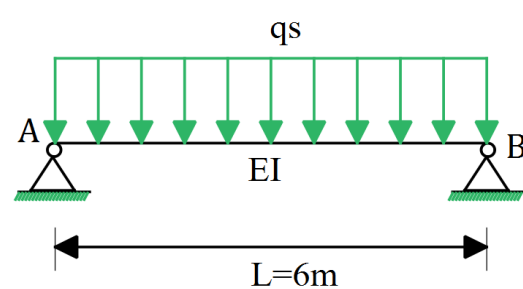
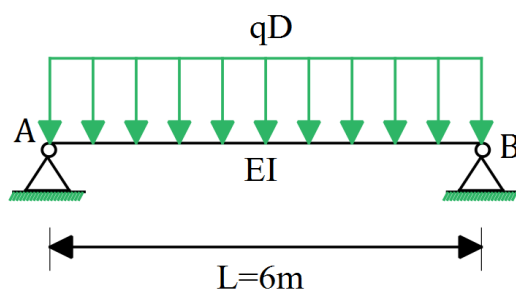
تغییر شکل‌های قائم (افتادگی) اعضای کف‌ها و سقف‌ها تحت ترکیب بارهای زیر نباید از مقادیر مجاز آیین‌نامه‌های طراحی تجاوز نماید. در صورتی که در مباحث طراحی مقررات ملی ساختمان یا سایر آیین‌نامه‌های طراحی مرتبط، استفاده از ضرایب بار کمتر از واحد پیشنهاد شده باشد، می‌توان از آن ضرایب به جای واحد در ترکیب بارها استفاده نمود.

۱) D

۲) L

۳) D + L

۴) $D + (L_r \text{ یا } 0.5 S)$





ابتدا مقدار تغییر مکان قائم وسط دهانه تیر را تحت بار متوازن برف به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$q_D = 0.45 \frac{KN}{m^2}$$

$$\Delta_D = 12mm$$

$$\frac{\Delta_D}{\Delta_S} = \frac{\frac{5q_D L^4}{384EI}}{\frac{5q_S L^4}{384EI}} \rightarrow \frac{12}{\Delta_S} = \frac{\frac{5q_D L^4}{384EI}}{\frac{5q_S L^4}{384EI}} \rightarrow \Delta_S = \frac{12q_S}{q_D} = \frac{12q_S}{0.45} = 26.67q_S$$

در نهایت با کنترل تغییر شکل وسط تیر تحت بار مرده و برف در ترکیب بار ردیف ۴ مربوط به تغییر شکل قائم با مقدار حداکثر داده شده در صورت سوال $\left(\frac{L}{200}\right)$ مقدار حداکثر بار متوازن برف (q_S) بر روی سقف را به صورت زیر می توانیم محاسبه کنیم:

$$\Delta_D + 0.5\Delta_S \leq \frac{L}{200} \rightarrow 12 + 0.5 * 26.67q_S \leq \frac{6000}{200} \rightarrow q_S \leq 1.35 \frac{KN}{m^2}$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

سبزسازه

۱۸- کدام یک از عبارات زیر دربارهٔ سرعت بحرانی باد برای ایجاد جدا شدن گردباده، صحیح است؟ مقادیر تقریبی مدنظر این سوال است.

- (۱) مقدار عدد استروهمال برای محاسبهٔ سرعت بحرانی در پلان دایره ای می تواند کمتر یا بیشتر از پلان مربع مستطیل باشد.
- (۲) مقدار عدد استروهمال برای محاسبهٔ سرعت بحرانی در پلان دایره ای کمتر از پلان مربع مستطیل است.
- (۳) مقدار عدد استروهمال برای محاسبهٔ سرعت بحرانی در پلان دایره ای بیشتر از پلان مربع مستطیل است.
- (۴) مقدار عدد استروهمال برای محاسبهٔ سرعت بحرانی در پلان دایره ای برابر پلان مربع مستطیل است.

سطح سوال: آسان

حل: طبق پیوست ۴-۶ بند پ ۴-۶-۵ بالای صفحه ۱۴۰ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

$$V_{HC} = \frac{f_{ni} W}{S} \quad (\text{پ-۴-۶-۹})$$

در این رابطه W عرض مؤثر سازه یا ساختمان در جهت وزش باد و در ارتفاع مورد نظر (از رابطه ۶-۱۰-۵)، f_{ni} فرکانس طبیعی سازه در مد موردنظر، در جهت عمود بر جریان باد و S ، عدد استروهمال است.

مقدار S برای سازه‌های با پلان دایره‌ای (دودکش‌ها، برج‌ها، ساختمان‌های مدور) حدود ۰/۱۸ است. برای پلان‌های مربع مستطیل، میزان S متناسب با نسبت طول و عرض پلان است و می‌توان آنرا حدود ۰/۱۳ اختیار نمود.

$$S_{\text{دایره}} = 0.18$$

$$S_{\text{مربع مستطیل}} = 0.13$$

نکته مهم: چون در صورت سوال مقادیر تقریبی مد نظر طراح می باشد. انتخاب مقادیر بالا برای عدد استروهمال S قابل قبول می باشد.

$$S_{\text{دایره}} = 0.18 > S_{\text{مربع مستطیل}} = 0.13$$

پاسخ سوال گزینه (۳)



۱۹- مقدار مجاز نشست غیریکنواخت در زیر شالوده یک ساختمان 10 طبقه مسکونی از نوع قاب خمشی بتن آرمه ویژه با خاک از نوع رس و با پی از نوع گسترده سطحی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

100 mm (۴)

70 mm (۳)

50 mm (۲)

40 mm (۱)

به بند ۴-۴-۷ مبحث هفتم مراجعه شود.

۴-۴-۷ مقادیر نشست مجاز

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

۴-۴-۷-۲- مقادیر مجاز نشست غیریکنواخت نصف مقادیر مجاز نشست یکنواخت می‌باشد.

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

خاک	نوع پی	سیستم سازه‌ای	نشست یکنواخت (mm)
ماسه	منفرد	قاب فولادی یا بتنی	۲۵
	نواری		۴۰
	گسترده		۵۰
رس	منفرد	قاب فولادی یا بتنی	۵۰
	نواری		۷۰
	گسترده		۱۰۰

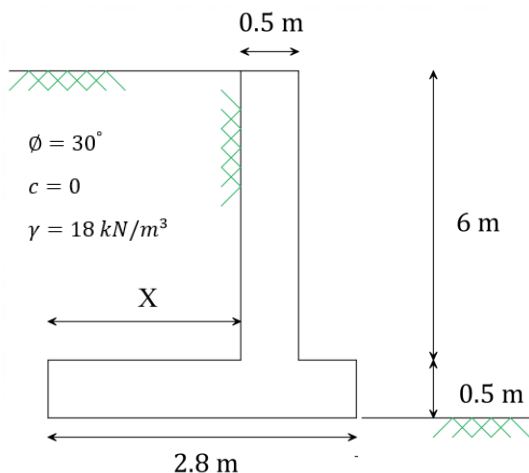
مطابق جدول ۴-۴-۷، مقدار نشست مجاز یکنواخت خاک زیر شالوده بر اساس مشخصات پی و خاک داده شده برابر ۱۰۰ میلیمتر است. در نهایت با توجه به این نکته که مقدار نشست غیریکنواخت مجاز، نصف مقادیر جدول است، لذا مقدار ۵۰ میلیمتر باید انتخاب شود.

گزینه ۲ صحیح است

سبزسازه



۲۰- یک دیوار حائل وزنی بتنی با مشخصات هندسی مطابق شکل نگهدارندهٔ خاکی به ارتفاع ۶ متر است. حداقل فاصلهٔ دیوار از پاشنه (X) برای اینکه دیوار در شرایط استاتیکی واژگون نشود با روش تنش مجاز به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ دیوار حائل سراسری است. وزن مخصوص بتن برابر 24 kN/m^3 در نظر گرفته شود.



(۱) $x=2.55 \text{ m}$

(۲) $x=1.55 \text{ m}$

(۳) $x=1.80 \text{ m}$

(۴) $x=2.3 \text{ m}$

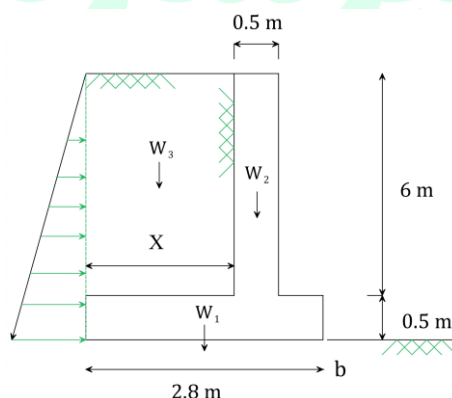
مطابق شکل نشان داده شده، باید تعادل بین نیروهای مقاوم در برابر واژگونی دیوار که شامل وزن دیوار و پی آن و همچنین وزن خاک روی پی آن بوده و نیروی محرک وارد بر دیوار که ناشی از فشار خاک پشت دیوار بوده با ضریب اطمینان مشخصی برقرار شود. به جدول ۳-۵-۷ کتاب مبث هفتم در خصوص مقدار ضریب اطمینان در این حالت توجه شود:

جدول ۳-۵-۷ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی در طراحی به روش تنش مجاز

شرایط	واژگونی	لغزش	ظرفیت باربری پی دیوار	پایداری کلی (شیروانی)
استاتیکی	۱/۷۵	۱/۵	۳	۱/۵
لرزه‌ای	۱/۲	۱/۲	۲	۱/۳

$$FS = \frac{M_R}{M_O} \geq 1.75$$

که M_O و M_R به ترتیب لنگر نیروهای مقاوم و محرک وارد بر دیوار حول نقطه b هستند.





$$M_R = 2.8 \times 0.5 \times 1 \times 24 \times \frac{2.8}{2} + 6 \times 0.5 \times 1 \times 24 \times \left(2.8 - x - \frac{0.5}{2}\right) + 6 \times x \times 1 \times 18 \times \left(2.8 - \frac{x}{2}\right) = 47.04 + 72(2.55 - x) + 108x\left(2.8 - \frac{x}{2}\right)$$

$$M_O = \frac{1}{2} \times 6.5 \times 6.5 \times 18 \times \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} \times 1 \times \frac{6.5}{3} = 274.63 \text{ kN.m}$$

در نهایت باید داشته باشیم:

$$\frac{M_R}{M_O} \geq 1.75 \rightarrow \frac{47.04 + 72(2.55 - x) + 108x\left(2.8 - \frac{x}{2}\right)}{274.63} \geq 1.75$$

برای یافتن مقدار x هم میتوان نامعادله فوق را حل کرد و هم می‌توان با جایگذاری گزینه‌ها اقدام کرد که غالب مهندسين این روش را انتخاب می‌کنند.

$$x = 2.55 \rightarrow \frac{47.04 + 72(2.55 - 2.55) + 108 \times 2.55\left(2.8 - \frac{2.55}{2}\right)}{274.63} = 1.7 < 1.75$$

$$x = 1.55 \rightarrow \frac{47.04 + 72(2.55 - 1.55) + 108 \times 1.55\left(2.8 - \frac{1.55}{2}\right)}{274.63} = 1.67 < 1.75$$

$$x = 1.80 \rightarrow \frac{47.04 + 72(2.55 - 1.80) + 108 \times 1.80\left(2.8 - \frac{1.80}{2}\right)}{274.63} = 1.71 < 1.75$$

$$x = 2.3 \rightarrow \frac{47.04 + 72(2.55 - 2.30) + 108 \times 2.30\left(2.8 - \frac{2.30}{2}\right)}{274.63} = 1.73 < 1.75$$

پس از ساده‌سازی، رابطه فوق به صورت زیر نوشته خواهد شد:

$$-54x^2 + 230.4x - 249.9625 \geq 0 \rightarrow$$

ریشه حقیقی ندارد

پاسخ صحیح ندارد



۲۱- در کدام یک از موارد زیر، برای لحاظ کردن تأثیر توپوگرافی سطحی در محل احداث یک ساختمان مسکونی، باید برای حرکت زمین از ضریب بزرگنمایی دینامیکی استفاده نمود؟

- ۱) ارتفاع شیب زمین ۳۶ متر، زاویه شیب دامنه ۱۷ درجه و سازه در ارتفاع ۲۵ متری از پای شیب قرار دارد.
- ۲) ارتفاع شیب زمین ۲۰ متر، زاویه شیب دامنه ۲۰ درجه و سازه در ارتفاع ۲۰ متری از پای شیب قرار دارد.
- ۳) ارتفاع شیب زمین ۳۳ متر، زاویه شیب دامنه ۲۰ درجه و سازه در ارتفاع ۱۸ متری از پای شیب قرار دارد.
- ۴) ارتفاع شیب زمین ۴۰ متر، زاویه شیب دامنه ۱۰ درجه و سازه در ارتفاع ۱۰ متری از پای شیب قرار دارد.

بر اساس بند ۷-۷-۲-۳-۲ مبحث هفتم، در شرایط خاصی، حرکت زمین دچار بزرگنمایی خواهد شد:

۷-۷-۲-۳-۲ تأثیر توپوگرافی سطحی

یکی دیگر از مصادیق مهم اثر ساختگاه تأثیر توپوگرافی سطحی زمین بر پارامترهای حرکت زمین است و چنانچه سازه مورد طراحی بر روی بلندی یا در دامنه یک شیب قرار داشته باشد باید به این موضوع توجه ویژه مبذول شود. چنانچه ارتفاع شیب بیش از ۳۰ متر، زاویه شیب دامنه بیش از ۱۵ درجه بوده و سازه در ۱/۳ فوقانی شیب قرار داشته باشد حرکت زمین دچار بزرگنمایی می شود و ضرایب پیشنهادی در استاندارد ۲۸۰۰ برای منظور کردن بزرگنمایی باید مورد استفاده قرار گیرند. استفاده از نرم افزارهای مناسب که تأثیر توپوگرافی را مدل می سازند توصیه می شود.

طبق توضیحات این بند، سه شرط باید همزمان برقرار باشد:

الف) ارتفاع شیب بیش از ۳۰ متر باشد ← گزینه ۲ حذف

ب) شیب دامنه بیش از ۱۵ درجه باشد. ← گزینه ۴ حذف

ج) سازه در یک سوم فوقانی شیب قرار داشته باشد. ← گزینه ۳ حذف

گزینه ۱ صحیح است



۲۲- شمع با مقطع دایره‌ای به قطر 1 متر و به عمق 8 متر در لایه‌ای مستقر می‌باشد که آب زیرزمینی بر روی سطح زمین منطبق است. چنانچه برای تعیین ظرفیت باربری از آزمایش بارگذاری دینامیکی استفاده شده باشد، با فرض حداکثر بار مجاز کششی در شرایط استاتیکی 240 kN وزن مخصوص بتن 25 kN/m^3 و وزن مخصوص آب 10 kN/m^3 ، مقاومت اصطکاکی جدار این شمع به روش مقاومت مجاز به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟

(۱) 145 kN

(۲) 80 kN

(۳) 440 kN

(۴) 500 kN

با مراجعه به بند ۷-۶-۳ مبحث هفتم و نیز جدول ۷-۶-۱ همین مبحث داریم :

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

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری	ضریب اطمینان (F.S.)
فشاری/کششی	فقط روش	۳
	تحلیلی	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 استاتیکی (جانبی)	۲

با انتخاب ضریب اطمینان ۲.۵ بر اساس روش آزمایش بارگذاری دینامیکی و نیز فرض بنیادین روش طراحی حاکم باید داشته باشیم:

$$R_a = \frac{R_t}{2.5} = 240 \text{ kN}$$

پارامتر R_t ظرفیت باربری کششی شمع بوده که در ادامه محاسبه شده است:



۳-۴-۶-۷ شمع‌های کششی

۱-۳-۴-۶-۷ برای آنکه یک شمع، بارهای طراحی را با ایمنی مناسبی در مقابل گسیختگی کششی تحمل نماید، باید نامساوی زیر در همه حالات حادی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری برقرار باشد:

$$R_t \geq F_t \quad (۹-۶-۷)$$

در این نامساوی:

F_t = بار محوری کششی طراحی

R_t = باربری کششی شمع

۲-۳-۴-۶-۷ در تعیین ظرفیت باربری شمع‌های کششی، دو نوع سازوکار گسیختگی باید در نظر گرفته شود:

الف- بیرون آمدن شمع‌ها از زمین به صورت منفرد

ب- بالا آمدن بلوک زمین حاوی گروه شمع

۳-۳-۴-۶-۷ نیروی مقاوم کششی، چه در حالت منفرد و چه در حالت گروهی، با استفاده از رابطه (۱۰-۶-۷) محاسبه می‌شود:

$$R_t = W_t + F_s - U_{\text{uplift}} \quad (۱۰-۶-۷)$$

$$R_t = 240 \text{ kN} = \frac{\pi \times 1^2}{4} \times 8 \times 25 + F_s - \frac{\pi \times 1^2}{4} \times 8 \times 10 = 30\pi + F_s$$

$$240 \text{ kN} = \frac{R_t}{2.5} = \frac{30\pi + F_s}{2.5} \rightarrow F_s = 505.75 \text{ kN}$$

گزینه ۴ صحیح است

سبزسازه



۲۳- اگر لایه ضعیف بیش از سه متر پایین تر از نوک شمع‌هایی به قطر 500 و 450 میلی‌متر باشد با فرض برابر بودن حداقل مقاومت برشی زهکشی‌نشده خاک رس در تراز نوک شمع، کدام عبارت زیر صحیح است؟

(۱) نسبت مقاومت نوک شمع قطر کوچک به قطر بزرگ نزدیک به مقدار 0.90 است.

(۲) نسبت مقاومت نوک شمع قطر کوچک به قطر بزرگ نزدیک به مقدار 0.78 است.

(۳) نسبت مقاومت نوک شمع قطر کوچک به قطر بزرگ نزدیک به مقدار 1.28 است.

(۴) نسبت مقاومت نوک شمع قطر کوچک به قطر بزرگ نزدیک به مقدار 1.10 است.

مطابق توضیحات بند ۷-۶-۴-۱-۲ مبحث هفتم، مقاومت نوک شمع R_b از حاصلضرب ظرفیت باربری نوک شمع در مساحت موثر نوک شمع بدست می‌آید:

۷-۶-۴-۱-۲ استفاده از روابط تحلیلی

باربری فشاری R_c را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$R_c = R_b + R_s \quad (۷-۶-۲)$$

در رابطه فوق:

R_b مقاومت نوک شمع و R_s مقاومت جداره شمع است که مقادیر آن‌ها را می‌توان با استفاده از روابط زیر به دست آورد:

$$R_b = q_b A_b \quad (۷-۶-۳)$$

همچنین مطابق ادامه توضیحات، در خاک‌های چسبنده رسی می‌توان مقدار q_b را بدست آورد:

مقاومت نوک را در خاک‌های چسبنده رسی می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$q_b = N_t \cdot S_u \quad (۷-۶-۶)$$

که در آن S_u حداقل مقاومت برشی زهکشی‌نشده خاک رس در تراز نوک شمع است. N_t ضریب ظرفیت باربری است که تابعی از قطر شمع است و به شرح زیر تعیین می‌شود:

– برای قطر شمع کوچکتر از ۰/۵ m برابر ۹

– برای قطر شمع بین ۰/۵ m تا ۱ m برابر ۷

– برای قطر شمع بزرگتر از ۱ m برابر ۶

طبق توضیحات سوال، مقدار S_u که حداقل مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رس بوده، در تراز نوک هر دو شمع برابر است. بنابراین

$$q_b \propto N_t$$

اگر مقاومت نوک شمع با قطر ۴۵۰ میلیمتر، R_{b1} و مقاومت نوک شمع با قطر ۵۰۰ میلیمتر R_{b2} در نظر گرفته شود، داریم:

$$\frac{R_{b1}}{R_{b2}} = \frac{q_{b1}A_{b1}}{q_{b2}A_{b2}} = \frac{N_{t1}}{N_{t2}} \times \frac{D_1^2}{D_2^2} = \frac{9}{7} \times \frac{450^2}{500^2} = 1.04$$

نزدیک ترین مقدار در گزینه های سوال، نسبت ۱.۱ در گزینه ۴ است.

تذکر: مبحث هفتم در رابطه ۶-۶-۷، q_b را مقاومت نوک شمع تعریف کرده است که اگر فرض کنیم که طراح به این تعریف اشاره دارد نسبت خواسته شده سوال برابر است با:

$$\frac{q_{b1}}{q_{b2}} = \frac{N_{t1}}{N_{t2}} = \frac{9}{7} = 1.28$$

که مقدار دقیق گزینه ۳ است.

گزینه ۳ یا ۴ صحیح است.

سبزسازه



۲۴- در یک ساختمان بنایی مسلح ابعاد یک دیوار برابر $3 \times 3 \times 0.3$ متر بوده و مساحت میلگردهای قائم برابر 0.08 درصد مساحت کل مقطع دیوار است. حداقل مساحت قابل قبول میلگردهای افقی این دیوار چند درصد مساحت کل مقطع دیوار است؟

(۱) 0.12 درصد

(۲) 0.2 درصد

(۳) 0.07 درصد

(۴) 0.08 درصد

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۸-۴-۶-۹-۲ مورد ۱ صفحه ۹۰ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۸-۴-۶-۹-۲ میلگردگذاری دیوار

کلیه دیوارها باید در دو راستای افقی و قائم میلگردگذاری شوند. در میلگردگذاری دیوارها رعایت ضوابط زیر الزامی است:

۱- مساحت میلگرد افقی و قائم هر کدام نباید کمتر از $0.0007A$ مساحت کل مقطع، به ترتیب، قائم و عرضی دیوار باشد. همچنین، مجموع مساحت میلگردهای افقی و قائم باید حداقل $0.002A$ مساحت کل مقطع عرضی دیوار باشد.

مساحت میلگرد افقی را به صورت زیر کنترل می کنیم:

$$\rho_{\text{قائم}} = 0.0008A$$

$$\rho_{\text{افقی}} \geq 0.0007A$$

$$\rho_{\text{افقی}} + \rho_{\text{قائم}} \geq 0.002A \rightarrow \rho_{\text{افقی}} + 0.0008A \geq 0.002A$$

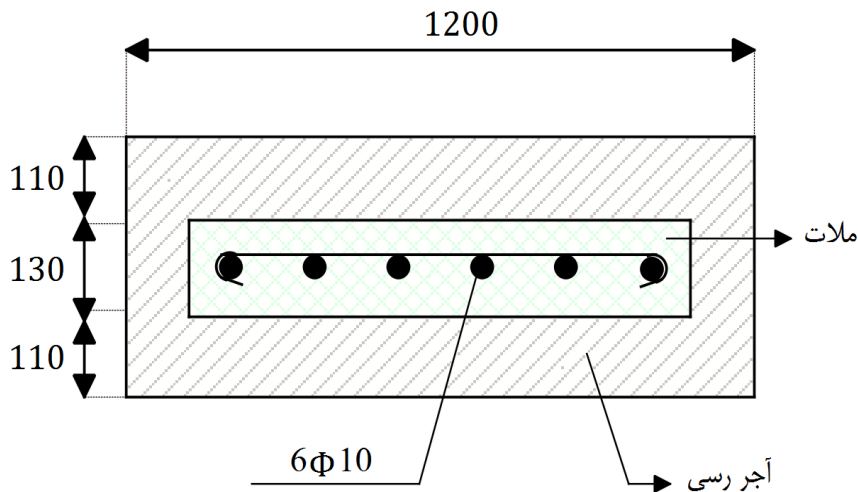
$$\rightarrow \rho_{\text{افقی}} \geq 0.0012A$$

در نهایت حداقل مقدار مساحت قابل قبول میلگردهای افقی دیوار به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rightarrow \rho_{\text{افقی}} \geq \max\{0.12\%, 0.07\%\} = 0.12\%$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

۲۵- در یک سازه با مصالح بنایی مسلح یک قطعه سازه ای به ارتفاع موثر ۴ متر و با مقطع شکل زیر وجود دارد. مصالح قطعه از نوع آجر رسی با ملات M15 هستند. مقاومت طراحی فشاری عضو به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ میلگرد از نوع S340 و مقاومت فشاری آجر 8MPa است. در شکل ابعاد به میلی متر است.



- (۱) 960 KN
- (۲) 378 KN
- (۳) 773 KN
- (۴) 859 KN

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۸-۴-۶-۸ صفحه ۸۸ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

جرز

عضو قائم مجزایی است که طول (بعد افقی) آن نسبت به عرض (ضخامت) بیشتر از ۳ و کمتر و یا برابر ۶ باشد و ارتفاع آن نیز از ۵ برابر طولش کمتر باشد.

