

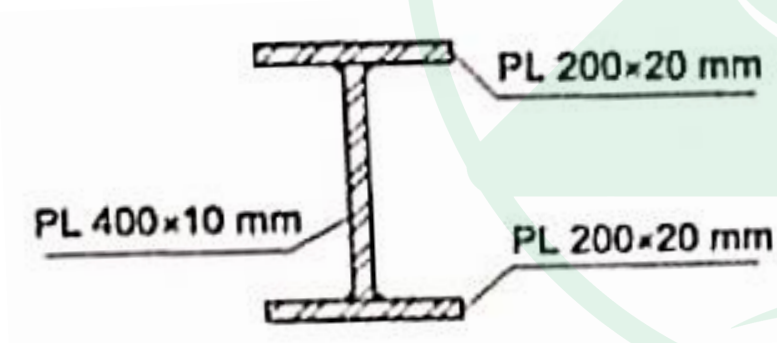


حل سوالات مهر ۹۸

آزمون محاسبات نظام مهندسی

سوال ۱

با صرف نظر کردن از اثرات بارهای ثقیلی، مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W) تیر ورق فولادی ساخته شده از ورق با مشخصات $F_u = 360 \text{ MPa}$ و $F_y = 235 \text{ MPa}$ و با مقطع نشان داده شده در شکل زیر و طول دهانه آزاد 6m در قاب خمشی متوسط حدوداً چند KN.m می باشد؟ روش LRFD مد نظر است.



489 (1)

562 (2)

618 (3)

787 (4)

سبزسازه



مطابق مبحث دهم بند ۱۰-۳-۷-۶ و جدول ۱۰-۳-۲-۱ (اتصال WUF-W) و شکل ۱۰-۳-۲-۱

$$w_u = 0$$

$$S_h = 0$$

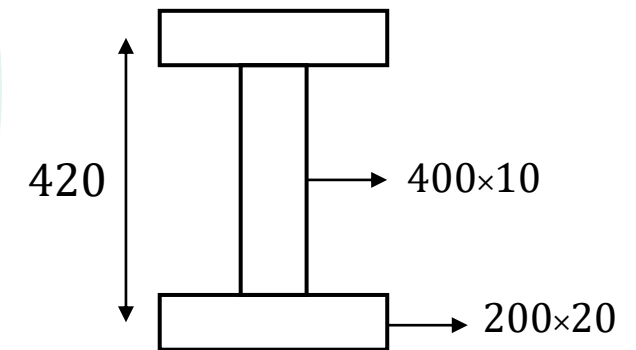
$$M_u = M_{hr} + M_{hr} S_h + \frac{w_u S_h^2}{2} \Rightarrow M_{hr} = \frac{1.1 R_y M_p}{\alpha_S} \left\{ \begin{array}{l} (WUF - W) \quad C_{pr} = 1.4 \\ R_y = 1.15 \text{ تیورق} \end{array} \right.$$

$$\alpha_S = 1$$

$$Z_x = 200 \times 20 \times 420 + \frac{10 \times 400^2}{4} = 2080000 \text{ mm}^3$$

$$M_u = M_{hr} = 1.1 \times 1.15 \times 235 \times 208 \times 10^4 = 618332000 \text{ N. mm}$$

$$M_u = 618.332 \text{ KN. m}$$



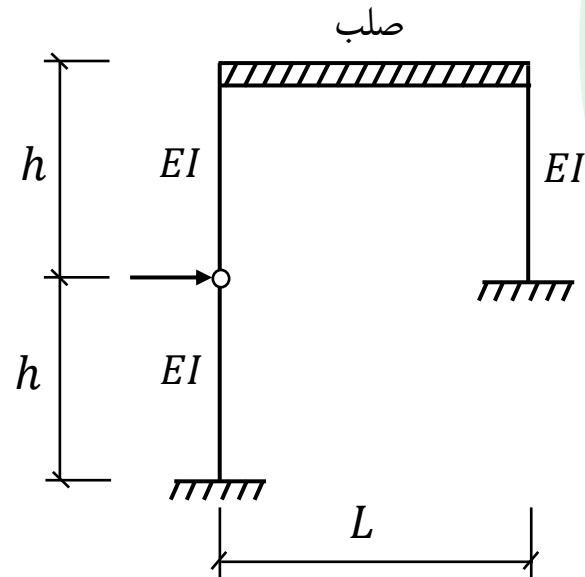
پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



سوال ۲

در قاب شکل زیر که در آن ستون با ارتفاع بلند در وسط خود دارای یک مفصل است، حداکثر لنگر خمشی در تکیه گاه ستون با ارتفاع بلند به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (تیر کاملاً صلب بوده و از تغییر شکل محوری ستون ها صرف نظر می شود).



(1) $\frac{5}{9} Ph$

(2) Ph

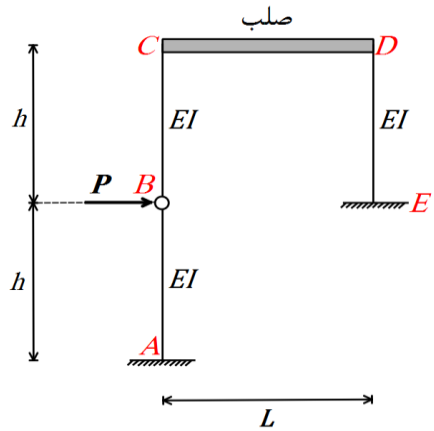
(3) $\frac{1}{2} Ph$

(4) $\frac{2}{3} Ph$

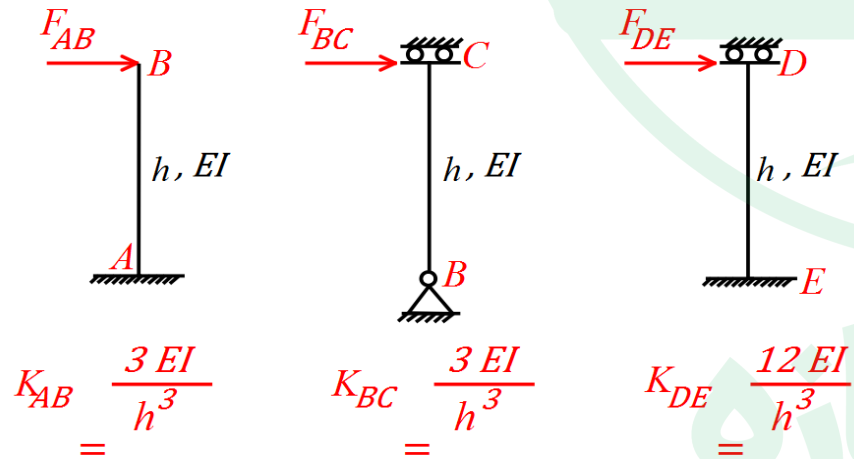
سبzsازه



حل :



با فرض کوچک بودن تغییرشکل‌ها و دوران نکردن سقف صلب می‌توان از فصل 14 درسنامه مربوط به فنرها مقدار لنگر خمشی در نقطه A را محاسبه نمود ابتدا به صورت زیر سختی ستون‌های سازه را محاسبه می‌کنیم:



ادامه پاسخ ۲

با کمی دقت می‌توان فهمید که ستون‌های DE و BC به صورت فنرهای سری رفتار می‌کنند و سختی آن‌ها به صورت زیر بدست می‌آید:

$$K' = \frac{K_{BC} * K_{DE}}{K_{BC} + K_{DE}} = \frac{\frac{3 EI}{h^3} * \frac{12 EI}{h^3}}{\frac{3 EI}{h^3} + \frac{12 EI}{h^3}} = \frac{12 EI}{5 h^3}$$

در ادامه ستون‌های DE و BC با ستون AB به صورت فنرهای موازی رفتار می‌کنند و سختی معادل کل سازه به صورت زیر بدست می‌آید:

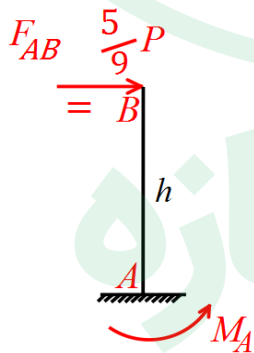
$$K_{eq} = K' + K_{AB} = \frac{12 EI}{5 h^3} + \frac{3 EI}{h^3} = \frac{27 EI}{5 h^3}$$

سهم ستون AB از نیروی P از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_{eq}} * P = \frac{\frac{3 EI}{h^3}}{\frac{27 EI}{5 h^3}} * P = \frac{5}{9} P$$

در ادامه با مشخص شدن F_{AB} می‌توانیم مقدار لنگر تکیه‌گاه گیردار A را محاسبه کنیم:

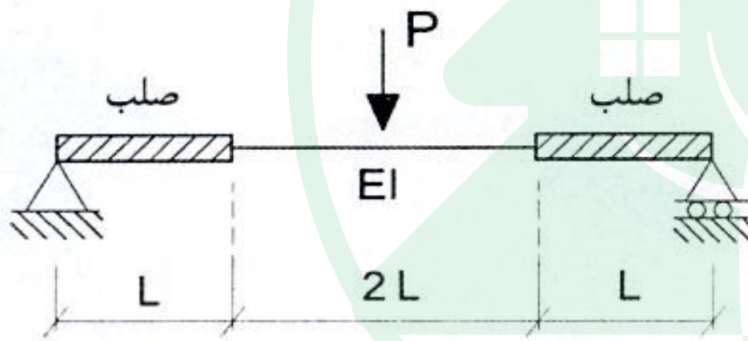
$$M_A = F_{AB} * h = \frac{5}{9} P * h = \frac{5}{9} Ph$$



پاسخ: گزینه ۱



حداکثر خیز تیر شکل زیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (بار P درست در وسط دهانه قرار دارد)



$$(1) \quad \frac{35}{48} \frac{PL^3}{EI}$$

$$(2) \quad \frac{7}{6} \frac{PL^3}{EI}$$

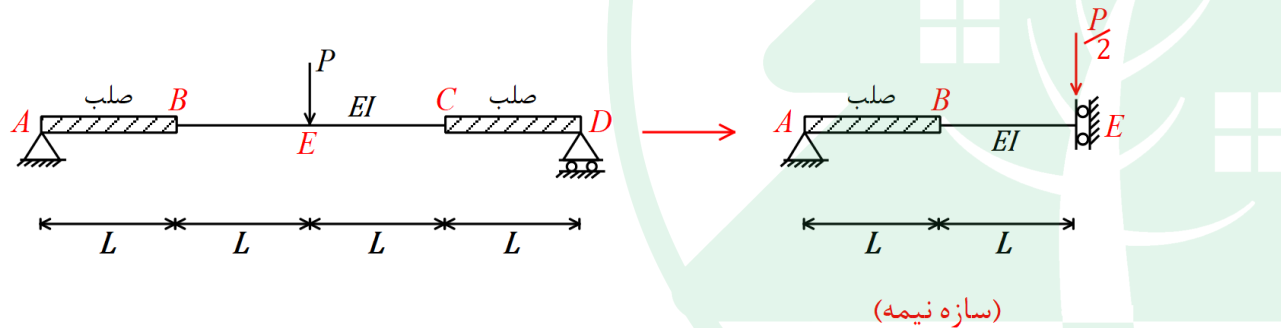
$$(3) \quad \frac{36}{35} \frac{PL^3}{EI}$$

$$(4) \quad \frac{4}{3} \frac{PL^3}{EI}$$

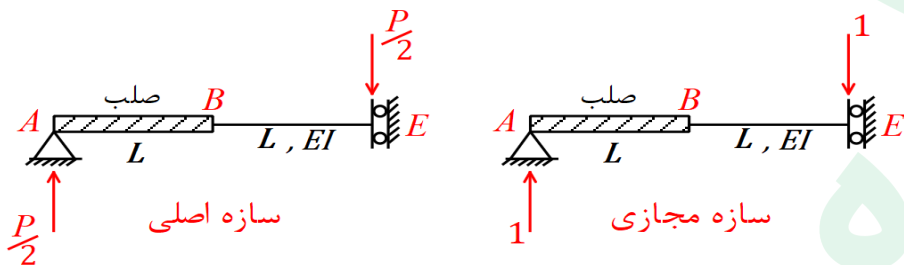
سبزسازه



با توجه به اینکه سازه متقارن است و تحت بارگذاری متقارن قرار دارد مقدار شیب و برش در محل محور تقارن صفر بوده ولی خیز قائم در محل محور تقارن داریم پس باید در محل محور تقارن تکیه‌گاه لغزنده گیردار قرار داده و نصفی از بار P به سازه نیمه می‌رسد. بنابراین:

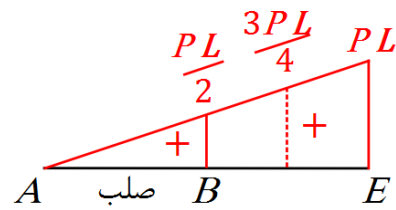


در سازه نیمه حداکثر خیز تیر در نقطه E می‌باشد و با استفاده از روش کار مجازی داریم:

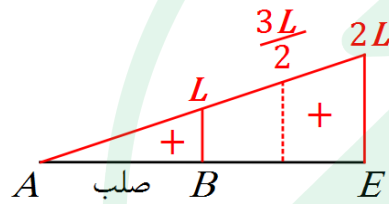


ادامه پاسخ ۳

رسم دیاگرام لنگر خمشی در سازه نیمه اصلی و مجازی:



سازه اصلی



سازه مجازی

با توجه به صفر شدن رابطه کار مجازی برای اعضای صلب (AB) تنها قطعه BE را در رابطه کار مجازی در نظر می گیریم:

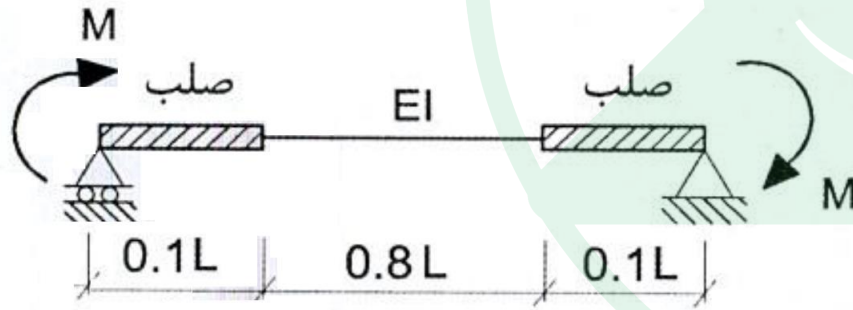
$$\Delta_E = \frac{L}{6EI} \left(\underbrace{PL * 2L + \frac{PL}{2} * L + 4 * \frac{3PL}{4} * \frac{3L}{2}}_{\text{ضرب ذوزنقه در ذوزنقه با قاعده زیر هم مثلث ها}} \right) = \frac{7PL^3}{6EI}$$

پاسخ: گزینه ۲



سوال ۴

اگر دو طرف تیر شکل زیر هر یک به طول $0.1L$ صلبیت خمشی خیلی زیاد (صلب) داشته باشند و تیر تحت اثر خمش M در دو انتها مطابق شکل قرار گیرد و هر یک از دو انتها به اندازه زاویه θ دوران کند. سختی خمشی $K = M/\theta$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



(1) $4.8 \frac{EI}{L}$

(2) $11.7 \frac{EI}{L}$

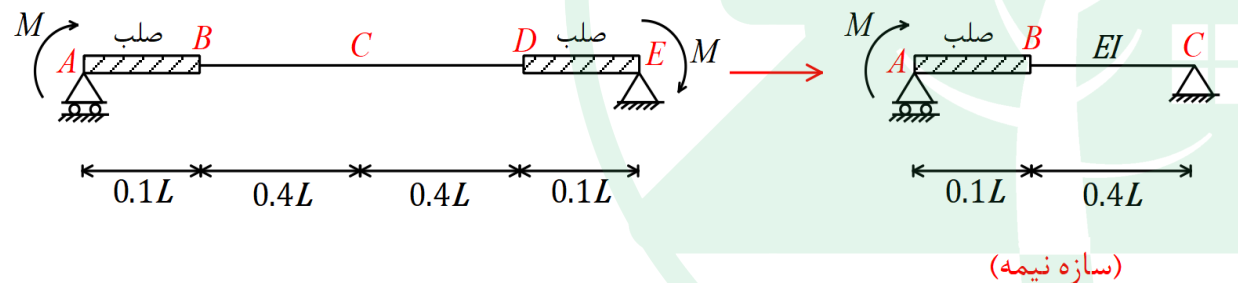
(3) $13.2 \frac{EI}{L}$

(4) $9.2 \frac{EI}{L}$

سبzsازه



با توجه به متقارن بودن سازه و پادمتقارن بودن بارگذاری وارد بر سازه طبق فصل ۱۵ کتاب مربوط به خواص تقارن در محل محور تقارن شیب داریم و لنگر برابر صفر می باشد و در محل محور تقارن از تکیه گاه مفصلی استفاده می کنیم و سازه نیمه به صورت زیر می باشد:



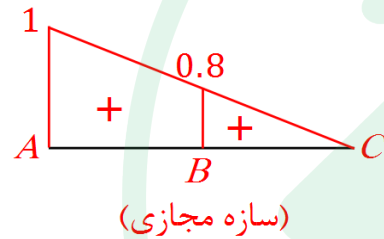
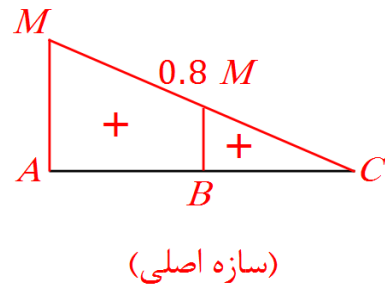
با توجه به صورت سوال که گفته شده تحت اثر لنگرهای متمرکز دو انتهای تیر به اندازه زاویه θ دوران می کنند می توانیم از روش کار مجازی مقدار دوران θ را در نقطه A (انتهای تیر) از سازه نیمه محاسبه کنیم:

سبزسازه



ادامه پاسخ ۴

رسم دیاگرام لنگر خمشی در سازه نیمه اصلی و مجازی:



با توجه به صفر شدن رابطه کار مجازی برای عضو صلب AB تنها اثر عضو BC را در رابطه کار مجازی در نظر می گیریم:

$$\theta_A = \frac{0.8 M * 0.8 * 0.4 L}{3 EI} = 0.08534 \frac{ML}{EI}$$

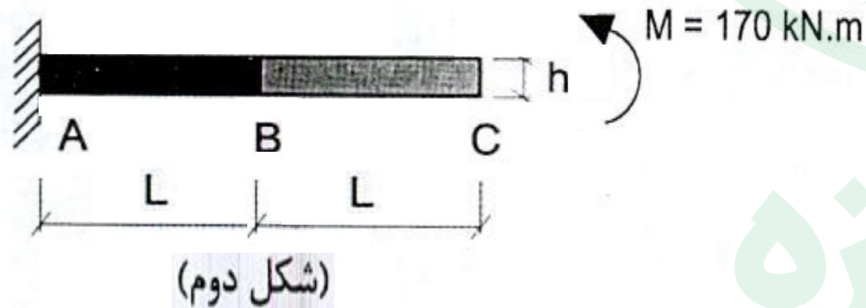
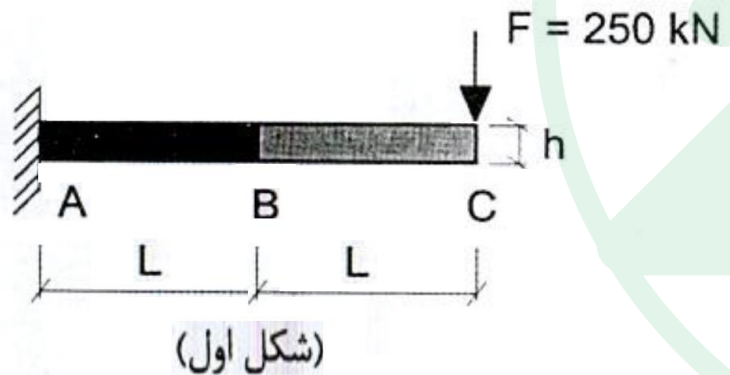
$$\theta_A = \frac{M}{K_\theta} \rightarrow 0.08534 \frac{ML}{EI} = \frac{M}{K_\theta} \rightarrow K_\theta = 11.72 \frac{EI}{L}$$

پاسخ: گزینه ۲



سوال ۵

ابعاد مقطع مستطیلی شکل طره نشان داده شده، در حد فاصل AB برابر با $2b \times h$ و در حد فاصل BC برابر با $b \times h$ است. در بارگذاری شکل اول، تحت بار متمرکز 250 kN، نقطه C به اندازه 14.4 mm در امتداد قائم جابجا شده و به اندازه 0.00115 رادیان دوران می‌کند. در بارگذاری شکل دوم، تحت اثر لنگر خمشی 170 kN.m وارد به انتهای همان طره، جابجایی قائم نقطه C به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (در هر دو بارگذاری رفتار تیر الاستیک خطی فرض شده و از تغییر شکل محوری اعضاء صرف‌نظر شود).



21.2 mm (1)

14.4 mm (2)

9.8 mm (3)

0.78 mm (4)

سبزسازه



طبق قضیه بتی - ماکسول در فصل 12 درسنامه با توجه به اینکه صلبیت خمشی در هر دو تیر شکل اول و شکل دوم برابر می باشد می توانیم از رابطه بتی - ماکسول مقدار جابه جایی قائم تیر شکل دوم در نقطه C را بدست آوریم:

$$P_1 \Delta_2 = M_2 \theta_1$$

$$250 * \Delta_{C_2} = 170 * 0.00115$$

$$\rightarrow \Delta_{C_2} = 7.82 * 10^{-4} m \xrightarrow{* 10^3} \Delta_{C_2} = 0.782 mm$$

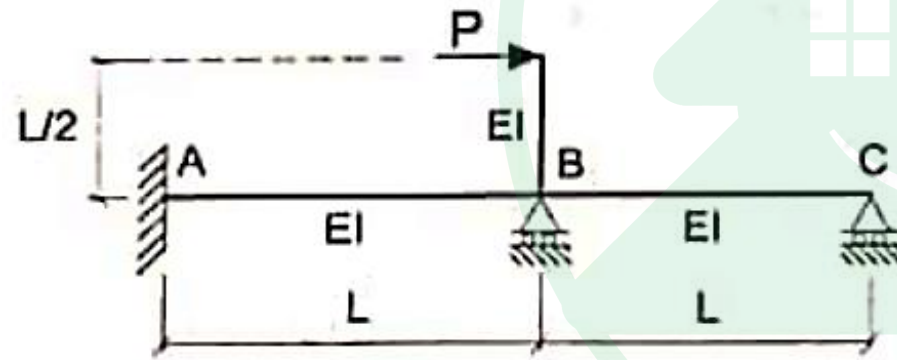
پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



سوال ۶

در تیر شکل زیر لنگر خمشی در تکیه گاه A به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



(1) $\frac{PL}{8}$

(2) $\frac{2PL}{7}$

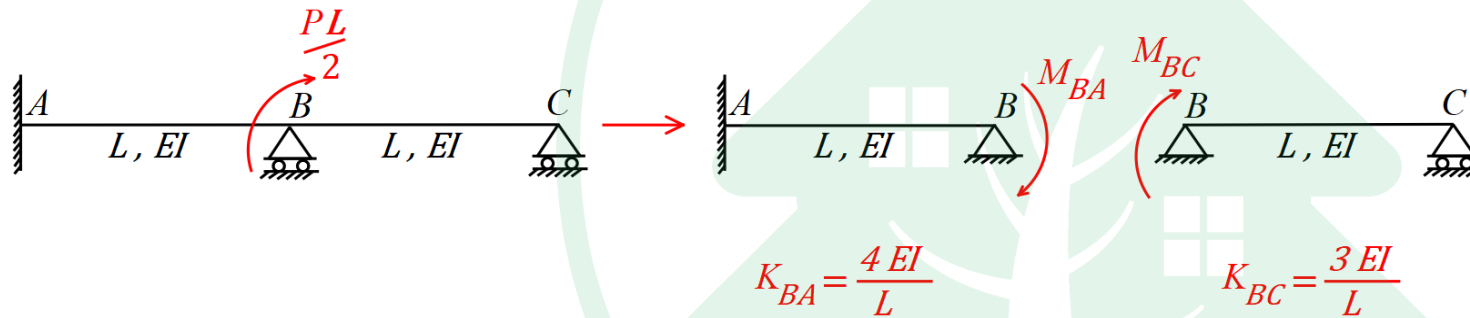
(3) $\frac{PL}{7}$

(4) $\frac{PL}{4}$

سبزسازه



با کمی دقت می‌توان فهمید که با برش در نقطه B و انتقال لنگر ناشی از ستون طره‌ای به نقطه B این لنگر به نسبت سختی دورانی تیرهای AB و BC بین آنها توزیع می‌شود. لذا سختی دورانی تیر AB و BC به صورت زیر می‌باشد:

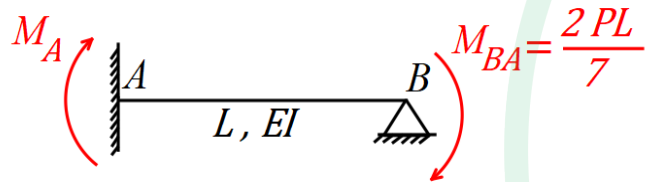


با توجه به اتصال صلب در نقطه B از سازه دوران دو عضو AB و BC در نقطه B با یکدیگر برابر بوده و در نتیجه سازه از اتصال 2 فنر دورانی که به صورت موازی عمل می‌کنند تشکیل شده است و لنگر انتقالی $(\frac{PL}{2})$ به نسبت سختی بین اعضای AB و BC توزیع می‌شود:

$$M_{BA} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{BC}} * \frac{PL}{2} = \frac{\frac{4EI}{L^3}}{\frac{4EI}{L^3} + \frac{3EI}{L^3}} * \frac{PL}{2} = \frac{2}{7} PL$$



در نهایت با اعمال لنگر M_{BA} در نقطه B به تیر AB مقدار لنگر در تکیه گاه گیردار A بدست می آید:



$$M_A = \frac{1}{2} * M_{BA} = \frac{1}{2} * \frac{2 PL}{7} = \frac{PL}{7}$$

نصف لنگر متمرکز نقطه B در همان جهت به نقطه A وارد می شود.

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



سوال ۷

فرض کنید زمان تناوب نوسان اصلی یک سازه غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها برابر 0.05 ثانیه محاسبه شده است. این سازه در شهر رشت واقع بوده و قرار است بر روی زمین نوع III ساخته شود. اگر ضریب اهمیت این سازه برابر 1.0 و وزن مؤثر لرزه‌ای آن برابر 900 KN باشد، نیروی جانبی آن ناشی از زلزله به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

(1) 260 KN

(2) 223 KN

(3) 203 KN

(4) 32 KN

سبزسازه



۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۲-۱) تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان‌شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

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

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

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۲۵	رشت	گیلان			*	



۷-۲-۵ نیروی جانبی در سازه‌های صلب

سازه‌های صلب به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که زمان تناوب نوسان اصلی آنها کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد. نیروی جانبی این سازه‌ها از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$V_u = 0.3 A(S + 1)IW \quad (۲-۵)$$

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

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



$$A = 0.3$$

$$(1 + s) = 2.75$$

$$I = 1$$

طبق بند ۷-۲-۵ استاندارد ۲۸۰۰:

سازه صلب می باشد (زمان تناوب کمتر از 0.06 ثانیه)

$$V_u = 0.3 \times A(S + 1)IW = 0.3 \times 0.3(2.75) \times 900 \times 1 = 223KN$$

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



سوال ۸

فرض کنید زمین محل احداث یک ساختمان مسکونی از نوع II بود و نسبت ضریب اصلاح طیف با فرض ساخت آن در مشهد به ضریب اصلاح طیف با فرض ساخت آن در اصفهان برابر 1.1 محاسبه شده است. زمان تناوب اصلی نوسان این ساختمان به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

- (1) 0.5 ثانیه
- (2) 1.21 ثانیه
- (3) 1.85 ثانیه
- (4) 2.12 ثانیه

سبزسازه



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

الف- برای پهنه های 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)

$$N = 1.7$$

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

ب- برای پهنه های باخطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

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

(۴-۲)

$$N = 1.4$$

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



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله		
			کم	متوسط	زیاد
۸۶	اصفهان	اصفهان		*	
۴۷	مشهد	خراسان رضوی			*

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

سبزسازه



پاسخ ۸

مشهد ← پهنه با خطر نسبی زیاد

اصفهان ← پهنه با خطر نسبی متوسط

$$\frac{N_{\text{مشهد}}}{N_{\text{اصفهان}}} = 1.1$$

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

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.4}{4 - 0.5} (T - 0.5) + 1$$

$$\rightarrow 0.2(T - 0.5) + 1 = 1.1[0.114(T - 0.5) + 1]$$

$$\rightarrow T = 1.85 \text{ s}$$

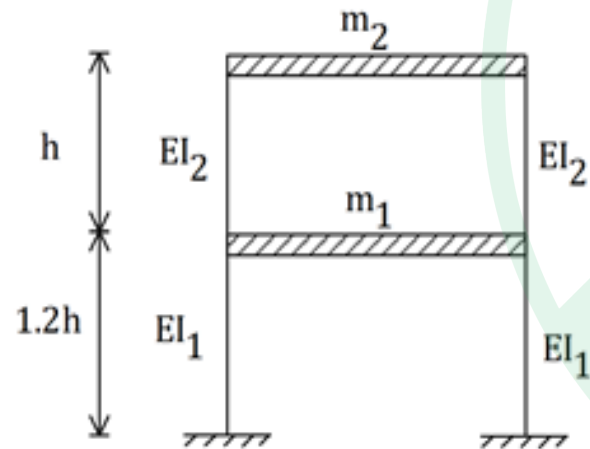
پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



سوال ۹

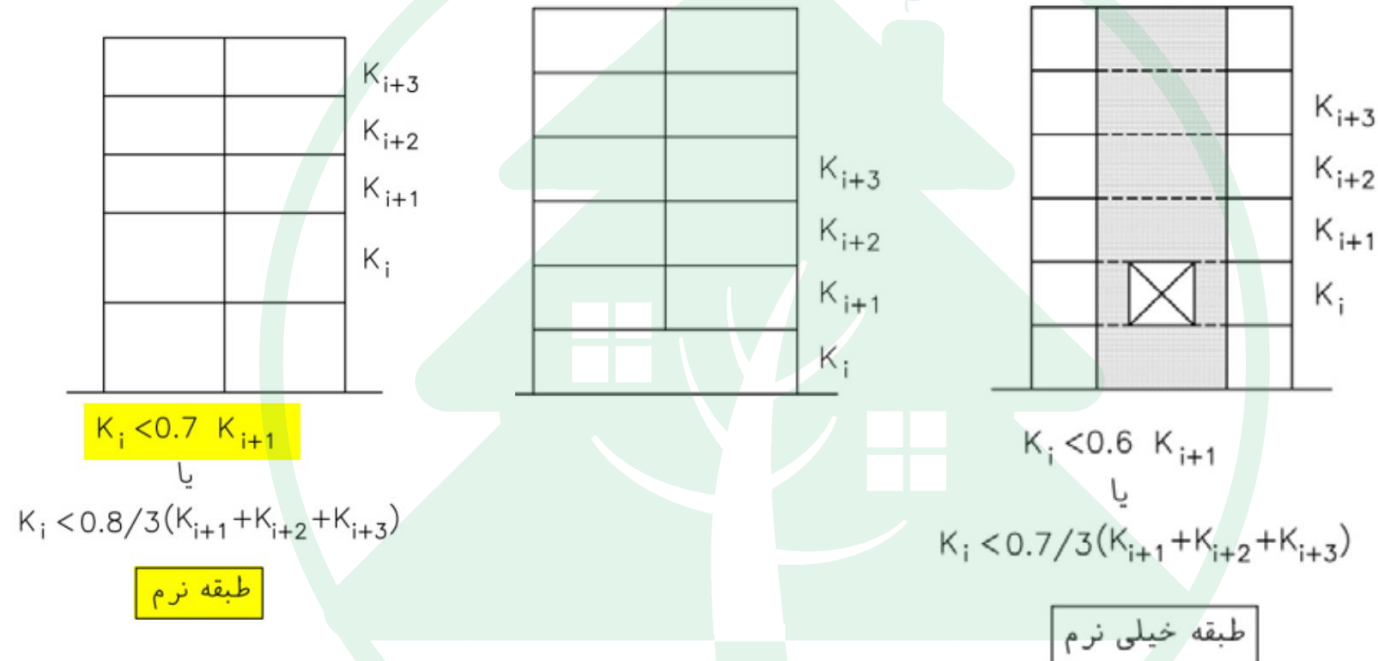
در قاب شکل زیر تیرها هم به لحاظ محوری و هم به لحاظ خمشی کاملاً صلب هستند. حداقل نسبت $\frac{EI_1}{EI_2}$ حدوداً چقدر باشد تا پایین‌ترین طبقه قاب به عنوان طبقه نرم تلقی نشود؟



- (1) 1.4
- (2) 1.2
- (3) 0.8
- (4) 0.7

سبزسازه





ث - نامنظمی سختی جانبی

طبقه نرم: Soft Story

طبقه‌ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰٪ سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰٪ متوسط سختی‌های سه طبقه روی خود باشد.



استاندارد ۲۸۰۰ - بند ۱-۷-۲-ث

طبقه پایین برای اینکه نرم تلقی نشود باید حداقل 70 درصد سختی طبقه فوقانی را داشته باشد.

$$k_2 = \frac{12EI_2}{h^3} * 2 \quad \text{طبقه فوقانی}$$

$$k_1 = \frac{12EI_1}{(1.2h)^3} * 2 \quad \text{طبقه تحتانی}$$

$$\frac{24EI_1}{1.728h^3} = 0.7 * \frac{24EI_2}{h^3}$$

$$\rightarrow \frac{EI_1}{EI_2} = 1.2$$

$$\rightarrow k_1 = 0.7k_2$$

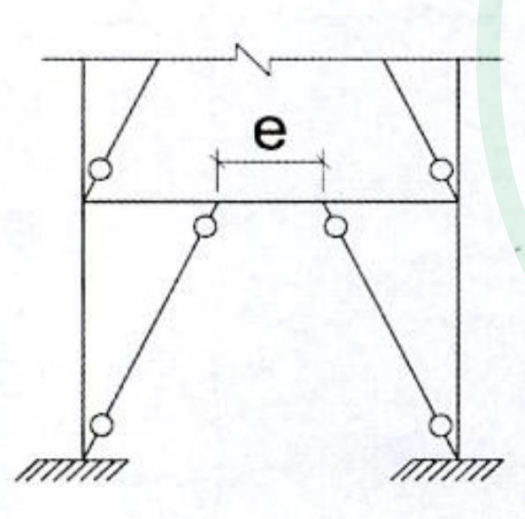
پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



سوال ۱۰

در یک سیستم قاب ساختمانی با مهاربندی‌های واگرای ویژه فولادی، مقدار طول تیر پیوند (e) محاسبه شده است که در آن v_p برش پلاستیک و M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند است. مقدار ضریب رفتار این قاب به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید مقدار نیروی محوری تیر پیوند ناچیز است)



- (1) 6
- (2) 5.5
- (3) 7
- (4) 3.5

سبزسازه



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

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰

[۳] در سیستم‌های قاب ساختمانی با مهاربندی‌های واگرای ویژه فولادی، چنانچه در تیرهای پیوند رفتار برشی حاکم باشد، ضریب رفتار برابر با ۷ و چنانچه رفتار خمشی حاکم باشد، این ضریب باید برابر ۶ در نظر گرفته شود.



۱۰-۳-۱۲-۳ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی $\phi_v V_n$ می باشد که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و V_n مقاومت برشی اسمی می باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت های حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم برشی

(۱-۱۲-۳-۱۰)

$$V_n = V_p$$

ب) تسلیم خمشی

(۲-۱۲-۳-۱۰)

$$V_n = \frac{2M_p}{e}$$

سبزسازه



$$e = \frac{3M_P}{V_P}$$

طبق بند ۱۰-۳-۱۲-۳ مبحث دهم داریم:

تسلیم برشی حاکم بر مقاومت طراحی تیر پیوند است . $if \rightarrow V_P \leq \frac{2M_P}{e}$

تسلیم خمشی حاکم بر مقاومت طراحی تیر پیوند است . $if \rightarrow V_P > \frac{2M_P}{e}$

تسلیم خمشی حاکم بر مقاومت طراحی تیر پیوند است . $e = \frac{3M_P}{V_P} \rightarrow V_P = \frac{3M_P}{e} > \frac{2M_P}{e}$

طبق زیرنویس شماره ۳ جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ اگر تسلیم خمشی بر تیر پیوند حاکم باشد داریم:

$$R_u = 6$$

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



در روش استاتیکی معادل، ضریب زلزله یک سازه غیرساختمانی مشابه ساختمان با ارتفاع از تراز پایه برابر 85 متر و با سیستم قاب خمشی متوسط فولادی که در شهر خلخال بر روی زمین نوع II قرار است ساخته شود، حدودا چقدر است؟ (زمان تناوب اصلی نوسان سازه برابر 2.2 ثانیه و ضریب اهمیت آن برابر $I=1$ می باشد. فرض کنید از این ضریب زلزله برای اصلاح مقادیر بازتاب‌های دینامیکی استفاده خواهد شد.

- (1) 0.123
- (2) 0.114
- (3) 0.085
- (4) 0.036

سبزسازه



۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۲-۱) تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

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

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

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۲۵	خلخال	اردبیل			*	



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.

۱-۳-۲ 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.

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



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

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

الف- برای پهنه های 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)

$$N = 1.7$$

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



جدول ۵-۱ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
سیستم قاب خمشی فولادی	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲/۵	۳	۸۰
	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
	معمولی	۳/۵	۳	۳	۱۵ [۲]
	معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰

سبزسازه



با توجه به اینکه در صورت سوال به روش استاتیکی معادل اشاره شده است لذا مقدار ضریب زلزله از رابطه زیر محاسبه می شود:

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

$$A = 0.3$$

$$I = 1$$

$$B_1 = (S + 1) * \left(\frac{T}{T_s}\right) = (1+1.5) * \left(\frac{0.5}{2.2}\right) = 0.57$$

$$\Rightarrow B = B_1 * N = 0.57 \times 1.34 = 0.764$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.5} (2.2 - 0.5) + 1 = 1.34$$

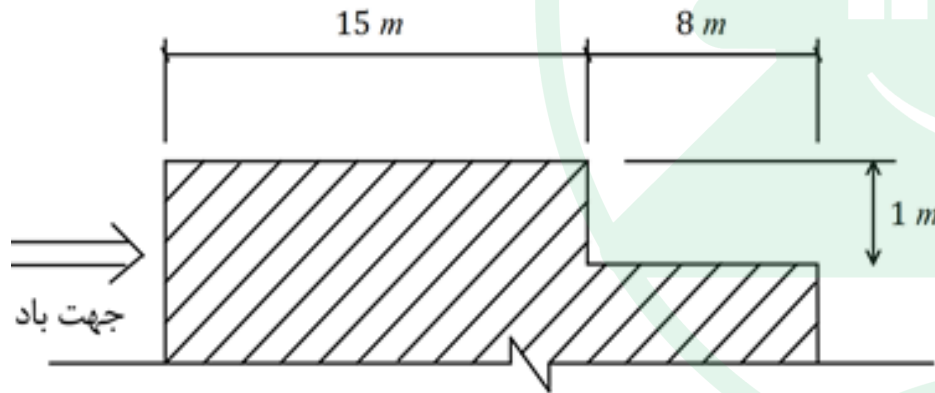
$$R_u = 2 \quad \text{جدول (۱-۵) استاندارد ۲۸۰۰ بدون محدودیت ارتفاع}$$

$$C = \frac{0.3 \times 0.764 \times 1}{2} = 0.114 \geq C_{min} = 0.12 * 0.3 * 1 = 0.036$$

پاسخ: گزینه ۲



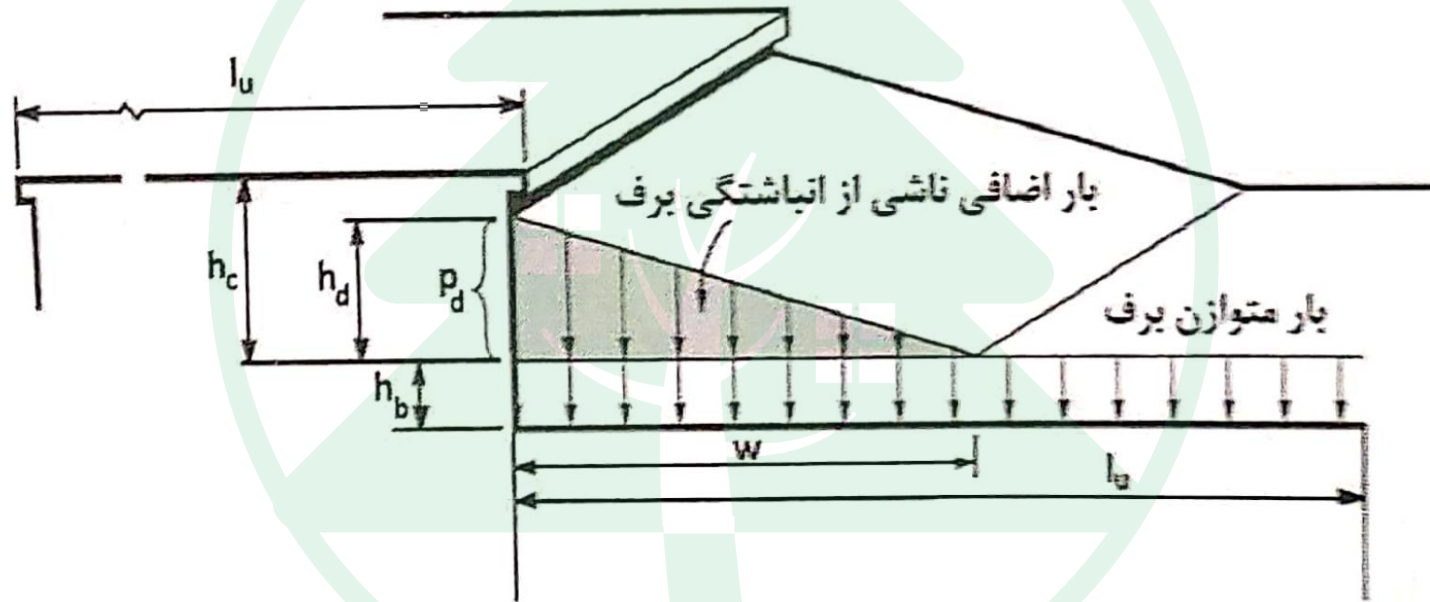
در شکل زیر مقطعی از سقف یک بیمارستان واقع در شهر مشهد نشان داده شده است چنانچه بار برف متوازن روی بام $p_r = 1.26 \frac{kN}{m^2}$ محاسبه شده باشد. عرض توزیع مثلی انباشت برف (w) در سقف پایین‌تر، در حالت امکان پشت به باد، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟



- (1) 3.3 m
- (2) 8 m
- (3) 1.9 m
- (4) 2.70 m

سبzsازه





شکل ۶-۷-۸ نمایش برف انباشته شده بر بام پایین تر

سبزسازه



جدول ۱-۱-۶ گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، زلزله و یخ

گروه خطرپذیری	نوع کاربری
۱	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که به عنوان تأسیسات ضروری طراحی می‌گردند و وقفه در بهره‌برداری از آن‌ها به طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی و مراکز و تأسیسات آبرسانی، نیروگاه‌ها و تأسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات انتظامی، مراکز کمک‌رسانی و به طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در امداد و نجات مؤثر باشد. ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آن‌ها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر برای محیط زیست در کوتاه‌مدت یا درازمدت خواهد گردید. هرگونه ساختمان یا تأسیساتی که محل ساخت یا نگهداری مقادیری از مواد شیمیایی یا زباله‌های بسیار خطرناک باشند که انتشار این مواد منجر به خطری برای عموم شود، مشمول این گروه خطرپذیری می‌باشد. سایر ساختمان‌ها و سیستم‌های سازه‌ای که برای حفظ عملکرد ساختمان‌های گروه خطرپذیری ۱ موردنیاز می‌باشند.

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

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۱-۶	ضریب اهمیت I_e بار زلزله	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



۶-۷-۳ بار برف مبنا

بار برف مبنا، P_s ، باری است که بر اساس آمار موجود در منطقه، احتمال فراگذشت از آن در سال دو درصد باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال).

بار برف مبنا در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم‌بندی مشخص شده در جدول ۶-۷-۱ یا در شکل پیوست ۶-۵، حداقل برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)	۰/۲۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۲- برف کم	۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۴- برف زیاد	۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۵- برف سنگین	۲ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۶- برف فوق سنگین	۳ کیلونیوتن بر مترمربع

این بار را می‌توان با انجام مطالعات دقیق‌تر آماری برای منطقه مورد نظر نیز تعیین نمود، ولی مقدار آن نباید کمتر از ۰/۸ مقدار بار منطقه مربوطه در نظر گرفته شود.

جدول ۶-۷-۱ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

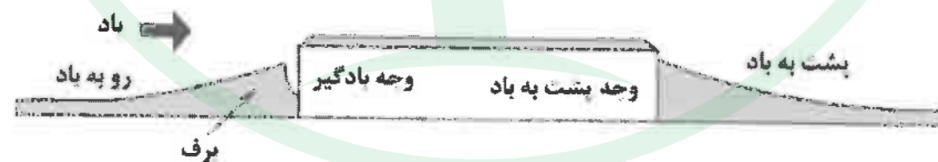
ردیف	شهر	منطقه
۱۰۸	مشهد	۴



۶-۷-۹-۱ بام پایین تر در ساختمان های با بام پله ای

مطابق شکل ۶-۷-۷ برف بر اثر وزش باد ممکن است از قسمت بالاتر بام ساختمان بر روی بام پایین تر آن ریزش کند (انباشت پشت به باد) یا باد در جهت مقابل بار برف را بر روی بام پایین تر در مجاورت قسمت بلندتر انباشته سازد (انباشت رو به باد). مقدار انباشت بار برف مطابق شکل ۶-۷-۸ به بار متوازن اضافه خواهد شد. چنانچه نسبت $h_c/h_b < 0.2$ باشد، نیازی به در نظر گرفتن انباشتگی برف نیست. $h_b = P_r/\gamma$ ارتفاع بار برف متوازن و h_c برابر ارتفاع نزدیک ترین نقطه بام مجاور بالاتر از روی برف متوازن روی بام پایین تر می باشد. هر دو امکان انباشت پشت به باد و رو به باد باید مطابق حالت های الف و ب در نظر گرفته شود:

الف- در حالت پشت به باد، شدت بار برف انباشت برابر مقدار $P_d = \gamma h_d$ در پای دیوار قسمت بلندتر خواهد بود. h_d از رابطه ۶-۷-۴ به دست می آید و در آن رابطه l_u بیانگر طول بام بالاتر می باشد.



شکل ۶-۷-۷ نمایش وجه های رو به باد و پشت به باد

$$h_d = 0.12 \sqrt{l_u} \sqrt{100 P_s + 50} - 0.5 \quad (۶-۷-۴)$$



ب- برای حالت رو به باد، طول بام پایین تر برابر l_u در نظر گرفته شده و سه چهارم مقدار حاصل از رابطه ۴-۷-۶، برای h_d به عنوان ارتفاع برف انباشت بر روی بام مورد نظر در مجاورت بخش بلندتر در نظر گرفته می شود. مقدار حداکثر بین حالات الف و ب برای h_d ملاک بارگذاری انباشت برف خواهد بود

چنانچه مقدار h_d محاسبه شده مساوی یا کمتر از h_c باشد، طول توزیع مثلثی انباشت برف برابر $w = 4h_d$ و اگر مقدار h_d از h_c بیشتر بود، مقدار طول انباشتگی از رابطه (۵-۷-۶) بدست می آید.

$$w = \frac{4h_d^2}{h_c} \quad (۵-۷-۶)$$

ارتفاع انباشت مثلثی در پای ناحیه بلندتر مقدار حداکثر h_d را داشته و ارتفاع انباشت برف به طور خطی به صفر در فاصله w از آن کاهش داده می شود. مقدار w از مقدار $4h_c$ بیشتر در نظر گرفته نخواهد شد. اگر w از طول بام مورد نظر، l_r بیشتر باشد مقدار ارتفاع برف در لبه انتهایی بام برابر $h_d(w-l_r)/w$ بوده و برف انباشت توزیع ذوزنقه ای خواهد داشت.

دانست. h_o ، فاصله قائم از روی مرتفع ترین مانع تا روی بام می باشد. وزن مخصوص برف، γ ، را

می توان از رابطه ۲-۷-۶ محاسبه کرد.

$$\gamma = 0.43 P_s + 2.2 \quad \text{kN/m}^3 \quad (۲-۷-۶)$$



در حالت امکان پشت به باد داریم:

بیمارستان $I_s = 1.2$

$$\text{منطقه 4} \longrightarrow \text{مشهد} \quad P_s = 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_r = 1.26 \frac{kN}{m^2}$$

$$L_u = 15m$$

$$hd = 0.12 * \sqrt[3]{15} * \sqrt[4]{100 * 1.5 + 50} - 0.5 = 0.613 m$$

: حالت پشت به باد

طول بام بالاتر را در نظر می گیریم:

سبزسازه



$$\gamma = 0.43 * 1.5 + 2.2 = 2.845 \frac{kN}{m^2}$$

$$hb = \frac{P_r}{\gamma} = \frac{1.26}{2.845} = 0.443 \text{ m}$$

$$hc = h - hb = 1 - 0.443 = 0.557 \text{ m}$$

$$\underbrace{hd}_{0.613 \text{ m}} > \underbrace{hc}_{0.557 \text{ m}} \rightarrow w = \frac{4 * (0.613)^2}{0.557} = 2.70 \text{ m} < 8 * 0.557 = 4.45 \text{ m}$$

ارتفاع برف متوازن به صورت زیر بدست می آید:

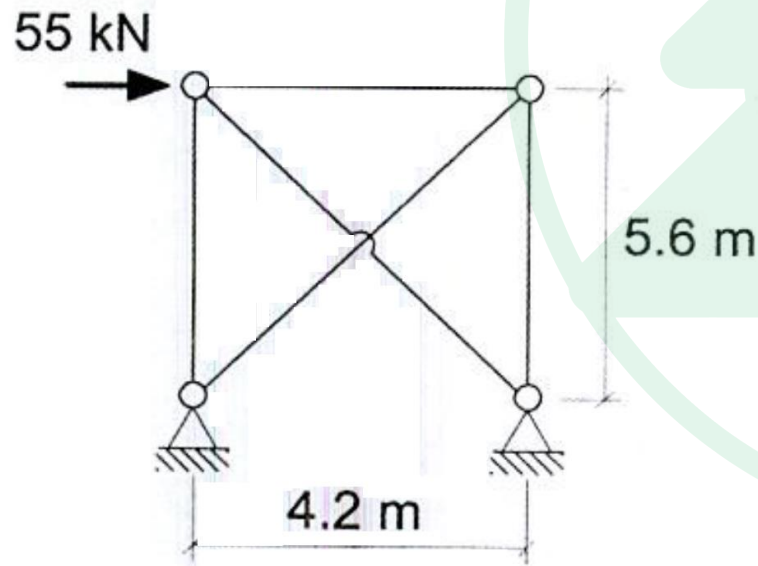
پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



سوال ۱۳

تحلیل یک سالن صنعتی نشان می‌دهد که بر قاب‌های انتهایی مهاربندی شده مطابق شکل، نیروی 55 kN ناشی از تغییرات حرارتی (بدون ضریب بار) اعمال می‌شود. چنانچه مهاربندها فقط قادر به تحمل کشش باشند. در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، مقاومت مورد نیاز (R_a) آن‌ها برای این بارگذاری به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



- (1) 33 kN
- (2) 55 kN
- (3) 92 kN
- (4) 110 kN

سبزسازه



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

در طراحی به روش ضرائب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضا 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) $0/9D + E$

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

چ) در مواردی که اثر بارهای خودکرنشی وجود داشته باشد، علاوه بر ترکیب بارهای ارائه شده،

دو ترکیب بار زیر نیز باید در نظر گرفته شود:

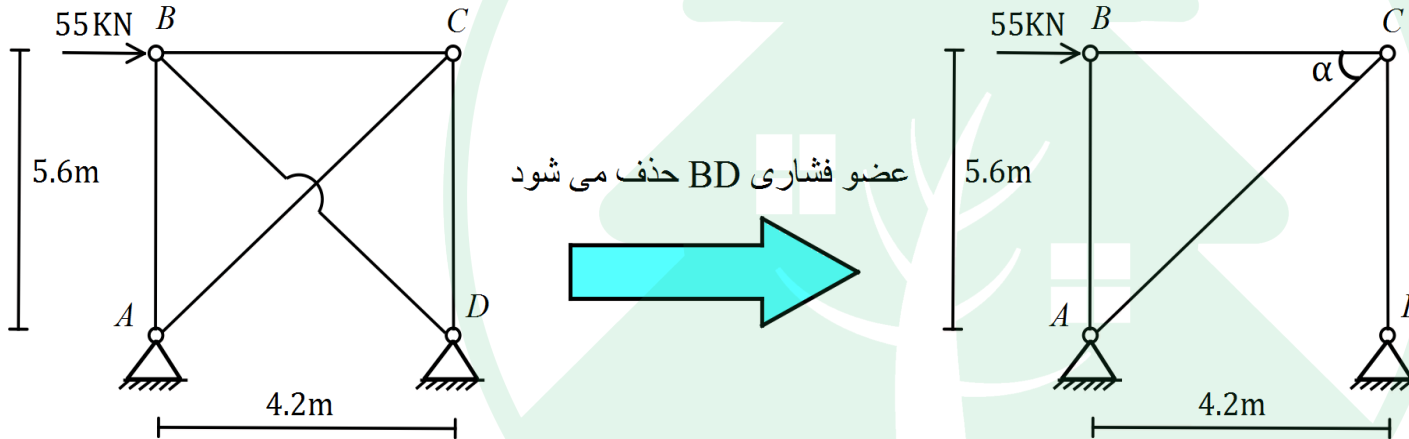
۱) $1/2D + 0/5L + 0/5(L_T \text{ یا } S) + 1/2T$

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

سبزسازه



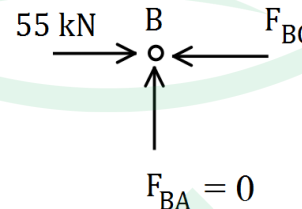
با توجه به نکته گفته شده در صورت سوال مهاربندها فقط قادر به تحمل کشش هستند و عضو BD چون به فشار می افتد از قاب حذف می شود.