۸-۴-۶-۸ طراحی جرز

در طراحی جرز باید الزامات فصل سوم و الزامات این بخش در نظر گرفته شود. نیروهای طراحی جرز باید بر اساس تحلیلی که در آن تاثیر سختی نسبی اعضای سازه ای در نظر گرفته شده است، به دست آمده باشند. نیروی فشاری ضریب دار روی جرز نباید از $0.3 A_n f_m$ فراتر رود.

جدول ۴-۲-۸ مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f'_m ، بر حسب مقاومت فشاری آجر رسی

مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f'_m (MPa)		مقاومت فشاری مشخصه آجر (MPa)
مالات ماسه سیمان نوع متوسط	مالات ماسه سیمان نوع خیلی قوی یا قوی	
۳/۰	۳/۵	≥ 10
۲/۸	۳/۴	۹
۲/۵	۳/۰	۸

ابتدا برای ملات قوی M15 و مقاومت فشاری مشخصه آجر رسی 8 MPa مقدار مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی را از جدول ۸-۴ محاسبه می کنیم:

$$f'_m = 3 \text{ MPa}$$

$$f_y = 340 \text{ MPa}$$

در ادامه طبق تعریف جرز در صفحه ۸ مبحث هشتم ویرایش ۱۳۹۸ عضو را کنترل میکنیم که آیا شامل جرزها می باشد یا خیر. بنابراین:

$$h = 4m = 4000 \text{ mm}$$

$$L = 1200 \text{ mm}$$

$$t = 350 \text{ mm}$$

$$3 < \frac{L}{t} = \frac{1200}{350} = 3.42 \leq 6 \quad \text{ok } \checkmark$$

$$h < 5L \rightarrow 4000 < 5 * 1200 = 6000 \text{ mm} \quad \text{ok } \checkmark$$

بنابراین با توجه به کنتراهای بالا می توان فهمید که عضو مورد نظر جرز بوده و طبق بند ۸-۴-۶-۸ صفحه ۸۸ مبحث هشتم ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

$$P_u \leq 0.3A_n f'_m$$

$$A_n = 1200 * 350 = 420000 \text{ mm}^2$$

$$P_u \leq 0.3A_n f'_m = 0.3 * 420000 * 3 * 10^{-3} = 378 \text{ KN}$$



۲۶- مقاومت فشاری سنگی از نوع آهکی متراکم که برای ساخت دیوار باربر در یک ساختمان با مصالح بنایی استفاده می شود، در حالت خشک 30MPa است. یک نمونه 40 کیلوگرمی از این سنگ به مدت 24 ساعت در آب قرار گرفته است. حداقل مقاومت فشاری و حداکثر وزن نمونه غرقاب، برای پذیرش این سنگ چه مقدار باید باشد؟

(۱) 21 MPa و 46 kg

(۲) 18 MPa و 42 kg

(۳) 28 MPa و 42 kg

(۴) 25 MPa و 50 kg

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۸-۲-۲-۴-۳ مورد ب صفحه ۳۵ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

ب) حداقل ضوابط لازم برای سنگ‌های مصرفی

مقاومت فشاری سنگ مورد استفاده در عضو بنایی باربر نباید کمتر از ۱۵ مگاپاسکال باشد. جذب آب سنگ‌های رگی حداکثر ۵٪ و ضریب افت مقاومت سنگ در آب، در مورد سنگ‌های باربر و نما دست کم ۷۰٪ است. جذب آب مجاز برای سنگ‌های آهکی متراکم ۱۵٪، سنگ‌های آهکی متخلخل ۲۵٪ و در مورد توف‌ها ۳۰٪ تعیین شده است.

تعریف: ضریب افت مقاومت سنگ در آب عبارت است از نسبت مقاومت فشاری نمونه خیس شده در آب به مدت حداقل ۲۴ ساعت به مقاومت فشاری همان سنگ در حالت خشک.

ابتدا مقدار حداقل مقاومت فشاری سنگ آهکی متراکم باربر را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \frac{f_{\text{نمونه خیس}}}{f_{\text{نمونه خشک}}} \geq 0.7 \rightarrow \frac{f_{\text{نمونه خیس}}}{30} \geq 0.7 \rightarrow f_{\text{نمونه خیس}} = 0.7 * 30 = 21 \text{ MPa}$$

در ادامه مقدار حداکثر وزن نمونه غرقاب را محاسبه می کنیم:

میزان حداکثر درصد جذب آب برای سنگ آهکی متراکم برابر ۱۵ درصد می باشد. بنابراین:

$$\rightarrow w_{\text{نمونه خیس}} \leq 1.15 * w_{\text{نمونه خشک}} \rightarrow w_{\text{نمونه خیس}} \leq 1.15 * 40 = 46 \text{ kg}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)



۲۷- در ساختمان های بنایی مسلح، در یک عضو خمشی بنایی، حداکثر درصد میلگرد کششی خمشی $\left(\rho = \frac{A_s}{bd}\right)$ در طراحی بر مبنای روش مقاومت نهایی به کدام یک از مقادیر نزدیک تر است؟ بنایی با بلوک سیمانی بوده که مقاومت فشاری مشخصه بلوک ها 25MPa است و با ملات ماسه و سیمان خیلی قوی اجرا می شود. میلگردهای مصرفی S340 هستند. از وجود میلگردهای فشاری و نیروهای محوری صرف نظر شود.

(۱) 0.023

(۲) 0.030

(۳) 0.016

(۴) 0.010

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۸-۴-۶-۴-۱ موارد ۱ و ۲ صفحه ۸۲ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

جدول ۸-۲-۵ مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f_m^* ، بر حسب مقاومت فشاری بلوک سیمانی

مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f_m^* (MPa)		مقاومت فشاری مشخصه بلوک سیمانی (MPa)
ملات ماسه سیمان نوع متوسط	ملات ماسه سیمان نوع خیلی قوی یا قوی	
۱۹	۲۰	≥ 35
۱۶	۱۷	۲۵

۸-۴-۶-۴-۸ حداکثر میلگردهای کششی خمشی

۸-۴-۶-۴-۱ برای عضو خمشی بنایی، حداکثر سطح مقطع میلگردهای کششی خمشی با در نظر گرفتن تعادل نیروهای محوری مقطع و رعایت شرایط زیر محاسبه می شود:

۱- توزیع کرنش در مقطع باید به صورت خطی، متناظر با کرنش در دورترین میلگرد کششی، معادل ۱/۵ برابر کرنش تسلیم و کرنش فشاری حداکثر در بنایی، مطابق مورد ۴ بند ۸-۴-۶-۱، در نظر گرفته شود.

۲- فرضیات طراحی بند ۸-۴-۶-۱ باید اعمال شوند.



۸-۴-۶-۱ فرضیات طراحی

روش طراحی مقاومت نهایی بر فرضیات زیر استوار است:

۳- توزیع کرنش در عمق مقطع، خطی در نظر گرفته می‌شود.

۴- حداکثر کرنش قابل استفاده در دورترین تار فشاری بنایی برابر با ۰/۰۰۳۵ برای بنایی آجر رسی و ۰/۰۰۲۵ برای بنایی بلوک سیمانی فرض می‌شود.

۷- تنش بنایی در دورترین تار فشاری برابر با ۰/۸۰ مقاومت مشخصه بنایی (f'_m) است که در ناحیه فشاری و تا عمق ۰/۸ فاصله بین تار فشاری حداکثر و محور خنثی به صورت یک‌نواخت توزیع می‌شود.

ابتدا برای ملات خیلی قوی و مقاومت فشاری مشخصه بلوک سیمانی $25MPa$ مقدار مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی را از جدول ۸-۲-۴ محاسبه می‌کنیم:

$$f'_m = 17 MPa$$

$$f_y = 340 MPa$$

برای محاسبه A_{smax} با توجه به تعادل نیرویی در مقطع داریم:

$$\rightarrow T = C$$

$$\rightarrow A_{smax} * f_y = 0.8 * f'_m * a * b \rightarrow A_{smax} = \frac{0.8 * 17 * a * b}{340} = 0.04ab$$

در ادامه با توجه به نمودار کرنش ها و استفاده از تشابه مثلثات مقدار C را محاسبه می‌کنیم:

$$\varepsilon_s = 1.5\varepsilon_y$$

$$E_s = 2 * 10^5 MPa$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{340}{2 * 10^5} = 0.0017$$

$$(\varepsilon_{mu})_{\text{بلوک سیمانی}} = 0.0025$$

$$\varepsilon_s = 1.5\varepsilon_y = 1.5 * 0.0017 = 0.00255$$

$$\frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \varepsilon_s} \rightarrow c = \frac{0.0025}{0.0025 + 0.00255} * d = 0.495d$$



در ادامه طبق مورد ۷ فرضیات طراحی در بند ۸-۴-۶-۱ صفحه ۷۹ میحث ۸ داریم:

$$a = 0.8c = 0.8 * 0.495d = 0.396d$$

در نهایت حداکثر درصد میلگرد کششی خمشی را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow A_{smax} = 0.04ab = 0.04 * 0.396d * b = 0.0158bd$$

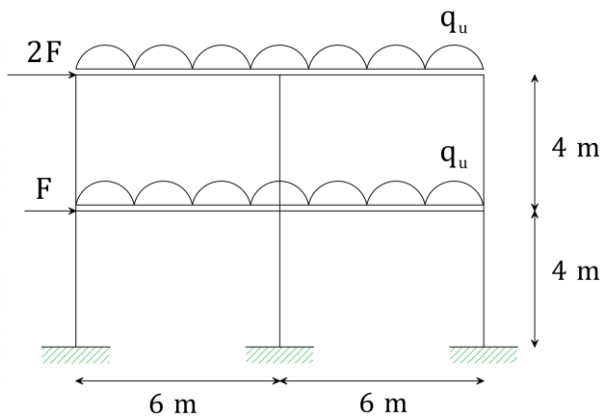
$$\rightarrow \rho_{max} = \frac{A_{smax}}{bd} = \frac{0.0158bd}{bd} \approx 0.016$$

پاسخ سوال گزینه (۳)



سبزسازه

۲۸- اگر در قاب خمشی بتن آرمه شکل زیر، تغییر مکان جانبی نسبی مرتبه اول دو انتهای ستون‌های طبقه اول برابر Δ باشد، حداکثر مقدار q_u برای آنکه این قاب مهار شده تلقی شود، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل کلیه بارها ضریب‌دار هستند.



(۱) $0.1 \frac{F}{\Delta}$

(۲) $0.025 \frac{F}{\Delta}$

(۳) $0.05 \frac{F}{\Delta}$

(۴) $0.075 \frac{F}{\Delta}$

سطح سوال: آسان و تکراری

مطابق بندهای ۱-۲-۴-۵-۶-۹ ب و ۲-۱-۴-۵-۶-۹ داریم:

۱-۲-۴-۵-۶-۹ در مواردی که یکی از دو شرط زیر برقرار باشد، ستون‌ها و طبقات سازه را می‌توان مهار شده در نظر گرفت؛ در غیر این صورت این ستون‌ها و یا طبقات، مهار نشده تلقی می‌شوند.

الف- افزایش لنگرهای انتهایی ستون‌ها در اثر تحلیل مرتبه‌ی دوم از ۵ درصد لنگرهای انتهایی ستون‌ها در تحلیل مرتبه‌ی اول بیش‌تر نباشد.

ب- شاخص پایداری Q ، مطابق با تعریف بند ۱-۲-۴-۵-۶-۹، از ۰/۰۵ بیش‌تر نباشد.

۱-۲-۴-۵-۶-۹ شاخص پایداری

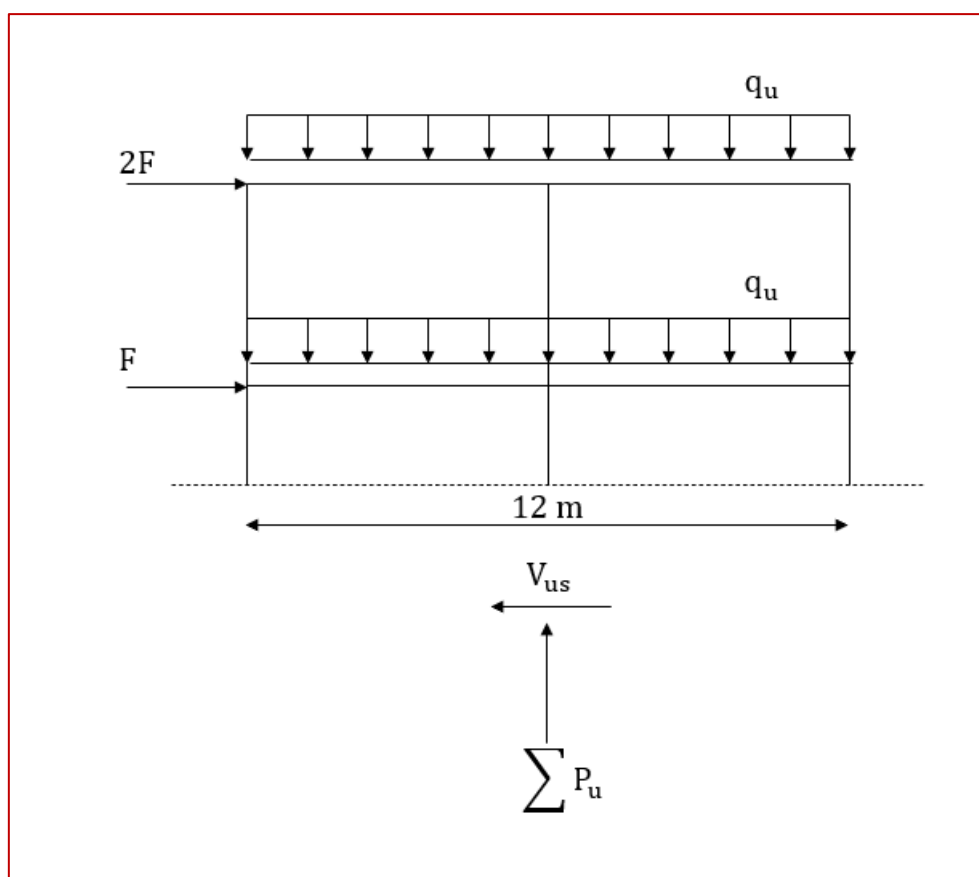
شاخص پایداری طبقه، Q ، از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌گردد:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} \quad (۴-۶-۹)$$

در رابطه‌ی فوق، $\sum P_u$ کل بار ضریب‌دار طبقه متناظر با آن حالت بار جانبی است که در آن مقدار مجموع بارهای قائم در کل طبقه حداکثر باشد؛ V_{us} مجموع برش‌ها در کل طبقه، و Δ_0 تغییر مکان جانبی نسبی مرتبه‌ی اول دو انتهای ستون‌ها در طبقه در اثر V_{us} می‌باشد. l_c طول ستون است که برابر با فاصله‌ی مرکز تا مرکز ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در دو انتها منظور می‌شود.

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} L_c} \leq 0.05$$

$$\Delta_0 = \Delta$$



$$\sum P_u = q_u \times 12 \times 2 = 24q_u$$

$$V_{us} = F + 2F = 3F$$

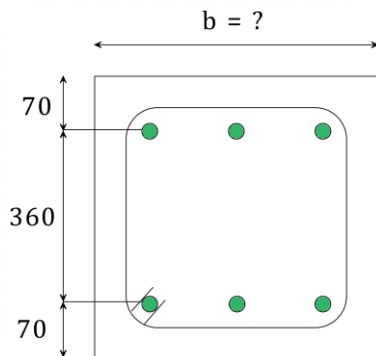
$$L_c = 4 \text{ m}$$

$$Q = \frac{24q_u \times \Delta}{3F \times 4} \leq 0.05 \Rightarrow q_u \leq 0.025 \frac{F}{\Delta}$$

پاسخ سوال: گزینه ۲

سبزسازه

۲۹- در تیر بتنی شکل زیر اگر در مقطع از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد و $\rho_w = 1\%$ و $V_u = 504 \text{ kN}$ باشد، بدون توجه به الزامات لرزه‌ای، حداقل عرض قابل قبول مقطع (b) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ رده بتن C25، تیر فاقد نیروی محوری و بتن از نوع معمولی است. در شکل ابعاد به میلی‌متر است و فرض کنید در مقطع عدم استفاده از حداقل فولاد عرضی مجاز است.



(۱) 500 mm

(۲) 350 mm

(۳) 450 mm

(۴) 400 mm

سطح سوال:

مطابق بند ۳-۱-۴-۸-۹ داریم:

۳-۱-۴-۸-۹ ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شوند که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_u \leq \phi (V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d) \quad (۹-۸-۹)$$

که در آن b_w و d به ترتیب عرض جان و عمق موثر مقطع هستند.

با توجه به اینکه در مقطع از حداقل فولادهای عرضی استفاده نشده است، طبق بند ۲-۴-۴-۸-۹ نیز خواهیم داشت:

۲-۴-۴-۸-۹ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد،

از رابطه‌ی (۱۳-۸-۹) تعیین می‌شود.

$$V_c = \left(0.66 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۱۳-۸-۹)$$

بتن معمولی بوده و یا اطلاع از عدم وجود نیروی محوری، روابط فوق با هم ادغام خواهند شد:

$$V_u \leq \phi \left[(0.66 \lambda_s (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + 0.66 \sqrt{f'_c}) b_w d \right] = 0.66 \phi \sqrt{f'_c} b_w d \left[\lambda_s (\rho_w)^{1/3} + 1 \right]$$

پارامتر λ_s به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{360 + 70}{250}}} = 0.857 \leq 1$$

در نهایت با جایگذاری اطلاعات صورت سوال داریم:

$$504000 \leq 0.66 \times 0.75 \times \sqrt{25} \times b_w \times 430 \left[(0.857 \times (0.01)^{1/3} + 1) \right] = 1263.78 b_w$$



در نهایت خواهیم داشت:

$$504000 \leq 1263.78b_w \rightarrow b_w \geq 398.8 \text{ mm}$$

در ادامه به بررسی بندهای دیگری از آیین نامه در مورد این سوال پرداخته شده است:

۹-۱۱-۵-۲-۱ حداقل آرماتورهای برشی، $A_{v,min}$ ، باید در تمامی مناطقی که نیروی برشی نهایی مقطع از نصف مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن با احتساب ضریب کاهش مقاومت بیشتر است، $V_u > 0.083\phi\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$ ، تأمین شود؛ به جز مواردی که در جدول ۹-۱۱-۲ آمده‌اند؛ که در این موارد اگر $V_u > \phi V_c$ باشد، حداقل باید $A_{v,min}$ تأمین گردد.

$$V_u \leq 0.083\phi\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$$

$$504 \times 10^3 \leq 0.083 \times 0.75 \times 1 \times \sqrt{25} \times b_w \times 430$$

$$b_w \geq 3765.76 \text{ mm}$$

با استناد به این بند این سوال باید حذف شود.

اما با توجه به بند ۹-۱۱-۵-۲-۲ می‌توان گفت که طراح محترم، مجوز عدم استفاده از فولاد عرضی حداقل و نادیده گرفتن بند ۹-۱۱-۵-۲-۱ را به داوطلب گرامی داده است و بنابراین کنترل بند ۹-۱۱-۵-۲-۱ لزومی ندارد

۹-۱۱-۵-۲-۲ اگر بتوان به کمک آزمایش‌های قابل قبول نشان داد که در صورت حذف آرماتور برشی، مقطع مورد نظر مقاومت‌های خمشی و برشی لازم را خواهد داشت، می‌توان ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۲-۱ را نادیده گرفت. در این آزمایش‌ها باید اثرات نشست‌های نامساوی، خزش، جمع‌شدگی و تغییر درجه حرارت محیط بر اساس ارزیابی واقع بینانه‌ای از آن چه در شرایط بهره‌برداری وجود دارد، در نظر گرفته شوند.

پاسخ سوال: گزینه ۴

سبزسازه



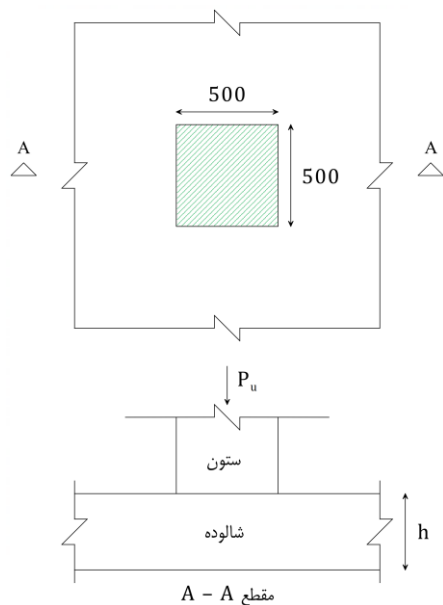
۳۰- در شکل زیر اگر در شالوده از فولادگذاری برشی (خاموت) استفاده شده باشد و مقدار نیروی محوری ضریب دار ستون برابر $P_u = 5335 \text{ kN}$ باشد و عمق مؤثر شالوده $0.9h$ فرض شود. حداقل مقدار قابل قبول h بر اساس کنترل برش دو طرفه در شالوده به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ رده بتن C25 و بتن از نوع معمولی است. در شکل ابعاد ستون به میلی متر است.

(۱) 1000 میلی متر

(۲) 700 میلی متر

(۳) 800 میلی متر

(۴) 900 میلی متر



سطح سوال: متوسط و تکراری

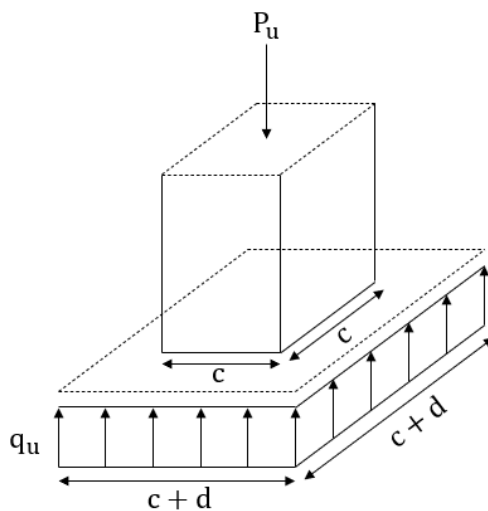
مطابق بند ۹-۸-۳-۴ داریم:

۹-۸-۳-۴ برای اعضای دو طرفه با فولادگذاری برشی، لازم است عمق مؤثر مقطع طوری انتخاب شود که V_u محاسبه شده در مقاطع بحرانی از مقادیر زیر بیش تر نشود:

- در صورت استفاده از خاموت:

$$V_u \leq 0.5\phi\sqrt{f'_c}$$

(۹-۸-۲۳-الف)





$$V_u = P_u - q_u \times (500 + d)^2$$

در این سوال اطلاعات لازم برای محاسبه q_u وجود ندارد و احتمالاً منظور طراح این می باشد که در جهت محافظه کاری مقدار $V_u = P_u$ قرار دهیم

$$V_u = P_u = 5335 \text{ kN}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq 0.5 \phi \sqrt{f'_c} \Rightarrow V_u \leq 0.5 \phi \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$b_0 = 4 \times (500 + d) = 4 \times (500 + 0.9h) = 2000 + 3.6h$$

$$5335 \times 10^3 \leq 0.5 \times 0.75 \times \sqrt{25} \times (2000 + 3.6h) \times 0.9h$$

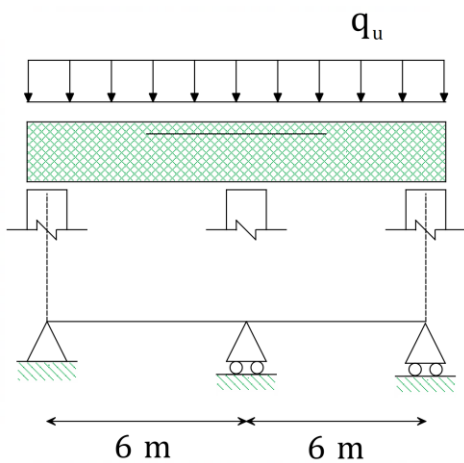
$$3.24h^2 + 1800h - 2845333.333 \geq 0$$

$$h \geq 699.64 \text{ mm}$$

پاسخ سوال: گزینه ۲

سبزسازه

۳۱- در شکل زیر یک دال بتنی یک طرفه به عمق مؤثر 275 میلی‌متر نشان داده شده است. اگر این دال به صورت یک تیر پیوسته دو دهانه در نظر گرفته شود و قطر آرماتورهای خمشی دال 16 میلی‌متر باشد، حداقل طول قابل قبول آرماتورهای طولی در ناحیه لنگر منفی تکیه‌گاهی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ طول تمامی آرماتورهای طولی در ناحیه لنگر منفی یکسان بوده و در محاسبات از بُعد تکیه‌گاه‌ها صرف‌نظر شود.