تحلیل گره B:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow F_{BC} = 55 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \sum F_y = 0 \quad F_{BA} = 0$$

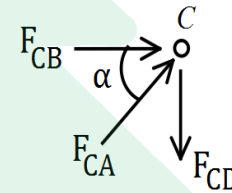


تحلیل گره C:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow F_{CB} = F_{CA} * \cos \alpha$$

$$\cos \alpha = \frac{4.2}{\sqrt{4.2^2 + 5.6^2}} = 0.6$$

$$\rightarrow F_{CB} = F_{CA} * \cos \alpha \rightarrow 55 = F_{CA} * 0.6 \rightarrow F_{CA} = 91.67 \text{ KN}$$



طبق مبحث ۶ بند ۶-۲-۳-۲ مورد چ در روش طراحی ضرایب بار و مقاومت بار خود کرنشی در ضریب ۱.۲ باید ضرب شود:

$$R = 1.2T$$

$$\rightarrow R = 1.2 \times 91.67 = 110 \text{ KN}$$

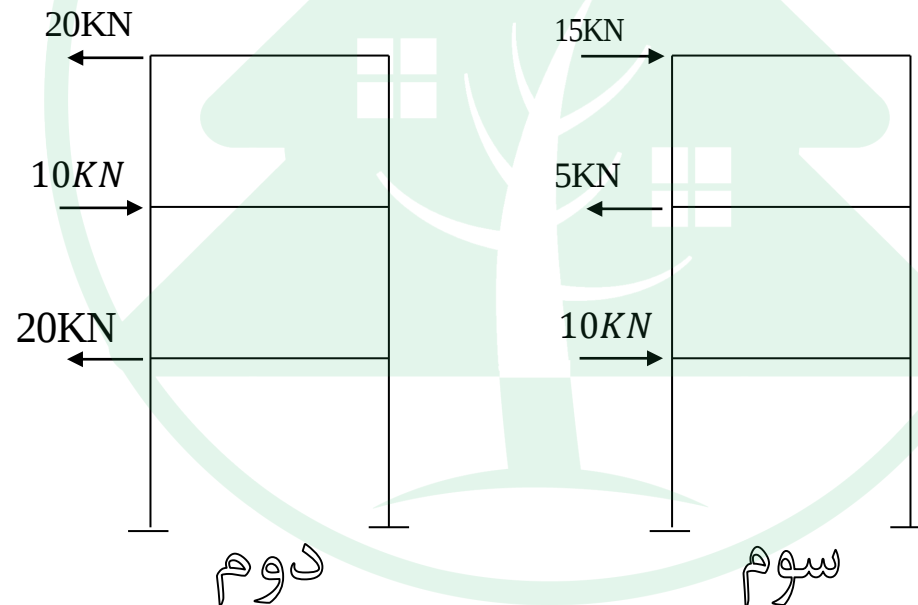
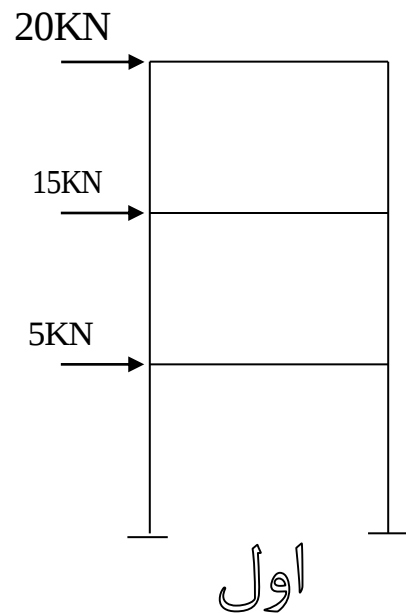
پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



سوال ۱۴

در تحلیل طیفی یک ساختمان سه طبقه توزیع نیروی جانبی ناشی از زلزله برای مدهای مختلف مطابق شکل زیر به دست آمده است. برش پایه ناشی از این تحلیل با استفاده از روش جذر مجموع مربعات به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر خواهد بود؟



90.00 KN (1)

73.64 KN (2)

53.85 KN (3)

30.00 KN (4)

سبزسازه



۳-۴-۱-۳ ترکیب اثر مدها

حداکثر بازتاب‌های دینامیکی سازه در هر مود، از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروهای طبقات، برش‌های طبقات و عکس‌العمل پایه‌ها باید با استفاده از روش‌های آماری شناخته‌شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل ترکیب گردد. در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در ساختمان‌هایی که پیچش در آنها حائز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگیرنده اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می‌توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

سبزسازه



برش پایه ناشی از هر مد تحت اثر نیروی جانبی زلزله به صورت زیر محاسبه می شود:

$$V_1 = 5 + 15 + 20 = 40$$

$$V_2 = -20 + 10 - 20 = -30$$

$$V_3 = 10 - 5 + 15 = 20$$

برش پایه از مجموع جذر مربعات طبق بند ۳-۴-۱-۳ استاندارد ۲۸۰۰ به صورت زیر بدست می آید:

$$V = \sqrt{\sum V_i^2} = \sqrt{40^2 + (-30)^2 + 20^2} = 53.85 \text{ KN}$$

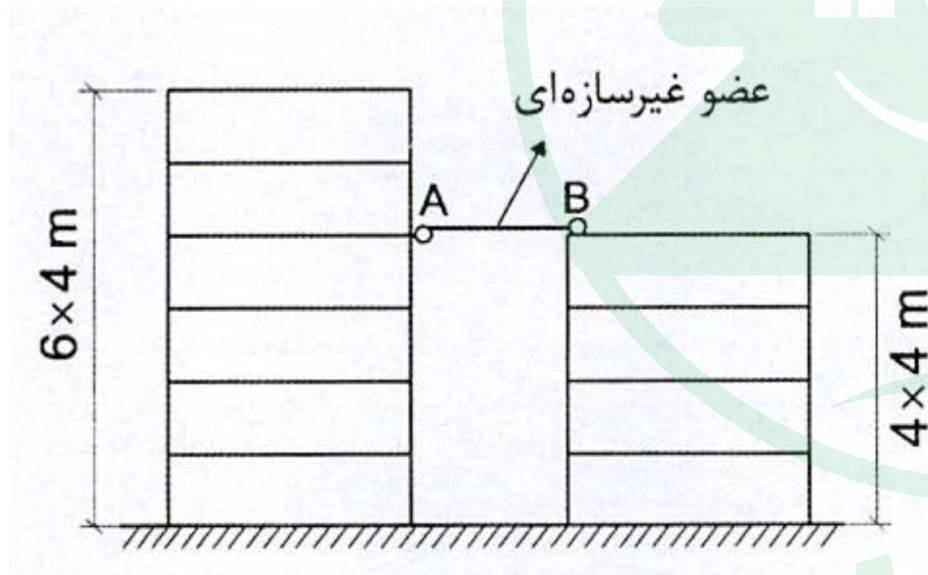
پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



سوال ۱۵

عضو غیرسازه‌ای AB (شکل زیر) در نقطه A به صورت مفصلی و در نقطه B به صورت تکیه‌گاه غلتکی (در راستای AB) به دو ساختمان مجاور متصل شده است. در صورتی که تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان شش طبقه در نقطه A برابر 370 میلی‌متر و تغییر مکان جانبی غیر خطی ساختمان چهارطبقه در نقطه B برابر 430 میلی‌متر باشد، حداقل تغییر مکان نسبی افقی در اثر زلزله که تکیه‌گاه غلتکی B باید قادر به پذیرش آن باشد بر حسب میلی‌متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



- (1) 880
- (2) 720
- (3) 640
- (4) 800

سبزسازه



۳-۴ تغییر مکان جانبی

اجزای غیرسازه‌ای که در دو یا چند نقطه به سازه متکی هستند، باید قادر به پذیرش تغییر مکان‌های نسبی بین این نقاط باشند. تغییر مکان نسبی، D_p ، بین دو نقطه A و B با استفاده از ضوابط زیر تعیین می‌شود:

ب- دو نقطه بر روی دو سازه قرار دارند:

$$D_p = |\delta_{XA}| + |\delta_{XB}| \quad (۸-۴)$$

مقدار D_p از این رابطه لازم نیست بیشتر از مقدار رابطه (۹-۴) در نظر گرفته شود:

سبزسازه



$$D_p = \frac{h_x \Delta_{aA}}{h_{sx}} + \frac{h_y \Delta_{aB}}{h_{sx}}$$

(۹-۴)

که در آن:

D_p = تغییر مکان نسبی جانبی زلزله که جزء باید برای پذیرش آن طراحی شود.

δ_{xA} = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز X سازه A

δ_{yA} = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز Y سازه A

δ_{xB} = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز X سازه B

h_x = ارتفاع تراز x (مربوط به اتصال بالایی)

h_y = ارتفاع تراز y (مربوط به اتصال پایینی)

Δ_{aA} = تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای سازه A

Δ_{aB} = تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای سازه B

h_{sx} = ارتفاع طبقه به کار رفته در تعریف تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه



طبق بند ۳-۴ قسمت ب استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی بین دو نقطه A و B که بر روی دو سازه قرار دارند به صورت زیر عمل می کنیم:

$$h_x = h_y = 16000 \text{ mm}$$

$$hs_x = hs_y = 4000 \text{ mm}$$

$$\Delta_a A = 0.02 * 4000 = 80 \text{ mm}$$

$$\Delta_a B = 0.025 * 4000 = 100 \text{ mm}$$

$$\delta_{XA} = 370 \text{ mm} \rightarrow \delta_{XB} = 430 \text{ mm}$$

$$DP_1 = |\delta_{XA}| + |\delta_{XB}| = |370| + |430| = 800 \text{ mm}$$

$$DP_2 = \frac{h_x \Delta_a A}{hs_x} + \frac{h_y \Delta_a B}{hs_y} = \frac{16000 \times 80}{4000} + \frac{16000 \times 100}{4000} = 720 \text{ mm}$$

طبق نکته صفحه ۶۰ استاندارد ۲۸۰۰ مقدار DP_1 لازم نیست بیشتر از DP_2 در نظر گرفته شود،

$$DP_1 = 800 \text{ mm} \leq DP_2 = 720 \text{ mm} \rightarrow DP = 720 \text{ mm}$$

پاسخ: گزینه ۲



سوال ۱۶

سطح بارگیر یک ستون زیر بام با شیب ملایم تقریباً تخت و دارای باغچه و گلخانه برابر 50 مترمربع است. حداقل بار محوری زنده کاهش یافته این ستون برحسب KN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (با تغییر)

(1) 144

(2) 75

(3) 162

(4) 250

سبزسازه



۶-۵-۲ بام‌های دارای کاربری ویژه

برای بام‌هایی که محل اجتماع و ازدحام نبوده و دارای کاربری‌های خاصی چون باغ بام و غیره می‌باشند، می‌توان بارهای زنده یکنواخت آن‌ها را طبق ضوابط بخش ۶-۵-۵ کاهش داد.

۶-۵-۱ 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، می‌توان با در نظر گرفتن محدودیت‌های بندهای ۶-۵-۲ تا ۶-۵-۵، طبق رابطه (۶-۵-۱) کاهش داد:

$$L = L_0 \left[0.25 + \frac{4/57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right] \quad (6-5-1)$$

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 ۶-۵-۱)

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

A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضایی که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند نباید از $L_0/5$ و برای اعضایی که بار دو طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند از $L_0/4$ کمتر باشد.



$$AT = 50m^2 \text{ سطح بارگیر بام تخت}$$

$$L_0 = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ دارای باغچه جدول}$$

$$K_{LL} = 4 \text{ ستون داخلی}$$

$$A_T * K_{LL} = 50 * 4 = 200 \geq 37 \text{ OK}$$

$$S < 33 \rightarrow R_2 = 1 \text{ سقف تخت}$$

$$L = 5 * \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4 * 50}} \right) = 2.87 \text{ kN/m}^2 \geq 0.5 * 5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$2.87 * 50 = 143.5 = \text{بار محوری کاهش یافته ستون}$$

پاسخ: گزینه ۱

سبzsازe



در یک ساختمان مسکونی سه طبقه در شهر اراک در برابر نیروی زلزله، تغییر مکان جانبی نسبی خطی یکی از طبقات به ارتفاع 3.5 متر، بدون در نظر گرفتن اثرات $P-\Delta$ برابر 25mm می باشد. برای اینکه این طبقه دارای تغییر مکان قایل قبول باشد. کدام سیستم باربر جانبی را نمی توان به کار برد؟ (شاخص پایداری در محاسبات برابر 0.11 فرض شود. ارتفاع کل این ساختمان از تراز پایه برابر 10 متر می باشد.)

- (1) قاب خمشی فولادی متوسط
- (2) قاب خمشی فولادی معمولی
- (3) دیوار باربر بتن پاششی سه بعدی
- (4) دیوار باربر برشی با مصالح بنایی مسلح

سبزسازه



۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به‌دست آورد:

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \quad (۱۱-۳)$$

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۳-۱)

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۳-۵-۲) مقایسه شود.

۳-۵-۲ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P - \Delta$ در محاسبه Δ_M به‌دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

$$\Delta_a = 0.025h \quad \text{در ساختمان‌های تا ۵ طبقه}$$

$$\Delta_a = 0.020h \quad \text{در سایر ساختمان‌ها}$$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.



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
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳



$\bar{\Delta}_{eui} \longrightarrow$ با اثر $p-\Delta$

$\Delta_{eui} \longrightarrow$ بدون اثر $p-\Delta$

$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1 - \theta} = \frac{25}{1 - 0.11} = 28.01 \text{ mm}$$

طبق استاندارد ۲۸۰۰ بند ۳-۵-۲ در ساختمان‌های تا پنج طبقه داریم:

$$\Delta_a = 0.025 h$$

$$\Delta_a = 0.025 * 3500 = 87.5 \text{ mm}$$

$$\Delta_m = C_d \Delta_{eu} \leq \Delta_a = 87.5 \text{ mm} \rightarrow C_d \Delta_{eu} \leq 87.5 \text{ mm}$$

$$C_d * 25 \leq 87.5 \rightarrow C_d \leq \frac{87.5}{25} \rightarrow C_d \leq 3.125$$

C_d باید از مقدار فوق کمتر باشد که تنها گزینه یک این شرط را ندارد.

سبزسازه



کنترل گزینه‌ها:

$$C_d = 4 \not\leq 3.125 \text{ not ok } \times$$

$$C_d = 3 \leq 3.125 \text{ ok } \checkmark$$

$$C_d = 3 \leq 3.125 \text{ ok } \checkmark$$

$$C_d = 3 \leq 3.125 \text{ ok } \checkmark$$

گزینه ۱

گزینه ۲

گزینه ۳

گزینه ۴

تنها گزینه یک قابل قبول نمی‌باشد و پاسخ سوال است.

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



سوال ۱۸

بام ساختمانی در هرمزگان به ابعاد کل $15 \times 10 \text{ m}$ شامل یک منطقه زهکشی برای انتقال بار باران بوده و شدت بارندگی طرح در منطقه احداث ساختمان 50 میلی‌متر بر ساعت می‌باشد. اگر بار باران روی این بام 30 درصد بار یخ بر متر مربع $\left(R = 0.3 \frac{D_i}{m^2}\right)$ بر روی یک تابلو با مساحت 12 مترمربع در شهر سردشت به ارتفاع 6 متر از سطح زمین با ضریب اهمیت واحد باشد. ارتفاع هیدرولیکی بر حسب میلی‌متر به کدام یک از موارد زیر نزدیکتر است؟ (ارتفاع استاتیکی برابر 165 mm است.) (با تغییر)

- (1) 50
- (2) 63
- (3) 70
- (4) 75

سبزسازه



۶-۹-۲ وزن یخ

در محاسبه وزن یخ جوی، D_i ، می توان وزن مخصوص متوسط یخ را 0.9 وزن مخصوص آب در نظر گرفت.

حجم یخ، V_i ، برای ورق ها و اجزای سه بعدی مانند گنبد و کره از رابطه ۶-۹-۱ حاصل می شود.

$$V_i = \pi t_d A_s$$

(۶-۹-۱)

در این رابطه:

t_d : ضخامت طراحی یخ بر اثر یخ زدگی باران طبق بخش ۶-۹-۳

A_s : مساحت یک طرف ورق برای ورق های مستوی و مساحت بزرگترین مقطع جزء سه بعدی نظیر گنبد و کره

مقدار حجم یخ را می توان برای ورق های قائم 20% و برای ورق های افقی 40% کاهش داد.

حجم یخ برای مقاطع سازه ای و اعضای منشوری بر اساس سطح مقطع یخ احاطه کننده آن ها و طول عضو بدست می آید. سطح مقطع یخ احاطه کننده عضو از رابطه ۶-۹-۲ حاصل می شود:

$$A_i = \pi t_d (D_c + t_d)$$

(۶-۹-۲)

D_c : قطر استوانه محیط بر مقطع سازه ای و یا عضو منشوری



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

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

$$t_d = 2 t_i F_z$$

(۳-۹-۶)

که در آن:

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

I_i : ضریب اهمیت طبق جدول ۲-۱-۶

F_z : ضریب ارتفاع طبق بخش ۴-۹-۶

۴-۹-۶ ضریب ارتفاع

ضریب ارتفاع از رابطه ۴-۹-۶ به دست می آید:

$$F_z = \left(\frac{Z}{10} \right)^{1/4} \leq 1/4$$

(۴-۹-۶)

که در آن Z ارتفاع از سطح زمین برحسب متر است.

سبزسازه



۵-۹-۶ ضخامت اسمی یخ

ضخامت اسمی یخ را می‌توان برای مناطق مختلف کشور بر اساس تقسیم‌بندی فصل هفتم این مبحث، به صورت زیر در نظر گرفت:

- مناطق ۱، ۲ و ۳- برف کم، نادر و متوسط $t = *$

- منطقه ۴- برف زیاد $t = 7/5 \text{ mm}$

- منطقه ۵- برف سنگین $t = 12/5 \text{ mm}$

- منطقه ۶- برف فوق سنگین $t = 15 \text{ mm}$

ادامه جدول ۶-۷-۱ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه
۷۴	سنندج	۴

سبزسازه



۶-۸-۴ بارهای ناشی از باران طرح

هر بخش از بام باید به گونه‌ای طراحی شود که در صورت مسدود شدن شبکه تخلیه آب باران اصلی برای آن بخش، بار کل آب باران جمع شده روی بام به علاوه بار یکنواخت ایجاد شده جریان طرح به واسطه آبی که در روی دهانه ورودی شبکه تخلیه آب باران فرعی بالا آمده است را بر مبنای رابطه زیر تحمل کند.

$$R = 0.01 (d_s + d_h)$$

(۶-۸-۱)

سبزسازه



بار باران از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$R = 0.01 * (d_s + d_h)$$

$$D_i = \gamma_i * V_i$$

$$V_i = \pi * t_d * A_s$$

$$A_s = 12 \text{ m}^2$$

$$t_d = 2 * t * I_i * F_Z$$

$$I_i = 1$$

$$t = 15 \text{ mm}$$

$$Z = 6 \text{ m}$$

$$F_Z = \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.1} \leq 1.4 \rightarrow F_Z = \left(\frac{6}{10}\right)^{0.1} = 0.95 \leq 1.4 \text{ ok } \checkmark$$

برای محاسبه بار یخ به صورت زیر عمل می کنیم:

با توجه به اینکه سردشت در منطقه ۶ با بار برف فوق سنگین قرار دارد:



$$t_d = 2 * t * I_i * F_Z = 2 * 15 * 1 * 0.95 = 28.5 \text{ mm}$$

$$V_i = \pi * t_d * A_s = \pi * 28.5 * 10^{-3} * 12 = 1.075 \text{ m}^3$$

$$\gamma_i = 0.9 * \gamma_w = 0.9 * 9.81 = 8.83 \frac{KN}{m^3}$$

با توجه به اینکه تابلوها ورق‌های قائم هستند می‌توانیم حجم یخ را ۲۰ درصد کاهش دهیم:

$$D_i = \gamma_i * V_i = 8.83 * 0.80 * 1.075 = 7.60 \text{ KN}$$

در نهایت با توجه به صورت سوال می‌توان ارتفاع هیدرولیکی را محاسبه نمود:

$$R = 0.01 * (d_s + d_h) = 0.3 * \frac{D_i}{m^2} \rightarrow 0.01 * (165 + d_h) = 0.3 * 7.60 \frac{KN}{m^2}$$

$$\rightarrow d_h = 63 \text{ mm}$$

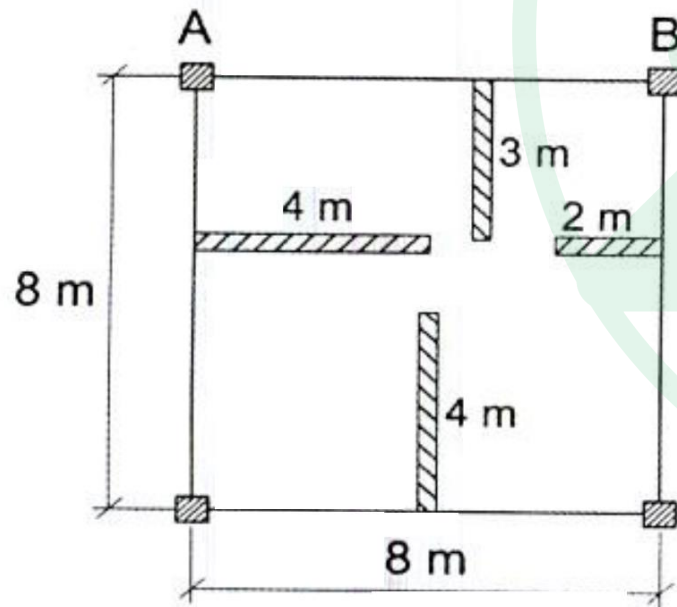
پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



سوال ۱۹

در ساختمان اداری با اسکلت بتن آرمه بار مرده کف برابر 5.5 KN/m^2 و بار زنده کف بدون لحاظ کردن اثر تیغه برابر 2.5 KN/m^2 می باشد. چنانچه وزن واحد سطح تیغه ها برابر 1.8 KN/m^2 باشد و توزیع گسترده یکنواخت بار تیغه ها مدنظر باشد. مجموع بار مرده و زنده بدون توجه به بار مرده دیوارهای پیرامونی و وزن واحد طول تیرها، در حالت طراحی به روش ضریب بار و مقاومت بر تیر AB بر حسب KN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (ارتفاع تیغه ها 3.5 متر بوده و سقف از دال بتنی با عملکرد دو طرفه است). **(با تغییر)**



- 148 (1)
- 170 (2)
- 194 (3)
- 201 (4)

سبزسازه



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

در طراحی به روش ضرائب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضا 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) $\frac{1}{4}D$

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

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

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

۵) $\frac{1}{2}D + E + L + \frac{1}{2}S$

۶) $\frac{1}{9}D + \frac{1}{6}W$

۷) $\frac{1}{9}D + E$

سبزسازه



۳-۳-۶ وزن تیغه‌ها و دیوارها

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

سبزسازه



وزن واحد سطح تیغه‌ها $W = 1.8 \text{ KN/m}^2$

بارمرده کف $= 5.5 \text{ KN/m}^2$

ارتفاع تیغه‌ها 3.5 m

عملکرد سقف دو طرفه

بار زنده کف بدون اثر تیغه $= 2.5 \text{ KN/m}^2$

وزن واحد سطح تیغه‌ها $W = 1.8 \text{ KN/m}^2 \leq 2 \text{ KN/m}^2$

؟ = مجموع بار مرده و زنده در ضریب بار و مقاومت

سبزسازه



ادامه پاسخ ۱۹

چون وزن واحد سطح تیغه $w = 1.8 \text{ KN/m}^2$ کمتر از 2 KN/m^2 و بیشتر از 1 KN/m^2 می باشد می توان وزن تیغه ها را به صورت یک بار گسترده مرده یکنواخت در نظر گرفت سطح بارگیر تیر AB با توجه به عملکرد دو طرفه به صورت مثلی با قاعده ۸ و ارتفاع ۴ متر که برابر است با:

$$A_T = \frac{8 \times 4}{2} = 16 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ KN/m}^2 < W = 1.8 \text{ KN/m}^2 \leq 2 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{بار تیغه} = q = \max \left(1, \frac{1.8 \times 3.5 \times 13}{8 \times 8} \right) = 1.28 \text{ KN/m}^2$$

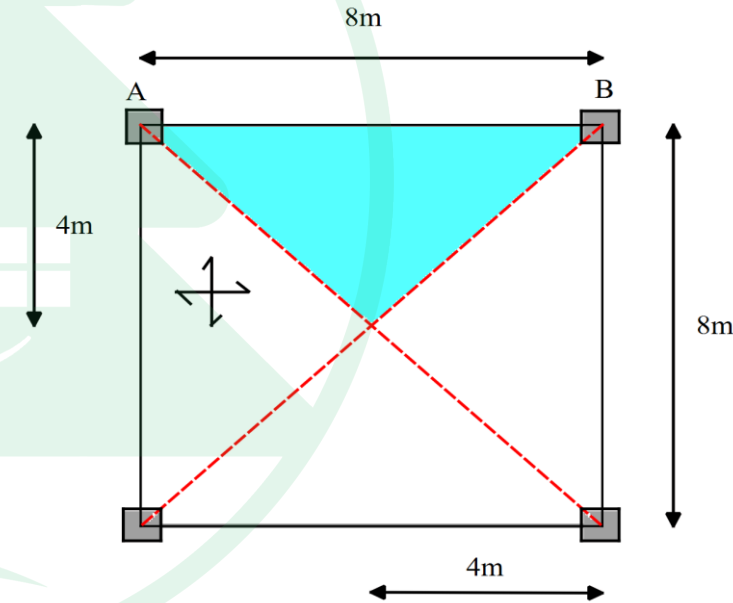
$$\text{بار زنده کف} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$FL = (2.5) \times \frac{8 \times 4}{2} = 40 \text{ KN}$$

$$FD = (1.28 + 5.5) \times \frac{8 \times 4}{2} = 108.48 \text{ KN}$$

ترکیب بار طبق حالت ضریب بار و مقاومت برای دال بتنی به صورت زیر می باشد:

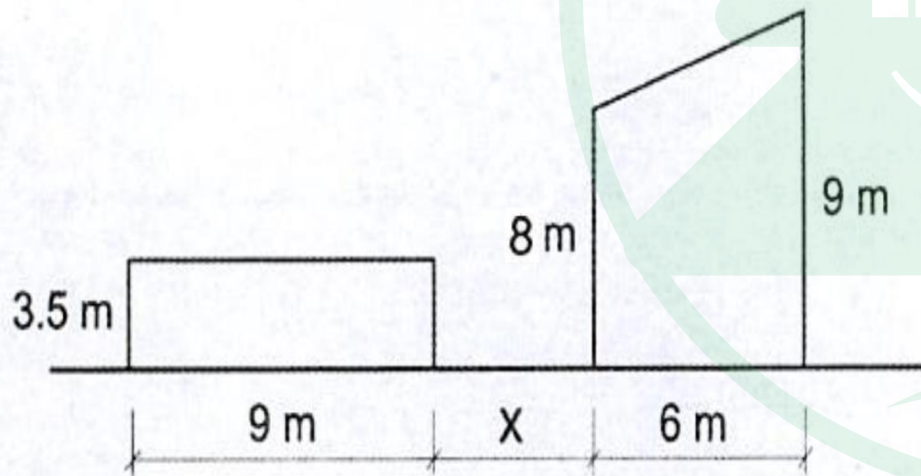
$$FAB = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 108.48 + 1.6 \times 40 = 200.72 \text{ KN} = 194.18 \text{ KN}$$



پاسخ: گزینه ۳



دو ساختمان صنعتی در مجاورت یکدیگر در شهر مریوان ساخته شده‌اند. چنانچه با در نظر گرفتن برف لغزنده، حداکثر بار برف روی بام مسطح برابر 2.77 KN/m^2 باشد، فاصله دو ساختمان (X) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (برای هر دو ساختمان $C_h = 1$ است. همچنین بام شیب‌دار، لغزنده و دارای $C_n = 0.9$ بوده و بام مسطح دارای $C_n = 1$ است).