(۱) 3.75 m

(۲) 3.50 m

(۳) 3.38 m

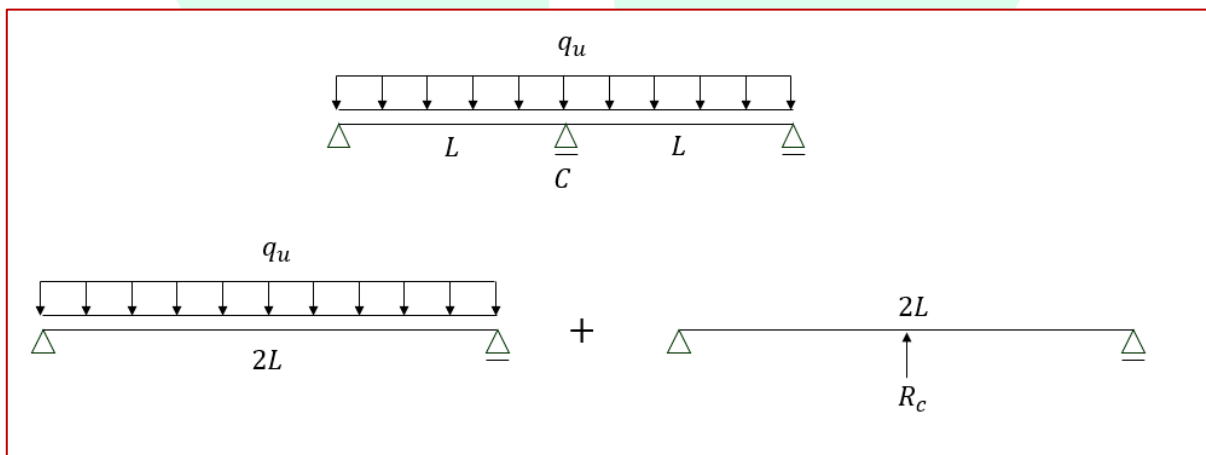
(۴) 2.75 m

سطح سوال: سخت و جدید

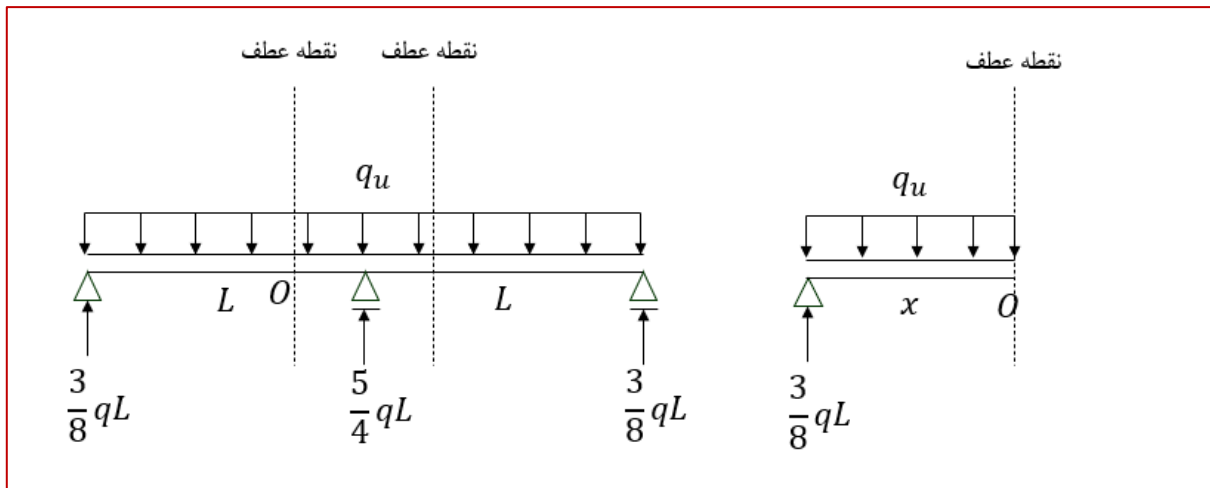
مطابق بند ۹-۷-۹-۴ داریم:

۹-۷-۹-۴ حداقل یک سوم آرماتورهای مربوط به لنگر منفی تکیه‌گاهی، باید به اندازه بزرگ‌ترین مقدار $12d_b$ یا $l_n/16$ بعد از نقطه‌ی عطف در داخل دهانه ادامه داده شوند.

برای پیدا کردن نقطه عطف در طول دهانه باید مقطعی که لنگر خمشی در آن صفر می‌شود را بدست بیاوریم مطابق تحلیل سازه‌ها داریم:



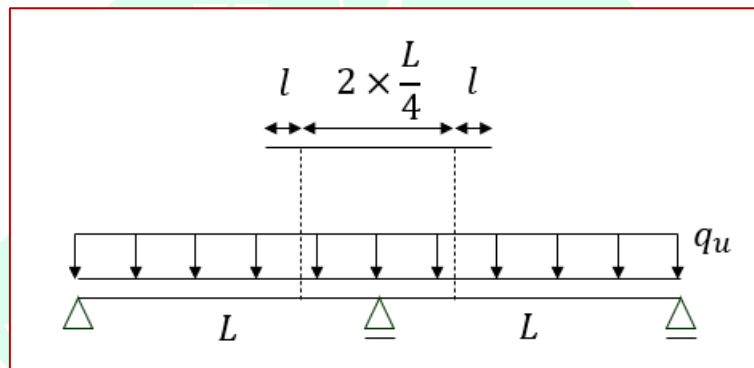
$$\Delta_c = 0 \Rightarrow \frac{5q(2L)^4}{384EI} - \frac{R_c(2L)^3}{48EI} = 0 \Rightarrow R_c = \frac{5}{4}qL$$



$$\sum M_o = 0 \Rightarrow q_u x \times \frac{x}{2} = \frac{3}{8} qL \times x \Rightarrow x = \frac{3}{4} L$$

فاصله تکیه گاه میانی تا نقطه عطف:

$$L - \frac{3}{4} L = \frac{1}{4} L$$



$$l = \max \begin{cases} d = 275 \text{ mm} \\ 12d_b = 12 \times 16 = 192 \text{ mm} \\ \frac{l_n}{16} = \frac{6000}{16} = 375 \text{ mm} \end{cases}$$

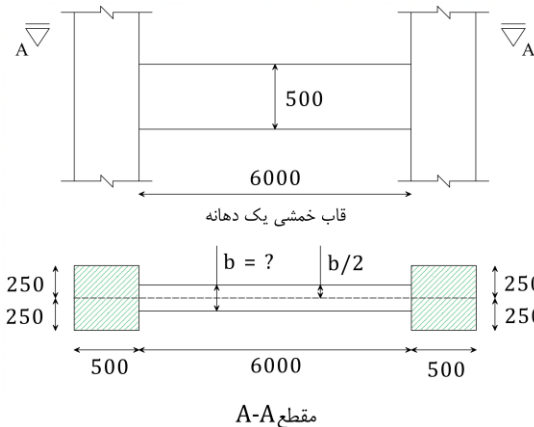
در نتیجه طول آرماتور برابر خواهد شد با:

$$2 \times \frac{L}{4} + 2 \times l = 2 \times \frac{6}{4} + 2 \times 0.375 = 3.75 \text{ m}$$

پاسخ سوال: گزینه ۱



۳۲- در شکل زیر بخشی از یک قاب خمشی بتنی متوسط نشان داده شده است. حداکثر عرض قابل قبول مقطع تیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.



(۱) 625 mm

(۲) 1250 mm

(۳) 750 mm

(۴) 875 mm

سطح سوال: آسان و تکراری

مطابق بند ۹-۲۰-۵-۲-۱ پ داریم:

۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط
 ۹-۲۰-۵-۱ محدودیت‌های هندسی
 ۹-۲۰-۵-۱-۱ در این تیرها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:
 الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیش‌تر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.
 ب- عرض مقطع نباید کم‌تر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی متر باشد.
 پ- عرض مقطع نباید بیش‌تر از دو مقدار زیر باشد:
 - عرض عضو تکیه‌گاهی در صفحه‌ی عمود بر محور طولی تیر، به اضافی سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف عضو تکیه‌گاهی؛
 - عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافی یک چهارم بعد دیگر مقطع در هر طرف عضو تکیه‌گاهی.

$$b_{\max} = C_2 + \min \begin{cases} 2 \times \frac{3}{4} h \\ 2 \times \frac{1}{4} C_1 \end{cases}$$

$$C_1 = C_2 = 500 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

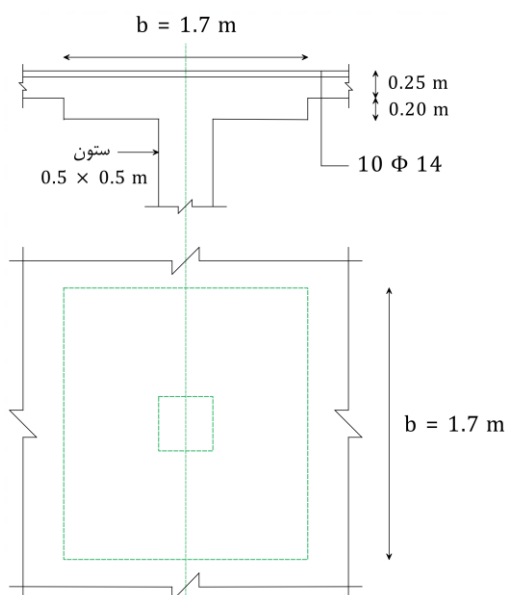
$$b_{\max} = 500 + \min \begin{cases} 2 \times \frac{3}{4} \times 500 = 750 \\ 2 \times \frac{1}{4} \times 500 = 250 \end{cases}$$

$$b_{\max} = 500 + 250 = 750 \text{ mm}$$

پاسخ سوال: گزینه ۳



۳۳- در یک ساختمان بتنی با سیستم پوشش دال تخت، برای تأمین مقاومت خمشی مورد نیاز، از کتیبه (مطابق شکل) استفاده شده است. اگر در کل پهنای کتیبه (b) از $10\phi 14$ به عنوان میلگرد منفی استفاده شده باشد، مقاومت خمشی اسمی M_n^- دال (با کتیبه) در بر ستون به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ از تأثیر میلگردهای فشاری صرف‌نظر کنید. فاصله مرکز سطح میلگردهای کششی تا سطح بتن 50 میلی‌متر و رده بتن و میلگرد به ترتیب C25 و S400 است.



(۱) 300 kN.m

(۲) 210 kN.m

(۳) 240 kN.m

(۴) 270 kN.m

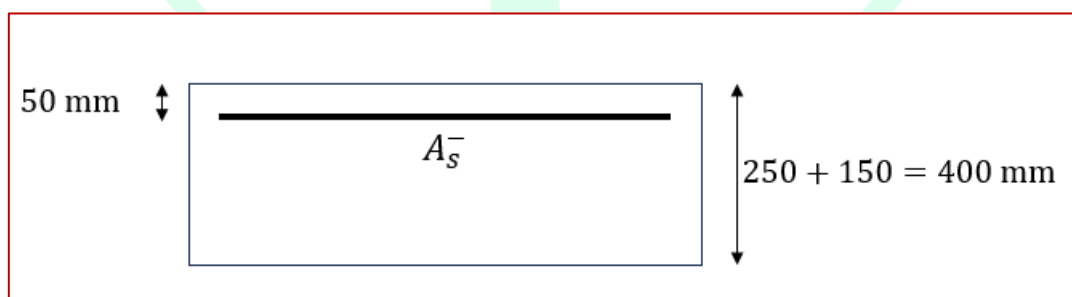
سطح سوال: متوسط و جدید

مطابق بند ۹-۱۰-۶-۴ داریم:

۹-۱۰-۶-۴ در محاسبه‌ی مقدار آرماتورهای منفی در ناحیه‌ی کتیبه، نباید ضخامت کتیبه را بیشتر از یک‌چهارم فاصله‌ی لبه‌ی کتیبه از بر ستون یا سرستون منظور کرد.

$$200 \text{ mm} \leq \frac{1}{4} \times \frac{(1700 - 500)}{2} = 150 \text{ mm} \quad \text{Not OK}$$

پس ضخامت کتیبه را 150 mm در نظر می‌گیریم



$$d = 400 - 50 = 350 \text{ mm}$$

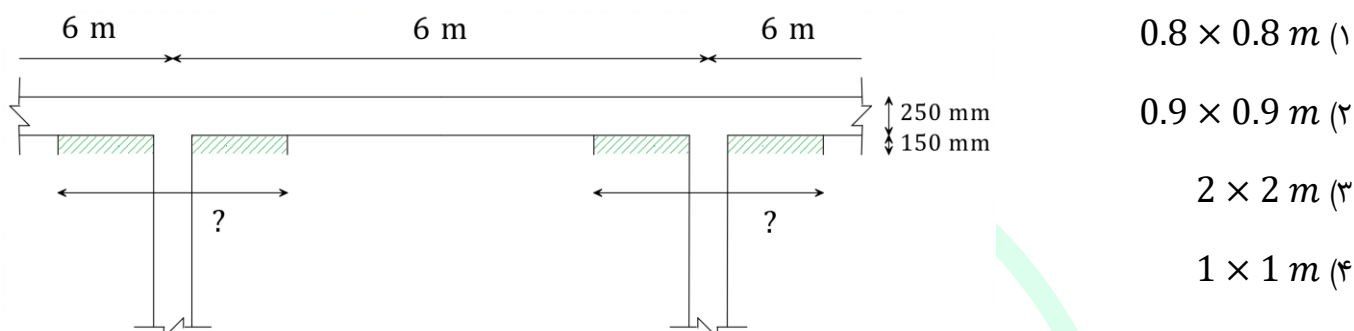
$$M_n^- = A_s^- \times f_y \times \left(d - \frac{A_s^- \times f_y}{2 \times \alpha_1 \times f'_c \times b} \right)$$

$$M_n^- = 10 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times 400 \times \left(350 - \frac{10 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times 400}{2 \times 0.85 \times 25 \times 1700} \right) \times 10^{-6}$$

$$M_n^- = 210.27 \text{ kN.m}$$

پاسخ سوال: گزینه ۲

۳۴- در یک ساختمان بتنی با پوشش دال تخت دو طرفه که فواصل محور ستون‌های آن در هر راستا ۶ متر است، ضخامت دال ۲۵۰ میلی‌متر برای تأمین حداقل ضخامت مورد نیاز کافی بوده اما برای تأمین مقاومت برشی دو طرفه مورد نیاز کافی نبوده و باید برای افزایش سطح مقطع بحرانی برش، کتیبه‌ای به ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود. چنانچه ابعاد مقطع ستون‌ها 500×500 میلی‌متر باشد، حداقل ابعاد قابل قبول کتیبه روی هر ستون مطابق با کدامیک از گزینه‌های زیر خواهد بود؟ فرض می‌شود، حداقل ابعاد قابل قبول، ملزومات محاسباتی را تأمین می‌کنند.



سطح سوال: متوسط و جدید

مطابق بند ۹-۱۰-۶-۶-۵ داریم:

۹-۱۰-۶-۶ کتیبه‌ی دال‌ها

۹-۱۰-۶-۶-۱ در مواردی که برای کاهش حداقل ضخامت مورد نیاز یا کاهش مقدار آرماتور منفی روی ستون‌های دال‌های تخت یا قارچی، اقدام به ایجاد کتیبه دال در روی ستون می‌شود، ضوابط بندهای ۹-۱۰-۶-۶-۲ تا ۹-۱۰-۶-۶-۴ باید رعایت شوند.

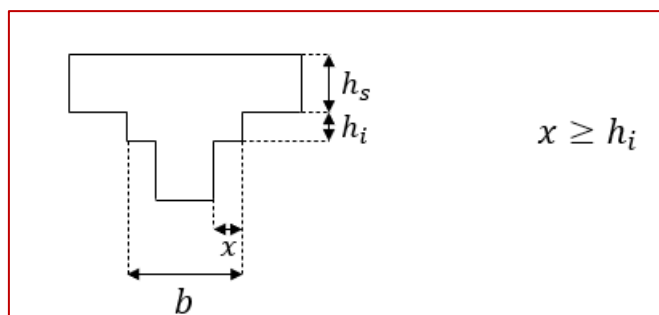
۹-۱۰-۶-۶-۲ بُعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید کمتر از یک‌ششم طول دهانه (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها) در امتداد آن دهانه در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۶-۶-۳ ضخامت کتیبه نباید کمتر از یک‌چهارم ضخامت دال باشد.

۹-۱۰-۶-۶-۴ در محاسبه‌ی مقدار آرماتورهای منفی در ناحیه‌ی کتیبه، نباید ضخامت کتیبه را بیشتر از یک‌چهارم فاصله‌ی لبه‌ی کتیبه از بر ستون یا سرستون منظور کرد.

۹-۱۰-۶-۶-۵ در مواردی که برای افزایش سطح مقطع بحرانی برش از افزایش ضخامت دال (کتیبه برشی) در اطراف ستون استفاده می‌شود، باید کتیبه در سطح زیرین دال اجرا شود؛ و حداقل به‌اندازه‌ی عمق کتیبه از بر ستون بیرون‌زدگی داشته باشد.

با توجه به صورت سوال که گفته شده ضخامت دال ۲۵۰ میلی‌متر برای تأمین حداقل ضخامت مورد نیاز کافی بوده پس به نظر نیازی به کنترل بندهای ۹-۲-۶-۱۰-۶-۶ تا ۹-۱۰-۶-۶-۴ نمی‌باشد اما برای تأمین مقاومت برشی دو طرفه کافی نبوده و باید برای افزایش سطح مقطع بحرانی برش کتیبه‌ای به ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.



$$x \geq 150 \text{ mm}$$

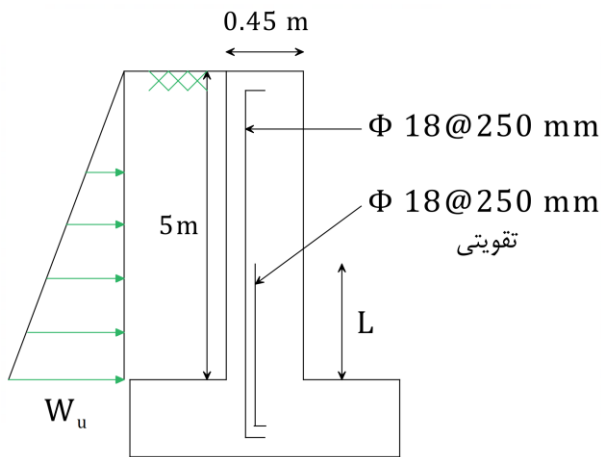
$$b \geq 500 + 2 \times 150 = 800 \text{ mm}$$

پاسخ سوال: گزینه ۱



سبزسازه

۳۵- اگر در محاسبات اولیه، برای سهولت فرض شود مقاومت خمشی اسمی متناسب است با مساحت میلگردهای کششی، حداقل طول میلگردهای تقویتی (L) در داخل دیوار حائل طره‌ای نشان داده شده، به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ در پای دیوار $M_u = \phi M_n$ و در تمام مقاطع دیوار، $\phi V_n \geq 1.5 V_u$ فرض می‌شود. پوشش روی میلگردهای کششی 75 میلی‌متر بوده و رده مصالح C30 و S400 است. (M و V به ترتیب لنگر خمشی و نیروی برشی است)



(۱) 2 m

(۲) 1 m

(۳) 1.5 m

(۴) 1.7 m

سطح سوال: سخت و جدید

مطابق بند های ۹-۶-۳ و ۹-۶-۵ الف داریم:

۹-۶-۳ میلگردها باید به طول بزرگ‌ترین از d و $12d_b$ ، بعد از مقطعی که نیازی به مقاومت در برابر خمش نباشد، ادامه داده شوند. ادامه‌ی آرماتور در تکیه‌گاه‌های دهانه‌های ساده و در انتهای آزاد طره‌ها ضرورت ندارد.

۹-۶-۵ آرماتور خمشی کششی را نباید در ناحیه‌ی کششی قطع کرد؛ مگر این که یکی از موارد (الف)، (ب) یا (پ) تامین شده باشد.
الف- در نقطه‌ی قطع میلگرد شرط $V_u \leq (\frac{2}{3}) \phi V_n$ برقرار باشد.

$$\phi V_n \geq 1.5 V_u \Rightarrow V_u \leq \frac{2}{3} \phi V_n \quad \text{OK}$$

مقطع A (تکیه‌گاه):

2φ18@250 mm

مقطع O (مقطعی که از نظر تئوری به آرماتورهای تقویتی نیازی نداریم):

φ18@250 mm

پس خواهیم داشت:

$$\frac{A_{sA}}{A_{sO}} = 2$$

فرض سوال:

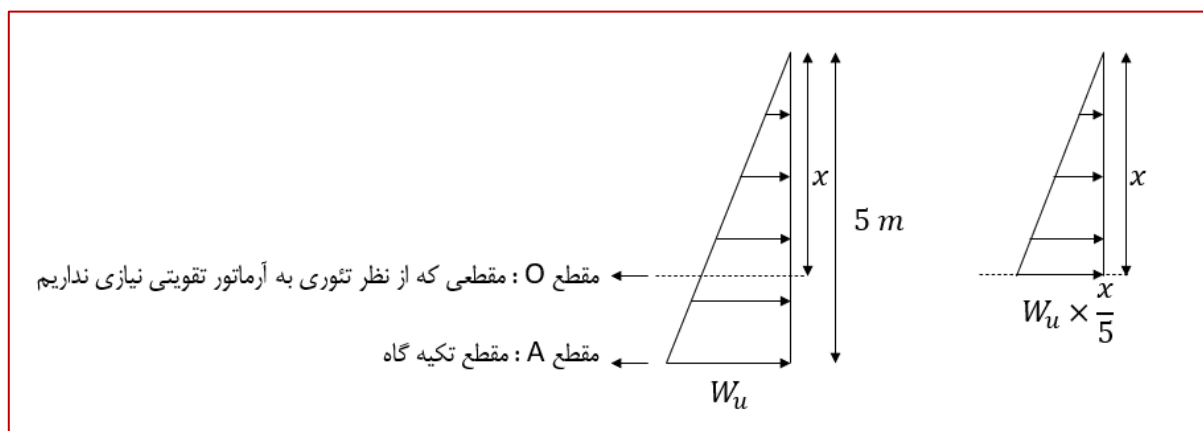
$$M_n \propto A_s$$

$$M_u = \phi M_n$$



پس خواهیم داشت:

$$\frac{M_{uO}}{M_{uA}} = \frac{M_{nO}}{M_{nA}} = \frac{A_{sO}}{A_{sA}} = \frac{1}{2}$$



$$M_{uA} = \frac{W_u \times 5}{2} \times \frac{5}{3} = \frac{25}{6} W_u$$

$$M_{uO} = \frac{1}{2} \times M_{uA} = \frac{25}{12} W_u$$

$$M_{uO} = \frac{W_u \times x}{5} \times \frac{x}{2} \times \frac{x}{3} = \frac{25}{12} W_u \Rightarrow x^3 = 62.5 \Rightarrow x = 3.97 \text{ m}$$

در نتیجه طول میلگرد تقویتی برابر خواهد شد با:

$$L = (5 - 3.97) + \max \left\{ \begin{array}{l} d = 450 - 75 - \frac{18}{2} = 366 \text{ mm} \\ 12d_b = 12 \times 18 = 216 \text{ mm} \end{array} \right.$$

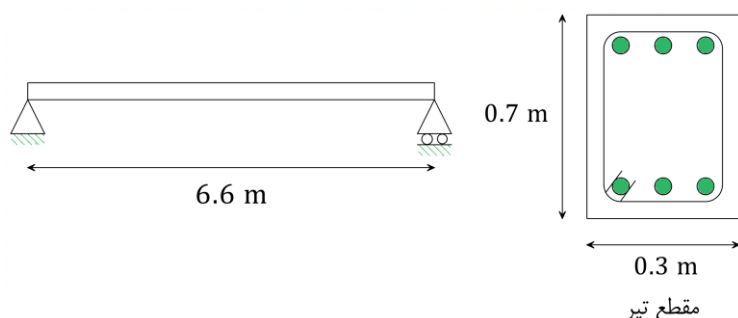
$$L = (5 - 3.97) + 0.366 = 1.396 \text{ m}$$

پاسخ سوال: گزینه ۳

سبزسازه



۳۶- در تیر نشان داده شده، سه ماه بعد از آنکه بتن به مقاومت 28 روزه رسید، پایه‌های اطمینان برداشته می‌شوند. چنانچه در این زمان روی تیر دیوار کوتاهی کار شده و بر اثر آن بار گسترده یکنواختی معادل 5 kN/m به تیر وارد شود، کل تغییر مکان وسط تیر در طولانی مدت (از روز برداشتن پایه‌های اطمینان)، چقدر محاسبه خواهد شد؟ نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ انتخاب شود. وزن تیر 5 kN/m و $\rho' = 0.003$ و S400 و C30 و $E_c = 28000 \text{ Mpa}$ و بتن از نوع معمولی است.