1.5 m (1)

2.5 m (2)

3.7 m (3)

4.5 m (4)

سبzsازه



۶-۷-۱۱ برف لغزنده

در مناطق ۴، ۵ و ۶ بار برف، بار حاصل از لغزش برف از بام شیب‌دار بالاتر و ریختن آن به سقف

پایین‌تر باید برای بام‌های لغزنده با شیب سقف بیشتر از دو درصد و برای سایر بام‌های با شیب

سقف بیشتر از ۱۵ درصد در نظر گرفته شود. مقدار کل بار بر واحد طول در راستای لبه پایین بام

بالاتر برابر $0.4P_r W/C_s$ بر روی بام پایین در نظر گرفته می‌شود. W ، فاصله افقی لبه پایین تا خط-

الرأس سقف شیب‌دار بالاتر است. این بار به طور یکنواخت از لبه پایین بام بالاتر تا فاصله

۴/۵ متر از آن بر روی بام پایین به صورت نواری توزیع می‌شود. اگر طول بام پایینی کمتر از

۴/۵ متر باشد، مقدار بار به نسبت طول بام بر ۴/۵ متر کاهش می‌یابد.

برای دو سازه مجاور، بار برف لغزنده در صورتی در نظر گرفته می‌شود که $h/d > 1$ و $d < 4.5$ متر

باشد (d و h مطابق شکل ۶-۷-۹). طول نوار بار برف لغزیده بر روی بام پایین‌تر برابر $(4.5 - d)$

متر بوده و مقدار بار برف بر واحد طول نوار برابر $0.4P_r W \left[\frac{(4.5 - d)}{4.5 C_s} \right]$ در نظر گرفته خواهد

شد.

بار برف لغزنده به بار متوازن اضافه می‌شود و اثر آن به صورت همزمان با برف نامتوازن، انباشتگی

برف، بارگذاری بخشی برف و اثر باران به برف در نظر گرفته نمی‌شود.



۶-۷-۲ بار برف بام

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

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

که در آن:

P_s = بار برف مبنا طبق بخش ۶-۷-۳

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

C_n = ضریب برف‌گیری طبق بخش ۶-۷-۴

C_h = ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

است

سبزسازه



۶-۷-۳ بار برف مبنا

بار برف مبنا، P_s ، باری است که بر اساس آمار موجود در منطقه، احتمال فراگذشت از آن در سال دو درصد باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال).

بار برف مبنا در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم‌بندی مشخص‌شده در جدول ۶-۷-۱ یا در شکل پیوست ۶-۵، حداقل برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)	۰/۲۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۲- برف کم	۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۴- برف زیاد	۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۵- برف سنگین	۲ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۶- برف فوق سنگین	۳ کیلونیوتن بر مترمربع

جدول ۶-۷-۱ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۷۶	شاهرود	۳	۱۰۶	مریوان	۵



جدول ۱-۱-۶ گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، زلزله و یخ

گروه خطرپذیری	نوع کاربری
۳	کلیه ساختمان‌ها و سازه‌های مشمول این مبحث که جزو ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه خطرپذیری دیگر نباشند، مانند ساختمان‌های مسکونی، اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های طبقاتی، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی و غیره.

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

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۱-۶	ضریب اهمیت I_e بار زلزله	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

سبز سازه



$$P_r = I_s C_h C_n C_s P_s$$

$$I_s = 1 \rightarrow \text{ساختمان صنعتی}$$

$$P_s = 2 \frac{kN}{m^2} \xrightarrow{\text{منطقه 5 مریوان}}$$

$$C_h = 1 \text{ مسطح}$$

$$C_h = 1 \text{ شیبدار}$$

$$C_n = 1 \text{ مسطح}$$

$$C_n = 0.9 \text{ شیبدار}$$

$$C_s = 1 \text{ مسطح}$$

$$w = 6m$$

فاصله افقی از لبه پایین بام تا خط الرأس بام شیبدار:

سبزسازه



$$P + P_{r \text{ مسطح}} = 2.77 \rightarrow P_{\text{لغزنده}} = 2.77 - P_{r \text{ مسطح}}$$

$$P_{r \text{ مسطح}} = 1 * 1 * 1 * 1 * 2 = 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{\text{برف لغزنده}} = 2.77 - 2 = 0.77 \frac{kN}{m^2}$$

نکته: با توجه به اینکه سقف شیبدار لغزنده بوده و شیب آن بیشتر از ۲ درصد است و با فرض $x < 4.5 \text{ m}$ و $\frac{H}{x} > 1$ باید اثر برف لغزنده بر بام مسطح در نظر گرفته شود.

$$P_{\text{برف لغزنده}} = 0.77 = 0.4 * (0.9 * C_s * 1 * 1 * 2) * 6 * \left(\frac{4.5 - x}{4.5 * C_s} \right)$$

$$x = 3.7 \text{ m}$$

$$x = 3.7 \text{ m} < 4.5 \text{ m} \text{ ok} \rightarrow \frac{H}{x} > 1 \rightarrow \frac{8 - 3.5}{3.7} = 1.22 > 1 \text{ ok } \checkmark$$

پاسخ: گزینه ۳



در یک ساختمان مسکونی قسمتی از ساختمان به عنوان بالکن استفاده می‌شود. این بالکن در مجاورت راهروی طبقه دوم این ساختمان قرار دارد. اگر بار زنده این راهرو 4 کیلونیوتن بر مترمربع باشد، حداقل بار زنده گسترده یکنواخت روی بالکن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

- (1) 2 کیلونیوتن بر مترمربع
- (2) 4 کیلونیوتن بر مترمربع
- (3) 5 کیلونیوتن بر مترمربع
- (4) 6 کیلونیوتن بر مترمربع

سبزسازه



ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_0 و بار زنده متمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۳	راهروها، راه پله ها ^(۴) و بالکن ها در انواع ساختمان ها		
۶-۳	بالکن	۱/۵ برابر بار زنده کف اتاق متصل به آن. (لازم نیست بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.)	—

سبزسازه



$L_0 = 4 \text{ KN/m}^2$ کف مجاور بالکن

با توجه به ردیف ۳-۶ از جدول ۵-۶-۱ بار زنده گسترده L_0 بالکن‌ها در صفحه ۳۱ مبحث ششم داریم:

$L_0 = \min(1.5 * L_0 \text{ کف مجاور و } 5 \text{ KN/m}^2)$ بالکن

$L_0 = \min(1.5 \times 4 = 6 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ بالکن

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



برای تحلیل پی‌های انعطاف‌پذیر و بدست آوردن تنش زیر پی، استفاده از کدام یک از روش‌های زیر قابل توصیه است؟ با اصلاح

- (1) مدل‌سازی خاک به صورت فنر با رفتار فشاری تنها به نحوی که سختی فنرها در لبه‌ها بیش از سختی آن‌ها در قسمت‌های میانی باشد.
- (2) مدل‌سازی خاک به صورت فنر با رفتار کششی و فشاری به نحوی که سختی فنرها در قسمت‌های میانی بیش از سختی آن‌ها در لبه‌ها باشد.
- (3) مدل‌سازی خاک به صورت فنر با رفتار کششی و فشاری و با سختی یکسان در تمام سطح پی
- (4) مدل‌سازی خاک به صورت فنر با رفتار فشاری تنها و با سختی یکسان در تمام سطح پی

سبزسازه



۶-۴-۷- پی های انعطاف پذیر

۶-۴-۷-۱: برای تحلیل پی های انعطاف پذیر نمی توان از توزیع خطی تنش در زیر پی استفاده کرد و باید توزیع تنش را با مدل سازی پی به صورت تیر و دال بر روی بستر الاستیک یا بر روی یک سری فنر ارتجاعی با سختی مناسب به دست آورد.

۶-۴-۷-۳: برای پی های گسترده انتخاب مقدار یکنواخت (K_s) در تمام سطح زیر پی صحیح نمی باشد و متناسب با نشست رخ داده باید تغییر کند. افزایش سختی در لبه ها تا دو برابر توصیه می شود. پهنای نوارهای لبه می تواند حدود $\frac{1}{10}$ پهنای پی در همان جهت در نظر گرفته شود.

سبزسازه



طبق بند ۷-۴-۶ صفحه ۴۷ پی سازی مدلسازی خاک به صورت فنر با رفتار فشاری تنها به نحوی که سختی فنرها در لبه ها بیش از سختی آنها در قسمت های میانی باشد.

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



براساس طراحی به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی برای یک دیوار وزنی، مولفه افقی بار طراحی وارد بر آن (شامل رانش محرک خاک) برابر 120 kN/m نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیر آن و خاک برابر 160 kN/m برآورد شده است. حداقل نیروی رانشی مقاوم خاک جلوی این دیوار که در اثر حرکت نسبی دیوار و زمین باید بسیج شود، حدودا چقدر باشد تا گسیختگی خاک ناشی از لغزش دیوار صورت نگیرد؟

(1) 80 kN/m

(2) 20 kN/m

(3) 31 kN/m

(4) 13 kN/m

سبزسازه



۱-۱-۷-۵-۷ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای صلب

مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای این گونه دیوارها در طراحی به روش تنش مجاز در جدول ۷-۵-۳ آمده است.

جدول ۷-۵-۳ 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

در صورتی که در پایداری در برابر لغزش نیروی مقاوم خاک جلوی دیوار لحاظ گردد باید از ضریب اطمینان ۲ استفاده شود.



$$\frac{S + P_p}{H + P_a} \geq 2$$

$$\frac{160 + P_p}{120} \geq 2$$

$$P_p \geq 80 \text{ kN/m}$$

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



شمع بتنی درجاریز به قطر یک متر که تحت اثر بارهای استاتیکی قرار دارد. دارای مقاومت نهایی از روش تحلیلی 1000 kN در کشش و 5000 kN در فشار است. در محل پروژه اقدام به انجام آزمایش بارگذاری استاتیکی روی شمع‌ها شده است. ولی شمع‌ها تا بار گسیختگی بارگذاری نشده‌اند. بار کششی و فشاری مجاز این شمع حدودا چقدر است؟

- (1) بار کششی 250 kN و فشاری 1250 kN
- (2) بار کششی 455 kN و فشاری 2273 kN
- (3) بار کششی 250 kN و فشاری 1667 kN
- (4) بار کششی 250 kN و فشاری 2000 kN

سبزسازه



۵-۱-۷-۶-۷ عدد ضریب اطمینان ۲/۲ مربوط به آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی در جدول ۶-۷-۱ به شرطی قابل استفاده است که شمع تا بار گسیختگی بارگذاری شده باشد.

جدول ۶-۷-۱ 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
	کوبشی	
	درجاریز	

۲/۸	آزمایش نفوذ مخروط	
۲/۲	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)	
۲/۵	آزمایش بارگذاری دینامیکی	
۲/۵	فقط روش تحلیلی	جانبی
۲	آزمایش استاتیکی (جانبی)	



شمع در جاریز روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی چون شمع تا بار گسیختگی بارگذاری نشده است F_s ضریب اطمینان داخل جدول در نظر گرفته می شود.

$$F_s=4$$

$$Q_{uc}=5000 \text{ KN} \rightarrow R_c=5000/4=1250 \text{ KN} \text{ بار فشاری مجاز}$$

$$Q_{ut} = 1000 \text{ KN} \rightarrow R_t=1000/4=250 \text{ KN} \text{ بار کششی مجاز}$$

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



در کدام یک از گزینه‌های زیر، مدل‌سازی خاک با فتر به تنهایی قابل قبول نیست؟

- (1) تحلیل سازه شالوده‌های گسترده انعطاف‌پذیر
- (2) تحلیل سازه شالوده‌های نواری متعامد (شبکه‌ای) انعطاف‌پذیر
- (3) تحلیل نیروها در گروه شمع با لحاظ نمودن ضرایب اندرکنش بین فترها در ساختمان‌های با اهمیت متوسط پنج طبقه
- (4) محاسبه نهایی نشست گروه شمع

سبزسازه



۷-۶-۶-۲-۲ محاسبه نشست نهایی گروه شمع با مدل سازی خاک با فنر (مدل وینکلر) دقت کافی ندارد و باید تحلیل گروه شمع با لحاظ نمودن اندرکنش های مختلف بین شمع و خاک انجام گیرد.

نشست شمع ها، به ویژه گروه شمع را می توان با تحلیل نتایج آزمایش بارگذاری تعیین نمود. اما اگر آزمایش از نوع آهسته و حتی طولانی باشد نمی توان برای محاسبه نشست ناشی از تحکیم، از نتایج آزمایش بارگذاری استفاده نمود.

سبزسازه



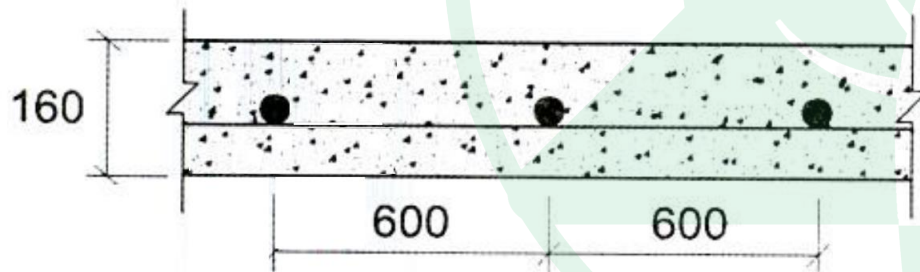
طبق بند ۷-۶-۶-۲-۲ محاسبه نهایی نشست گروه شمع با مدلسازی خاک با فنر مدل وینکر قابل قبول نیست زیرا این روش برای محاسبه نشست دقت ندارد.
گزینه ۴ جواب صحیح می باشد.

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



در یک ساختمان بنایی مسلح واقع در شهر کرج، اگر برای میلگردهای قائم دیوار از $\Phi 14 @ 600 \text{ mm}$ استفاده شود. کدام یک از آرماتورهای زیر می‌تواند به عنوان حداقل آرماتور افقی مورد نیاز دیوار مورد استفاده قرار گیرد؟ (اندازه‌ها در شکل به میلی‌متر است).



- (1) $\Phi 10 @ 500 \text{ mm}$
- (2) $\Phi 10 @ 600 \text{ mm}$
- (3) $\Phi 10 @ 800 \text{ mm}$
- (4) $\Phi 10 @ 700 \text{ mm}$

سبزسازه



مطابق مبحث هشتم ۹۸- ص ۹۰ و ۹۱ - بند ۸-۴-۶-۹-۲:

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 0.0007 مساحت کل مقطع، به ترتیب، قائم و عرضی دیوار باشد. همچنین، مجموع مساحت میلگردهای افقی و قائم باید حداقل 0.002 مساحت کل مقطع عرضی دیوار باشد.

۶- فواصل میلگردهای افقی نباید از یک سوم طول دیوار، یک سوم ارتفاع دیوار و یا ۶۰۰ میلی متر فراتر رود. این میلگردها باید به طور یک نواخت در دیوار پخش شده و در دوغاب مدفون شوند.



مطابق شکل در هر $600mm$ در طول دیوار، یک آرماتور $\Phi 14$ تعبیه شده است.

$$\frac{\pi * \frac{14^2}{4}}{160 * 600} + \frac{\pi * \frac{10^2}{4}}{160 * s} \geq 0.002 \rightarrow s \leq 1238mm$$

$$\frac{\pi * \frac{10^2}{4}}{160 * s} \geq 0.0007 \rightarrow s \leq 701.25mm$$

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{3} \\ \frac{H}{3} \\ 600mm \end{array} \right.$$

$$\rightarrow s \leq 600mm$$

$$s \leq \min[1237, 701.22, 600] = 600mm$$

Use $\Phi 10@600mm$

از طرفی مطابق مورد ۶:

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.



سوال ۲۷

در سقف‌های تیرچه با بلوک سیمانی، برای آنکه عرض جان تیرچه‌ها حداقل 110 mm باشد، عرض پاشنه تیرچه (فوندوله) حداقل چند میلی‌متر باید باشد؟

(1) 160

(2) 130

(3) 140

(4) 150

سبزسازه



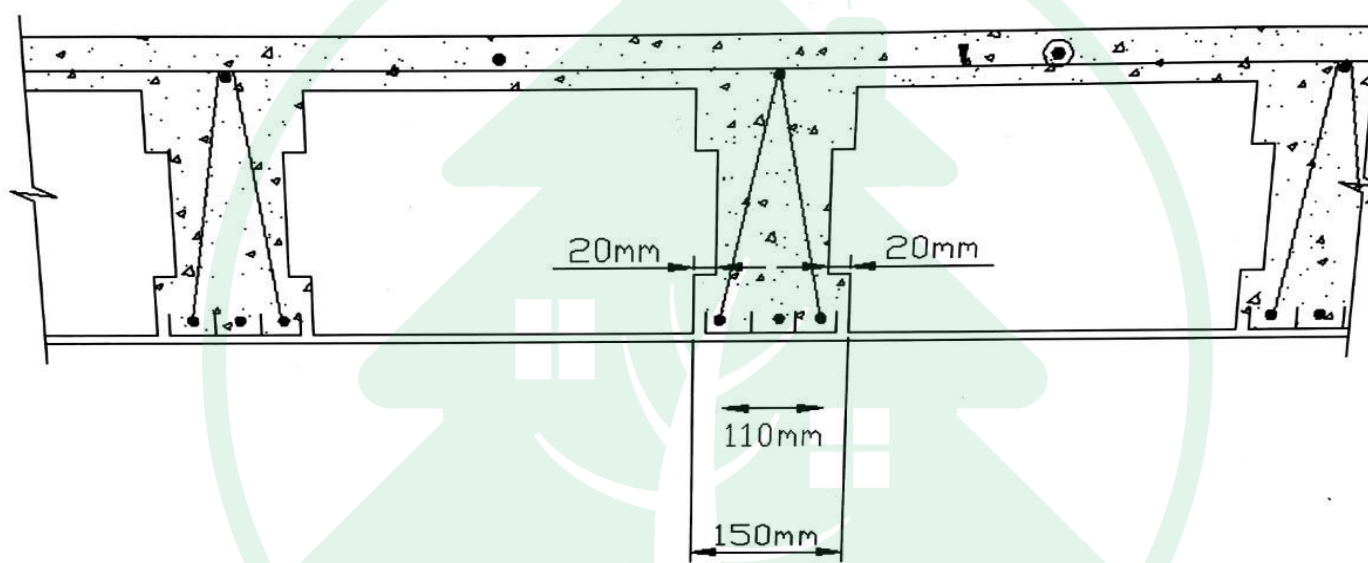
مطابق مبحث هشتم ۹۸- ص ۳۴ - بند ۸-۲-۲-۴-۳-ب :

ب) بلوک‌های توخالی سقفی:

بلوک‌های سیمانی مورد استفاده در سقف تیرچه‌بلوک باید مطابق با ویژگی‌های مندرج در استاندارد ملی ایران، شماره ۲-۲۹۰۹ ساخته شوند. ضخامت پوسته و جان بلوک سقفی باید حداقل ۱۵ میلی‌متر و عرض تکیه‌گاه بلوک سقفی بر روی تیرچه دست کم ۲۰ میلی‌متر باشد.

سبزسازه





جزئیات اتصال تیرچه به بلوک

با توجه به اینکه در هر طرف 20 میلی متر داریم:

$$x = 110 + 2(20) = 150mm$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.



انبار کشاورزی ساخته شده با مصالح بنایی مسلح در شهر کرمان را در نظر بگیرید. این انبار دارای ستونی مربع شکل به ابعاد $300 * 300 \text{ mm}$ می باشد. برای ستون های این انبار دو طبقه کدام گزینه صحیح می باشد؟ (با اصلاح)

- (1) میلگرد طولی در ستون می تواند تا 5 درصد باشد.
- (2) فاصله آزاد میان میلگردهای طولی باید مساوی یا بیشتر از 1.5 برابر قطر اسمی میلگرد و نیز مساوی یا بیشتر از 40 mm باشد.
- (3) فاصله میلگردهای عرضی ستون باید بیش از 200 mm باشد.
- (4) فاصله آزاد تکیه گاه های جانبی ستون باید کمتر از 10 m باشد.

سبزسازه



مطابق مبحث هشتم ۹۸- ص ۷۰ و ۸۷ و ۸۸ - بند ۸-۴-۴-۲ و بند ۸-۴-۴-۷ :

۸-۴-۴-۲ فاصله میلگردها

- ۱- فاصله آزاد بین میلگردهای موازی، بجز در ستون‌ها و جرزها، نباید کمتر از قطر اسمی میلگردها یا ۲۵ میلی‌متر، هر کدام که بیشتر است، باشد.
- ۲- در ستون‌ها و جرزها، فاصله آزاد بین میلگردهای اصلی نباید از هیچ‌یک از دو مقدار $1/5$ برابر قطر اسمی میلگرد و ۴۰ میلی‌متر کمتر باشد.
- ۳- محدودیت فواصل آزاد بین میلگردها باید برای فاصله آزاد بین یک وصله پوششی و وصله‌ها یا میلگردهای مجاور نیز رعایت شود.
- ۴- فاصله آزاد بین یک میلگرد اصلی و هر سطح واحد بنایی نباید کمتر از ۱۵ میلی‌متر باشد. برای میلگرد بستر که در بند بستر قرار می‌گیرد، این فاصله حداقل ۶ میلی‌متر می‌باشد.



۸-۴-۶-۷ طراحی ستون

در طراحی ستون باید الزامات فصل سوم و الزامات این بخش در نظر گرفته شود. نیروهای طراحی ستون باید بر اساس تحلیلی که در آن تاثیر سختی نسبی اعضای سازه‌ای در نظر گرفته شده است، به دست آمده باشد. در محاسبه سختی جانبی باید مشارکت تمامی تیرها، جرزها و ستون‌ها در نظر گرفته شود. تاثیر ترک خوردگی بر سختی عضو باید لحاظ شود.

۸-۴-۶-۷-۱ الزامات عمومی

ستون باید کاملاً با ملات یا دوغاب بنایی پر شود.

۸-۴-۶-۷-۲ الزامات ابعادی

- ۱- بعد مقطع ستون در هر جهت نباید از ۳۰۰ میلی‌متر کمتر باشد.
- ۲- بعد بزرگ مقطع ستون نباید از ۳ برابر بعد کوچک مقطع بیشتر باشد.
- ۳- فاصله آزاد بین تکیه‌گاه‌های جانبی ستون نباید از ۳۰ برابر بعد کوچک مقطع ستون بیشتر باشد.
- ۴- نسبت ارتفاع ستون به کوچک‌ترین بعد آن نباید از ۲۰ بیشتر باشد.

۸-۴-۶-۷-۳ میلگردهای طولی

- ۱- حداقل تعداد میلگردهای طولی ستون برابر با چهار می‌باشد. حداقل یک میلگرد باید در هر گوشه ستون قرار گیرد.



۲- مساحت میلگرد طولی نباید از $0.4A_n$ بیشتر باشد.

۳- مساحت میلگرد طولی نباید از $0.5A_n$ کمتر باشد.

۴-۶-۴-۸ میلگردهای عرضی (تنگ)

میلگردهای عرضی به صورت تنگ باید بر اساس ضوابط بند ۴-۴-۵ و الزامات زیر انتخاب و اجرا شوند.

۱- فاصله میلگردهای عرضی ستون نباید از ۲۰۰ میلی‌متر بیشتر باشد. میلگردهای عرضی باید از نوع تنگ‌های ویژه به قطر حداقل ۱۰ میلی‌متر با ضوابط زیر باشد.

۲- تنگ ویژه ستون باید در دو انتها دارای قلاب ویژه باشد. حداقل طول این قلاب باید ۶ برابر قطر میلگرد یا ۱۰۰ میلی‌متر، هر کدام که بیشتر است، بوده و زاویه خم آن ۱۳۵ درجه باشد. این قلاب‌ها باید میلگرد طولی ستون را در برگیرند و به درون ستون نفوذ کنند. قلاب‌ها باید الزامات بند ۴-۴-۷ را نیز تأمین نمایند.

سبزسازه



بررسی گزینه ۱:

مطابق بند ۸-۴-۶-۷-۳ مورد ۲ حداکثر مقدار درصد آرماتور طولی ستون 4% می باشد.

این گزینه صحیح نیست.