(۱) 5 mm

(۲) 2 mm

(۳) 3 mm

(۴) 4 mm

سطح سوال: متوسط و تکراری

مطابق بند ۹-۱۹-۲-۲ داریم:

۹-۱۹-۲-۲ محاسبه‌ی تغییر مکان‌های آبی و درازمدت در تیرها و دال‌های یک‌طرفه

۹-۱۹-۲-۲-۱ تغییر مکان آبی اعضا را می‌توان با استفاده از روش‌های معمول تحلیل سازه‌ها و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها و روابط، مقدار E_c بر اساس ضوابط بند ۹-۳-۶ تعیین شده و از ممان اینرسی مؤثر عضو استفاده می‌گردد.

۹-۱۹-۲-۲-۲ ممان اینرسی مؤثر اعضا، I_e ، با استفاده از مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آن‌ها به کمک جدول ۹-۱۹-۱ محاسبه می‌شود؛ مگر آن که از یک تحلیل جامع‌تری استفاده شود.

سبزسازه

جدول ۹-۱۹-۱ ممان اینرسی مؤثر، I_e

لنگر سرویس	ممان اینرسی مؤثر، I_e
$M_a \leq \frac{2}{3} M_{cr}$	I_g
$M_a > \frac{2}{3} M_{cr}$	$\frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{2M_{cr}}{M_a}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$

در روابط جدول ۹-۱۹-۱، M_{cr} لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۱۹-۱) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (9-19-1)$$

۹-۱۹-۲-۳ در تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی پیوسته، ممان اینرسی مؤثر برابر با مقدار متوسط وزن‌دار ممان اینرسی‌های مؤثر عضو در وسط دهانه، I_{em} ، و در بُر تکیه‌گاه‌ها، I_{el} و I_{er} ، و با استفاده از رابطه‌ی (۹-۱۹-۲) تعیین می‌گردد.

$$I_e = \frac{1}{4} (I_{el} + 2I_{em} + I_{er}) \quad (9-19-2)$$

۹-۱۹-۲-۴ در تیرها و دال‌های یک طرفه با مقطع یک‌نواخت منشوری، می‌توان ممان اینرسی مؤثر را برابر با مقدار آن در وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته، و بر روی تکیه‌گاه در اعضای طره‌ای، در نظر گرفت.

۹-۱۹-۲-۵ تغییر مکان اضافی ناشی از وارفتگی (خزش) و جمع شدگی (افت یا انقباض) بتن در اعضای خمشی در طول زمان را که تغییر مکان دراز مدت نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصل ضرب تغییر مکان آنی ناشی از بارهای

دائمی در ضریب λ_Δ که از رابطه‌ی (۹-۱۹-۳) تعیین می‌شود، به دست آورد.

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (9-19-3)$$

در این رابطه ρ' نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا سراسری، و در مقطع تکیه‌گاه در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی، ξ ، باید برابر با مقادیر جدول ۹-۱۹-۲ در نظر گرفته شود:

جدول ۹-۱۹-۲ ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی

ضریب ξ	زمان
۱/۰	۳ ماه
۱/۲	۶ ماه
۱/۴	۱۲ ماه
۲/۰	۶۰ ماه و بیش‌تر

$$\Delta_{کل} = \Delta_{اولیه} + \Delta_{دراز مدت}$$



$$\Delta_{\text{اولیه}} = \frac{5q_u L^4}{384E_c I_e}$$

$$q_u = 5 + 5 = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_a = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{10 \times 6.6^2}{8} = 54.45 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{(0.62 \times \lambda \times \sqrt{f'_c}) \times \frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{(0.62 \times 1 \times \sqrt{30}) \times \frac{300 \times 700^3}{12}}{\frac{700}{2}} \times 10^{-6}$$

$$M_{cr} = 83.2 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 54.45 \text{ kN.m} \leq \frac{2}{3} M_{cr} = 55.47 \text{ kN.m}$$

$$I_e = I_g = \frac{300 \times 700^3}{12} = 8.575 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\Delta_{\text{اولیه}} = \frac{5 \times 10 \times 6600^4}{384 \times 28000 \times 8.575 \times 10^9} = 1.029 \text{ mm}$$

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1 + 50 \times 0.003} = 1.739$$

$$\Delta_{\text{دراز مدت}} = \lambda_{\Delta} \times \Delta_{\text{اولیه}} = 1.739 \times 1.029 = 1.789 \text{ mm}$$

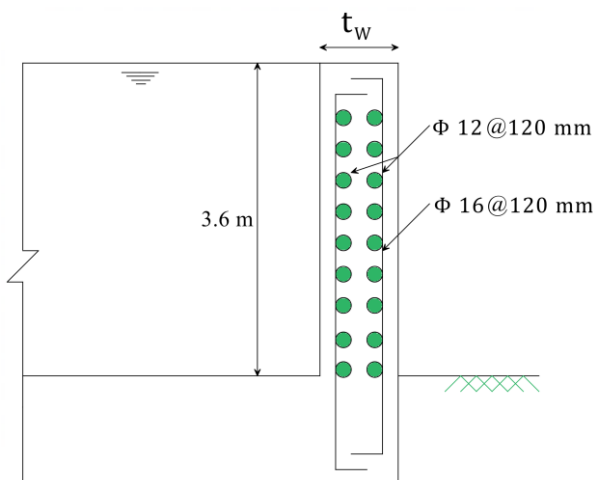
$$\Delta_{\text{کل}} = 1.029 + 1.789 = 2.818 \text{ mm}$$

پاسخ سوال: گزینه ۳

سبزسازه



۳۷- مقطع یک دیوار بتنی به ارتفاع 3.6 متر به طول زیاد از یک مخزن روباز آب مطابق شکل تحت فشار آب استاتیک قرار دارد. حداقل ضخامت دیوار بتنی برای اینکه تحت فشار آب دیوار به آرماتور برشی نیاز نداشته باشد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ بتن از نوع C25 معمولی و آرماتورها از نوع S400 هستند. از وزن دیوار صرف نظر شود. مقدار پوشش بتن روی آرماتورها 50 میلی متر فرض شود.



(۱) 310 mm

(۲) 280 mm

(۳) 185 mm

(۴) 225 mm

سطح سوال: سخت و جدید

مطابق بند های ۲-۳-۲-۶ پ ۲-۴-۴-۸-۹ و ۲-۴-۹-۹-۹ و ۱-۲-۶-۹-۹ و ۱-۴-۵-۱۳-۹ داریم:

۲-۴-۴-۸-۹ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد،

از رابطه‌ی (۱۳-۸-۹) تعیین می‌شود. $V_c, A_v < A_{v,min}$

$$V_c = \left(0.66 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (13-8-9)$$

که λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۱۴-۸-۹) تعیین می‌شود.

۳-۴-۴-۸-۹ در رابطه‌های (۱۲-۸-۹) و (۱۳-۸-۹)، بار محوری N_u در فشار مثبت، و در

کشش منفی منظور می‌شود. همچنین مقدار $\frac{N_u}{6A_g}$ نباید بیش از $0.05 f'_c$ منظور شود.

۴-۴-۴-۸-۹ V_c نباید بزرگ‌تر از $0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ ، و یا کوچک‌تر از صفر در نظر گرفته شود.

۵-۴-۴-۸-۹ ضریب اصلاح تاثیر اندازه، λ_s ، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + d/250}} \leq 1.0 \quad (14-8-9)$$

۲-۶-۹-۹ حداقل آرماتور برشی

۱-۲-۶-۹-۹ در کلیه مقاطعی که در آنها $V_u > \phi V_c$ است، لازم است آرماتور برشی حداقل، $A_{v,min}$ تامین شود. مقدار این آرماتور برشی حداقل باید بر مبنای ضوابط فصل ۱۱-۹ محاسبه شود.

۴-۵-۱۳-۹ طراحی برای برش خارج از صفحه

۱-۴-۵-۱۳-۹ مقاومت برشی اسمی خارج از صفحه‌ی دیوارها، V_n ، باید بر اساس ضوابط بند ۴-۸-۹ محاسبه شود.

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

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

۱) $1/4D$

۲) $1/2D + 1/6L + 0/5(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $1/2D + 1/6(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0/5(1/6W)]$

۴) $1/2D + 1/6W + L + 0/5(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $1/2D + E + L + 0/2S$

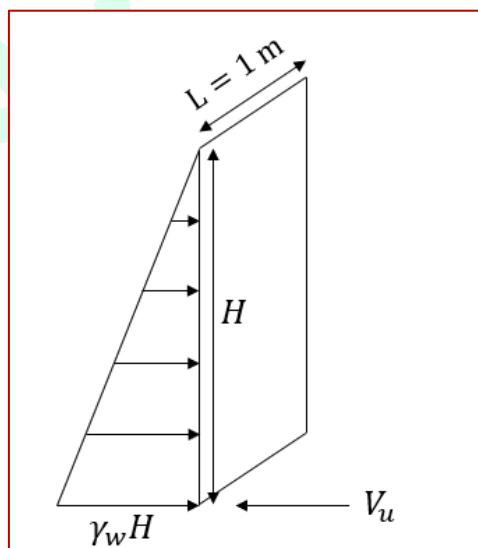
۶) $0/9D + 1/6W$

۷) $0/9D + E$

پ) در مواردی که بار سیال، F ، بر سازه وارد می‌شود، اثر این بار باید با ضرایب باری همانند ضریب بار مرده، D ، در ترکیب بارهای ۱ تا ۵ و ۷ منظور شوند.

برای اینکه به آرماتور برشی نیاز نداشته باشیم باید رابطه زیر برقرار باشد:

$$V_u \leq \phi V_c$$



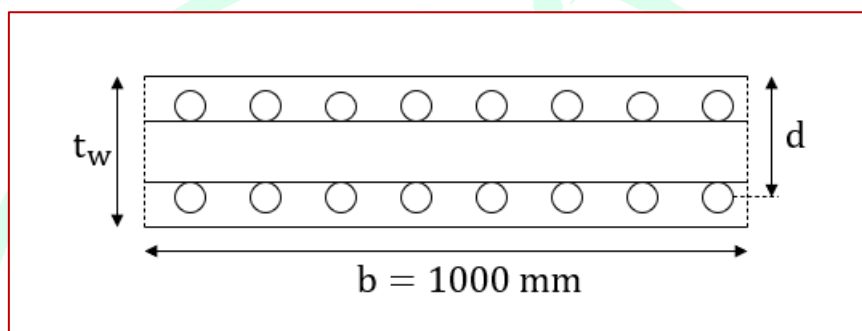


$$V_u = 1.4 \times \frac{\gamma_w H \times H}{2} \times L = 1.4 \times \frac{10 \times 3.6 \times 3.6}{2} \times 1 = 90.72 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(0.66 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{250}}} \leq 1$$

با فرض $d \leq 250 \text{ mm}$ مقدار $\lambda_s = 1$ می باشد.



$$d = t_w - \text{Cover} - \frac{d_b}{2} = t_w - 50 - \frac{16}{2} = t_w - 58$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{bd} = \frac{\frac{1000}{120} \times \frac{\pi \times 16^2}{4}}{1000 \times (t_w - 58)}$$

$$90.72 \times 10^3 \leq 0.75 \times \left(0.66 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{\frac{1000}{120} \times \frac{\pi \times 16^2}{4}}{1000 \times (t_w - 58)} \right)^{\frac{1}{3}} \sqrt{25} + \right) \times 1000 \times (t_w - 58)$$

$$t_w \geq 229.44 \text{ mm}$$

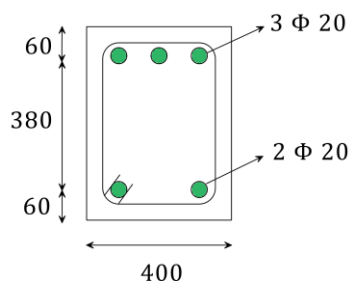
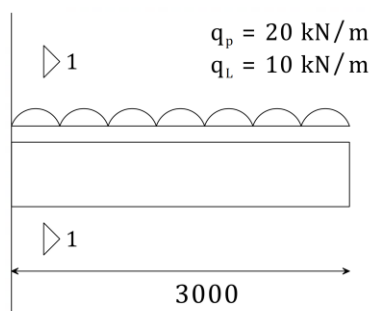
با توجه به مقدار t_w فرض $d \leq 250 \text{ mm}$ نیز فرض درستی می باشد.

پاسخ سوال: گزینه ۴

تفسیر پاسخ: همانگونه که مشخص است پاسخ دقیق در گزینه ها وجود ندارد. از سویی پاسخ نزدیک گزینه ی ۴ است که اختلاف کمی با مقدار حداقل دارد و پاسخ غیراقتصادی گزینه ی ۲ است که ارتباط معنایی خاصی با جمله (به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟) ندارد.



۳۸- در یک تیر کنسول بتنی با مقطع شکل زیر در صورتی که $I_{cr} = 0.255 I_g$ باشد، ممان اینرسی مؤثر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ وزن تیر در بار مرده حساب شده است. بتن از نوع معمولی با چگالی 2300 kg/m^3 و C25 و آرماتورها از نوع S400 بوده و در شکل ابعاد به میلی‌متر هستند.



مقطع ۱-۱

$$I_e = 0.43 I_g \quad (۱)$$

$$I_e = 0.27 I_g \quad (۲)$$

$$I_e = 0.30 I_g \quad (۳)$$

$$I_e = 0.22 I_g \quad (۴)$$

سطح سوال: آسان و تکراری

مطابق بندهای ۲-۲-۲-۱۹-۹ و ۴-۲-۲-۱۹-۹ داریم:

۲-۲-۲-۱۹-۹ ممان اینرسی مؤثر اعضا، I_e ، با استفاده از مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آن‌ها به کمک جدول ۱-۱۹-۹ محاسبه می‌شود؛ مگر آن که از یک تحلیل جامع‌تری استفاده شود.

سبزسازه

جدول ۱-۱۹-۹ ممان اینرسی مؤثر، I_e

لنگر سرویس	ممان اینرسی مؤثر، I_e
$M_a \leq \frac{2}{3} M_{cr}$	I_g
$M_a > \frac{2}{3} M_{cr}$	$\frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} M_{cr}}{M_a}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$

در روابط جدول ۱-۱۹-۹، M_{cr} لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع بوده و بر اساس رابطه‌ی (۱-۱۹-۹) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (1-19-9)$$

۳-۲-۲-۱۹-۹ در تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی پیوسته، ممان اینرسی مؤثر برابر با مقدار متوسط وزن‌دار ممان اینرسی‌های مؤثر عضو در وسط دهانه، I_{em} و در تیر تکیه‌گاه‌ها، I_{el} و I_{er} و با استفاده از رابطه‌ی (۲-۱۹-۹) تعیین می‌گردد.

$$I_e = \frac{1}{4} (I_{el} + 2I_{em} + I_{er}) \quad (2-19-9)$$

۴-۲-۲-۱۹-۹ در تیرها و دال‌های یک طرفه با مقطع یک‌نواخت منشوری، می‌توان ممان اینرسی مؤثر را برابر با مقدار آن در وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته، و بر روی تکیه‌گاه در اعضای طره‌ای، در نظر گرفت.

$$q_u = q_D + q_L = 20 + 10 = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_a = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{30 \times 3^2}{2} = 135 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{(0.62 \times \lambda \times \sqrt{f'_c}) \times \frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{(0.62 \times 1 \times \sqrt{25}) \times \frac{400 \times 500^3}{12}}{\frac{500}{2}} \times 10^{-6}$$

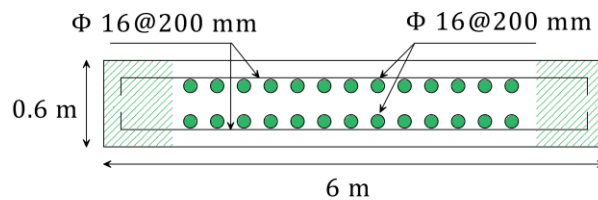
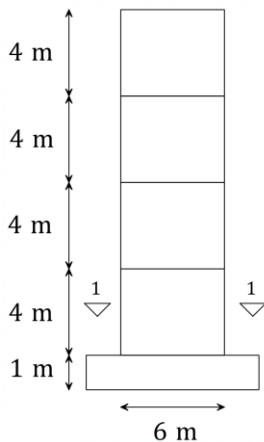
$$M_{cr} = 51.67 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 135 \text{ kN.m} > \frac{2}{3} M_{cr} = 34.45 \text{ kN.m}$$

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{2M_{cr}}{3M_a}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$$

$$I_e = \frac{0.255 I_g}{1 - \left(\frac{2 \times 51.67}{3 \times 135}\right)^2 \left(1 - \frac{0.255 I_g}{I_g}\right)} = 0.268 I_g$$

۳۹- در یک ساختمان چهار طبقه با سیستم قاب خمشی بتنی ویژه با دیوار برشی بتنی ویژه، مقطع دیوار طبقه همکف با آرماتوربندی شکل زیر است. در جهت قوی مقاومت برشی طراحی در این طبقه به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ بتن از نوع معمولی C25 و فولاد از نوع S400 است.



مقطع ۱-۱

7810 kN (۱)

4690 kN (۲)

5860 kN (۳)

6940 kN (۴)

سطح سوال: آسان و تکراری

مطابق جدول ۲-۷-۹ و بند های ۲-۹-۷-۲۰-۹ و ۵-۹-۷-۲۰-۹ داریم:

جدول ۲-۷-۹ ضریب های کاهش مقاومت ϕ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع

ϕ	وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع
	(۱) لنگر، نیروی محوری، و با ترکیب لنگر و نیروی محوری
۰/۹۰	(الف) مقاطع کشش - کنترل (بند ۲-۴-۷-۹)
	(ب) مقاطع فشار - کنترل (بند ۳-۴-۷-۹)
۰/۷۵	- اعضای با دوربج
۰/۶۵	- سایر اعضا
۰/۶۵-۰/۹۰	(ب) مقاطع در تاحیهی انتقال (بند ۴-۴-۷-۹)
۰/۷۵	(۲) برش
۰/۷۵	(۳) پیچش
۰/۶۵	(۴) مقاومت اتکایی (لهیدگی)
۰/۸۵	(۵) نواحی مهار پی کشیده
۰/۷۵	(۶) نشیمن ها (پراکت ها و کوریل ها)
۰/۷۵	(۷) نواحی مختلف در مدل های بست و بند
۰/۹۰	(۸) اجزای اتصالات اعضای پیش ساخته ای که با تسلیم عناصر فولادی در کشش کنترل می شوند.
۰/۶۰	(۹) عناصر بتنی ساده (بدون فولاد)
۰/۴۵-۰/۷۵	(۱۰) مهار در عناصر بتنی

۲-۹-۷-۲۰-۹ مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n ، نباید از مقدار رابطه‌ی (۱۹-۲۰-۹) بیش‌تر در نظر گرفته شود:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (19-20-9)$$

در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق (الف) تا (پ) این بند محاسبه می‌شود:

الف- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگ‌تر یا مساوی ۲ است: $\alpha_c = 0.17$ ؛

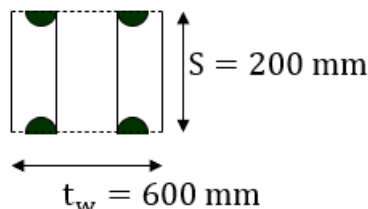
ب- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچک‌تر یا مساوی ۱/۵ است: $\alpha_c = 0.25$ ؛

پ- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

۵-۹-۷-۲۰-۹ در دیوارهایی که متشکل از تعدادی قطعه دیواری قائم بوده و نیروی جانبی مشترکی را تحمل می‌کنند، V_n در کل نباید بیش‌تر از $0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ و در هر یک از قطعات به تنهایی نباید بیش‌تر از $0.83 A_{cw} \sqrt{f'_c}$ منظور گردد. A_{cv} سطح مقطع کل بتن محدود به عرض ضخامت جان و مجموع طول مقاطع دیواری، و A_{cw} ، سطح مقطع هر قطعه‌ی دیواری می‌باشد.

$$\phi = 0.75$$

$$V_n = \min \left\{ \begin{array}{l} A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \\ 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c} \end{array} \right.$$



$$\rho_t = \frac{2 \times \frac{\pi \times 16^2}{4}}{200 \times 600} = 0.003351$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{4 \times 4}{6} = 2.67 \geq 2 \Rightarrow \alpha_c = 0.17$$

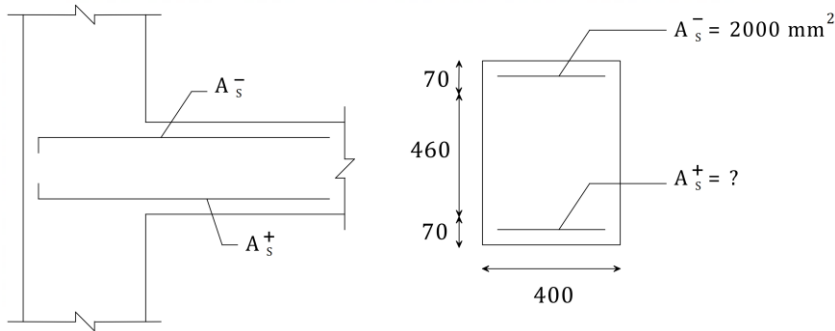
$$V_n = \min \left\{ \begin{array}{l} (6000 \times 600)(0.17 \times 1 \times \sqrt{25} + 0.003351 \times 400) \times 10^{-3} = 7885.5 \text{ kN} \\ 0.66 \times (6000 \times 600) \times \sqrt{25} \times 10^{-3} = 11880 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$V_n = 7885.5 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 7885.5 = 5914.125 \text{ kN}$$

۴۰- حداقل مقدار A_s^+ در بر تکیه‌گاه در قاب خمشی ویژه بتنی شکل زیر چه مقدار است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$f'_c = 30 \text{ MPa}$ و $f_y = 400 \text{ MPa}$



۹۲۰ mm^2 (۱)

۱۰۴۰ mm^2 (۲)

۱۰۰۰ mm^2 (۳)

۹۶۰ mm^2 (۴)

سطح سوال: آسان و تکراری

مطابق بندهای ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۲۰-۶-۲-۱ و ۹-۲۰-۶-۲-۲ داریم:

۹-۲۰-۶-۲-۱ در تمامی مقاطع تیر نسبت سطح مقطع آرماتور به مقطع موثر بتن، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر مقرر شده در بند ۹-۱۱-۵-۲ بوده، و نسبت آرماتور کششی برای فولادهای با حد تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر نباید بیش‌تر از ۰/۰۲۵ و برای فولادهای با حد تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال بیش‌تر از ۰/۰۲۰ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول پیش‌بینی شوند.

۹-۲۰-۶-۲-۲ در بر تکیه‌گاه‌های تیر، مقاومت خمشی مثبت مقطع در هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان مقطع باشد.

۹-۱۱-۵-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کمتر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۳ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

$$0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (۹-۱۱-۱ الف)$$

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (۹-۱۱-۱ ب)$$

$$A_{smin} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.4}{f_y} b_w d = \frac{1.4}{400} \times 400 \times 530 = 742 \text{ mm}^2 \\ \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{400} \times 400 \times 530 = 725.7 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$



$$A_{s\min} = 742 \text{ mm}^2$$

$$M_n^+ \geq \frac{M_n^-}{2}$$

$$M_n^- = A_s^- f_y \left(d - \frac{A_s^- f_y}{2\alpha_1 f'_c b} \right)$$

$$M_n^- = 2000 \times 400 \times \left(530 - \frac{2000 \times 400}{2 \times 0.85 \times 30 \times 400} \right) \times 10^{-6} = 392.627 \text{ kN.m}$$

$$M_n^+ \geq \frac{392.627}{2} = 196.314 \text{ kN.m}$$

$$A_s^+ f_y \left(d - \frac{A_s^+ f_y}{2\alpha_1 f'_c b} \right) \geq 196.314$$

$$A_s^+ \times 400 \times \left(530 - \frac{A_s^+ \times 400}{2 \times 0.85 \times 30 \times 400} \right) \times 10^{-6} \geq 196.314$$

$$-\frac{400}{2 \times 0.85 \times 30 \times 400} A_s^{+2} + 530 A_s^+ - \frac{196.314}{400 \times 10^{-6}} \geq 0$$

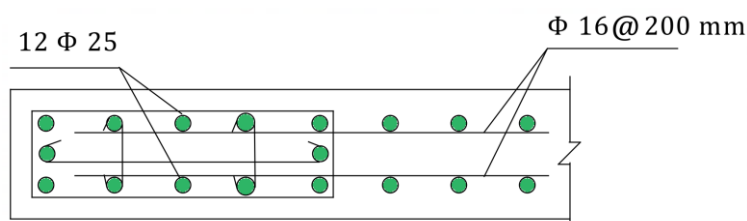
$$A_s^+ \geq 960.11 \text{ mm}^2$$

پاسخ سوال: گزینه 4

سبزسازه



۴۱- در صورتی که عضو مرزی محصور شده در دیوار برشی با شکل پذیری زیاد دارای طول کافی برای مهار آرماتور افقی شکل زیر بدون قلاب انتهایی باشد، حداقل مقدار آرماتور عرضی در عضو مرزی در امتداد دیوار برای آنکه برای مهار آرماتورهای افقی نیازی به قلاب انتهایی نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



۱) $3\phi 10 @ 100$

۲) $3\phi 10 @ 150$

۳) $3\phi 12 @ 150$

۴) $3\phi 12 @ 100$

سطح سوال: متوسط و جدید

مطابق بند ۳-۴-۷-۲۰-۹ و ۴-۴-۷-۲۰-۹ ذ داریم:

ث- آرماتورهای عرضی جزء مرزی باید ضوابط مندرج در بند ۳-۳-۶-۲۰-۹ (الف) تا (ث) و نیز بند ۳-۳-۳-۶-۲۰-۹ را تامین نمایند. فاصله‌ی آرماتورهای عرضی که بر اساس شرط (الف) بند ۳-۳-۳-۶-۲۰-۹ حساب شده است، باید برابر با یک سوم کمترین بعد عضو مرزی باشد. حداکثر فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی باید مطابق جدول ۳-۲۰-۹ باشد.