بررسی گزینه ۲:

مطابق بند ۸-۴-۴-۲ مورد ۲

این گزینه صحیح است.

بررسی گزینه ۳:

مطابق بند ۸-۴-۶-۷-۴ مورد ۲ حداکثر فاصله میلگردهای عرضی 200mm می باشد.

این گزینه صحیح نیست.

سبزسازه



بررسی گزینه ۴:

مطابق بند ۸-۴-۶-۷-۲ مورد ۳:

$$L_{bc} \leq 30 \min \begin{cases} b \\ h \end{cases}$$

$$L_{bc} \leq 30 \min \begin{cases} 0.3 \\ 0.3 \end{cases} = 9m$$

این گزینه صحیح نیست.

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



در ساختمان آجری با کلاف و با سقف تیرچه بلوک کدام مورد صحیح نیست؟ (با اصلاح)

- (1) در بتن پوششی سقف از آرماتور حرارتی با فاصله 300 میلی متر استفاده شود.
- (2) تیرچه های سقف به طور مناسب به اعضای باربر بنایی متصل شوند.
- (3) حداقل پوشش بتن روی بلوک ها 50 میلی متر باشد.
- (4) در تیرچه ها برای دهانه های بیش از 4 متر از کلاف عرضی استفاده شود.

سبزسازه



مطابق مبحث هشتم ۹۸ - ص ۱۰۱ - بند ۸-۴-۶-۱۳:

۸-۴-۶-۱۳-۱ دال تیرچه بلوک

دال تیرچه بلوک اساسا یک دال بنایی مسلح است. این دال در ابتدا برای پوشش سقف در ساختمان‌های بنایی مسلح (به‌ویژه بنایی مسلح با بلوک سیمانی) ابداع گردید، هر چند در حال حاضر از آن برای پوشش سقف در ساختمان‌های دیگر، از جمله ساختمان‌های بتن‌آرمه و فولادی نیز استفاده می‌شود. طراحی سقف تیرچه بلوک باید بر مبنای دستورالعمل‌ها و استانداردهای معتبر انجام پذیرد. در اجرای سقف تیرچه بلوک، رعایت ضوابط زیر الزامی است.

۱- سقف باید از طریق تیرچه‌ها و میلگرد اتصال به‌نحو مناسب به اعضای باربر بنایی مسلح متصل شود.

۲- میلگردهای حرارتی مورد استفاده در بتن پوشش سقف باید حداقل به قطر ۶ میلی‌متر بوده و در فواصل حداکثر ۲۵۰ میلی‌متر، به‌صورت کاملا کشیده، در جهت عمود بر تیرچه‌ها، قرار داده شوند. رعایت فاصله حداقل ۲۰ میلی‌متر بین شبکه میلگرد پوشش بتن و سطح بلوک‌ها و همچنین حداقل ۲۰ میلی‌متر پوشش بتن روی شبکه میلگرد حرارتی الزامی است.

۳- ضخامت پوشش بتن روی بلوک‌ها نباید از ۵۰ میلی‌متر کمتر و از ۷۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

۴- چنانچه دهانه تیرچه‌ها از ۴ متر بیشتر باشد، لازم است تیرچه‌ها به وسیله کلاف عرضی که عرض مقطع آن حداقل ۱۰۰ میلی‌متر باشد به هم متصل شوند. این کلاف باید دارای حداقل ۲ میلگرد آج‌دار سراسری، هر کدام به قطر حداقل ۱۰ میلی‌متر (یکی در بالا و یکی در پایین مقطع کلاف) باشد.

۵- در صورت وجود طره در سقف، لازم است در بالای طره میلگردهایی حداقل به اندازه میلگردهای پایین طره و به طول حداقل ۱/۵ متر تعبیه شوند.



بررسی گزینه ۱:

مطابق مورد ۲ حداکثر فاصله آرماتورهای حرارتی $250mm$ می باشد.

این گزینه صحیح نیست. (پاسخ تست است.)

بررسی گزینه ۲:

مطابق مورد ۱ این گزینه صحیح است. (پاسخ تست نیست.)

بررسی گزینه ۳:

مطابق مورد ۳ این گزینه صحیح است. (پاسخ تست نیست.)

بررسی گزینه ۴:

مطابق مورد ۴ این گزینه صحیح است. (پاسخ تست نیست.)

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه



در یک تیر بتنی به طول دهانه آزاد شش متر مربوط به یک قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری زیاد، لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در هر یک از دو انتها برابر 900KN.m و 600KN.m محاسبه شده است. اگر نیروی برشی نهایی در بر ستون حاصل از بارهای ثقیلی ضریب دار (با ضرایب بار در حضور زلزله) برابر 150KN باشد و بارهای ثقیلی به صورت گسترده یکنواخت باشد، این تیر در فاصله دو متری از هر یک از دو انتها باید حداقل برای چه نیروی برشی نهایی طراحی شود؟

(1) 400KN

(2) 200KN

(3) 250KN

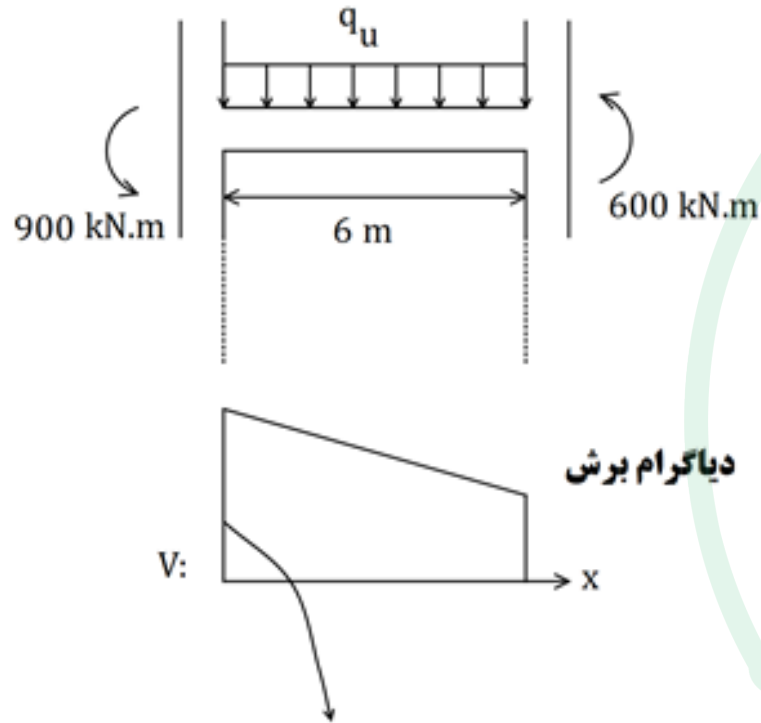
(4) 300KN

سبزسازه

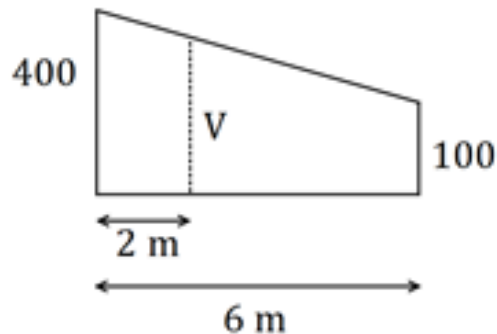


پاسخ ۳۰

تیر بتن آرمه، شکل پذیری زیاد دارد. پس برای محاسبه برش طراحی از بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ استفاده می کنیم:



$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{q_u l_n}{2} = 150 \text{ kN (طبق صورت سوال)} = \frac{600 + 900}{6} \pm 150 = 250 \pm 150 \rightarrow \begin{cases} 400 \text{ kN} \\ 100 \text{ kN} \end{cases}$$



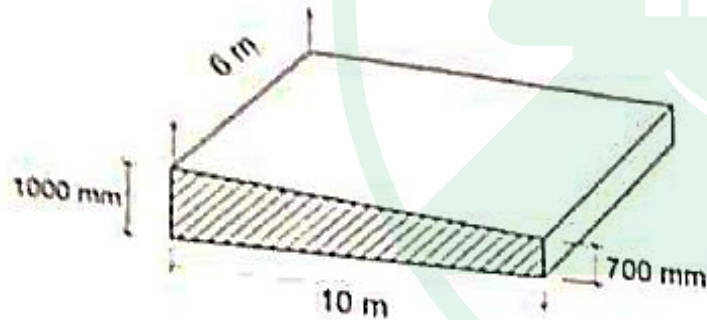
$$\therefore \frac{400-100}{6-0} = \frac{400-V}{2-0} \rightarrow V = 300 \text{ kN}$$

پاسخ: گزینه ۴



سوال ۳۱

در دال شالوده‌ای بتنی با ضخامت متغیر در یک جهت، مطابق شکل زیر، حداقل آرماتور کششی حرارت و جمع‌شدگی در کل مقطع در هر یک از جهات به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (کمترین مقدار قابل قبول مدنظر است. نوع آرماتور S400 و نوع بتن C30 فرض شود).



- (1) 850 میلی‌متر مربع بر متر طول
- (2) 1500 میلی‌متر مربع بر متر طول
- (3) 2500 میلی‌متر مربع بر متر طول
- (4) 3000 میلی‌متر مربع بر متر طول

سبزسازه



پاسخ ۳۱

طبق بند ۳-۴-۱۹-۹:

۳-۴-۱۹-۹ نسبت سطح مقطع آرماتور آجدار حرارتی و جمع شدگی به سطح مقطع ناخالص بتن، باید بزرگتر یا مساوی ۰/۰۰۱۸ در نظر گرفته شود.

در نتیجه در هر متر طول، مقدار آرماتور حرارت و جمع شدگی برابر است با:

$$A_{s \min} = 0.0018A_g = 0.0018 \times 1000 \times \frac{700 + 1000}{2} = 1530 \text{ mm}^2$$

پاسخ: گزینه ۲

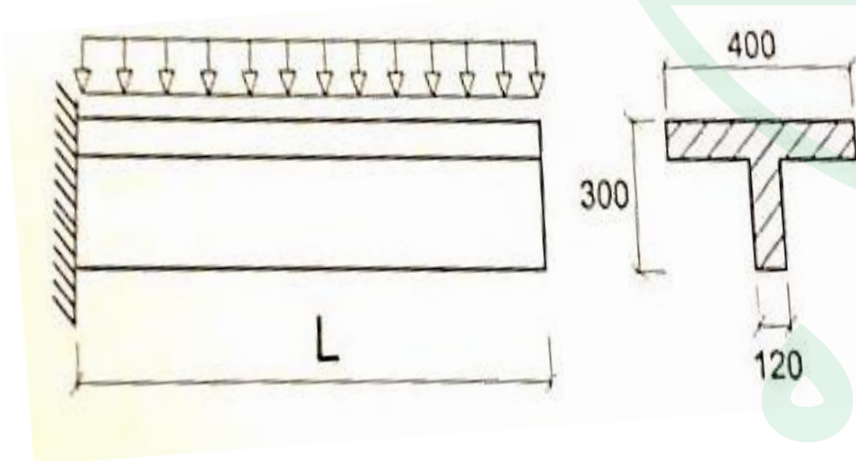
سبزسازه



سوال ۳۲

در تیر طره بتنی با مقطع T، مطابق شکل زیر، حداقل مقدار آرماتور کششی ناشی از خمش در تکیه‌گاه چقدر است؟ (نوع بتن C30 و نوع آرماتور S400 و ارتفاع مؤثر مقطع 275 میلی‌متر فرض شود، اندازه‌ها در شکل به میلی‌متر است).

- (1) 220 میلی‌متر مربع یا 1.33 برابر آرماتور کششی لازم ناشی از خمش، هر کدام کمتر است.
- (2) 115.5 میلی‌متر مربع یا 1.33 برابر آرماتور کششی لازم ناشی از خمش، هر کدام کمتر است.
- (3) 385 میلی‌متر مربع یا 1.33 برابر آرماتور کششی لازم ناشی از خمش، هر کدام کمتر است.
- (4) 231 میلی‌متر مربع یا 1.33 برابر آرماتور کششی لازم ناشی از خمش، هر کدام کمتر است.



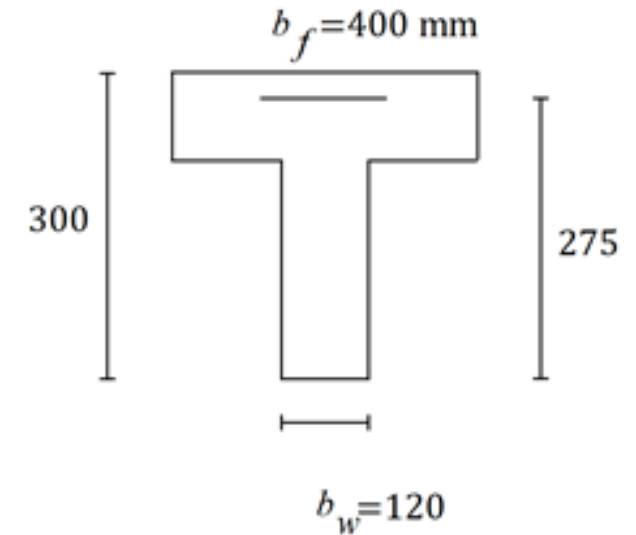
پاسخ ۳۲

حداقل مقدار آرماتور کششی از بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ به دست می آید:

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b_e d = \max \left\{ \frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \right\} * \min \{ 2b_w, b_f \} * d$$

$$\rightarrow A_{s \min} = \max \left\{ \frac{1.4}{400}, \frac{0.25 \sqrt{30}}{400} \right\} * \frac{\min \{ 2 * 120, 400 \}}{240} * 275 = 231 \text{ mm}^2$$

0.0035



که مطابق بند ۹-۱۱-۵-۱-۳ و اصلاحیه آن، حداقل باید 1.33 برابر فولاد محاسباتی در مقطع قرار داشته باشند، یعنی:

$$A_{s \min} = \min \left\{ 231 \text{ mm}^2, 1.33 \begin{matrix} A_s \\ \text{محاسباتی} \end{matrix} \right\}$$

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



دال بتن مسلح یک طرفه با تکیه‌گاه‌های ساده و به ضخامت 200 میلی‌متر از بتن رده C25 ساخته شده است، علاوه بر بار ناشی از وزن، حدوداً به ازای چه میزان بار گسترده یکنواخت اضافی بر روی دال برحسب kN / m^2 ، مقطع از نظر خمش ترک‌خورده محسوب می‌شود؟ (دهانه مؤثر تیر 4 متر بوده و از بتن معمولی استفاده شده است. همچنین مقدار مدول گسیختگی بتن را برابر 3 مگاپاسکال در نظر بگیرید).

- (1) 10
- (2) 5
- (3) 3
- (4) 2

سبزسازه



۹-۳-۱ 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.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

(۹-۱۹-۱)

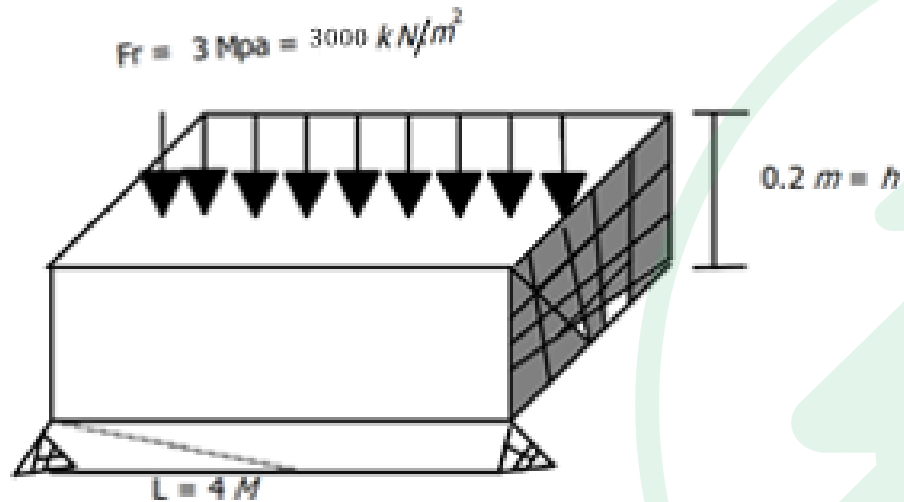
سبزسازه



این محاسبات را برای نواری به عرض b از دال انجام می‌دهیم.

وزن مخصوص بتن معمولی را با توجه به بند ۹-۳-۲-۱ $\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$ در نظر می‌گیریم.

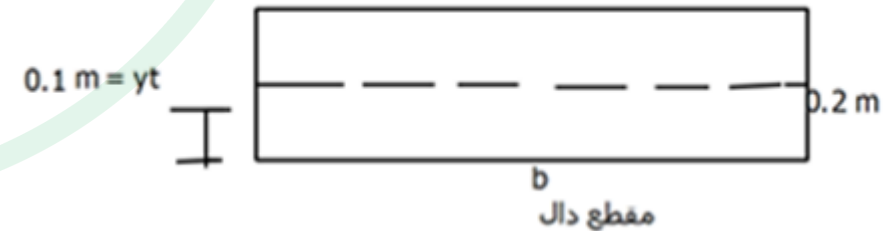
از رابطه ۹-۱۹-۱ برای ترک‌خوردگی استفاده می‌کنیم. باری به بزرگی q نیز به دال وارد می‌شود:



$$w = (23 \times 0.2 + q) \times b \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \rightarrow \frac{w L^2}{8} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

$$\frac{(23 \times 0.2 + q) \times b \times 4^2}{8} = \frac{3000 \times \frac{b(0.2)^3}{12}}{0.1} \rightarrow q = 5.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

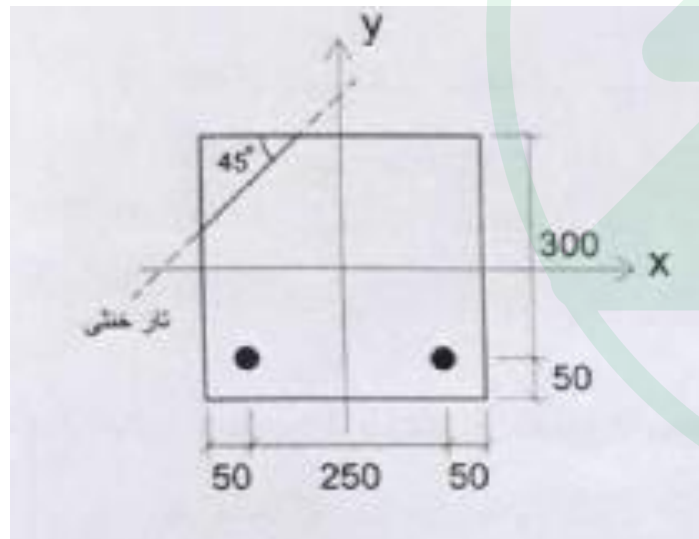


پاسخ: گزینه ۲



سوال ۳۴

اگر تیر بتن مسلح شکل زیر با بتن درجا از بتن رده C40 و فولاد رده S400 تحت اثر خمش دو محوره قرار بگیرد به طوری که محور خنشی به موازات قطر مقطع باشد، مقدار مؤلفه‌های لنگر خمشی مقاوم، حول محور X و حول محور Y به ترتیب برحسب $\text{kN} \cdot \text{m}$ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (قطر آرماتورها برابر 20 میلی‌متر بوده و اندازه‌ها در شکل به میلی‌متر است).



(1) 17,44

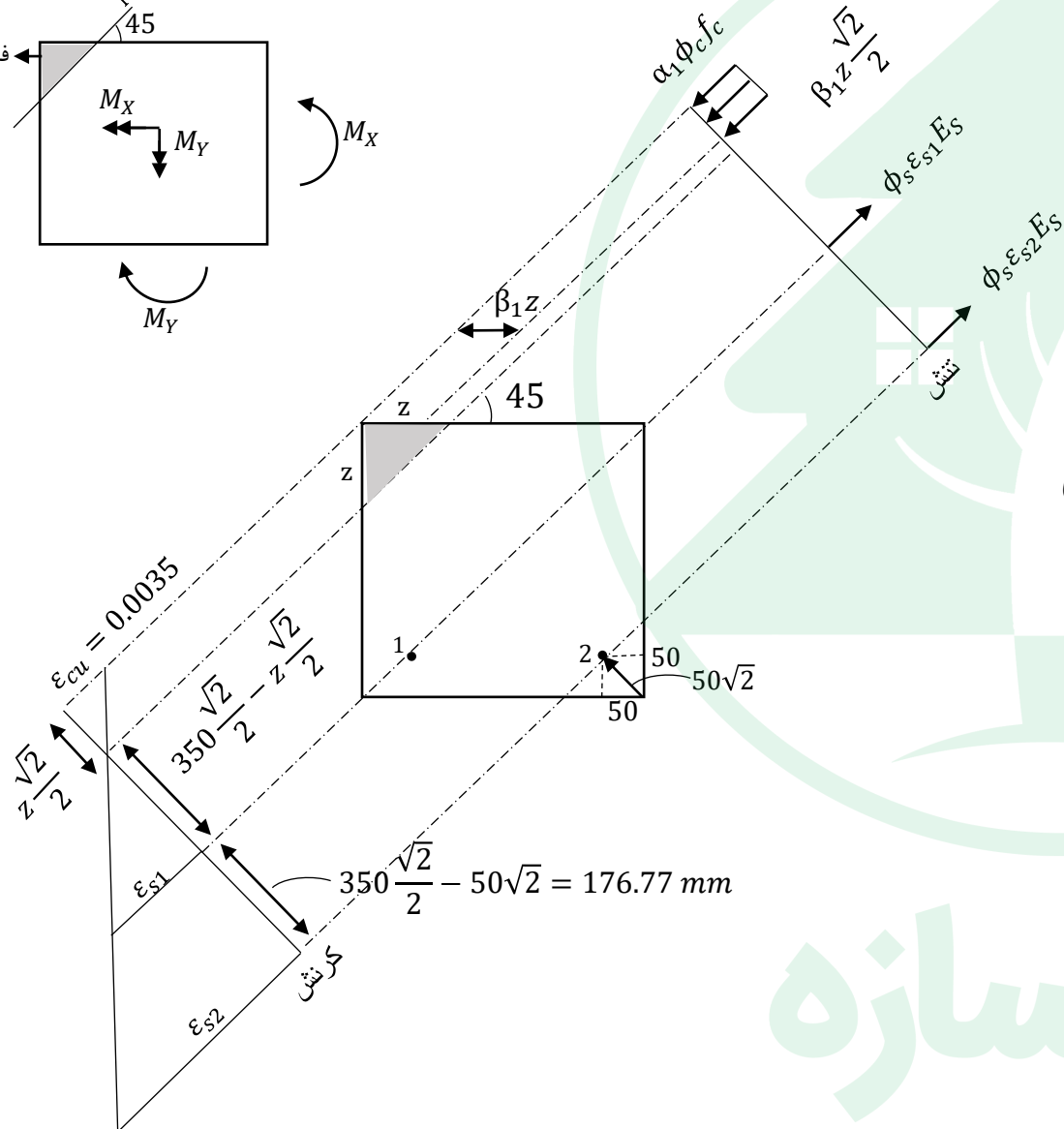
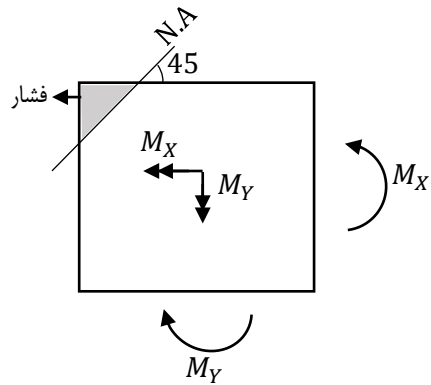
(2) 34,34

(3) 30,59

(4) 41,35

سبzsازه





با توجه به محور خنثی ترسیم شده، جهت لنگرهای M_x و M_y مطابق شکل زیر است (گوشه بالا سمت چپ، تحت فشار است).

$$C40 : \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (f_c - 28) = 0.76 \geq 0.65$$

$$\alpha_1 = 0.85$$

کافی است با نوشتن معادلات تعادل و تشابه مقدار Z را محاسبه کنیم. سپس می‌توانیم لنگر خمشی مقاوم دو محوره را به دست آوریم:

سبزسازه



$$\text{تشابه: } \frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{350 \frac{\sqrt{2}}{2} - z \frac{\sqrt{2}}{2}}{z \frac{\sqrt{2}}{2}} \rightarrow \varepsilon_{s1} = 0.003 \left(\frac{350}{z} - 1 \right)$$

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{350 \frac{\sqrt{2}}{2} - 50\sqrt{2} + 350 \frac{\sqrt{2}}{2} - z \frac{\sqrt{2}}{2}}{z \frac{\sqrt{2}}{2}} \rightarrow \varepsilon_{s2} = 0.003 \left(\frac{600}{z} - 1 \right)$$

فرض کنید تمام آرماتورها به تسلیم رسیده باشند:

$$\sum F = 0 \rightarrow f_y A_{s1} + f_y A_{s2} = 0.85 f_c \left(\frac{1}{2} (\beta_1 z)^2 \right)$$

$$\rightarrow 400 \times (\pi 10^2 + \pi 10^2) = 0.85 \times 40 \times \left(\frac{1}{2} \times 0.76^2 \times z^2 \right) \Rightarrow \mathbf{Z = 159.98 \text{ mm}}$$

ادامه دارد

سبزسازه



کنترل تسلیم آرماتورها:

$$\varepsilon_{s1} = 0.003 \left(\frac{350}{159.98} - 1 \right) = 0.00356 > \varepsilon_y = 0.002 \Rightarrow \text{تسلیم شده} \rightarrow f_s = f_y \quad (s400)$$

$$\varepsilon_{s2} = 0.003 \left(\frac{600}{z} - 1 \right) = 0.003 \left(\frac{600}{159.98} - 1 \right) = 0.00825 > 0.003 + \varepsilon_{ty}$$

پس هم آرماتور ۱ و هم آرماتور ۲ به تسلیم رسیده‌اند و فرض اولیه ما درست بوده است و همچنین مقطع کشش کنترل است.