۳-۳-۳-۶-۲۰-۹ قطر آرماتورهای عرضی ویژه در ناحیه‌ی بحرانی باید مطابق بند ۲-۶-۲۱-۹ باشد. فاصله‌ی سفره‌ی میلگردهای عرضی از یک دیگر نباید بیش‌تر از مقادیر (الف) تا (پ) باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچک‌تر مقطع ستون؛

ب- شش برابر کوچک‌ترین قطر میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کوچک‌تر، و پنج برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال.

پ- مقدار s_0 که از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود. s_0 باید کم‌تر از ۱۵۰ میلی متر باشد؛ ولی نیازی نیست که کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر در نظر گرفته شود.

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (۱-۲۰-۹)$$



جدول ۹-۲۰-۳ فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی

فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی
کوچک‌ترین مقدار $6d_b$ و 150 میلی متر [۱]	در ناحیه‌ای برابر با بزرگ‌ترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پایین مقطع بحرانی [۲]	۴۲۰ مگاپاسکال
کوچک‌ترین مقدار $8d_b$ و 200 میلی متر	در سایر نقاط	
کوچک‌ترین مقدار $5d_b$ و 150 میلی متر	در ناحیه‌ای برابر با بزرگ‌ترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پایین مقطع بحرانی [۲]	۵۲۰ مگاپاسکال
کوچک‌ترین مقدار $6d_b$ و 150 میلی متر	در سایر نقاط	

[۱] d_b قطر کوچک‌ترین آرماتور اصلی خمشی است.

[۲] مقطع بحرانی مقطعی است که در آن در اثر تغییر مکان جانبی، امکان جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد.

$$s_{\max} = \min \begin{cases} 6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \\ \frac{1}{3} \times \text{بعد کوچکتر} \\ S_0 \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

با توجه به معلومات سوال حداکثر فاصله آرماتور عرضی عضو مرزی 150 mm می باشد که در همه گزینه ها رعایت شده است.

د- آرماتورهای افقی در جان دیوار باید تا 150 میلی متری انتهای دیوار ادامه یابند. این آرماتورها باید در هسته‌ی محصور شده‌ی اجزای مرزی با استفاده از قلاب‌های استاندارد و یا آرماتورهای سر دار، به گونه‌ای مهار شوند که بتوانند تنش حد تسلیم، f_y را تحمل نمایند. در صورتی که عضو مرزی محصور شده دارای طول کافی برای مهار آرماتورهای افقی دیوار بدون قلاب انتهایی باشد، و $\frac{A_s f_y}{s}$ آرماتور افقی جان بزرگ‌تر از $\frac{A_s f_y t}{s}$ آرماتور عرضی عضو مرزی موازی با آرماتور جان نباشد، می‌توان از آرماتورهای افقی بدون قلاب استاندارد و یا غیر سر دار استفاده نمود.



$$\left(\frac{A_s f_{yt}}{s} \right)_{\text{آرماتور عرضی عضو مرزی موازی با آرماتور جان}} \geq \left(\frac{A_s f_y}{s} \right)_{\text{آرماتور افقی جان}}$$

$$\frac{A_s \times 400}{s} \geq \frac{2 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} \times 400}{200}$$

$$\left(\frac{A_s}{s} \right)_{\text{آرماتور عرضی عضو مرزی موازی با آرماتور جان}} \geq 2.01 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

بررسی گزینه ها:

گزینه ۱:

$$3 \times \frac{\pi \times 10^2}{100} = 2.356 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \geq 2.01 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad \text{OK}$$

گزینه ۲:

$$3 \times \frac{\pi \times 10^2}{150} = 1.57 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \geq 2.01 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad \text{Not OK}$$

گزینه ۳:

$$3 \times \frac{\pi \times 12^2}{150} = 2.262 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \geq 2.01 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad \text{OK}$$

گزینه ۴:

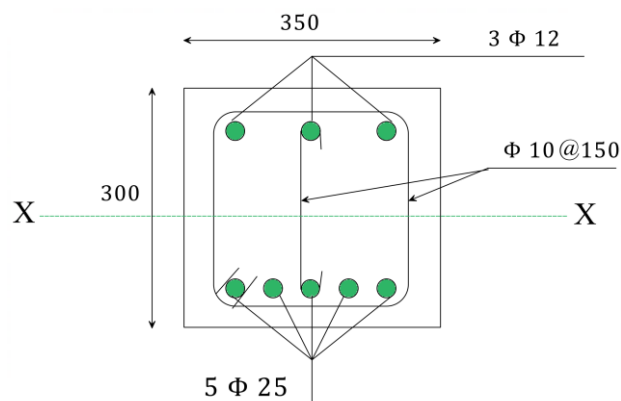
$$3 \times \frac{\pi \times 12^2}{100} = 3.393 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \geq 2.01 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad \text{OK}$$

با بررسی گزینه ها متوجه می شویم که گزینه ۳ حداقل مقدار آرماتور عرضی قابل قبول می باشد.

پاسخ سوال: گزینه ۳

سبزسازه

۴۲- یک مقطع بتنی مطابق شکل زیر فقط تحت لنگر خمشی حول محور X قرار دارد و میلگردهای کششی $5\phi 25$ هستند. با توجه به حداکثر ضریب کاهش مقاومتی که می‌توان برای این مقطع در نظر گرفت، مقاومت خمشی طراحی این مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ مقطع دارای دورپیچ نیست. بتن معمولی و C30 و فولاد S400 است. از اثر میلگردهای فشاری در مقاومت خمشی مقطع صرف‌نظر شود. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



(۱) 190 kN.m

(۲) 150 kN.m

(۳) 220 kN.m

(۴) 240 kN.m

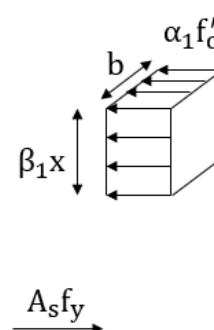
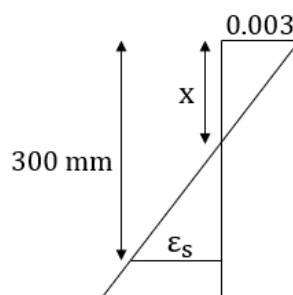
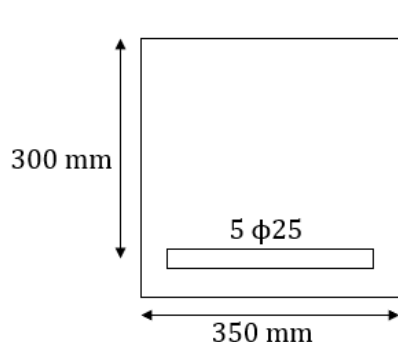
سطح سوال: متوسط و تکراری

مطابق بند ۴-۴-۷-۹ داریم:

۴-۴-۷-۹ اگر در مقطع تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری، هم‌زمان با لحظه‌ی گسیختگی، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی بین حد کرنش فشار-کنترل، ϵ_{fy} ، و حد کرنش کشش-کنترل، $\epsilon_{ty} + 0.003$ ، قرار گیرد، مقطع در ناحیه‌ی انتقال منظور می‌شود. برای مقطع انتقالی، ضریب کاهش مقاومت ϕ با درون یابی خطی بین حالت‌های قبلی، بر اساس رابطه‌های (۴-۷-۹-الف) و (۴-۷-۹-ب) محاسبه می‌شود. برای این مقطع هم-چنین اجازه داده می‌شود که از ϕ مربوط به مقطع فشار-کنترل استفاده گردد.

$$\phi = 0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{0.003} \quad \text{(اعضای با دورپیچ)} \quad \text{(۴-۷-۹-الف)}$$

$$\phi = 0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{0.003} \quad \text{(سایر اعضا)} \quad \text{(۴-۷-۹-ب)}$$





$$A_s \times f_y = \alpha_1 f'_c \times \beta_1 x \times b$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0.85 \\ \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (30 - 28) = 0.8357 \geq 0.65 \quad \text{OK} \end{cases}$$

$$5 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} \times 400 = 0.85 \times 30 \times 0.8357 \times x \times 350 \Rightarrow x = 131.63 \text{ mm}$$

$$\frac{\varepsilon_s}{0.003} = \frac{300 - 131.63}{131.63} \Rightarrow \varepsilon_s = 0.00384$$

$$S400 \Rightarrow \varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 0.002$$

$$\varepsilon_y = 0.002 < \varepsilon_s = 0.00384 < \varepsilon_y + 0.003 = 0.005$$

مقطع در ناحیه انتقال قرار دارد.

$$\phi = 0.65 + 0.25 \times \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_y)}{0.003} = 0.65 + 0.25 \times \frac{(0.00384 - 0.002)}{0.003} = 0.803$$

تذکر: دقت شود که با فرض اینکه مقطع صورت سوال یک تیر در نظر گرفته شود، این مقطع از نظر آیین نامه ای مجاز نیست و در این حالت داریم:

$$A_s > A_{s \max}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.803 \times 5 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} \times 400 \times \left(300 - \frac{0.8357 \times 131.63}{2} \right) \times 10^{-6}$$

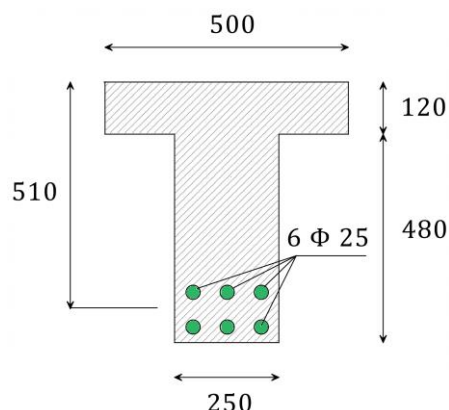
$$\phi M_n = 193.14 \text{ kN.m}$$

پاسخ سوال: گزینه ۱

سبزسازه



۴۳- برای مقطع تیر T شکل زیر، در محاسبه تغییر مکان‌های آنی تیر، ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده تبدیل یافته به بتن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و C25 و میلگردها S400 هستند. ابعاد روی شکل به میلی‌متر هستند و مقطع تحت لنگر خمشی مثبت بوده و در محاسبات فقط اثر آرماتورهای کششی را در نظر بگیرید.



$$47.7 \times 10^8 \text{ mm}^4 \quad (۱)$$

$$31.5 \times 10^8 \text{ mm}^4 \quad (۲)$$

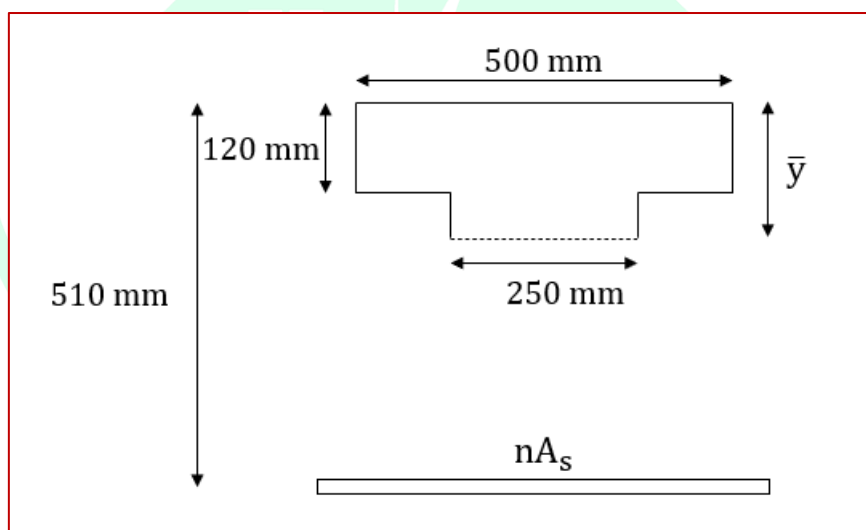
$$26.3 \times 10^8 \text{ mm}^4 \quad (۳)$$

$$36.8 \times 10^8 \text{ mm}^4 \quad (۴)$$

سطح سوال: متوسط و تکراری

با توجه به مفاهیم خمش داریم:

ابتدا فرض می‌کنیم $\bar{y} > 120 \text{ mm}$ و سپس مقدار آن را محاسبه می‌کنیم:



در خصوص چگالی بتن معمولی اطلاعات دقیقی ارائه نشده است. با استناد به بند زیر، مقدار چگالی برابر ۲۳۰۰ کیلوپرم بر متر مکعب در نظر گرفته می‌شود:

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



$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700 \times \sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{23500} = 8.51$$

$$nA_s = 8.51 \times 6 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 25064.02 \text{ mm}^2$$

$$500 \times 120 \times \left(\frac{120}{2} + \bar{y} - 120 \right) + 250 \times (\bar{y} - 120) \times \frac{(\bar{y} - 120)}{2} = 25064.02 \times (510 - \bar{y})$$

$$\frac{250}{2} \times (\bar{y}^2 - 240\bar{y} + 14400) + 60000 \times (\bar{y} - 60) = 12782650.2 - 25064.02\bar{y}$$

$$125\bar{y}^2 + (125 \times (-240) + 60000 + 25064.02)\bar{y} + (125 \times 14400 + 60000 \times (-60) - 12782650.2) = 0$$

$$\bar{y} = 186.2$$

کنترل فرض:

$$\bar{y} = 186.2 \text{ mm} > 120 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$I_{cr} = \frac{500 \times 120^3}{12} + 500 \times 120 \times (186.2 - 60)^2 + \frac{250 \times (186.2 - 120)^3}{3} + 25064.02 \times (510 - 186.2)^2$$

$$I_{cr} = 36.8 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

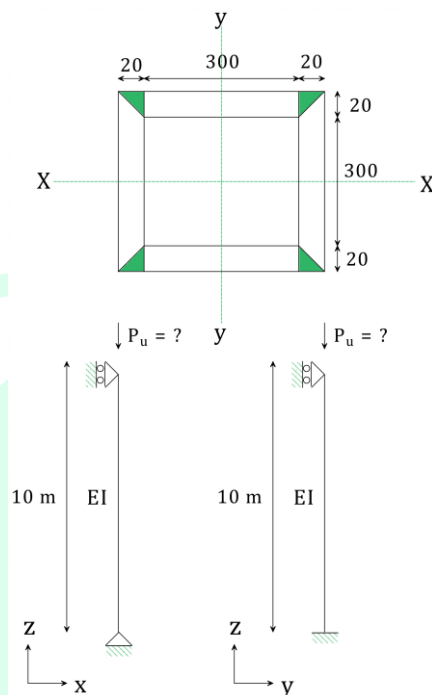
پاسخ سوال: گزینه ۴

سبزسازه



۴۴- بر اساس روش طول مؤثر، حداکثر بار نهایی (P_u) قابل تحمل توسط ستون نشان داده شده در شکل زیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ از مقادیر نظری ضریب طول مؤثر استفاده ننمائید. در مقطع ستون ابعاد به میلی‌متر است.

$$F_y = 240 \text{ MPa} \text{ و } E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



(۱) 3600 kN

(۲) 4500 kN

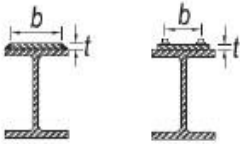
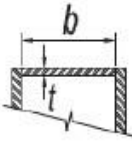
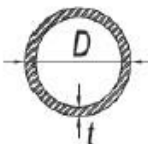
(۳) 4100 kN

(۴) 3300 kN

عضو فشاری مورد سوال با مقطع توخالی جعبه ای و به طول مهارنشده ۱۰ متر مد نظر است. ابتدا به جدول ۱۰۲-۴-۱ صفحه ۶۷ کتاب مبحث دهم مراجعه کرده و حالت یا حالات حاکم بر طراحی انتخاب خواهد شد.

ردیف	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حادی حاکم بر طراحی برای مقاطع بدون اجزای لاغر	بند مربوطه	حالت یا حالت‌های حادی حاکم بر طراحی برای مقاطع دارای اجزای لاغر	بند مربوطه
۴	مقاطع توخالی مستطیلی شکل		- کماتش خمشی حول محورهای اصلی مقطع	۳-۴-۲-۱۰	- کماتش موضعی - کماتش خمشی حول محورهای اصلی مقطع	۷-۴-۲-۱۰
۵	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل		- کماتش خمشی حول هر محور دلخواه مقطع	۳-۴-۲-۱۰	- کماتش موضعی - کماتش خمشی حول هر محور دلخواه مقطع	۷-۴-۲-۱۰

مطابق ردیف ۴ این جدول، باید در ابتدا کنترل شود که مقطع دارای جزء لاغر است یا خیر. به جدول ۱۰-۲-۲، ردیف ۸ باید رجوع کرد:

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت	مثال های نمونه
			(مرز لاغر و غیر لاغر) λ_r	
۷	ورق های پوششی و ورق های دیافراگم در حدفصل خطوط جوش یا پیچ	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۸	بال ها و جان های مقاطع جعبه ای ساخته شده از ورق و سایر اجزای فشاری	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۹	مقاطع دایره ای توخالی	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

مطابق اطلاعات سوال داریم:

$$b = 300 \text{ mm} \quad t = 20 \text{ mm} \quad E = 200000 \text{ MPa} \quad F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{300}{20} = 15 < 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 43$$

بنابراین مقطع فاقد جزء لاغر است. بنابراین حالت کمانش خمشی حول محوره های X و Y مطابق شکل سوال باید بررسی شود. مقاومت ستون بر اساس حالت حدی کمانش خمشی به صورت زیر محاسبه می شود.

۱- محاسبه لاغری

برای محاسبه ضریب لاغری، نیاز به محاسبه مشخصات هندسی هست:

$$A = 340 \times 340 - 300 \times 300 = 25600 \text{ mm}^2$$

$$I_x = I_y = \frac{340^4}{12} - \frac{300^4}{12} = 438613333.3 \text{ mm}^4$$

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{438613333.3}{25600}} = 130.89 \text{ mm}$$

ستون مورد نظر در حالت کمانش حول محور Y (صفحه ZX) به صورت دو سر مفصل و برای کمانش حول محور X (صفحه ZY) به صورت یک سر گیردار یک سر مفصل عمل خواهد کرد. بنابراین مطابق جدول ۱۰-۲-۱، ضریب طول موثر صفحه ZX و ZY به ترتیب برابر با ۱ و ۰.۷ در نظر گرفته خواهد شد.

جدول ۱۰-۲-۱: ضریب طول موثر (K) اعضای فشاری با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل

توضیحات	انواع مختلف اعضای فشاری با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل					
شکل کمانش‌یافته عضو فشاری به صورت خط چین نشان داده شده است.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
مقادیر نظری K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
مقادیر پیشنهادی K برای طراحی	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

$$\lambda_x = \frac{K_y L}{r_x} = \frac{0.7 * 10000}{130.89} = 53.48$$

$$\lambda_y = \frac{K_x L}{r_y} = \frac{1 * 10000}{130.89} = 76.4$$

$$\lambda = \text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) = 76.4$$

۲- محاسبه تنش کمانش خمشی

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{76.4^2} = 338.2 \text{ MPa}$$

۳- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

$$\frac{F_y}{F_e} = 0.71 < 2.25 \rightarrow F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = 178.3 \text{ MPa}$$

۴- محاسبه مقاومت فشاری نهایی مقطع

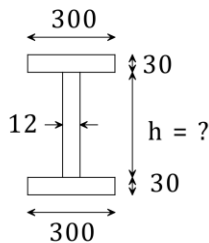
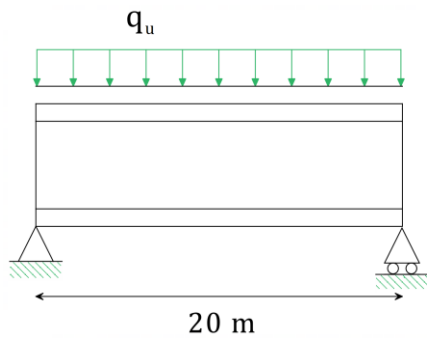
$$P_u < \phi P_n = \phi F_{cr} A_g = 0.9 * 178.3 * 25600 \times 0.001 = 4108 \text{ kN}$$

گزینه ۳ صحیح است



۴۵- تیر فولادی نشان داده شده در شکل زیر دارای مقطع I شکل و جان لاغر است. اگر تیر در طول خود فاقد سخت کننده‌های عرضی باشد، بدون توجه به کنترل‌های حالت‌های حدى مقاومت و بهره‌برداری، حداکثر مقدار قابل قبول h به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در مقطع تیر ابعاد به میلی‌متر است.

$$F_y = 360 \text{ MPa} \text{ و } E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



2.67 m (۱)

1.06 m (۲)

3.39 m (۳)

1.61 m (۴)

بر اساس بند ب-۲ و ب-۳ صفحه ۱۲۰ و ۱۲۱ کتاب مبحث دهم،

در اعضای خمشی با مقطع I شکل با جان لاغر باید داشته باشیم

ب) اعضای با مقطع I شکل

ب-۱) اعضای با مقطع I شکل دارای یک محور تقارن باید محدودیت زیر را برآورده سازند.

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad (۹۶-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

$$I_y = \text{ممان اینرسی کل مقطع حول محور } y$$

$$I_{yc} = \text{ممان اینرسی بال فشاری در حالت انحنای ساده و ممان اینرسی بال کوچک‌تر در حالت}$$

$$\text{انحنای مضاعف حول محور } y$$

ب-۲) در اعضای با مقطع I شکل با جان لاغر باید محدودیت‌های زیر نیز رعایت شوند.

$$\text{برای } \frac{a}{h} \leq 1.5 \text{ -}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (۹۷-۵-۲-۱۰)$$

$$\text{برای } \frac{a}{h} > 1.5 \text{ -}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 0.4 \frac{E}{F_y} \quad (۹۸-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

با توجه به اینکه تیر فاقد سخت کننده عرضی در طول خود است، بنابراین

$$a = 20 \text{ m} \rightarrow \frac{a}{h} > 1.5$$



$$\frac{h}{t_w} \leq 0.4 \frac{E}{F_y} \rightarrow \frac{h}{12} \leq 0.4 \times \frac{200000}{360} \rightarrow h \leq 2666.7 \text{ mm}$$

همچنین در اعضای خمشی با مقطع I شکل که فاقد سخت کننده عرضی در طول خود هستند باید داشته باشیم

$$\frac{h}{t_w} < 260$$

همچنین نسبت دو برابر مساحت ناحیه تحت فشار جان به مساحت بال فشاری نباید از ۱۰ بیشتر باشد.

بنابراین

$$\frac{h}{12} < 260 \rightarrow h < 3120 \text{ mm}$$

اگر مساحت ناحیه تحت فشار جان A_{cw} باشد، باید داشته باشیم:

$$\frac{A_{cw}}{A_{cf}} \leq 10 \rightarrow \frac{2 \times 0.5h \times 12}{300 \times 30} \leq 10 \rightarrow h \leq 7500 \text{ mm}$$

لذا بیشترین مقدار h برابر است با

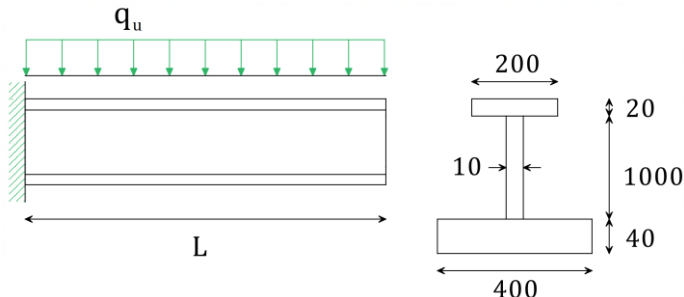
$$h \leq 2666.7 \text{ mm}$$

گزینه ۱ صحیح است

سبزسازه

۴۶- در شکل زیر برای تعیین وضعیت جان مقطع به لحاظ کمانش موضعی (فشرده، غیرفشرده یا لاغر بودن آن) در برابر لنگر خمشی، مقدار پارامتر h_c به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ در مقطع تیر ابعاد به میلی‌متر است.

$$F_y = 240 \text{ MPa}, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



۱) 1420 mm

۲) 580 mm

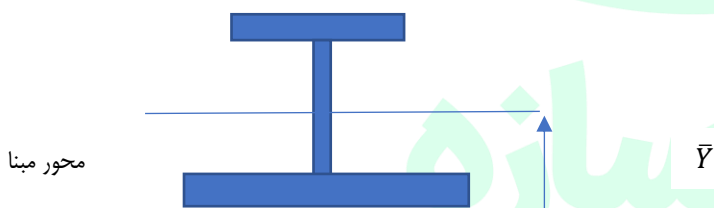
۳) 660 mm

۴) 1460 mm

بر اساس بند ۱۰-۲-۲-۴ مبحث دهم، ردیف ب صفحه ۵۲، پارامتر h_c به صورت زیر تعریف می‌شود:

ب) برای جان مقاطع ساخته شده از ورق، h عبارت است از فاصله بین نزدیک‌ترین دو خط وسایل اتصال و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، h برابر فاصله خالص بین دو بال است. برای مقاطع با بال‌های نامساوی، h_c عبارت است از دو برابر فاصله محور خنثی در حالت الاستیک تا نزدیک‌ترین ردیف وسایل اتصال در سمت بال فشاری و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، عبارت است از دو برابر فاصله محور خنثی در حالت الاستیک تا رویه داخلی بال فشاری. همچنین برای مقاطعی با بال‌های نامساوی h_p عبارت است از دو برابر فاصله محور خنثی در حالت پلاستیک تا نزدیک‌ترین ردیف وسایل اتصال در سمت بال فشاری و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، عبارت است از دو برابر فاصله محور خنثی در حالت پلاستیک تا رویه داخلی بال فشاری.

در ابتدا تار خنثی در حالت الاستیک محاسبه خواهد شد:



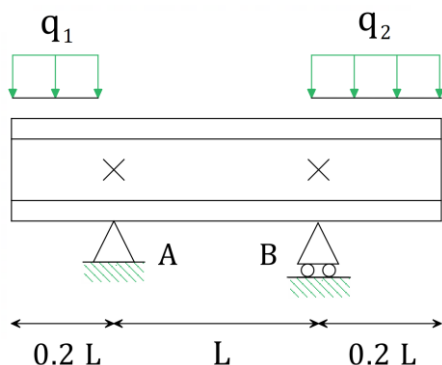
$$\bar{Y} = \frac{400 \times 40 \times 20 + 1000 \times 10 \times 540 + 200 \times 20 \times 1050}{400 \times 40 + 1000 \times 10 + 200 \times 20} = 330.67 \text{ mm}$$

با توجه به تیر طره و بارگذاری روی آن، بال پایین تیر فشاری است، بنابراین

$$h_c = 2 \times (330.67 - 40) = 581.33 \text{ mm}$$

گزینه ۲ صحیح است

۴۷- در تیر فولادی شکل زیر، در حالت کلی به ازای چه مقدار $\frac{q_1}{q_2}$ مقاومت خمشی اسمی ناشی از کمانش جانبی - پیچشی در فاصله AB دارای کمترین مقدار خواهد بود؟ فرض کنید مهارهای جانبی فقط در تکیه‌گاه‌های A و B قرار دارند و مقطع تیر از نیمرخ IPE است. از وزن در واحد طول تیر صرف‌نظر شود.



(۱) 2.25

(۲) 0.67

(۳) 1.5

(۴) 1.25

با مراجعه به صفحه ۸۸ مبحث دهم، در خصوص معرفی حالت حدی کمانش پیچشی-جانبی در تیرها، دو حالت امکان رخ دادن دارد:

- حالت حدی کمانش پیچشی جانبی غیرالاستیک
- حالت حدی کمانش پیچشی جانبی الاستیک

ب) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی

ب-۱) اگر $L_b \leq L_p$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن کمانش جانبی-پیچشی نیست.

ب-۲) برای $L_p < L_b \leq L_r$:

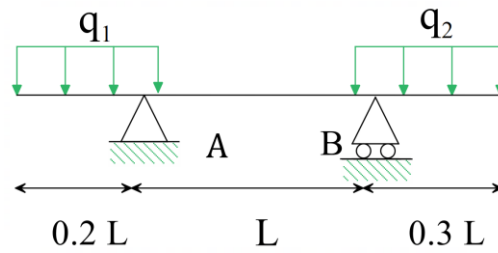
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

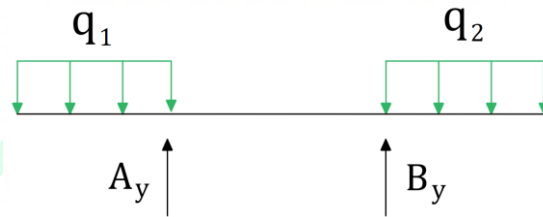
$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (۵-۵-۲-۱۰)$$

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

با توجه به روابط فوق مشخص است که مقدار مقاومت خمشی اسمی M_n در هر یک از حالات فوق به پارامتر C_b وابسته است که این پارامتر نیز به دیاگرام تغییرات لنگر خمشی در طول مهارنشده تیر بستگی دارد. لذا با توجه به شرایط تیر، باید حالتی ایجاد شود تا دیاگرام تغییرات لنگر در طول AB به صورت تابع ثابت تبدیل شود تا در این حالت پارامتر C_b به مقدار کمینه ۱ برسد که در واقع حداقل مقدار است و این نتیجه سبب خواهد شد تا مقاومت M_n در این طول کمینه شود. بنابراین تیر مورد نظر تحلیل شده و باید مقدار لنگر در طول تیر ثابت بماند:



با ترسیم دیاگرام جسم آزاد، تیر تحلیل خواهد شد:



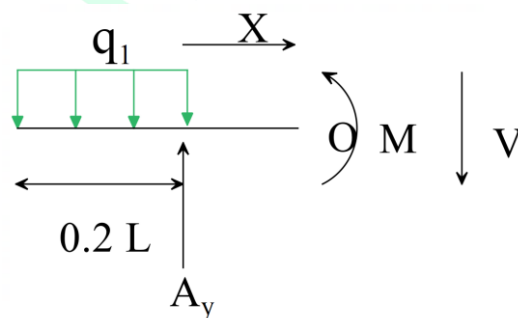
$$\sum F_y = 0 \rightarrow A_y + B_y = 0.2q_1L + 0.3q_2L$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow 0.2q_1L \times 0.1L + LB_y - 0.3q_2L \times 1.15L = 0 \rightarrow$$

$$B_y = 0.345q_2L - 0.02q_1L$$

$$A_y = 0.22q_1L - 0.045q_2L$$

با ایجاد یک مقطع دلخواه به فاصله X نسبت به نقطه A، مقدار لنگر خمشی به صورت تابعی از X در نقطه O حاصل خواهد شد:



$$\sum M_o = 0 \rightarrow M + 0.2q_1L(x + 0.1L) - (0.22q_1L - 0.045q_2L)x = 0 \rightarrow$$

$$M = (0.22q_1L - 0.045q_2L)x - 0.2q_1L(x + 0.1L) \rightarrow$$

$$M = (0.02q_1L - 0.045q_2L)x - 0.02q_1L^2$$



در صورتی که ضریب X در رابطه لنگر برابر صفر شود، مقدار لنگر ثابت خواهد بود، بنابراین

$$0.02q_1L - 0.045q_2L = 0 \rightarrow \frac{q_1}{q_2} = 2.25$$

گزینه ۱ صحیح است

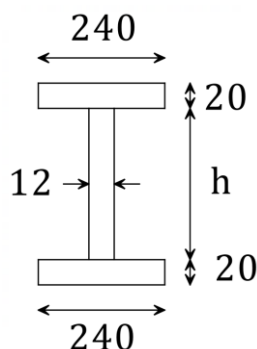


سبزسازه



۴۸- در تیر فولادی شکل زیر اگر فاصله مهارهای جانبی برابر ۲.۵ متر باشد، بدون توجه به نمودار لنگر خمشی تیر در فاصله بین مهارهای جانبی، حداکثر ارتفاع جان تیر (h) برای آنکه در تعیین مقاومت خمشی اسمی تیر لزومی به در نظر گرفتن حالت حدی کمانش جانبی - پیچشی نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در مقطع تیر ابعاد به میلی متر است.

$$F_y = 240 \text{ MPa و } E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



1090 mm (۱)

790 mm (۲)

890 mm (۳)

990 mm (۴)

برای کنترل حالات حدی طراحی تیر برای خمش، باید وضعیت بال و جان تیر از نظر فشردگی مشخص شود. با توجه به ابعاد بال تیر و نیز جان تیر که در گزینه ها وجود دارد، بال و جان تیر فشرده هستند. بنابراین بر اساس ۱۰-۲-۵-۲ صفحه ۸۷ مبحث دهم، مورد ب، ادامه حل پیگیری خواهد شد.

(ب) حالت حدی کمانش جانبی - پیچشی

ب-۱) اگر $L_b \leq L_p$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن کمانش جانبی - پیچشی نیست.

ب-۲) برای $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

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

L_p = طول مهارنشده عضو مطابق رابطه زیر که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش

جانبی - پیچشی غیر الاستیک را مشخص می کند.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (۶-۵-۲-۱۰)$$

L_r = طول مهارنشده عضو مطابق رابطه زیر که مرز بین حالت حدی کمانش جانبی - پیچشی

غیرالاستیک و الاستیک را مشخص می کند.

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



طبق اطلاعات سوال

$$L_b = 2.5 \text{ m}$$

بنابراین باید داشته باشیم:

$$L_b = 2.5 \text{ m} \leq L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 2500 \text{ mm} \leq 1.76 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} r_y \rightarrow r_y \geq 49.2 \text{ mm}$$

از طرفی

$$r_y = \sqrt{\frac{2 \times \frac{1}{12} \times 20 \times 240^3 + \frac{1}{12} h \times 12^3}{2 \times 240 \times 20 + 12h}} = \sqrt{\frac{46080000 + 144h}{9600 + 12h}}$$

در نتیجه

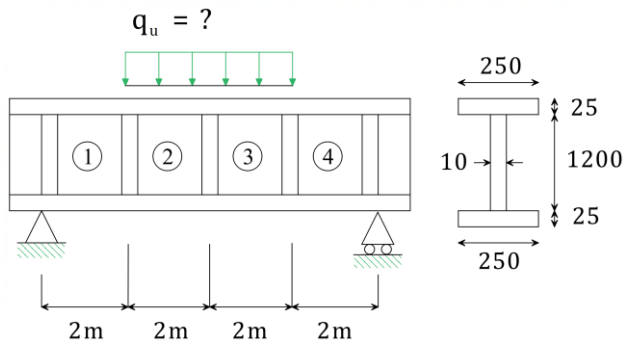
$$\sqrt{\frac{46080000 + 144h}{9600 + 12h}} \geq 49.2 \rightarrow 46080000 + 144h \geq 2420.64(9600 + 12h) \\ \rightarrow 28903.68h \leq 22841856 \rightarrow h \leq 790.27 \text{ mm}$$

گزینه ۲ صحیح است

سبزسازه

۴۹- فقط بر اساس کنترل مقاومت برشی تیر در چشمه‌های ابتدایی و انتهایی، حداکثر مقدار q_u قابل تحمل توسط تیر شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در مقطع ابعاد به میلی‌متر است.

$$F_y = 360 \text{ MPa}, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



۵۰۷ kN/m (۱)

۷۶۱ kN/m (۲)

۴۵۶ kN/m (۳)

۶۸۵ kN/m (۴)

به صفحه ۱۲۴ کتاب، بند ۱۰-۲-۶ در خصوص الزامات طراحی برای برش مراجعه شود. هدف سوال، بررسی مقطع I شکل بوده که تحت اثر نیروی برشی در صفحه جان و در امتداد محور ضعیف قرار دارد. همچنین هدف چشمه‌های انتهایی تیر است، لذا اثر عمل میدان کششی نباید لحاظ شود:

۱۰-۲-۶-۲-۱-۱ مقاومت برشی اسمی بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \quad (۱۰-۲-۶-۱)$$

که در آن:

F_y - تنش تسلیم مشخصه فولاد جان

A_w - مساحت جان که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان

C_{v1} - ضریب مقاومت برشی جان به شرح زیر:

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده که $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد:

$$C_{v1} = 1 \quad (۱۰-۲-۶-۲)$$

ب) برای جان سایر مقاطع I شکل و ناودانی:

$$\text{ب-۱) برای } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} :$$

$$C_{v1} = 1 \quad (۱۰-۲-۶-۳)$$



$$\text{ب-۲) برای } \frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$C_{v1} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (۴-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق، k_v ضریب کمانش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود:
- برای جان مقاطع بدون سخت کننده:

$$k_v = 5.34 \quad (۵-۶-۲-۱۰)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت کننده و $a/h \leq 3$:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (۶-۶-۲-۱۰)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت کننده و $a/h > 3$:

$$k_v = 5.34 \quad (۷-۶-۲-۱۰)$$

پارامترهای مورد نیاز حل به صورت زیر خواهد بود:

$$A_w = dt_w = 1250 \times 10 = 12500 \text{ mm}^2$$

جان مقطع دارای سخت کننده و $\frac{a}{h}$ برابر با $1.67 \leq \frac{2000}{1200}$ است، بنابراین

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{(1.67)^2} = 6.79$$

همچنین

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1200}{10} = 120 > 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1.1 \sqrt{\frac{6.79 \times 200000}{360}} = 67.56$$

بنابراین

$$C_{v1} = \frac{1.1}{\frac{h}{t_w}} \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 0.563$$

سبزسازه

مقاومت برشی نهایی مقطع تیر در این حالت به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

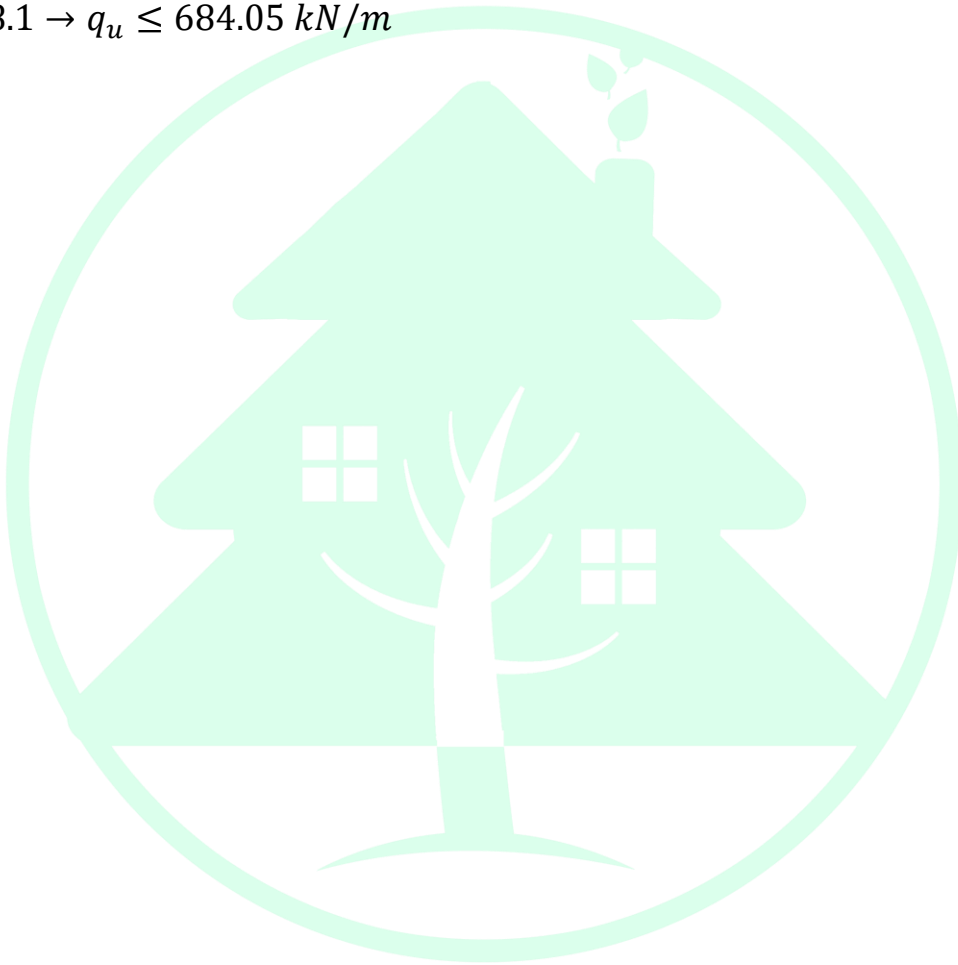
$$V_u = 0.9 \times 0.6 F_y A_w C_{v1} = 0.9 \times 0.6 \times 360 \times 12500 \times 0.56 \times 0.001 = 1368.1 \text{ kN}$$

مقاومت برشی مورد نیاز تیر تحت بارگذاری وارده برابر است با:

$$V_u = 2q_u$$

$$2q_u \leq 1368.1 \rightarrow q_u \leq 684.05 \text{ kN/m}$$

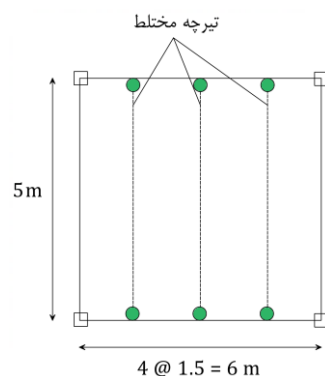
گزینه ۴ صحیح است



سبزسازه

۵۰- مطابق شکل زیر برای پوشش یک سقف با بار سنگین از تیرچه‌های مختلط IPE400 و با دال بتنی تخت به ضخامت 100 میلی‌متر از ناودانی UNP60 به طول 100 میلی‌متر به‌عنوان برشگیر استفاده شده است. اگر تعداد کل ناودانی‌های تعبیه شده در طول کل هر یک از تیرچه‌ها 12 عدد باشد، در تعیین مقاومت خمشی اسمی (M_n) مقطع مختلط، مساحت مؤثر بخش بتنی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در پلان توزیع بارهای مرده و زنده یکنواخت فرض شود.

$$F_y = 240 \text{ MPa}, F'_c = 25 \text{ MPa}, w_c = 2500 \text{ kg/m}^3$$



$$1250 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (۱)$$

$$955 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (۲)$$

$$750 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (۳)$$

$$625 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (۴)$$

ابتدا باید بررسی شود که سقف مورد نظر دارای عملکرد مختلط کامل است و یا خیر. مطابق بند ت صفحه ۱۶۲ کتاب این موضوع بررسی خواهد شد:

ت) مقاومت برشی موردنیاز بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) در نواحی لنگر خمشی مثبت

برش افقی موردنیاز کل (V_h) بین تیر فولادی و دال بتنی در فاصله نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر در حالت عملکرد مختلط کامل باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

۱- خردشدگی بتن مطابق رابطه زیر:

$$V_h = 0.85 f'_c A_c \quad (۱۹-۸-۲-۱۰)$$

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطه زیر:

$$V_h = F_y A_s \quad (۲۰-۸-۲-۱۰)$$

تبصره: در ناحیه لنگر خمشی مثبت (فاصله بین نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر) چنانچه مقدار ΣQ_n مساوی یا بیش از V_h باشد تیر دارای عملکرد مختلط کامل، کمتر از V_h و مساوی یا بیشتر از $0.25 V_h$ باشد تیر دارای عملکرد مختلط ناقص و کمتر از $0.25 V_h$ باشد تیر بدون عملکرد مختلط در نظر گرفته می‌شود.

در محاسبه A_c نیاز به محاسبه پهنای مؤثر مطابق بند ۱۰-۲-۸-۳-۱ است.



۱-۳-۸-۲-۱۰ پهنای مؤثر و حداقل ضخامت دال بتنی

الف) پهنای مؤثر

پهنای مؤثر دال بتنی برابر با مجموع پهنای مؤثر در هر طرف محور مقطع فولادی بوده و با تیر فولادی به کمک برشگیرها به صورت مختلط عمل می‌نماید. پهنای مؤثر دال بتنی در هر طرف تیر نباید از کوچک‌ترین مقادیر زیر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود:

- ۱- یک‌هشتم طول دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)
- ۲- نصف فاصله محور تیر تا محور تیر مجاور برای تیرهای مختلط میانی
- ۳- فاصله محور تیر تا لبه آزاد دال بتنی برای تیرهای مختلط کناری

$$b_e = 2 \times \min\left(\frac{5000}{8}, \frac{1500}{2}\right) = 1250 \text{ mm}$$

$$V_h = \min\left\{\begin{aligned} 0.85f_c * A_c &= 0.85 \times 25 \times 1250 \times 100 \times 0.001 = 2656.25 \text{ kN} \\ A_s * f_y &= 8450 \times 240 \times 0.001 = 2028 \text{ kN} \end{aligned}\right.$$

مقدار A_s سطح مقطع پروفیل IPE 400 بوده که از جدول اشتال برداشت شده است.