سبزسازه



با توجه به اینکه مرکز سطح مثلث، $\frac{1}{3}$ ارتفاع است، از این نکته برای محاسبه لنگر خمشی مقاوم استفاده می کنیم:

$$a = \beta_1 z = 0.76 * 159.98 = 121.585 \text{ mm}$$

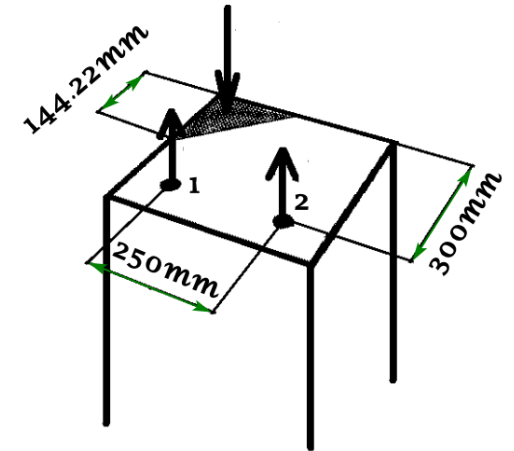
$$M_x = \phi \left(f_y A_{s1} \left(300 - \frac{a}{3} \right) + f_y A_{s2} \left(300 - \frac{a}{3} \right) \right) = 0.9 \times 400 \times (\pi 10^2 + \pi 10^2) \left(300 - \frac{121.585}{3} \right)$$

$$\rightarrow M_x = 58.7 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \phi \left(f_y A_{s1} \left(50 - \frac{a}{3} \right) + f_y A_{s2} \left(300 - \frac{a}{3} \right) \right)$$

$$= 0.9 \times 400 \times \pi 10^2 \left(50 - \frac{121.585}{3} \right) + 0.9 \times 400 \times \pi 10^2 \left(300 - \frac{121.585}{3} \right)$$

$$\rightarrow M_y = 30.42 \text{ KN.m}$$



پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



در تیر بتن مسلح از بتن درجا با تکیه‌گاه‌های ساده و بدون لحاظ میلگردهای ناحیه فشاری و با نیروی محوری ناچیز، در صورتی که رده بتن C25 و رده فولاد S400 باشد. حداکثر نسبت سطح مقطع میلگرد کششی به سطح مقطع مؤثر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

(1) 0.021

(2) 0.017

(3) 0.024

(4) 0.022

سبزسازه



۳-۲-۱۱-۹ تیرهای با نیروی محوری $P_u < 0.10 f'_c A_g$ ، باید به صورت کشش-کنترل منطبق با بند ۲-۴-۷-۹ طراحی شوند. بر این اساس می‌توان حداکثر آرماتور کششی مجاز را تعیین نمود.

۲-۴-۷-۹ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع کشش-کنترل تلقی میشوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن، ϵ_{cu} ، به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ϵ_f ، بزرگ‌تر یا مساوی $\epsilon_{fy} + 0.003$ باشد. ϵ_{fy} کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است؛ و برای میلگردهای آجدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته‌ی فولاد تعیین می‌شود.



$$C25: \beta_1 = 0.85 \quad S400: \varepsilon_{ty} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 0.002$$

$$\rho_{max} = 0.85 \left(\frac{f_c}{f_y} \right) * \beta_1 * \left(\frac{0.003}{0.006 + \varepsilon_{ty}} \right) = 0.85 \times \frac{25}{400} \times 0.85 \times \frac{0.003}{0.006 + 0.002} = 0.0169$$

$$\rightarrow \rho_{max} = 0.0169$$

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



سوال ۳۶

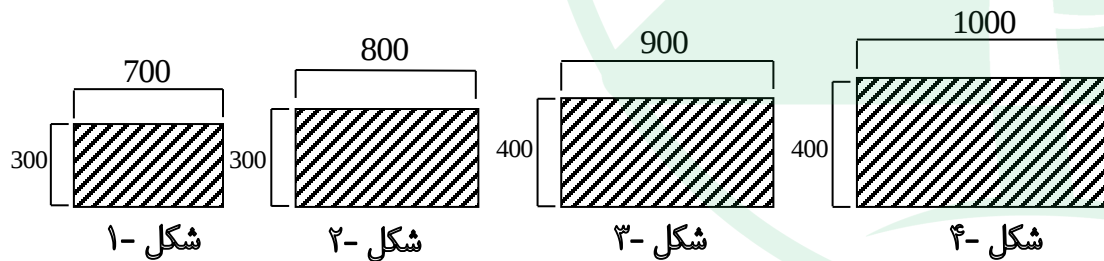
برای طراحی یک ستون بتنی به طول آزاد 4 متر در قاب خمشی ویژه که بار محوری فشاری آن در همه گزینه‌ها بیش از 30 درصد سهم بتن از حداکثر نیروی محوری مقاوم مقطع است. کدام یک از مقاطع زیر را نمی‌توان استفاده نمود؟ (در شکل اندازه‌ها به میلی‌متر است).

(1) شکل ۴-

(2) شکل ۱-

(3) شکل ۲-

(4) شکل ۳-



سبزسازه



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

۹-۲۰-۶-۳-۱ محدودیت‌های هندسی

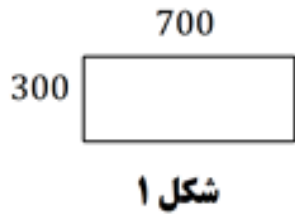
۹-۲۰-۶-۳-۱-۱ در ستونها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- کوچکترین بعد مقطع که در امتداد هر خط مستقیم گذرنده از مرکز هندسی مقطع تعیین میشود، نباید از ۳۰۰ میلی متر کمتر باشد.

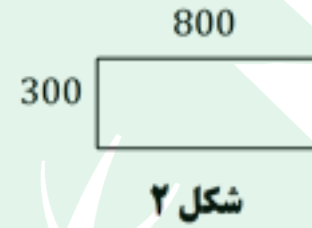
ب- نسبت کوچکترین بعد مقطع به بعد عمود بر آن نباید از $0/4$ کمتر باشد.

سبزسازه

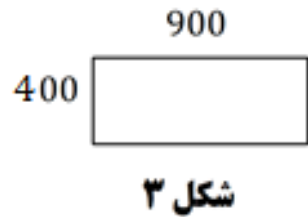




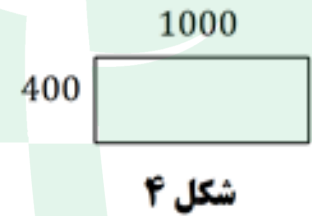
$$\frac{300}{700} = 0.43 \geq 0.4 \text{ Ok}$$



$$\frac{300}{800} = 0.375 < 0.4 \text{ Not Ok}$$



$$\frac{400}{900} = 0.44 \geq 0.4 \text{ Ok}$$



$$\frac{400}{1000} = 0.4 \geq 0.4 \text{ Ok}$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



سوال ۳۷

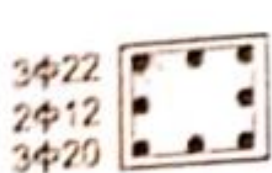
در یک مقطع از یک تیر بتنی لازم است میلگردهای خمشی (A_s) و میلگردهای طولی پیچشی (A_l) تامین شود. کدام یک از آرماتورگذاری‌های زیر جوابگوی نیاز مقطع می‌باشد؟ (پوشش بتن بر روی آرماتورهای طولی برای 60 میلی‌متر بوده و در شکل ابعاد به میلی‌متر است).

(1) شکل ۱-

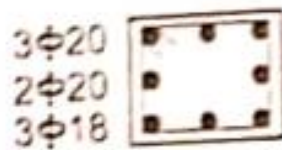
(2) شکل ۲-

(3) شکل ۳-

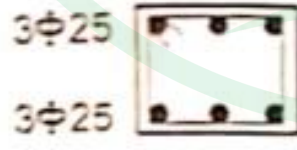
(4) شکل ۴-



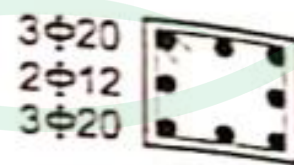
شکل ۱-



شکل ۲-



شکل ۳-



شکل ۴-

سبزسازه



۹-۱۱-۶-۴ آرماتورهای پیچشی طولی

۹-۱۱-۶-۴-۱ اگر آرماتور پیچشی مورد نیاز باشند، آرماتورهای طولی پیچشی باید پیرامون مقطع در داخل محیط خاموت بسته و یا دورگیر به طور یک نواخت توزیع شوند. فاصله‌ی این آرماتورها از یک دیگر نباید بیش‌تر از ۳۰۰ میلی متر باشد. لازم است در هر گوشه‌ی خاموت بسته‌ی پیچشی حداقل یک آرماتور پیچشی طولی قرار داده شود. آرماتورهای پیچشی طولی باید قطری معادل ۰/۰۴۲ برابر فاصله‌ی خاموت‌ها، $0.042s$ ، ولی نه کم‌تر از ۱۰ میلی متر داشته باشند.

سبزسازه



پاسخ ۳۷

مطابق بند ۹-۱۱-۶-۴ آرماتورهای پیچشی مورد نیاز باید دور تا دور مقطع به طور یکنواخت پخش شوند همچنین فاصله این آرماتورهای پیچشی نباید بیش از 300 میلی متر باشد.

در شکل ۳ فاصله بین سفره بالا و پایین بیش از 300 mm است که مورد قبول نیست پس حتماً باید از مقطع با ۳ سفره آرماتور استفاده کنیم.

$$\frac{500 - 60 - 60 - 25}{1} = 355$$

یک راه معقول برای پخش یکنواخت آرماتورهای پیچشی این است که به نسبت مساوی بین ۳ سفره در این مقطع توزیع شوند (هر سفره $\frac{1}{3} A_l$)

$$\left. \begin{aligned} \text{سفره بالا } A_s &= 900 + \frac{1}{3}(600) = 1100 \text{ mm}^2 \rightarrow 3\phi 22 = 1140 \text{ mm}^2 \\ \text{سفره وسط } A_s &= \frac{1}{3}(600) = 200 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\phi 12 = 226 \text{ mm}^2 \\ \text{سفره پایین } A_s &= 700 + \frac{1}{3}(600) = 900 \text{ mm}^2 \rightarrow 3\phi 20 = 942 \text{ mm}^2 \end{aligned} \right\}$$

پاسخ: گزینه ۱ (شکل ۱)

در سایر شکل ها (شکل ۲ و ۴) به خوبی می توانید متوجه شوید که توزیع آرماتورهای پیچشی، غیر یکنواخت است. در شکل ۲، تمام آرماتور پیچشی لازم، در وسط مقطع قرار دارد و در شکل ۴ نیز، سفره بالا، مساحت کافی ندارد: $3\phi 20 = 942 < 1140$



سوال ۳۸

در یک تیر بتنی پیش کشیده، ضریب ارتجاعی آرماتورهای پیش تنیدگی برابر 203 Gpa و مقاومت نهایی تضمین شده آنها برابر 1600 MPa می باشد و فولاد پیش تنیدگی با وادادگی کم می باشد. در زمان جگ زدن آرماتورها به میزان 0.75 مقاومت نهایی خودشان، تحت اثر کشش قرار می گیرند. در صورتی که تنش ناشی از نیروی پیش تنیدگی اولیه در مرکز ثقل مقطع عضو برابر 15.4 Mpa باشد، مقدار اتلاف ناشی از وادادگی فولاد پیش تنیدگی بعد از 48 ساعت از زمان کشیدن فولاد برحسب مگاپاسکال به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (ضریب ارتجاعی کوتاه مدت بتن 19.5 Gpa است و از اتلاف ناشی از اصطکاک بین کابل و غلاف و همچنین افت کششی در محل گیره صرف نظر می شود).

- (1) 3.9
- (2) 9.0
- (3) 17.4
- (4) 40.3

با ویرایش جدید آیین نامه قابل پاسخگویی نیست.

سبزسازه



یک دیوار باربر بتن آرمه درجا دارای ضخامت 200 میلی‌متر و طول 4 متر بوده و فاصله قائم آزاد بین دو تکیه‌گاه بالا و پایین دیوار برابر 3.6 متر است. از چرخش دیوار در بالا و پایین آن جلوگیری شده و دیوار در مقابل حرکت جانبی مهار شده است. مقاومت محاسباتی نهایی مقطع در برابر بار محوری با استفاده از رابطه تجربی و با فرض اینکه دیوار فقط تحت اثر بار محوری فشاری باشد، برحسب kN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقاومت فشاری مشخصه بتن 25MPa می‌باشد).

(1) 4360

(2) 4900

(3) 5360

(4) 5700

سبزسازه



۹-۱۳-۵-۲-۳ در دیوارهای با مقطع مستطیل توپر که در آنها برون محوری برآیند بارهای ضریب دار، کم تر از یک ششم ضخامت دیوار است، می توان مقاومت محوری اسمی مقطع، P_n ، را با استفاده از رابطه ی تجربی زیر تعیین نمود.

$$P_n = 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (۹-۱۳-۱)$$

در این رابطه، k ضریب طول موثر دیوار در جهت خارج از صفحه است که باید به شرح زیر تعیین شود.

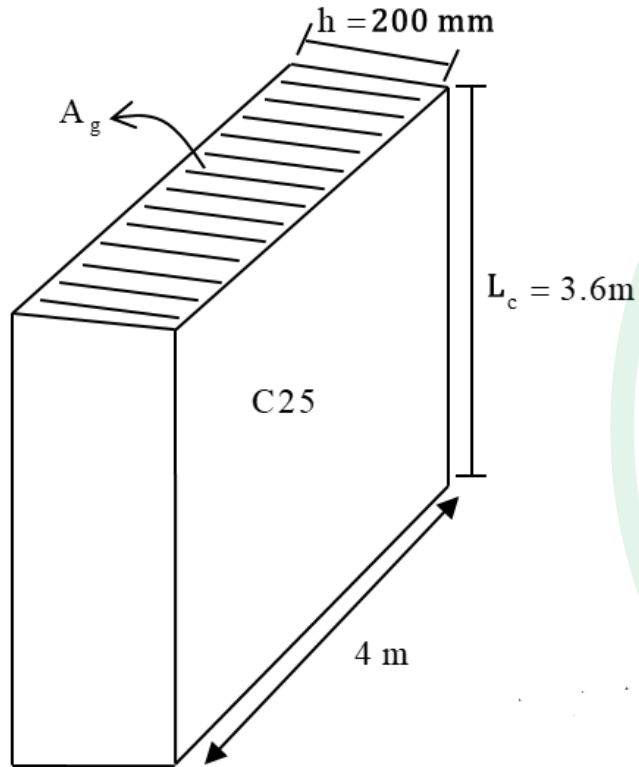
الف- در دیوارهای مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آنها از چرخش حول یک یا هر دو انتها جلوگیری شده باشد: $k=0/8$

ب- در دیوارهای مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آنها از چرخش حول دو انتها (بالا و پایین دیوار) جلوگیری نشده باشد: $k=1/0$

پ- در دیوارهای مهار نشده در مقابل حرکت جانبی: $k=2/0$

۹-۱۳-۵-۲-۴ ضریب ϕ که در P_n ضرب می شود، باید برای مقاطع فشار-کنترل از جدول ۹-۷-۲ تعیین شود.





طبق بند ۹-۱۳-۵-۲-۳ مقاومت مقطع در برابر بار محوری محاسبه می‌شود.

* دیوار مهارشده است و از چرخش دیوار در بالا و پایین جلوگیری به عمل آمده است $k = 0.8$

$$N_r = \phi 0.55 f_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]$$

$$\rightarrow N_r = 0.65 \times 0.55 \times 25 \times (200 \times 4000) \left[1 - \left(\frac{0.8 \times 3600}{32 \times 200} \right)^2 \right] \times 10^{-3} = 5702 \text{ KN}$$

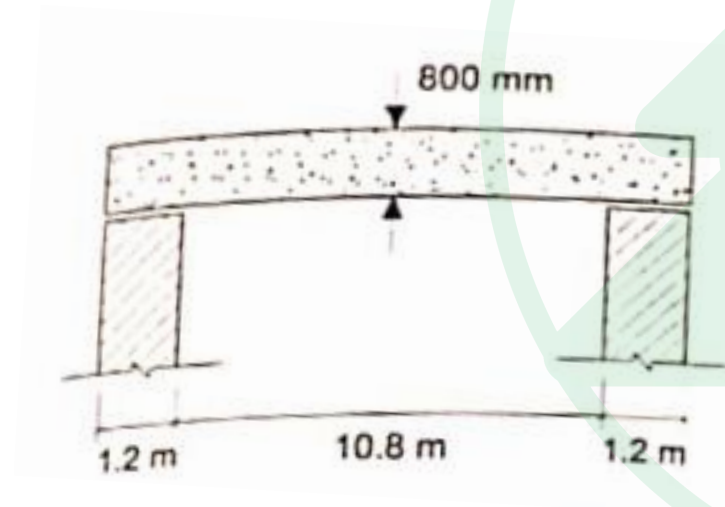
پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



سوال ۴۰

یک تیر بتن آرمه با مقطع 350×800 mm مطابق شکل به صورت ساده روی دو تکیه گاه قرار دارد. طول دهانه مؤثر تیر بر حسب متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



(1) 10.8

(2) 11.6

(3) 12

(4) 13.2

سبزسازه



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

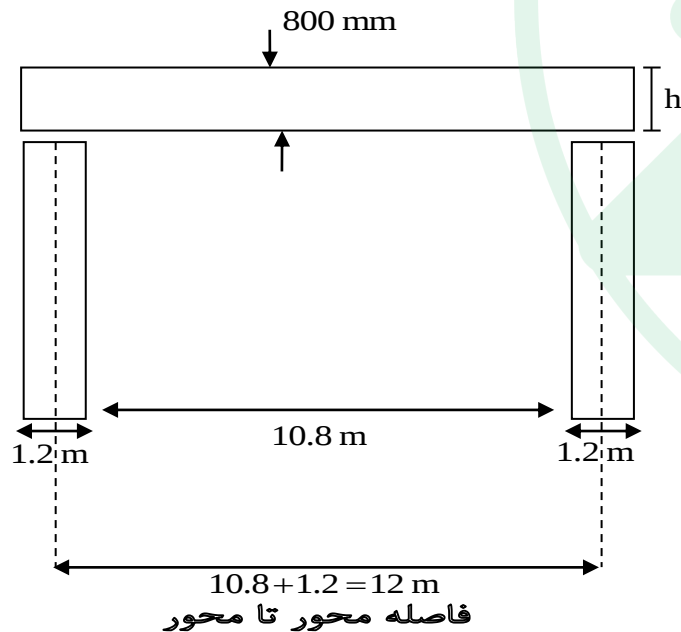
الف- طول دهانه‌ی موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود پیوسته نباشد، باید معادل فاصله‌ی محور تا محور تکیه گاه‌ها، یا طول آزاد دهانه به اضافه‌ی ارتفاع عضو، هر کدام که کوچک‌تر است، در نظر گرفته شود.

سبزسازه



مطابق بند ۹-۶-۳-۲-۱-الف برای اعضای غیریکپارچه با تکیه‌گاه، طول دهانه موثر، مینیمم فاصله محور تا محور تکیه‌گاه و طول آزاد به علاوه ارتفاع عضو است:

$$l = \min\{10.8 + 0.8, 12\} = 11.6m$$



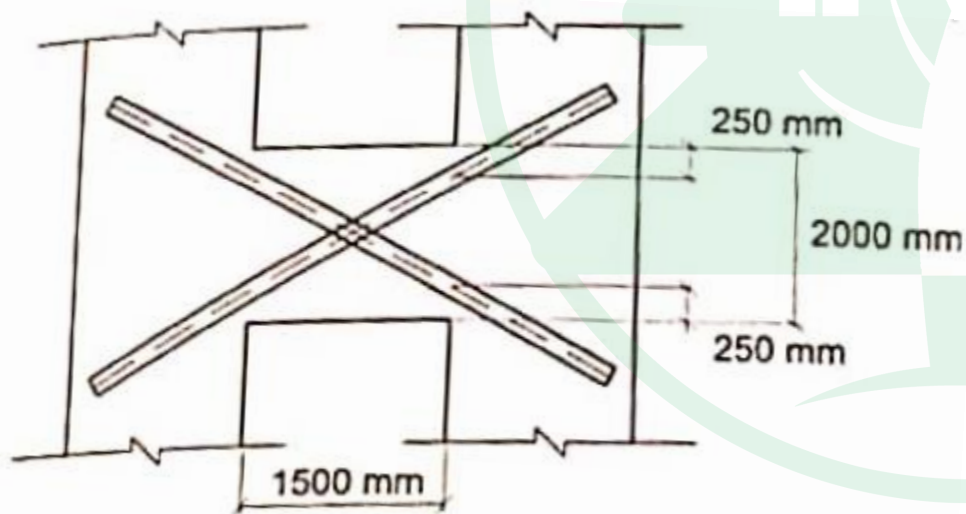
پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



سوال ۴۱

تحلیل سازه نشان می‌دهد که لنگر خمشی نهایی (M_u) در دو انتهای تیر همبند نشان داده شده در شکل برابر 700 kN.M است. حداقل مساحت مقطع میلگردهای قطری موردنیاز (در هر قطر) به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (سازه با شکل‌پذیری زیاد فرض شده و رده بتن C25، نوع میلگرد S400 و عرض تیر همبند 250 میلی‌متر است. (اثر بارهای ثقلی در تحلیل بسیار ناچیز فرض شود).



(1) 2500 mm^2

(2) 1000 mm^2

(3) 1500 mm^2

(4) 2000 mm^2

سبزسازه



۹-۲۰-۷-۵-۲ در تیرهای همبند که در آنها نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع، کوچک‌تر از ۲ بوده ($\frac{l_n}{h} < 2$) و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ می‌باشد، باید از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که نسبت به مرکز تیر متقارن می‌باشند، استفاده گردد. در صورتی که با حذف سختی و مقاومت جانبی تیرهای همبند، توانایی باربری قائم آنها، امکان خروج اضطراری از ساختمان، و یا انسجام اجزای غیر سازه‌ای و اتصالات آنها به سازه حفظ گردند، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

سبزسازه



۹-۲۰-۷-۴ در تیرهای همبندی که با دو گروه آرماتورهای متقاطع و متقارن نسبت به مرکز تیر، تقویت شده‌اند، باید دو بند (الف) و (ب) و یکی از بندهای (پ) یا (ت) را رعایت نمود؛ در این حالت نیازی به رعایت بند ۹-۱۱-۸ نمی‌باشد.

الف - V_n از رابطه‌ی زیر محاسبه گردد:

$$V_n = 2A_{va}f_y \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (۹-۲۰-۱۳)$$

در رابطه‌ی فوق، α زاویه‌ی بین آرماتورهای قطری و محور طولی تیر همبند می‌باشد.

ت- در اتصالات تیر- ستون قاب‌های خمشی ویژه و نیز در تیرهای همبندی که با فولاد گذاری قطری مسلح شده‌اند، در برش $\phi = 0.85$ منظور می‌شود.

سبزسازه

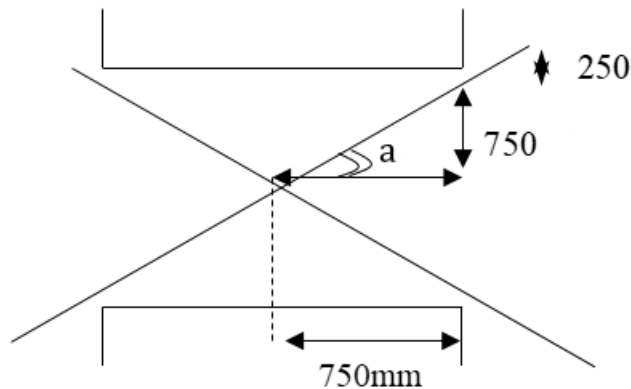


پاسخ ۴۱ طبق بند ۹-۲۰-۷-۵-۲:

$$V_u = \frac{Mpr_1 + Mpr_2}{l_n} + \frac{q_u l_n}{2} = \frac{700 + 700}{1.5} + 0 = 933.34 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_n}{h} = \frac{1500}{2000} = 0.75 < 2 \\ 0.33\lambda\sqrt{f_c}A_{cw} = 0.33 * 1 * \sqrt{25} * 250 * 2000 = 825 \leq V_u = 933.34 \text{ KN} \end{array} \right.$$

→ آرماتور قطری مورد نیاز است.



$$\rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{750}{750} = 45^\circ$$

طبق بند ۹-۲۰-۷-۵-۴:

$$A_{vd} = \frac{V_u}{\phi * 2 * f_y * \sin \alpha} = \frac{933333}{0.85 * 2 * 400 * \sin 45} = 1941 \text{ mm}^2$$

پاسخ: گزینه ۴



سوال ۴۲

تحلیل الاستیک مرتبه اول یک قاب دوبعدی بتن آرمه مهارشده در تمام طبقات، نشان می‌دهد که در یک ستون با مقطع مربع به طول ضلع 600 mm، بار محوری نهایی به $N_u = 3850 \text{ kN}$ و لنگر نهایی در یک انتها برابر $M_u = 64 \text{ kN.m}$ و در انتهای دیگر برابر $M_u = 46 \text{ kN.m}$ می‌باشد. اگر ضریب تشدید متعلق به انحناء قطعه برابر $\delta_b = 1.42$ محاسبه شده باشد، بزرگ‌ترین لنگر خمشی نهایی تشدیدشده در دو انتهای ستون به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

(1) 180 kN.m

(2) 65 kN.m

(3) 90 kN.m

(4) 155 kN.m

سبزسازه



با توجه به مهار شده بودن قاب دو بعدی، برای تشدید لنگر از بند ۹-۶-۵-۴-۳ استفاده می‌شود.

اما قبل آن، توجه داشته باشیم که طبق بند ۹-۶-۵-۴-۳ آیا حداقل لنگر خمشی ناشی از حداقل خروج از مرکزیت رعایت شده یا نه:

$$e_{min} = 15 + 0.03 h = 15 + 0.03 (600) = 33 \text{ mm}$$

$$M_{2min} = N_u e_{min} = 3850 \times 0.033 = 127.05 \text{ KN.m} > M_2 = 64 \text{ KN.m}$$

همانطور که مشاهده می‌کنید حداقل لنگر خمشی رعایت نشده است. فلذا حداقل لنگر خمشی را باید مدنظر قرار دهیم:

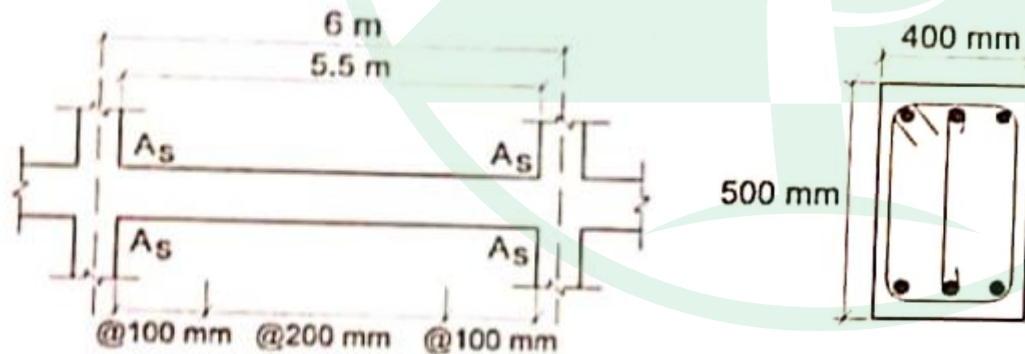
صورت سوال $\delta_b = 1.42$ را داده است. اکنون بزرگترین لنگر خمشی تشدید شده که ناشی از حداقل لنگر خمشی (محاسبه شده در بالا) است، به دست می‌آید:

$$M_c = \delta_b M_2 = 1.42 \times 127.05 = 180.4 \text{ KN.m}$$



سوال ۴۳ این سوال قابلیت اعتراض دارد

در یکی از تیرهای یک سازه بتن آرمه با شکل پذیری زیاد، فاصله میلگردهای عرضی در نزدیک تکیه گاه‌ها برابر 100mm و در وسط دهانه برابر 200 mm است، میلگردهای عرضی از یک خاموت بسته و یک رکابی، هر دو از میلگرد به قطر 10 mm تشکیل شده‌اند. مساحت میلگردهای طولی بالا و پایین در هر دو تکیه گاه برابر با A_s فرض می‌شوند. چنانچه این تیر فرعی بوده و از وزن و اثر بارهای ثقلی در آن صرف نظر شود، حداکثر لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع در تکیه گاه‌ها به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (رده بتن C25، نوع میلگردهای طولی و عرضی S400 و عمق مؤثر مقطع برابر 430 mm فرض می‌شود. همچنین فرض کنید نیروی محوری تیر ناچیز است. (کنترل‌های آیین‌نامه‌ای در طرح برشی مدنظر نبوده است).