در نتیجه

$$V_h = 2028 \text{ kN}$$

همچنین مشخص است که تعداد برشگیرهای مورد نیاز در نصف طول تیر از تقسیم مقاومت برشی مورد نیاز بر مقاومت اسمی یک برشگیر بدست خواهد آمد. لذا با محاسبه مجموع مقاومت ۶ برشگیر از نوع ناودانی، وضعیت عملکرد مختلط کامل و یا ناقص بررسی خواهد شد. به صفحه ۱۷۸ کتاب رجوع خواهد شد:

پ) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، بدون توجه به جهت قرارگیری ناودانی در طول تیر از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w) l_a \sqrt{f'_c E_c} \quad (۳۶-۸-۲-۱۰)$$

$$E_c = 0.043w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.043 \times (2500)^{1.5} \sqrt{25} = 26875 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sum Q_n &= 6 \times 0.3(t_f + 0.5t_w) l_a \sqrt{f'_c E_c} \\ &= 6 \times 0.3 \times (6 + 0.5 \times 6) \times 100 \times \sqrt{25 \times 26875} \times 0.001 = 6 \times 221.3 \\ &= 1327.88 \text{ kN} \end{aligned}$$



با توجه به اینکه

$$0.25V_h < \sum Q_n < V_h$$

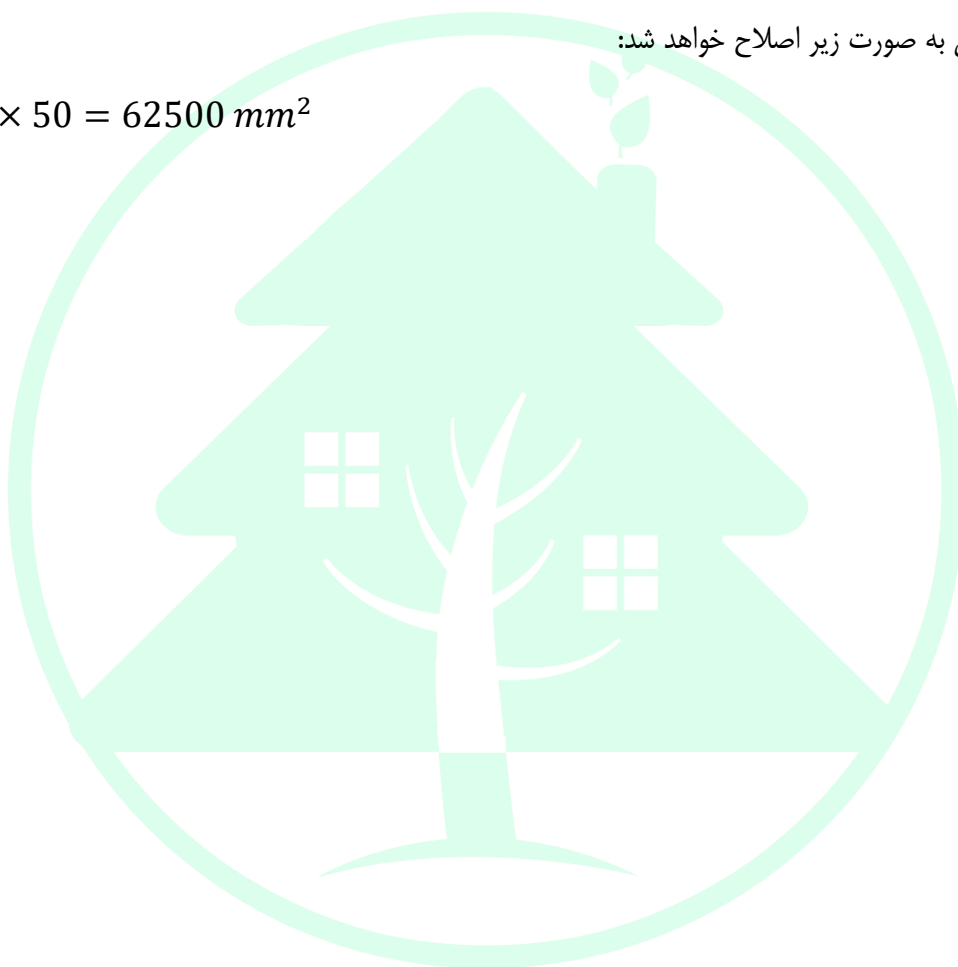
تیر دارای عملکرد مختلط ناقص است. در نتیجه مطابق توضیحات بالای صفحه ۱۵۶ کتاب، باید ارتفاع بلوک فشاری محاسبه شود:

$$a_1 = \frac{\sum Q_n}{0.85f_c * b_{eff}} = \frac{1327.88 \times 1000}{0.85 \times 25 \times 1250} = 50 \text{ mm}$$

لذا مساحت موثر بتنی به صورت زیر اصلاح خواهد شد:

$$A_c = 1250 \times 50 = 62500 \text{ mm}^2$$

گزینه ۴ صحیح است



سبزسازه

۵۱- فرض کنید در یک اتصال پیچی از نوع پیش‌تنیده در طراحی به روش LRFD تحت اثر مشترک کشش و برش، تنش کششی مورد نیاز یک پیچ برابر 0.35 مقاومت کششی اسمی آن پیچ (وقتی که نیروی کششی به تنهایی عمل کند) و تنش برشی مورد نیاز همان پیچ برابر 0.2 مقاومت برشی اسمی آن پیچ (وقتی که نیروی برشی به تنهایی عمل کند) است. مقاومت برشی اسمی این پیچ چند درصد نسبت به حالتی که نیروی برشی به تنهایی بر روی پیچ عمل می‌کند، کاهش می‌یابد؟

(۱) کاهش نمی‌یابد (۲) 17 درصد

(۳) 5 درصد (۴) 10 درصد

به صفحه ۲۱۳ کتاب، بند ۱۰-۲-۹-۳-۴ مراجعه شود

۱۰-۲-۹-۳-۴ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده

در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده، در مواردی که تنش کششی یا برشی مورد نیاز کمتر از 30 درصد تنش موجود متناظر باشد، لزومی به در نظر گرفتن اثر مشترک کشش و برش نیست. در غیر این صورت مقاومت کششی و برشی اسمی پیچ‌ها ناشی از اثر توأم کشش و برش باید براساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی و نیز مقادیر ضرایب ϕ و Ω به شرح زیر تعیین شوند:

$$R_{nt} = F'_{nt} A_b \quad \text{و} \quad R_{nv} = F'_{nv} A_b \quad (۱۰-۲-۹-۹)$$

$$\Omega = 2.0 \text{ (ASD)} \quad \text{و} \quad \phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[1.3 \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right] \quad \text{و} \quad F'_{nv} = F_{nv} \left[1.3 \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} \right] \quad \text{(LRFD)} \quad (۱۰-۲-۹-۱۰\text{-الف})$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[1.3 \frac{\Omega f_{av}}{F_{nv}} \right] \quad \text{و} \quad F'_{nv} = F_{nv} \left[1.3 \frac{\Omega f_{at}}{F_{nt}} \right] \quad \text{(ASD)} \quad (۱۰-۲-۹-۱۰\text{-ب})$$

طبق توضیحات سوال، اطلاعات مورد نیاز برای حل مسئله را به صورت زیر می‌توان بیان کرد:

$$f_{ut} = 0.35 F_{nt}$$

$$f_{uv} = 0.2 F_{nv}$$

کنترل شرط الزام به در نظر گرفتن اثر مشترک کاهنده کشش و برش در ابتدا صورت می‌گیرد. باید نسبت $\frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}}$ و $\frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}}$ کنترل شود:

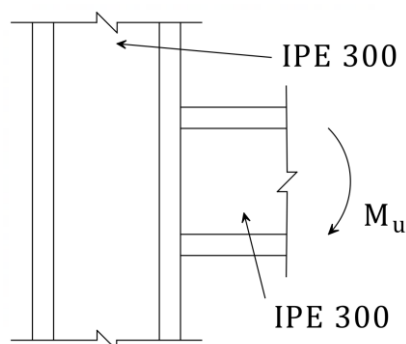
$$\frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} = \frac{0.35 F_{nt}}{0.75 F_{nt}} = 0.47 > 0.3$$

$$\frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} = \frac{0.2 F_{nv}}{0.75 F_{nv}} = 0.27 < 0.3$$

با توجه به توضیحات مندرج در بند ۱۰-۲-۹-۳-۴، در صورتی که یکی از نسبت‌های فوق، کمتر از ۳۰ درصد باشد، لزومی به در نظر گرفتن اثر مشترک کشش و برش نیست. بنابراین کاهش مقاومت لحاظ نمی‌شود.

۵۲- در اتصال شکل زیر، بدون توجه به الزامات طراحی لرزه‌ای، مقاومت اسمی چروکیدگی موضعی جان ستون در مقابل نیروی متمرکز فشاری ناشی از M_u به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$$F_y = 360 \text{ MPa}, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



(۱) 848 kN

(۲) 1130 kN

(۳) 565 kN

(۴) 425 kN

به صفحه ۲۳۱ کتاب، بند ۳-۱۰-۹-۲-۱۰ مراجعه شود

۳-۱۰-۹-۲-۱۰ چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند برای نیروی متمرکز فشاری تکی و مؤلفه فشاری زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی کاربرد دارد (شکل ۲۵-۹-۲-۱۰).

مقاومت موجود چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب

اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا بزرگ‌تر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = 0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (۳۲-۹-۲-۱۰)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کوچک‌تر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

- در صورتی که $l_b/d \leq 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (۳۳-۹-۲-۱۰)$$

- در صورتی که $l_b/d > 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4 l_b}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (۳۴-۹-۲-۱۰)$$

با توجه به نوع اتصال و بارگذاری، احتمال وقوع پدیده چروکیدگی موضعی در محل اتصال بال تحتانی تیر و در جان ستون وجود خواهد داشت. با مراجعه به جدول اشتال، مشخصات هندسی مورد نیاز مقاطع برداشت می‌شود:

$$d = 300 \text{ mm} \quad t_w = 11 \text{ mm} \quad t_f = 19 \text{ mm} \text{ IPB300 :}$$

$$d = 300 \text{ mm} \quad t_f = 10.7 \text{ mm} \text{ IPE300 :}$$

شرایط محل اثر بار متمرکز در این اتصال به نحوی است که باید از رابطه ۳۲-۹-۲-۱۰ کتاب استفاده شود.



$$e \geq \frac{d}{2} \quad \rightarrow R_n = 0.8 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E * f_{yw} * t_f}{t_w}}$$

$$R_n = 0.8 \times 11^2 \left[1 + 3 \left(\frac{10.7}{300} \right) \left(\frac{11}{19} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{200000 \times 360 \times 19}{11}} = 1130380.6 \text{ N}$$

$$= 1130.4 \text{ kN}$$

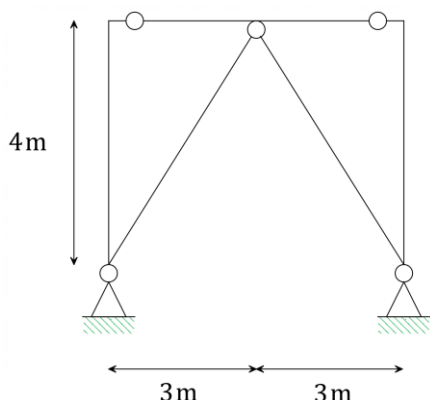
گزینه ۲ صحیح است



سبزسازه

۵۳- در قاب مهاربندی شده همگرایی ویژه شکل زیر، مقطع اعضای مهاربندی از نیمرخ قوطی مربع گرم نورد شده به ابعاد 180×12.5 میلی‌متر است. در طراحی به روش LRFD حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز تیر طبقه (با صرف نظر از بارهای ثقلی) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$$F_y = 360 \text{ MPa}, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



(۱) 1425 kN.m

(۲) 4410 kN.m

(۳) 3530 kN.m

(۴) 1780 kN.m

به صفحه ۳۲۶ کتاب، بند ۱۰-۳-۴-۳-۳ مراجعه شود

۱۰-۳-۴-۳ الزامات تحلیل

در قاب‌های مهاربندی شده همگرایی ویژه مقاومت‌های مورد نیاز تیرها، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها باید براساس نیروی زلزله محدود به ظرفیت ($E_c I$) تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های مورد نیاز نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شوند:

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g / \alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1.14 F_{cre} A_g / \alpha_s$ است.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g / \alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g / \alpha_s$ است.

با مراجعه به جدول اشتال، مشخصات قوطی گرم نورد استخراج می‌شود:

$$A = 8210 \text{ mm}^2, r = 68 \text{ mm}, \text{Box } 180, t = 12.5 \text{ mm}$$

مقدار نیروی کششی بر اساس احتمال وقوع حالت الف و ب برابر است با

$$T = R_y F_y A_g = 1.25 \times 360 \times (8210) = 3694500 \text{ N} = 3694.5 \text{ kN}$$

برای بررسی نیروی مهاربند فشاری در هر یک از حالات الف و ب، باید F_{cre} محاسبه شود. در ابتدا طول مهاربند به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$l = \sqrt{3000^2 + 4000^2} = 5000 \text{ mm}$$

$$\rightarrow r = 68 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 \times 5000}{68} = 73.5 \rightarrow F_e = 365 \text{ MPa} \rightarrow F_{cre} = 268.6 \text{ MPa}$$



$$C_1 = 1.14F_{cre}A_g = 1.14 \times 268.6 \times 8210 \times 0.001 = 2513.9 \text{ kN}$$

$$C_2 = 0.3 \times 1.14F_{cre}A_g = 0.3 \times 1.14 \times 268.6 \times 8210 \times 0.001 = 754.2 \text{ kN}$$

$$V = (3694.5 - 754.2) \frac{4}{\sqrt{3^2 + 4^2}} = 2352.2 \text{ kN}$$

بنابراین تیر باید برای لنگر زیر طراحی شود:

$$M = \frac{VL}{4} = \frac{2352.2 \times 6}{4} = 3528.4 \text{ kN.m}$$

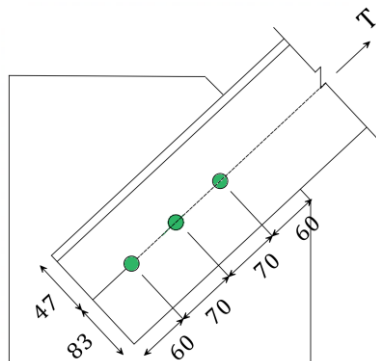
گزینه ۳ صحیح است



سبزسازه

۵۴- در اتصال یک عضو کششی به ورق اتصال از سه پیچ M22 استفاده شده است. عضو کششی از نبشی $130 \times 65 \times 10$ و سوراخ‌ها استاندارد می‌باشند. ضخامت ورق اتصال 15 میلی‌متر است. مقاومت برش قالبی طراحی به روش LRFD، برحسب kN به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$$F_y = 240 \text{ MPa}, F_u = 370 \text{ MPa}$$



(۱) 360 kN

(۲) 210 kN

(۳) 300 kN

(۴) 400 kN

به صفحه ۳۱۹ کتاب، بند ۱۰-۲-۹-۳-۴ مراجعه شود

۱۰-۲-۹-۳-۴ مقاومت برش قالبی موجود

مقاومت برش قالبی موجود در اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا، نظیر اتصال انتهایی تیرهایی که قسمتی از بال فوقانی تیر زبانه شده است، یا در حالت‌های که ممکن است به علت برش در سطحی که از اجزای اتصال یا ناحیه تأثیرپذیر اعضا می‌گذرد و یا مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۷-الف و ب به علت اثر ترکیبی برش و کشش در دو سطح متعامد در آن‌ها خرابی اتفاق افتد، در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت برش قالبی اسمی) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$R_n = \min (0.6F_y A_{gv} \text{ و } 0.6F_u A_{nv}) + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (۱۰-۲-۹-۲۱)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

در مقاومت برش قالبی از سوراخ محاسباتی استفاده می‌شود.

$$d_a = d_n + 2 + 2 = 22 + 4 = 26 \text{ mm}$$

$$R_{u1} \leq \phi * R_{n1}$$

$$= 0.75 \left[0.6 * 370 * (190 - 2.5 * 26) * 10 + 1 * 370 * \left(83 - \frac{26}{2} \right) * 10 \right] * 10^{-3} = 536.5 \text{ kN}$$

$$R_{u2} \leq \phi * R_{n2} = 0.75 \left[0.6 * 240 * 190 * 10 + 1 * 370 * \left(83 - \frac{26}{2} \right) * 10 \right] * 10^{-3} = 399.5 \text{ kN}$$

$$\min \begin{Bmatrix} 399.5 \\ 536.5 \end{Bmatrix} = 399.5 \text{ kN}$$

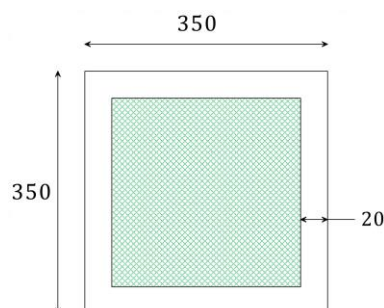
گزینه ۴ صحیح است



۵۵- مقاومت فشاری طراحی عضو فشاری با مقطع مختلط پُر شده با بتن بر اساس کمانش خمشی برای شکل زیر چه مقدار است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$$f'_c = 30 \text{ MPa}, E_c = 26 \text{ GPa}, K_K = K_y = 1.0$$

$$f_c = 235 \text{ MPa}, E = 200 \text{ GPa}, L = 4 \text{ m}$$



6850 kN (۱)

8220 kN (۲)

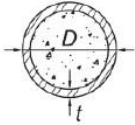
6165 kN (۳)

6560 kN (۴)

به صفحه ۱۴۸ کتاب، بند ۲-۸-۲-۱۰ در خصوص اعضای محوری با مقطع مختلط و نیز بند ۲-۲-۸-۲-۱۰ در مورد اعضای محوری با مقطع مختلط پر شده با بتن، در ابتدا باید وضعیت مقطع از نظر فشردگی بررسی شود. با مراجعه به جدول ۱-۸-۲-۱۰ ردیف ۱ داریم:

جدول ۱-۸-۲-۱۰: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فولادی مقطع مختلط پر شده با بتن

در اعضای تحت اثر نیروی محوری فشاری

مقاطع فولادی نمونه	حداکثر نسبت مجاز	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء	λ
		λ _T (لاغر/غیر فشرده)	λ _p (غیر فشرده/فشرده)			
	$5 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$3 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	b/t و h/t	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	۱
	$0.31 \frac{E}{F_Y}$	$0.19 \frac{E}{F_Y}$	$0.15 \frac{E}{F_Y}$	D/t	مقاطع دایره‌ای شکل	۲

$$\lambda = \frac{350 - 2 \times 20}{20} = 15.5 < \lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.26 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 65.9 \rightarrow \lambda \leq \lambda_p$$

مقطع فشرده محسوب می‌شود.

تعیین مقاومت فشاری بر اساس بند ۲-۲-۸-۲-۱۰-ب:

**ب) مقاومت فشاری موجود**

مقاومت فشاری موجود اعضای فشاری با مقطع مختلط پر شده با بتن دارای دو محور تقارن باید براساس الزامات بند ۱۰-۲-۸-۱-ب و با اصلاحات زیر تعیین شود:

۱- برای مقاطع با اجزای فشرده:

$$P_{no} = P_p \quad (9-8-2-10)$$

که در آن:

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad (10-8-2-10)$$

$C_2 = 0.85$ برای مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای و 0.95 برای مقاطع دایره‌ای شکل توخالی

$$E_c = 26000 \text{ MPa}$$

$$A_s = 350^2 - 310^2 = 26400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sr} = 0$$

$$A_c = 310^2 = 96100 \text{ mm}^2$$

$$C_2 = 0.85$$

$$P_{no} = P_p = 235 \times 26400 + 0.85 \times 30 \times (96100 + 0) = 8654550 \text{ N} = 8654.6 \text{ kN}$$

ممان اینرسی موثر به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$I_s = \frac{1}{12} * (350^4 - 310^4) = 480920000 \text{ mm}^4$$

$$I_{sr} = 0$$

$$I_c = \frac{1}{12} * 310^4 = 769600833.3 \text{ mm}^4$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{26400}{96100 + 26400} \right) = 1.096 > 0.9 \rightarrow C_3 = 0.9$$

$$EI_{eff} = 2 * 10^5 * 480920000 + 0.9 * 26000 * 769600833.3 = 1.14 * 10^{14} \text{ N.mm}^2$$

$$P_e = \frac{3.14^2 * 1.14 * 10^{14}}{(1 * 4000)^2} = 70320931.36 \text{ N} = 70320.9 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{8654.6}{70320.9} = 0.12 \leq 2.25$$

$$P_n = (0.658^{0.12}) * 8654.6 = 8230.65 \text{ kN}$$

$$P_u \leq 0.75 * 8230.65 = 6173 \text{ kN}$$

همچنین بر اساس تبصره صفحه ۱۵۳، مقاومت فشاری مقطع پر شده با بتن، با مقاومت فشاری مقطع فولادی تنها مقایسه خواهد شد.

روابط مقاومت فشاری مقطع فولادی از بند ۱۰-۲-۳-۳:



$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{480920000}{26400}} = 134.97 \text{ mm}$$

$$\lambda_{max} = \frac{1 * 4000}{134.97} = 29.64 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2 * 10^5}{235}} = 137.4$$

$$F_e = \frac{3.14^2 * 2 * 10^5}{29.64^2} = 2246.8 \text{ mpa}$$

$$\frac{f_y}{F_e} = \frac{235}{2246.8} = 0.105$$

$$F_{cr} = (0.658^{0.105}) * 235 = 224.9 \text{ MPa}$$

$$P_n = 224.9 * 26400 * 10^{-3} = 5937.2 \text{ kN}$$

$$P_u \leq 0.9 * 5937.2 = 5343.5 \text{ kN}$$

در نهایت:

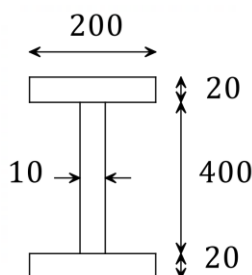
$$P_u = \max \left\{ \begin{matrix} 6173 \\ 5343.5 \end{matrix} \right\} = 6173 \text{ kN}$$

گزینه ۳ صحیح است

سبزسازه

۵۶- تیر پیوند شکل زیر موجود است، هرگاه طول تیر پیوند 1600 میلی‌متر باشد مقدار مجاز دوران پلاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ نیروی محوری تیر پیوند ناچیز بوده و ابعاد در شکل به میلی‌متر است.

$$F_y = 235 \text{ MPa}$$



(۱) 0.065

(۲) 0.075

(۳) 0.06

(۴) 0.07

به صفحه ۳۳۹ کتاب، بند ۱۰-۳-۴-۳-۱ در خصوص الزامات دوران تیر پیوند باید رجوع شود:

۱۰-۳-۴-۳-۱ الزامات سیستم

۱۰-۳-۴-۳-۱ دوران تیر پیوند

دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن (γ_p) که باید براساس تغییرمکان جانبی

نسبی غیرخطی طبقه (Δ_M) محاسبه شود، نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

الف) 0.08 رادیان برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا کمتر از $1.6M_p/V_p$ باشد.

ب) 0.02 رادیان برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا بزرگ‌تر از $2.6M_p/V_p$ باشد.

که در آن:

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند

تبصره ۱: برای مقادیر طول تیر پیوند بین دو مقدار $1.6M_p/V_p$ و $2.6M_p/V_p$ برای تعیین مقدار

مجاز دوران غیر الاستیک تیر پیوند می‌توان از درون‌یابی خطی بهره برد.

بر اساس بند فوق داریم:

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \rightarrow \gamma_p = 0.08$$

$$\frac{1.6M_p}{V_p} < e < \frac{2.6M_p}{V_p} \rightarrow \gamma_p = 0.08 + 0.06 * \left(1.6 - \frac{V_p * e}{M_p}\right)$$

$$e \geq \frac{2.6M_p}{V_p} \rightarrow \gamma_p = 0.02$$



در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} 0.6F_y A_{lw} & \alpha_s P_r / P_y \leq 0.15 \\ 0.6F_y A_{lw} \sqrt{1 - (\alpha_s P_r / P_y)^2} & \alpha_s P_r / P_y > 0.15 \end{cases} \quad (3-3-4-3-10)$$

$$M_p = \begin{cases} F_y Z & \alpha_s P_r / P_y \leq 0.15 \\ F_y Z \left(\frac{1 - \alpha_s P_r / P_y}{0.85} \right) & \alpha_s P_r / P_y > 0.15 \end{cases} \quad (4-3-4-3-10)$$

طبق اطلاعات سوال، داریم:

$$P_r = 0$$

در نتیجه

$$V_p = 0.6F_y A_{lw} = 0.6 \times 235 \times (440 - 2 \times 20) \times 10 \times 0.001 = 564 \text{ kN}$$

$$M_p = F_y Z = 235 \times (2 \times 200 \times 20 \times 210 + 2 \times 200 \times 10 \times 100) \times 0.001 = 488.8 \text{ kNm}$$

طول تیر پیوند ۱۶۰۰ میلیمتر است، یعنی

$$\frac{1.6M_p}{V_p} = 1.39 \text{ m} < e = 1.6 \text{ m} < \frac{2.6M_p}{V_p} = 2.25 \text{ m} \rightarrow \gamma_p = 0.08 + 0.06 * \left(1.6 - \frac{V_p * e}{M_p} \right)$$

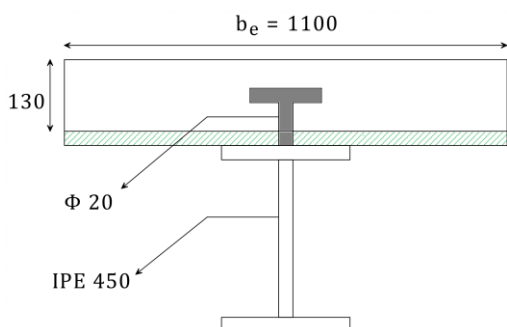
→

$$\gamma_p = 0.08 + 0.06 * \left(1.6 - \frac{564 \times 1.6}{488.8} \right) = 0.065 \text{ Rad}$$

گزینه ۱ صحیح است

۵۷- در تیر با سقف عرشه فولادی دو سر مفصل با مقاطع زیر برای تأمین عملکرد مختلط کامل، حداقل تعداد برشگیرهای گل میخ لازم در نصف طول تیر به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ تیر تحت باره مرده و زنده گسترده یکنواخت قرار دارد. فرض کنید فاصله بین لبه بدنه گل میخ تا نصف ارتفاع عرشه ۵۵ میلی‌متر است. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$$F_y = 240 \text{ MPa}, F'_c = 25 \text{ MPa}, F_u = 345 \text{ MPa} \text{ و برای گل میخ } E_c = \frac{E_s}{10}$$



(۱) ۱۹

(۲) ۳۷

(۳) ۳۰

(۴) ۱۵

به صفحه ۱۶۲ کتاب، مورد ت، برای برقرار کردن شرایط مقطع مختلط کامل در حالت لنگر خمشی مثبت، نیاز به محاسبه V_h است.

(ت) مقاومت برشی موردنیاز بین تیر فولادی و دال بتنی

(ت-۱) در نواحی لنگر خمشی مثبت

برش افقی موردنیاز کل (V_h) بین تیر فولادی و دال بتنی در فاصله نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر در حالت عملکرد مختلط کامل باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

۱- خردشدگی بتن مطابق رابطه زیر:

$$V_h = 0.85 f'_c A_c \quad (۱۹-۸-۲-۱۰)$$

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطه زیر:

$$V_h = F_y A_s \quad (۲۰-۸-۲-۱۰)$$

تبصره: در ناحیه لنگر خمشی مثبت (فاصله بین نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر) چنانچه مقدار ΣQ_n مساوی یا بیش از V_h باشد تیر دارای عملکرد مختلط کامل، کمتر از V_h و مساوی یا بیشتر از $0.25V_h$ باشد تیر دارای عملکرد مختلط ناقص و کمتر از $0.25V_h$ باشد تیر بدون عملکرد مختلط در نظر گرفته می‌شود.