- 474 kN.m (1)
- 947 kN.m (2)
- 781 kN.m (3)
- 1255 kN.m (4)

سبزه سازه



۹-۲۰-۶-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ نیروی برشی طراحی تیرها، V_e ، باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم ضریب‌دار وارد بر تیر و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی تیر با فرض آن که در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr} ، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در تیر، بیش‌ترین مقدار باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۴-۲ در مواردی که هر دو شرط (الف) و (ب) زیر برقرار باشند، طراحی آرماتورهای عرضی در مناطق بحرانی بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۱، باید با فرض V_e برابر با صفر انجام شود:

الف- بخش لرزه‌ای برش محاسبه شده بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۱، بزرگ‌تر یا مساوی نصف مقاومت برشی حداکثر در مناطق بحرانی باشد.

ب- بار محوری فشاری ضریب‌دار، P_u ، که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f'_c$ کم‌تر باشد.



۹-۲۰-۶-۲-۲ آرماتورهای طولی

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 میلی متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول پیش بینی شوند.

۹-۱۱-۲-۳ تیرهای با نیروی محوری $P_u < 0.10 f'_c A_g$ ، باید به صورت کشش-کنترل منطبق با بند ۹-۷-۴-۲ طراحی شوند. بر این اساس می‌توان حداکثر آرماتور کششی مجاز را تعیین نمود.

سبزسازه



۹-۷-۴-۲ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع کشش-کنترل تلقی میشوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن، ϵ_{cu} ، به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ϵ_f ، بزرگ‌تر یا مساوی $\epsilon_{fy} + 0.003$ باشد. کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است؛ و برای میلگردهای آجدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته‌ی فولاد تعیین می‌شود.

سبزسازه



با دو معیار حداکثر مقدار لنگر خمشی مقاوم محتمل را تعیین می‌کنیم، معیار اول کفایت برشی مقطع در برابر برش موضوع بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ و معیار دوم حداکثر مقدار لنگر خمشی مقاوم محتمل ناشی از حداکثر مقدار آرماتور در تیر:
طبق بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ و با توجه به این که از اثر بارهای ثقیلی چشم پوشی شده، برش موجود در طول تیر برابر است با:

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{q_u \times L_n}{2} = \frac{2M_{pr}}{l_n} = \frac{2M_{pr}}{5500}$$

حال با کنترل کفایت برشی تیر در برابر این برش، مقدار لنگر خمشی مقاوم محتمل را بدست می‌آوریم، با توجه به بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۲ در مناطق بحرانی از برش مقاوم بتن صرف نظر می‌کنیم، در نتیجه:

$$V_u \leq \phi V_s \rightarrow \frac{2M_{pr}}{5500} \leq \phi A_{sv} f_{yv} \frac{d}{s_n} \rightarrow \frac{2M_{pr}}{5500} \leq 0.75 \times (3\pi 5^2) \times 400 \times \frac{430}{100} \rightarrow M_{pr1} \leq 835.86 \text{ KN.m}$$

از کنترل کفایت برشی نواحی میانی تیر که در آنها برش مقاوم بتن را نیز لحاظ می‌کنیم، داریم:

$$V_u \leq \phi (V_s + V_c) \rightarrow \frac{2M_{pr}}{5500} \leq \phi \left(A_{sv} f_{yv} \frac{d}{s_n} + 0.17 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \right) \\ \rightarrow \frac{2M_{pr}}{5500} \leq 0.75 \times \left((3\pi 5^2) \times 400 \times \frac{430}{200} + 0.17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 400 \times 430 \right) \rightarrow M_{pr2} \leq 719.46 \text{ KN.m}$$



از معیار دوم ابتدا میلگرد حداکثر تیر را حساب می کنیم، میلگرد حداکثر مینیمم مقدار فولاد بدست آمده با فرض کشش کنترل بودن مقطع و معیار آیین نامه ای بند ۹-۲۰-۶-۲-۱ می باشد:

$$A_{smax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.025b_w d = 0.025 * 400 * 430 = 4300 \\ \frac{0.85f_c * 0.85b}{f_y} * \frac{3}{8} d = \frac{0.85 * 25 * 0.85 * 400}{400} * \frac{3}{8} * 430 = 2912 \end{array} \right. = 2912 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1.25f_y * A_{smax}}{0.85f_c * b} = \frac{1.25 * 400 * 2912}{0.85 * 25 * 400} = 171.3 \text{ mm}$$

$$M_{pr3} = 1.25f_y * A_{smax} * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.25 * 400 * 2912 * \left(430 - \frac{171.3}{2} \right) = 501.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{pr} = \min\{M_{pr1}, M_{pr2}, M_{pr3}\} = \min\{835.86, 719.46, 501.37\} = 501.37 \text{ KN.m}$$

پاسخ: گزینه ۱



یک تیر بتن آرمه دو سر ساده به طول دهانه مؤثر 6m به عرض مقطع 400 mm و ارتفاع مقطع 500 mm، تحت اثر بار گسترده یکنواخت مرده به شدت 30 kN/m به مقدار 8.5 mm در وسط دهانه تغییر شکل آنی داده است. تغییر شکل آنی در وسط دهانه ناشی از بار زنده گسترده یکنواخت به شدت 30 kN/m در این تیر به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از نوع معمولی و از رده C25 بوده و وزن مخصوص آن برابر $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ فرض شود).

- (1) 6.4 mm
- (2) 8.5 mm
- (3) 9.2 mm
- (4) 11.3 mm

سبزسازه



۹-۳-۵ مدول گسیختگی بتن، f_r

۹-۳-۵-۱ مدول گسیختگی بتن، از رابطه‌ی (۹-۳-۱) محاسبه می شود.

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \quad (۹-۳-۱)$$

۹-۳-۶ مدول الاستیسیته‌ی بتن، E_c

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

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

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

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

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



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

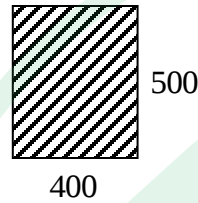
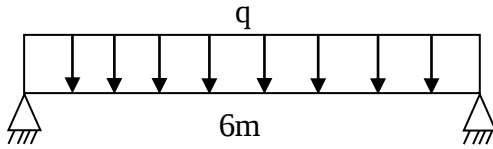
جدول ۹-۱۹-۱ ممان اینرسی مؤثر، I_e

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

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

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (۹-۱۹-۱)$$





برای محاسبه تغییر شکل آنی ناشی از بار زنده، ابتدا Δ_{D+L} را به دست آورد و سپس Δ_D را از آن کم می کنیم:

$$w_c = 25 \frac{kN}{m^3} \times \frac{10^3 N}{1 kN} \times \frac{1 Kg}{9.81 N} = 2548.4 \frac{Kg}{m^3}$$

$$E_c = 0.043 * w_c^{1.5} \sqrt{f_c} = 0.043 * 2548.4^{1.5} \sqrt{25} = 27659.2 N/mm^2$$

$$D = 30 KN/m \rightarrow \Delta_D = \frac{5 q L^4}{384 E I_e} = 8.5$$

$$\rightarrow \frac{5(30) \times 6000^4}{384 \times 27659.2 I_{e(D)}} = 8.5 \rightarrow I_{e(D)} = 2.1533 \times 10^9 mm^4$$

حال باید I_{cr} را به دست آوریم:

$$I_{e(D)} = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2M_{cr}}{3}}{M_{a(D)}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} = 2.1533 \times 10^9 mm^4$$

ادامه دارد



$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad , \quad M_a = \frac{q_D l^2}{8}$$

$$I_g = \frac{1}{12} (400)(500)^3 = 4.167 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{(0.62\sqrt{25}) \times 4.167 \times 10^9}{250} = 51670800 \text{ N.mm} = 51.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{a(D)} = \frac{30 \times 6^2}{8} = 135 \text{ KN.m}$$



$$I_{cr} \text{ محاسبه : } 2.1533 \times 10^9 = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{2 * 51670800}{3} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{4.167 \times 10^9} \right)} \rightarrow I_{cr} = 2.08318 \times 10^9 mm^4$$

وقتی تیر تحت D + L قرار می گیرد: $L = 30 \text{ KN/m}$

$$Ma_{D+L} = \frac{(30 + 30) \times 6^2}{8} = 270 \text{ KN.m}$$

$$I_{e(D+L)} = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{2M_{cr}}{3} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} = \frac{2.08318 \times 10^9}{1 - \left(\frac{2 * 51670800}{270 \times 10^6} \right)^2 \left(1 - \frac{2.08318 \times 10^9}{4.167 \times 10^9} \right)} = 2.1 \times 10^9 mm^4$$

$$\frac{\Delta_{D+L}}{\Delta_D} = \frac{q_{D+L}}{q_D} \times \frac{I_{e(D)}}{I_{e(D+L)}} = \frac{60}{30} \times \frac{2.1533 \times 10^9}{2.1 \times 10^9} = 2.05$$

$$\Rightarrow \Delta_{D+L} = 2.05 \times 8.5 = 17.43 \text{ mm}$$

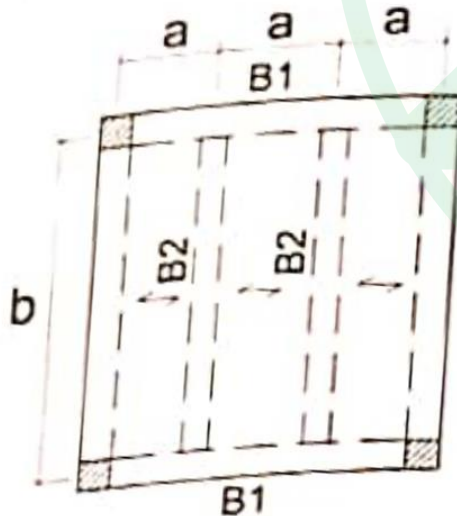
$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D = 17.43 - 8.5 = 8.93 \text{ mm}$$

پاسخ: گزینه ۳



سوال ۴۵

در شکل زیر پلان یک سازه بتن آرمه کاملاً متقارن که به صورت درجا اجرا می‌شود نشان داده شده است. عرض و ارتفاع تیرهای تیپ B1 به ترتیب 500 و 600 میلی‌متر و رده بتن مصرفی C25 فرض می‌شود. تحلیل سازه نشان می‌دهد که به ازای یکی از ترکیبات بارگذاری ثقیلی (با بارهای مرده و زنده یکنواخت روی کل سطح پلان)، لنگر خمشی نهایی منفی در تکیه گاه‌های تیرهای تیپ B2 برابر 90 kN.m و لنگر خمشی نهایی مثبت در وسط دهانه آن‌ها برابر 175 kN.m است. چنانچه در نظر باشد تیرهای B1 برای کمترین پیچش طراحی شوند. لنگر خمشی نهایی مثبت تیرهای تیپ B2 به کدام یک از گزینه‌ها نزدیک خواهد بود؟ (از اثر ابعاد مقاطع در تحلیل مسئله صرف نظر نموده و نوع بتن معمولی فرض شود).



265 kN.m (1

235 kN.m (2

210 kN.m (3

175 kN.m (4

سبزسازه



۲-۲-۶-۸-۹ پیچش ترک خوردگی، T_{cr} ، برای مقاطع توپر و تو خالی بر اساس رابطه‌های (۲۹-۸-۹) محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار، مثبت فرض شده، و برای کشش، منفی در نظر گرفته می‌شود.

- بدون حضور نیروی محوری:

$$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \quad (الف-۲۹-۸-۹)$$

- با حضور نیروی محوری:

$$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}} \quad (ب-۲۹-۸-۹)$$



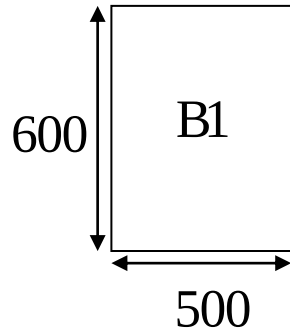
۴-۱-۶-۸-۹ اگر $T_u \geq \phi T_{cr}$ بوده و مقدار T_u برای تامین تعادل لازم باشد (پیچش تعادلی)، عضو باید برای مقاومت در مقابل پیچش T_u طراحی شود؛ به طوری که T_{cr} پیچش ترک خوردگی است که بر اساس رابطه‌های (۲۹-۸-۹) تعیین می‌شود. در مقابل در سازه‌های نامعین استاتیکی که $T_u \geq \phi T_{cr}$ است و کاهش مقدار T_u می‌تواند به باز توزیع نیروهای داخلی پس از وقوع ترک خوردگی‌های پیچشی منجر شود (پیچش همسازی)، اجازه داده می‌شود مقدار T_u تا حد ϕT_{cr} کاهش یابد.

سبزسازه



پاسخ ۴۵

اتصال تیرهای فرعی B2 به B1 نامعین بوده و پیچش همسازی داریم. یعنی می‌توانیم لنگر پیچشی وارد بر B1 را (که همان لنگر خمشی منفی انتهایی B2 است) به ϕT_{cr} کاهش دهیم. تاثیر این کاهش، باید در سایر اعضا هم لحاظ شود:



بند ۹-۸-۶-۲-۲

$$\phi T_{cr} = \phi * 0.33 \lambda \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 0.75 * 0.33 * 1 * \sqrt{25} \left(\frac{(500 \times 600)^2}{2(500 + 600)} \right) * 10^{-3} = 50.625 \text{ KN.m}$$

ادامه دارد

سبزسازه



$$90 + 175 = M + 50.625 = \frac{q * l^2}{8} \rightarrow M = 90 + 175 - 50.625 = 214.375 \text{ kN.m}$$



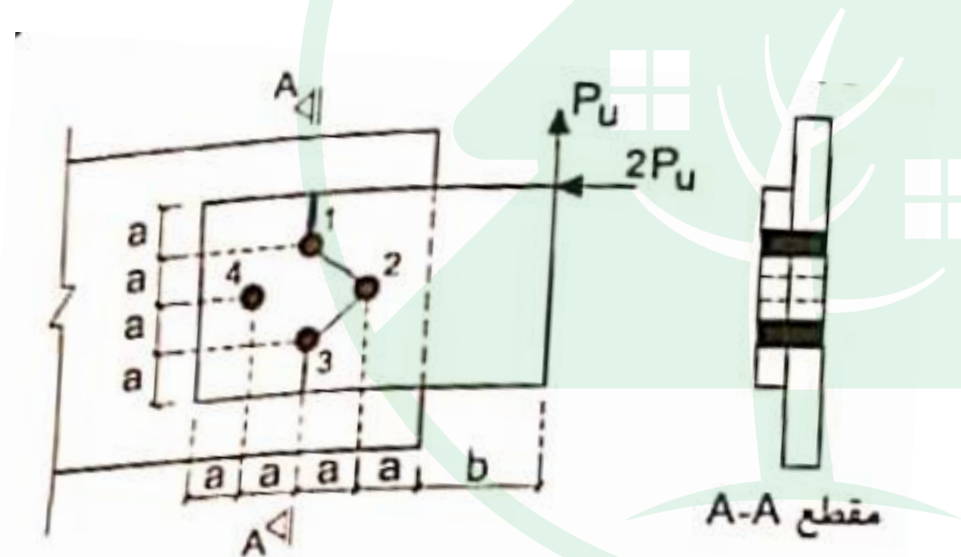
پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



سوال ۴۶

در اتصال پیچی شکل زیر با عملکرد اتکایی، مقاومت برشی موردنیاز کدام یک از پیچ‌ها از مقاومت برشی موردنیاز سایر پیچ‌ها بیشتر است؟



- (1) پیچ 4
- (2) پیچ 3
- (3) پیچ 2
- (4) پیچ 1

سبزسازه



$$\Rightarrow \begin{cases} P_y = P_u \uparrow \\ P_x = 2P_u \leftarrow \\ T = P_u(b + 2a) + 2P_u a = 4P_u a + P_u b \quad \cup \end{cases}$$

$$T \Rightarrow R = \frac{T \times a}{J} \quad \text{نیروهای ایجاد شده در پیچ‌ها ناشی از لنگر } T$$

$$\Rightarrow J = 4a^2 \Rightarrow R = \frac{T \times a}{4a^2} = \frac{T}{4a} = P_u + \frac{P_u b}{4a}$$

با توجه به جهت نیروهای ایجاد شده در پیچ‌ها می‌توان فهمید که پیچ شماره ۱ و ۲ بحرانی هستند و از بین این دو پیچ چون نیروی برشی در جهت X یعنی $P_x = 2P_u$ بیشتر از P_y است می‌توان تشخیص داد که پیچ شماره ۱ بحرانی‌تر است اما برای اطمینان بیشتر این دو پیچ را مقایسه می‌کنیم.

سبزسازه

ادامه دارد



مقایسه پیچ ۱ و ۲

$$\text{پیچ ۱} \begin{cases} F_x = 2P_u + R = 3P_u + \frac{P_u b}{4a} \\ F_y = P_y = P_u \end{cases}$$

$$\Rightarrow R_{T(1)} = \sqrt{\left(3P_u + \frac{P_u b}{4a}\right)^2 + P_u^2} = \sqrt{10P_u^2 + \frac{P_u^2 b^2}{16a^2} + \frac{3P_u^2 b}{2a}}$$

$$\text{پیچ ۲} \begin{cases} F_x = P_x = 2P_u \\ F_y = P_y + R = 2P_u + \frac{P_u b}{4a} \end{cases}$$

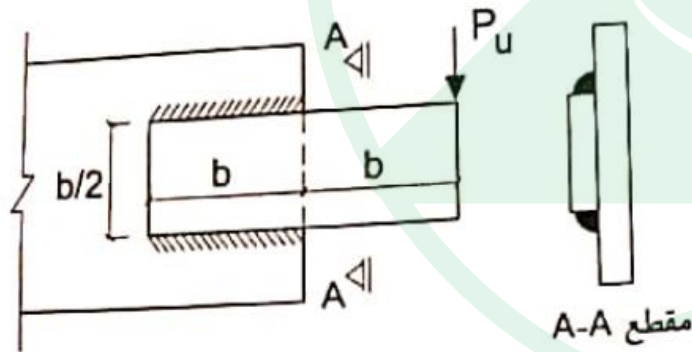
$$R_{T(2)} = \sqrt{(2P_u)^2 + \left(2P_u + \frac{P_u b}{4a}\right)^2} = \sqrt{8P_u^2 + \frac{P_u^2 b^2}{16a^2} + \frac{P_u^2 b}{a}}$$

از مقایسه ترم به ترم می توان دریافت که پیچ یک بحرانی تر است.

پاسخ: گزینه ۴



در اتصال جوشی شکل زیر اگر بعد جوش گوشه برابر a باشد، تنش برشی موردنیاز در سطح مقطع مؤثر جوش گوشه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (فرض کنید جوش تحت اثر آزمایش التراسونیک قرار گرفته و مورد تأیید است. همچنین تعیین تنش جوش به روش تحلیل الاستیک مدنظر است).



(1) $\frac{4.7 p_u}{ab}$

(2) $\frac{3.3 p_u}{ab}$

(3) $\frac{2.6 p_u}{ab}$

(4) $\frac{2.0 p_u}{ab}$

سبزسازه



$$\left\{ \begin{array}{l} P \text{ تنش ناشی از نیروی } \Rightarrow f_{uy} = \frac{P_u}{A_{we}} \\ T \text{ تنش ناشی از لنگر } \Rightarrow T = P \times \frac{3b}{2} = \frac{3P_u b}{2} \Rightarrow \begin{cases} f_{uxT} = \frac{T \cdot y}{J} \\ f_{xyT} = \frac{T \cdot x}{J} \end{cases} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{we} = 2bt_e = 2b \times 0.707a = 1.414 ba \\ J = \frac{b(3 \times (b/2)^2 + b^2)}{6} \times 0.707a = \frac{7b^3}{24} \times 0.707a \end{cases} \quad \begin{cases} x = b/2 \\ y = b/4 \end{cases}$$

$$f_{uv} = \sqrt{(f_{uyp} + f_{uyT})^2 + f_{uxT}^2} \Rightarrow \begin{cases} f_{uyp} = \frac{P_u}{1.414ba} \\ f_{uyT} = \frac{T_{xx}}{J} = \frac{18P_u}{7b \times 0.707a} \\ f_{uxT} = \frac{T_{xy}}{J} = \frac{9P_u}{7b \times 0.707a} \end{cases}$$

$$\Rightarrow f_{uu} = \sqrt{\left(\frac{1}{1.414} + \frac{18}{7 \times 0.707}\right)^2 + \left(\frac{9}{7 \times 0.707}\right)^2} \times \frac{P_u}{ab} = 4.7 \frac{P_u}{ab}$$

پاسخ: گزینه ۱



سوال ۴۸

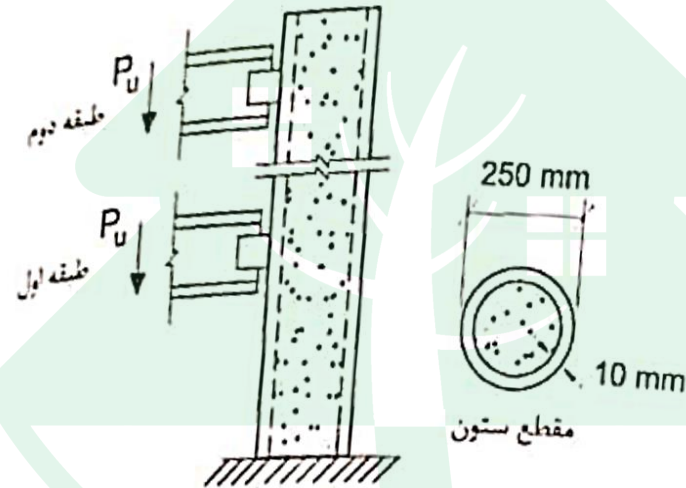
برش طولی مورد نیاز در تراز طبقه اول ستون با مقطع مختلط شکل زیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

$$E_c = 2.9 \times 10^4 \text{ MPa}$$



- (1) $0.4 P_u$
- (2) $0.6 P_u$
- (3) $0.8 P_u$
- (4) P_u

سبzsازه



مطابق بند ۱۰-۲-۸-۶-۲-۱ الف چون نیروی خارجی به مقطع فولادی وارد می شود از قسمت الف این بند داریم:

$$V_u \dot{=} P_u \left(1 - \frac{F_y A_s}{p_{no}}\right)$$

$$A_s = \pi D t = \pi \times 240 \times 10 = 7540 \text{ mm}^2$$

$$A_c = \pi \times 115^2 = 41547 \text{ mm}^2$$

مقطع فشرده است $\frac{E}{f_y} = 125 > 0.15 \rightarrow \frac{D}{t} = \frac{250}{10} = 25 < 0.15 \frac{E}{f_y}$ کنترل فشردگی

$$p_{no} = p_p = F_y A_s + C_2 \dot{f}_c A_c \xrightarrow{C_2=0.95} 240 \times 7540 + 0.95 \times 30 \times 41547 \rightarrow p_{no} = 2993689.5 \text{ N} \rightarrow$$

$$V_u = P_u \left(1 - \frac{240 \times 7540}{2993689.5}\right) = 0.4 p_u$$

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



در یک عضو فولادی با مقطع IPE160 نسبت مقاومت برشی طراحی در صفحهٔ جان مقطع به مقاومت برشی طراحی در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ ($E = 2 \times 10^5 MPa$ و $F_y = 240 MPa$)

(1) 0.66

(2) 0.73

(3) 1.37

(4) 1.46

سبزسازه



برای محاسبه مقاومت برشی طراحی در صفحه جان از بند ۱۰-۲-۶-۱ و برای امتداد عمود بر محور ضعیف از بند ۱۰-۲-۶-۶ استفاده می شود.

$$IPE160: d = 160mm, b_f = 82mm, t_w = 5mm, t_f = 7.4mm$$

حالت الف بند ۱۰-۲-۶-۱

$$V_{u1} = \phi V_n \frac{C_{v1} = 1}{\phi = 1} 0.6 F_y A_2 \Rightarrow V_{u1} = 0.6 F_y \times d \times t_w$$

بند ۱۰-۲-۶-۶

$$\Rightarrow \frac{b}{t_f} = \frac{82/2}{7.4} = 5.5 < 1.1 \sqrt{\frac{1.2 \times 2 \times 10^5}{240}} < 34.8 \Rightarrow C_{v2} = 1$$

$$\Rightarrow V_{u2} = 0.6 F_y \times (2b_f t_f) \times C_{v2} \times \Phi = 0.9 \times 0.6 F_y \times 2b_f t_f$$

$$\Rightarrow \frac{V_{u1}}{V_{u2}} = \frac{0.6 F_y d t_w}{0.9 \times 0.6 F_y \times 2b_f t_f} = \frac{160 \times 5}{0.9 \times 2 \times 82 \times 7.4} = 0.73$$

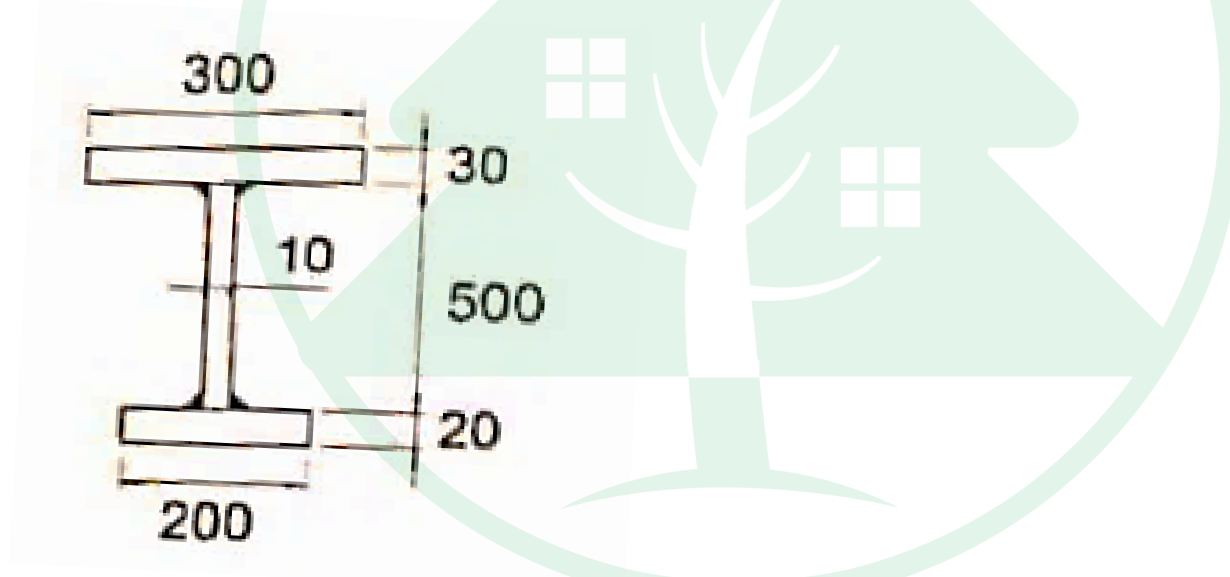
پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



سوال ۵۰

نسبت لنگر پلاستیک مقطع شکل زیر حول محور قوی به لنگر پلاستیک آن حول محور ضعیف به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (در شکل اندازه‌ها به میلی‌متر است).