در روابط فوق:

A_c = سطح مقطع دال بتنی در محدوده پهنای مؤثر

A_s = مساحت مقطع فولادی

ΣQ_n = مقاومت اسمی برشگیرهای تعبیه‌شده در فاصله بین نقطه لنگر خمشی صفر و نقطه با حداکثر لنگر خمشی مثبت

$$V_h = \min \begin{cases} 0.85f_c * A_c = 0.85 \times 25 \times 1100 \times 130 \times 0.001 = 3038.75 \text{ kN} \\ A_s * f_y = 9880 \times 240 \times 0.001 = 2371.2 \text{ kN} \end{cases}$$

در نتیجه

$$V_h = 2371.2 \text{ kN}$$

در ادامه، مقاومت برشی اسمی برشگیر گل میخ محاسبه شده است:

ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل میخ کلاهک دار

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل میخ از رابطه زیر تعیین می شود:

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (35-8-2-10)$$

که در آن:

$$A_{sa} = \text{سطح مقطع گل میخ}$$

$$E_c = \text{مدول الاستیسیته بتن}$$

$$f'_c = \text{تنش فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن}$$

$$F_u = \text{تنش کششی نهایی مصالح گل میخ}$$

$$R_g \text{ و } R_p = \text{ضرایب اصلاحی مطابق جدول ۴-۸-۲-۱۰}$$

جدول ۴-۸-۲-۱۰: مقادیر R_g و R_p

R_p	R_g	حالت
0.75	1	۱- مقاطع مختلط بدون استفاده از عرشه فولادی
0.75	1	$w_r/h_r \geq 1.5$ کنگره ها موازی با محور تیر فولادی
0.75	**0.85	$w_r/h_r < 1.5$ کنگره ها موازی با محور تیر فولادی
*0.6	1	تعداد گل میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر با 1
*0.6	0.85	تعداد گل میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر با 2
*0.6	0.7	تعداد گل میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر یا بزرگ تر از 3

در جدول فوق:

$$h_r = \text{ارتفاع اسمی کنگره ورق عرشه}$$

$$w_r = \text{پهنای متوسط بتن داخل کنگره فولادی}$$

* در صورتی که فاصله بین لبه بدنه گل میخ تا نصف ارتفاع عرشه فولادی بیشتر از 50 میلی متر

باشد، این مقدار می تواند تا 0.75 افزایش یابد.

** برای گل میخ تکی

$$Q_n = 0.5 \times \frac{\pi}{4} \times 20^2 \times \sqrt{25 \times \frac{200000}{10}} \times 0.001 = 111 \text{ kN}$$

سقف فوق با عرشه فولادی و کنگره ها عمود بر محور تیر فولادی است. همچنین تعداد گل میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر

برابر ۱ است. بنابراین



$$R_p = 0.6 \quad R_g = 1$$

نکته قابل توجه، علامت * در پایین جدول است که با توجه به توضیحات سوال، شرایط استفاده از این موضوع وجود دارد. لذا با توجه به اینکه خواسته سوال نیز تعیین حداقل تعداد است، بنابراین با در نظر گرفتن بیشترین امکان افزایش، حداکثر مقدار Q_n محاسبه خواهد شد:

$$R_p = 0.75 \quad R_g = 1$$

$$R_p R_g A_{sa} F_u = 1 \times 0.75 \times \frac{\pi}{4} \times 20^2 \times 345 \times 0.001 = 81.29 \text{ kN}$$

$$Q_n > R_p R_g A_{sa} F_u \rightarrow Q_n = 81.29 \text{ kN}$$

در نهایت حداقل تعداد برشگیرهای مورد نیاز در نصف طول تیر از تقسیم مقاومت برشی مورد نیاز بر مقاومت اسمی یک برشگیر بدست خواهد آمد:

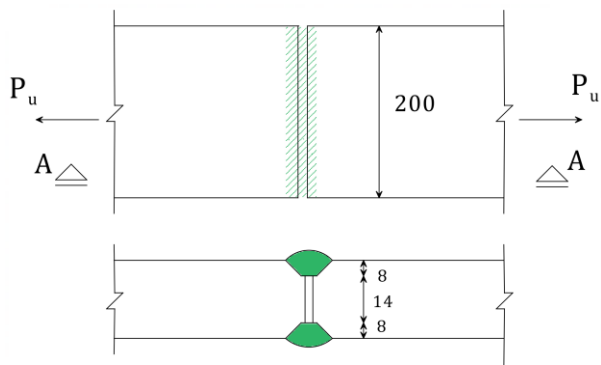
$$n = \frac{2371.2}{81.29} = 29.17$$

گزینه ۳ صحیح است

سبزسازه



۵۸- مطابق شکل زیر در محل وصله یک تسمه کششی از جوش شیاری با نفوذ نسبی با یک بار عبور استفاده شده است. اگر الکتروود مصرفی از نوع E70 و فولاد تسمه با $F_y = 240 MPa$ باشد، حداکثر نیروی کششی نهایی (P_u) قابل تحمل توسط تسمه حدوداً چقدر خواهد بود؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.



۱) 1300 kN

۲) 470 kN

۳) 750 kN

۴) 605 kN

با مراجعه به بخش طراحی اعضای کششی، بند ۴-۳-۲-۱۰ و نیز موضوع جوش شیاری در صفحه ۱۹۳ کتاب، بند ۱-۲-۹-۲-۱۰ و نیز بند ۴-۲-۹-۲-۱۰ در خصوص تعیین مقاومت جوش و همچنین جدول ۳-۹-۲-۱۰، مقاومت اتصال بر اساس کمترین دو مقدار مقاومت حاصل از جوش اتصال و مقاومت کششی تسمه بدست خواهد آمد:

• مقاومت بر اساس مصالح جوش

در این حالت جوش شیاری با نفوذ نسبی تحت کشش در امتداد عمود بر محور جوش قرار دارد:

سبزسازه

ادامه جدول ۱۰-۲-۹-۳: مقاومت موجود جوش‌ها

نوع جوش	نوع بار و جهت آن نسبت به محور جوش	نوع فلز حاکم بر تعیین مقاومت جوش	ضریب کاهش مقاومت (ϕ) یا افزایش مقاومت مجاز (Ω)	تنش اسمی (F_{nBm} یا F_{nw})
جوش شیاری با نفوذ نسبی	کششی در امتداد عمود بر محور جوش	براساس فلز پایه	$\phi - 0.75$ $\Omega - 2.0$	$F_{nBm} = F_u$ *
		براساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)	$\phi - 0.8$ $\Omega - 1.88$	$F_{nw} = 0.6F_{ue}$ *
	فشاری- ستون بر گفستون و وصله‌های ستون مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-الف	طراحی ندارد		
	فشاری- در اعضای با سطوح در تماس با هم (به‌غیر از ستون‌ها و مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-ب)	براساس فلز پایه	$\phi - 0.9$ $\Omega - 1.67$	$F_{nBm} = F_y$ *
		براساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)	$\phi - 0.8$ $\Omega - 1.88$	$F_{nw} = 0.6F_{ue}$
	فشاری- اتصالات اعضای بدون سطوح در تماس با هم	براساس فلز پایه	$\phi - 0.9$ $\Omega - 1.67$	$F_{nBm} = F_y$
		براساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)	$\phi - 0.8$ $\Omega - 1.88$	$F_{nw} = 0.9F_{ue}$
	کششی یا فشاری موازی با محور جوش	طراحی ندارد		
	برشی	براساس فلز پایه	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴	
		براساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)	$\phi - 0.75$ $\Omega - 2.0$	$F_{nw} = 0.6F_{ue}$

$$P_u \leq 2\phi R_n = 2 \times 0.8 \times R_n = 1.6R_n$$

$$\text{جدول ۱۰-۲-۹-۴} \quad F_{ue} = 490 \text{ MPa} \rightarrow$$

$$L_w = 200 \text{ mm} \quad . \quad t_e = 8 - 3 = 5 \text{ mm}$$

$$R_n = F_{nw} A_{we} = 0.6 F_{ue} L_w t_e = 0.6 \times 490 \times 200 \times 5 = 294000 \text{ N} = 294 \text{ kN}$$

در نهایت

$$P_u \leq 1.6R_n = 1.6 \times 294 = 470.4 \text{ kN}$$

• مقاومت بر اساس مقاومت کششی تسمه

مقاومت نهایی تسمه در سوال ارائه نشده است. با توجه به اینکه مقاومت تسلیم ورق مشخص است، مقاومت نهایی نیز متناسب انتخاب خواهد شد:



$$F_y = 240 \text{ MPa} \quad F_u = 370 \text{ MPa}$$

$$P_u \leq \text{Min}(0.9F_y A_g \text{ , } 0.75F_u A_e) \rightarrow P_u \\ \leq \text{Min}(0.9 \times 240 \times 200 \times 30 \text{ , } 0.75 \times 370 \times 200 \times 30) \rightarrow$$

$$P_u \leq \text{Min}(1296 \text{ , } 1665) \text{ kN} \rightarrow P_u \leq 1296 \text{ kN}$$

در نهایت

$$P_u \leq 470.4 \text{ kN}$$

گزینه ۲ صحیح است



سبزسازه



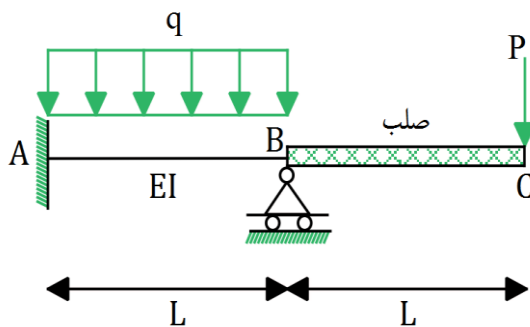
۵۹- در تیر نشان داده شده در شکل زیر به ازای کدام یک از مقادیر زیر مقدار لنگر خمشی در تکیه گاه A برابر صفر خواهد بود؟ از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی تیر صرف نظر شود.

$$\frac{qL}{P} = 2 \quad (۱)$$

$$\frac{qL}{P} = 1 \quad (۲)$$

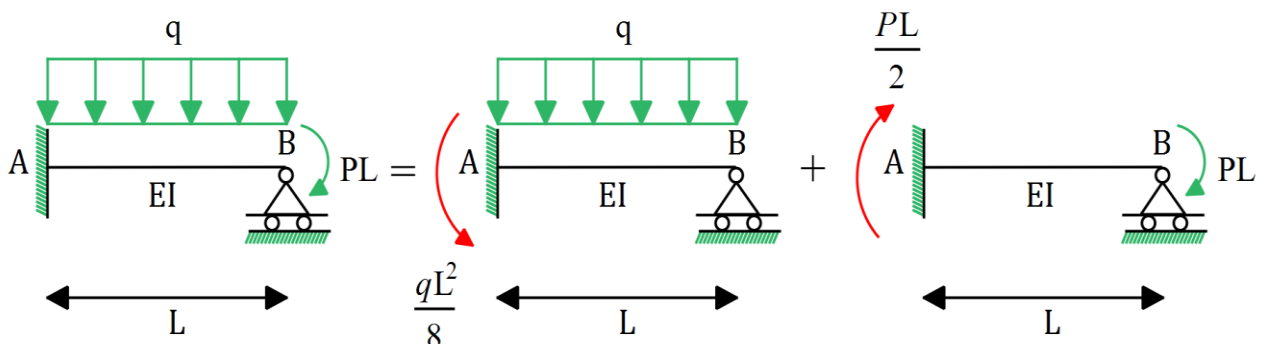
$$\frac{qL}{P} = 8 \quad (۳)$$

$$\frac{qL}{P} = 4 \quad (۴)$$



سطح سوال آسان

حل: سازه نامعین بوده و طبق روابط حفظی در تیرهای نامعین داریم: با حذف بخش طره ای BC و انتقال لنگر خمشی ناشی از آن به نقطه B مقدار لنگر خمشی در نقطه A را محاسبه می کنیم:



در نهایت داریم:

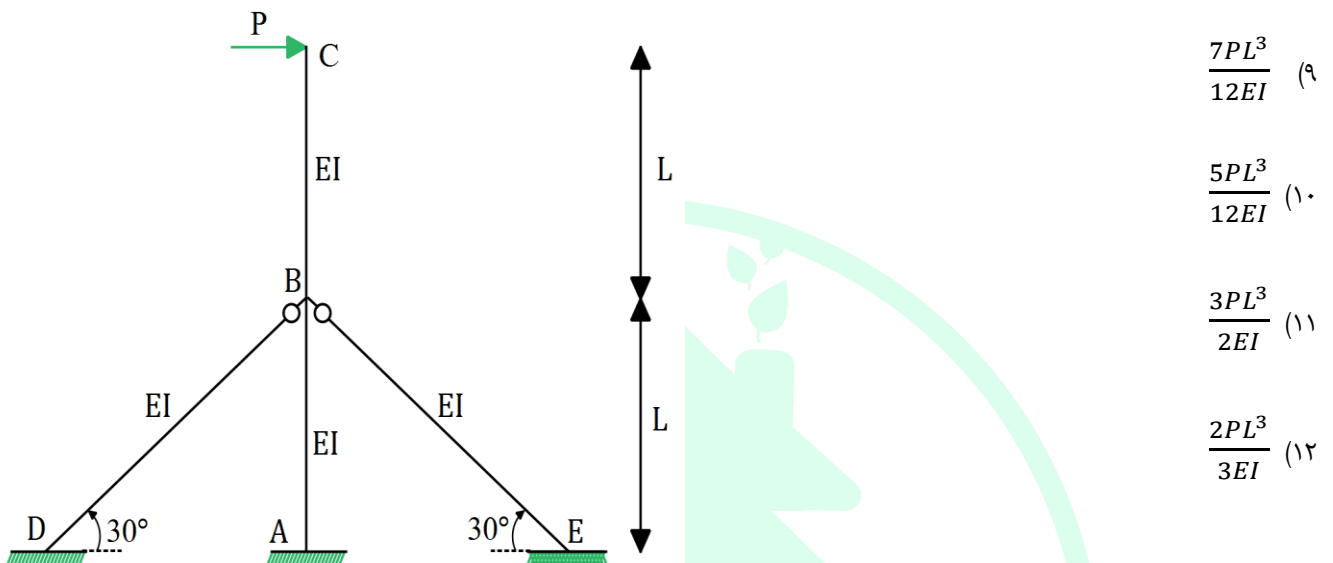
$$\rightarrow M_A = -\frac{qL^2}{8} + \frac{PL}{2} = 0 \rightarrow \frac{qL}{P} = 4$$

لنگر ساعتگرد به صورت مثبت و لنگر پادساعتگرد به صورت منفی در رابطه لنگر M_A نوشته شده اند.

پاسخ سوال گزینه (۴)



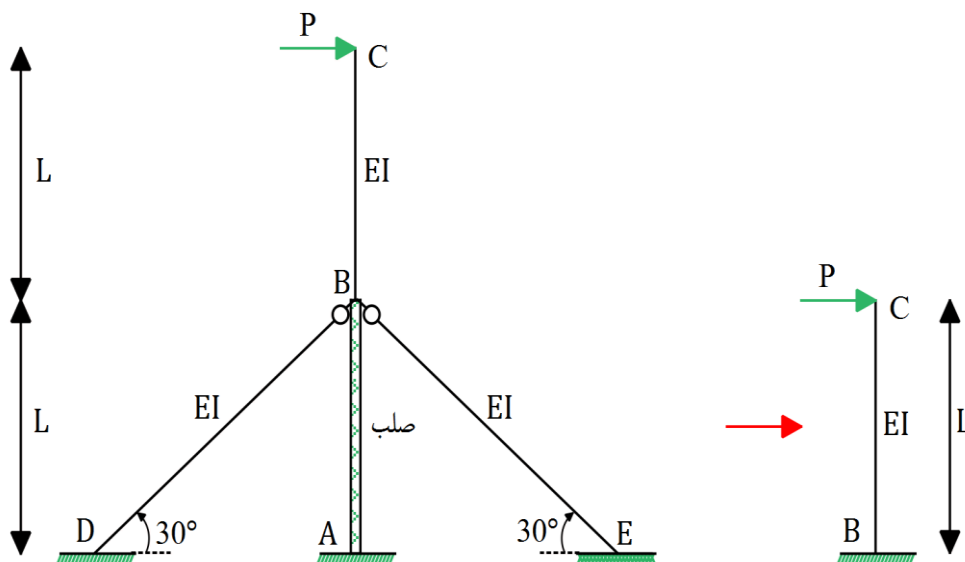
۶۰- در سازه شکل زیر، اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا صرف نظر شود، مقدار جابجایی افقی در محل اثر بار P مطابق کدام یک از مقادیر زیر است؟ صلبیت خمشی تمامی اعضا یکسان و برابر EI است.



سطح سوال: متوسط و نکته ای

حل: طبق اصل انعطاف پذیری برای ستون ABC در دو مرحله می توان تغییر مکان جانبی نقطه C یعنی محل اثر نیروی P را محاسبه نمود. همچنین با کمی دقت می توان فهمید که اعضای مورب BD و BE نیز چون تغییر طول محوری ندارند، نقش یک قید افقی را در نقطه B در ستون قائم AC دارند که از تغییر مکان جانبی ستون در نقطه B جلوگیری می کنند. بنابراین:

حالت الف: عضو AB را صلب در نظر گرفته و از طریق عضو انعطاف پذیر BC تغییر مکان افقی نقطه C را محاسبه می کنیم: نقطه B چون هیچ تغییر مکان و شیبی ندارد، لذا مانند تکیه گاه گیردار عمل می کند. بنابراین:



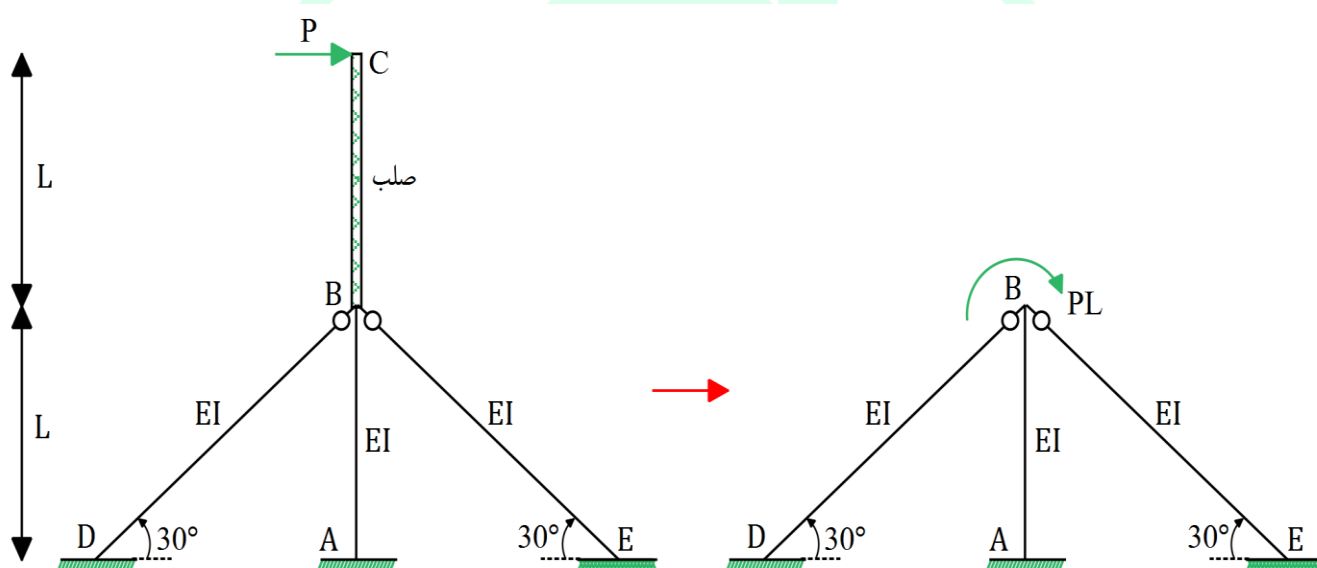


طبق روابط حفظی خیز در تیرهای طره ای داریم:

$$(\Delta_{Cx})_1 = \frac{PL^3}{3EI}$$

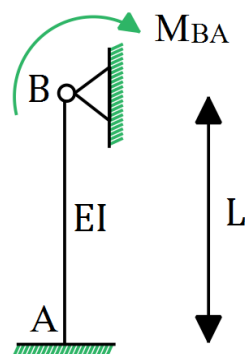
حالت ب: عضو BC را صلب در نظر گرفته و از طریق اعضای انعطاف پذیر تغییر مکان افقی نقطه C را محاسبه می کنیم:

نکته مهم: اعضای مورب BD و BE در انتهای خود دارای مفصل خمشی بوده در نقطه B ، لذا در انتقال لنگر خمشی هیچ نقشی نداشته و هیچ گونه سختی دورانی را ندارند و سهم آنها از لنگر نقطه B برابر صفر می باشد. لذا داریم:



با حذف اعضای مورب BD و BE سازه به صورت زیر می باشد:

$$K_{BA} = \frac{4EI}{L}$$



$$(\Delta_{Cx})_2 = \theta_B * L_{BC}$$



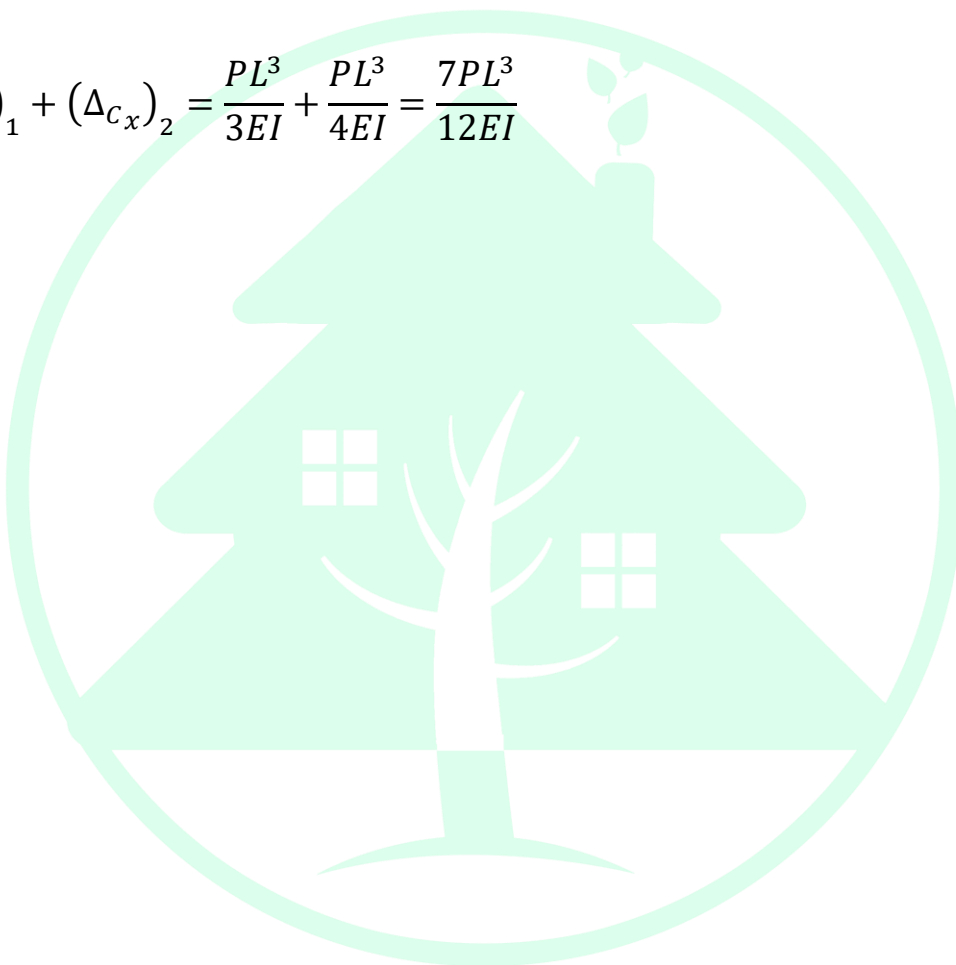
$$\theta_B = \frac{M_B}{K_{AB}} = \frac{PL}{\frac{4EI}{L}} = \frac{PL^2}{4EI}$$

$$(\Delta_{Cx})_2 = \frac{PL^2}{4EI} * L = \frac{PL^3}{4EI}$$

در نهایت طبق اصل جمع آثار قوا داریم:

$$\Delta_{Cx} = (\Delta_{Cx})_1 + (\Delta_{Cx})_2 = \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL^3}{4EI} = \frac{7PL^3}{12EI}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)



سبزسازه