(1) 2.85

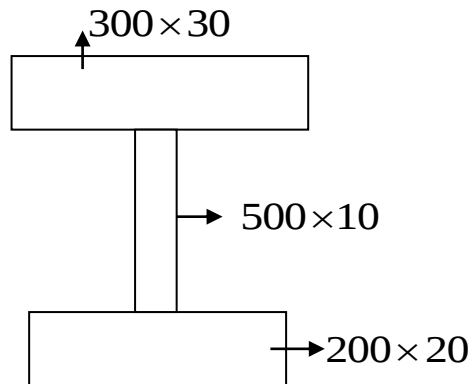
(2) 3.86

(3) 5.82

(4) 6.83

سبزسازه





$$\Rightarrow \frac{M_{px}}{M_{py}} = \frac{Z_x F_y}{Z_y F_y} = \frac{Z_x}{Z_y}$$

مقطع حول محور X نامتقارن و حول Y متقارن است بنابراین لازم است محل تار خنثی پلاستیک برای محور X مشخص شود:

$$\Rightarrow 300 \times 30 = 500 \times 10 + 200 \times 20 = 9000 \Rightarrow \text{کنترل} \Rightarrow \text{تار خنثی در محل اتصال بال بالایی به جان قرار دارد}$$

$$\Rightarrow Z_x = 300 \times 30 \times 15 + 500 \times 10 \times 250 + 200 \times 20 \times 510 = 3425000 \text{ mm}^3$$

$$Z_y = \frac{20 \times 200^2}{4} + \frac{30 \times 300^2}{4} + \frac{500 \times 10^2}{4} = 887500 \text{ mm}^3$$

$$\frac{M_{px}}{M_{py}} = \frac{Z_x}{Z_y} = \frac{3425000}{887500} = 3.86$$

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



یک عضو طره‌ای که انتهای آزاد آن فاقد مهار جانبی بوده و تحت اثر بار نهایی متمرکز P_u در انتهای آزاد قرار دارد، دارای مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن بوده و تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارد. اگر در این تیر $L_p = 0.5L$ و $L_r = 1.5L$ محاسبه شده باشد و $Z_x = 1.25S_x$ باشد، مقدار مقاومت خمشی طراحی آن در طراحی به روش $LRFD$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



(1) $0.9 M_p$

(2) $0.78 M_p$

(3) $0.70 M_p$

(4) $0.56 M_p$

سبزسازه



مطابق بند ۱۰-۲-۵-۲ ب داریم:

$$\Rightarrow C_b = 1 \text{ تیر طره}$$

$$L_p = 0.5L < L_L < L_r = 1.5L$$

$$\Rightarrow M_u = \phi M_n = \left(M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \times \phi$$

$$Z_x = 1.25 S_x \Rightarrow S_x = \frac{Z_x}{1.25}$$

$$\Rightarrow M_u = 0.9 \left[M_p - \left(M_p - \frac{0.7F_y Z_x}{1.25} \right) \times 0.5 \right] = 0.9 * 0.78 M_p = 0.702 M_p$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



مقدار مقاومت فشاری طراحی اعضای فشاری با مقطع بدون اجزای لاغر، در مرز کمانش خمشی غیرالاستیک و الاستیک $\left(\frac{KL}{r} = 4.71\sqrt{E/F_y}\right)$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (روش $LRFD$ مد نظر است.)

(1) $0.35 A_g F_y$

(2) $0.39 A_g F_y$

(3) $0.44 A_g F_y$

(4) $0.877 A_g F_y$

سبزسازه



مطابق بند ۱۰-۲-۴-۳- داریم:

مرز کمانش خمشی غیرالاستیک و الاستیک:

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{KL}{r} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ F_e = 0.44 F_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = \left[0.658^{\left(\frac{F_y}{0.44 F_y} \right)} \right] F_y \simeq 0.39 F_y$$

$$\Rightarrow P_u = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 0.39 F_y \times A_g = 0.35 F_y A_g$$

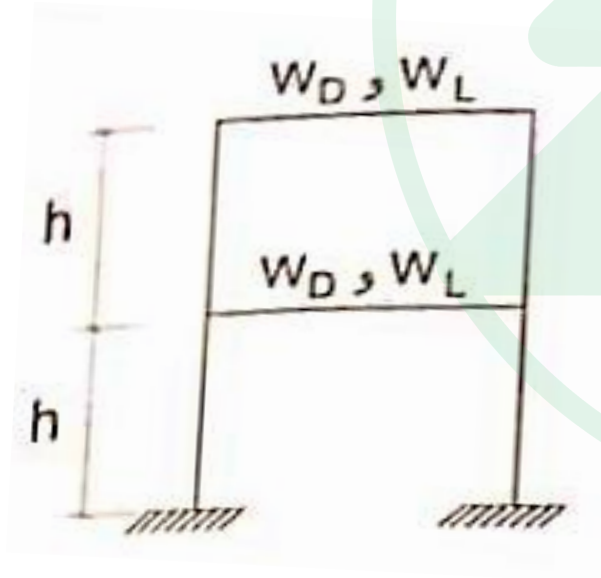
پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



سوال ۵۳

در قاب ساختمانی دو طبقه شکل زیر بار مرده طبقاتی یکسان و برابر W_D و بار زنده طبقات یکسان و برابر W_L است. اگر برای تامین پایداری این قاب از روش تحلیل مستقیم با τ_b ثابت استفاده شود، مقدار برش در طبقه همکف ناشی از نواقص هندسی اولیه و آثار ناشی از τ_b ثابت در طراحی به روش LRFD و در ترکیب بارگذاری ثقیل $(1.2DL + 1.6LL)$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



$$V_b = 0.0024 W_D + 0.0032 W_L \quad (1)$$

$$V_b = 0.0036 W_D + 0.0048 W_L \quad (2)$$

$$V_b = 0.0048 W_D + 0.0064 W_L \quad (3)$$

$$V_b = 0.0072 W_D + 0.0096 W_L \quad (4)$$

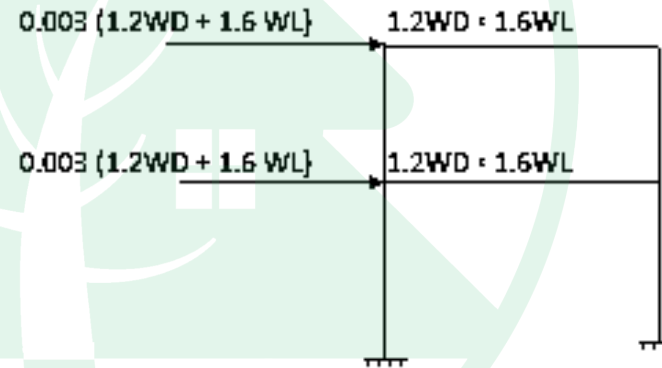
سبزسازه



طبق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ صفحه ۴۳ مبحث ۱۰ به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدلسازی یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال می شود بار مرده و زنده طبقات به صورت ضریبدار بر روی شکل به صورت زیر می باشد.

$$N_i = 0.002 Y_i \text{ بار جانبی}$$

$$Y_i = p_{i1} \text{ بار ثقلی ضریبدار در طبقه}$$



در مورد ۳ از صفحه ۴۵ مبحث ۱۰ با توجه به اینکه τ_β ثابت و برا اینکه نسبت های $\frac{p_r}{p_y}$ برابر یک فرض می شود مشروط بر اینکه یک بار جانبی اضافی برابر $N_i = 0.001 Y_i$ به کل طبقات اعمال شود.

$$V = (0.002 + 0.001) \times (1.2 \text{ WD} + 1.6 \text{ WL}) \times 2 = 0.0072 \text{ WD} + 0.0096 \text{ WL}$$

طبقه همکف

پاسخ: گزینه ۴



در یک تیر فولادی با مقطع I شکل یکنواخت و ساخته شده از ورق به طول دهانه آزاد شش متر مربع به یک قاب خمشی فولادی ویژه، لنگر پلاستیک مقطع برابر 600 KN.m محاسبه شده است. همچنین نیروی برشی در هر ستون حاصل از بارهای ثقیلی ضریب دار (با ضرایب بار در حضور زلزله) برابر 150 KN محاسبه شده است. اگر اتصال گیردار (صلب) تیر به ستون از نوع WUF-W بوده و بارهای ثقیلی به صورت گسترده یکنواخت باشد، مقاومت برشی مورد نیاز این تیر در دو انتها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر خواهد بود؟ (طراحی به روش LRFD مد نظر است).

$$(F_y = 240 \text{ MPa و } F_u = 370 \text{ MPa})$$

(1) 322 KN

(2) 350 KN

(3) 426 KN

(4) 472 KN

سبزسازه



مطابق بند ۱۰-۳-۷-۶ و جدول ۱۰-۳-۲-۱ و بند ۱۰-۳-۳-۳-۷ مورد الف :

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p$$

$$C_{pr} = 1.4 \text{ و } R_y = 1.15 \text{ و } M_p = 600 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{2h} + \frac{q_u L_h}{2} + q_u S_h, \quad S_h = 0$$

$$\Rightarrow \frac{q_u L}{2} = 150 \text{ KN} \text{ طبق صورت سوال}$$

$$\Rightarrow V_u = \frac{2 \times 1.4 \times 1.15 \times 600}{6} + 150 = 472$$

نوع اتصال: WUF-W

q_u بار ثقلی ضریب دار

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



سوال ۵۵

در یک قاب خمشی فولادی ویژه در یک اتصال، مقطع ستون بالا و پایین یکسان است. اگر فرض شود نیروی محوری ستون در حالت‌های مختلف بارگذاری برابر $P_{Dead} = 250 \text{ kN}$ ، $P_{Live} = 200 \text{ kN}$ و $P_{EQ} = 500 \text{ kN}$ باشد و ستون برای بارهای وارده جوابگو باشد، برای کنترل الزام ستون قوی تیر ضعیف بر اساس روش $LRFD$ کدام یک از مقاطع زیر برای این ستون بهینه است؟ ($\sum M_{PB} = 50 \text{ kN.m}$, $F_y = 240 \text{ MPa}$)

- (1) IPB 220
- (2) IPB 240
- (3) IPB 280
- (4) IPB 300

سبزسازه



پاسخ ۵۵

مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ داریم:

$$\alpha_s = 1$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 \Rightarrow \sum M_{pc} > \sum M_{pb} \Rightarrow 2 \times Z_c \left(F_{yc} - \frac{1 * P_u}{A_g} \right) > 50 \text{ KN.m}$$

از طرفی P_{uc} ناشی از ترکیب بار تشدید یافته برابر است با:

$$P_{uc} = 1.2P_D + P_L + \Omega_0 P_E$$

$$\Rightarrow P_{uc} = 1.2 \times 250 + 200 + 3 \times 500 = 2000 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 2 \times Z_c \left(240 - \frac{2 \times 10^6}{A_g} \right) > 50 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

به علت داشتن دو مجهول Z_c و A_g گزینه‌ها را چک می‌کنیم:

$$\Rightarrow Z_c \left(240 - \frac{2 \times 10^6}{A_g} \right) > 25 \times 10^6$$

چون بهینه‌ترین مقطع مدنظر است به گزینه ۲ می‌رسیم.

$$\Rightarrow 1053 \times 10^3 \left(240 - \frac{2 \times 10^6}{10600} \right) > 25 \times 10^6$$

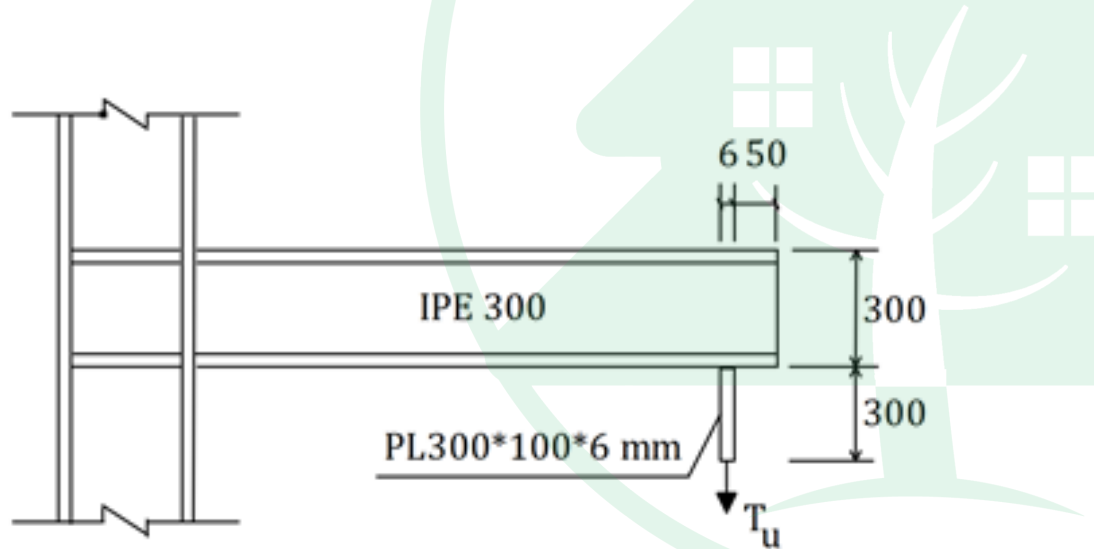
$$\Rightarrow 54 \times 10^6 > 25 \times 10^6 \quad \text{IPB240}$$

پاسخ: گزینه ۲



سوال ۵۶

مطابق شکل زیر، در نزدیک انتهای یک تیر طره‌ای از پروفیل IPE300، تسمه‌ای متصل است که نیروی کششی T_u را به تیر وارد می‌کند. مقاومت طراحی خمشی موضعی بال تیر در مقابل این نیروی کششی بر اساس روش LRFD به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (اندازه‌ها روی شکل بر حسب میلی‌متر بوده و $F_y = 240 \text{ MPa}$ است.)



- (1) 77.3 kN
- (2) 85.9 kN
- (3) 116.0 kN
- (4) 154.6 kN

سبزسازه



بر مبنای بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۱

$$\Rightarrow \phi R_n = 0.9 \times 6.25 F_y t_f^2 = \text{مقاومت طراحی خمشی وضعی بال تیر}$$

$$\Rightarrow \phi R_n = 0.9 \times 6.25 \times 240 \times 10.7^2 = 154.6 \text{ KN} \quad \text{IPE300} \quad \text{مقطع تیر:}$$

$$1) b = 100 > 0.15 b_f = 22.5 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$2) e = 50_{\text{mm}} < 10 t_f = 10 \times 10.7 = 107 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \frac{\phi R_n}{2} = \frac{15405 \text{ KN}}{2} = 77.3 \text{ KN}$$

t_f برای مقطع تیر حساب می‌شود.

کنترل محدودیت‌های این بند:

چک کردن این کنترل الزامی است.

مقدار مقاومت 50 درصد کاهش می‌یابد.

بنابراین داریم:

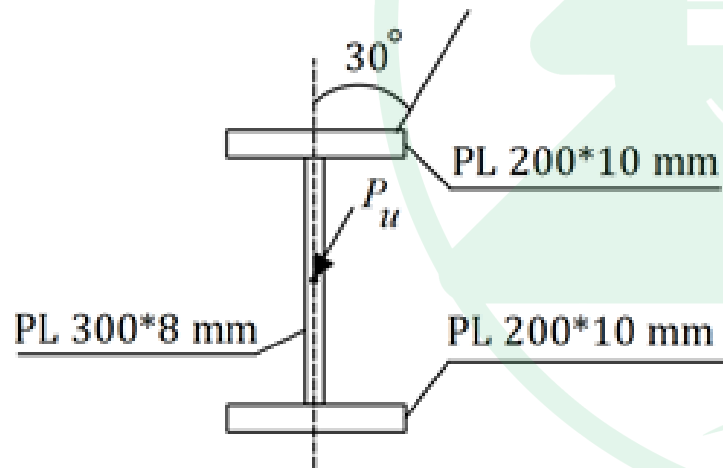
پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



سوال ۵۷

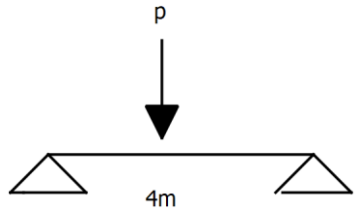
تیر ساخته شده از ورق فولادی با تنش تسلیم $F_y = 240 \text{ MPa}$ ، با دهانه ۴ متر و تکیه گاه‌های ساده، در وسط دهانه تحت اثر بار P_u با زاویه ۳۰ درجه مطابق شکل قرار گرفته است. اگر از اثر وزن تیر صرف نظر شده و از کمانش جانبی آن ممانعت شود، حداکثر P_u (بار متمرکز ضریب‌دار) قابل تحمل توسط تیر بر اساس طراحی به روش $LRFD$ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



- (1) 49 kN
- (2) 61 kN
- (3) 79 kN
- (4) 92 kN

سبزه‌سازه



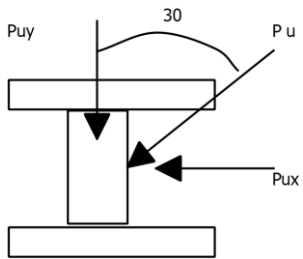


$$M_u = \frac{PL}{4} = \frac{P \times 4}{4} = P \leq \phi M_n = \phi M_p$$

بال و جان مقطع فشرده است و از کمانش جانبی جلوگیری می‌شود، بنابراین مطابق بند ۱۰-۲-۵-۲ داریم:

$$M_n = M_p = ZF_y \Rightarrow$$

از طرفی چون نیروی وارد شده، زاویه‌دار است باید خمش حول محور قوی و ضعیف چک شود.



مقاومت خمشی مورد نیاز حول محور ضعیف
مقاومت خمشی مورد نیاز حول محور قوی

$$\Rightarrow P_{ux} = p_u \sin 30$$

$$\Rightarrow P_{uy} = p_u \cos 30$$

مقاومت خمشی مورد نیاز حول محور ضعیف

$$M_u = \frac{P_u \sin 30 \times 4}{4} < \phi M_{py} = \phi Z_y F_y$$

مقاومت خمشی مورد نیاز حول محور قوی

$$M_u = \frac{P_u \cos 30 \times 4}{4} < \phi M_{px} = \phi Z_x F_y$$

ادامه دارد

گام بعدی محاسبه اساس مقطع پلاستیک حول محورها و در نظر گرفتن اندرکنش است.



$$\left\{ \begin{array}{l} Z_x = 200 \times 10 \times 310 + \frac{8 \times 300^2}{4} = 800000 \text{ mm}^3 \\ Z_y = 2 \times \frac{10 \times 200^2}{4} + \frac{300 \times 8^2}{4} = 204800 \text{ mm}^3 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} MP_y = Z_y F_y = 49.15 \text{ KN.m} \\ MP_x = Z_x F_y = 192 \text{ KN.m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P \leq \frac{0.9 \times 49.15}{\sin 30} \\ P \leq \frac{0.9 \times 192}{\cos 30} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow P \leq \min(88.47, 199.5) \rightarrow P \leq 88.47 \text{ KN}$$

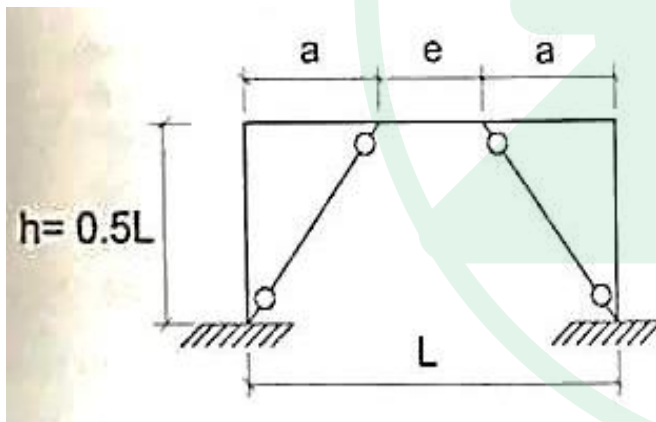
$$\frac{P}{88.5} + \frac{P}{199.5} \leq 1 \rightarrow P \leq 61.3 \text{ KN}$$

در اینجا لازم است رابطه اندرکنش هم بر اساس بند ۱۰-۲-۷-۲-۱ کنترل شود.

پاسخ: گزینه ۲



در یک قاب ساختمانی یک طبقه با مهاربندی واگرای ویژه فولادی مطابق شکل، طول تیر پیوند برابر $e = 2 M_p / V_p = 0.2L$ می باشد. حداکثر مقدار قابل قبول تغییر مکان جانبی نسبی طرح طبقه (که برابر با تغییر مکان جانبی نسبی طبقه فرض می شود) چقدر می تواند باشد؟



(1) $0.011 h$

(2) $0.015 h$

(3) $0.020 h$

(4) $0.025 h$

سبزسازه



مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۴-۱ داریم:
محاسبه γ_p با درونیایی

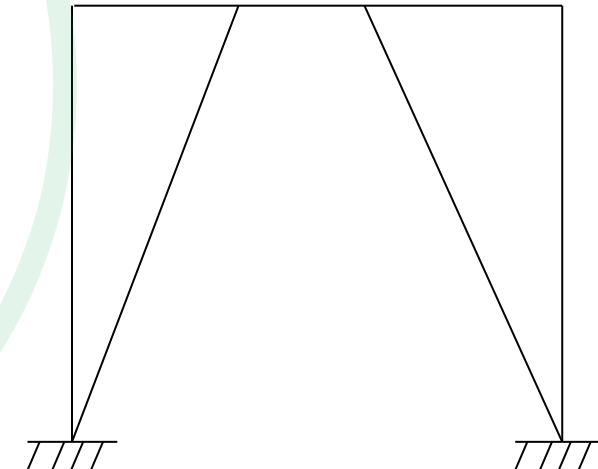
$$\frac{1.6M_p}{V_p} < e = \frac{2M_p}{V_p} = 0.2L < \frac{2.6M_p}{V_p}$$

$$\Rightarrow \gamma_p - 0.08 = \frac{0.08 - 0.02}{1.6 \frac{M_p}{V_p} - 2.6 \frac{M_p}{V_p}} \left(L - 1.6 \frac{M_p}{V_p} \right)$$

$$\Rightarrow \gamma_p = 0.08 + 0.06 \times \left(1.6 - \frac{V_p}{M_p} \times \frac{2M_p}{V_p} \right) = 0.08 - 0.024 = 0.056$$

$$\Rightarrow \gamma_p = \frac{L}{eh} \Delta i \Rightarrow \Delta i = \gamma_p \times \frac{e}{L} \times h$$

$$\Rightarrow \Delta i = 0.056 \times 0.2 \times h = 0.0112 h$$



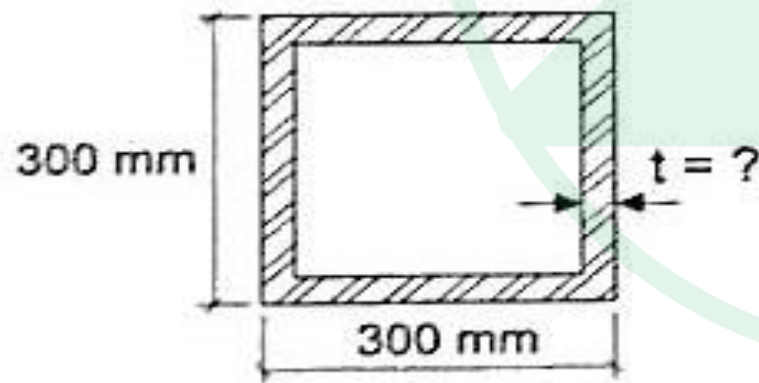
پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



سوال ۵۹

ستون فولادی با مقطع جعبه‌ای مربع شکل مورد شده در کارخانه، با ضخامت یکنواخت به طول 6 متر که شرایط تکیه‌گاهی آن دو سر مفصل است، تحت اثر بار نهایی 800 KN قرار دارد. با فرض اینکه پهنای کلی مقطع 300 mm بوده و از فولاد S235 ($F_y = 235 \text{ MPa}$) در ساخت آن استفاده شود، حداقل ضخامت لازم برای مقطع تحت اثر بار وارده بر حسب میلی‌متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (این ستون جزئی از سیستم قاب مهاربند همگرایی معمولی فولادی است).



- (1) 4 mm
- (2) 6 mm
- (3) 8 mm
- (4) 10 mm

سبزسازه



مقطع ستون در سیستم قاب مهاربند همگرای معمولی، مطابق بند ۱۰-۳-۴-۱-۲ کافی است غیر لاغر باشد، بنابراین از جدول ۱۰-۲-۲-۲:

$$\rightarrow \frac{b}{t} \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{300 - 3t}{t} \leq 40.84$$

$$\rightarrow t \geq 6.84 \text{ mm} \rightarrow t = 8 \text{ mm}$$

$$\rightarrow I = 132884138 \text{ mm}^4, A_g = 9344 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 119.25 \text{ mm} \rightarrow \frac{kl}{r} = \frac{6000}{119.25} = 50.31$$

$$\rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 780, F_y = 235 \rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{235}{780}} \right] \times 235$$

$$\rightarrow F_{cr} = 207.16 \text{ MPa} \rightarrow \phi P_x = 0.9 \times 207.16 \times 9344 = 1742 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \phi P_n > 800 \text{ KN}$$

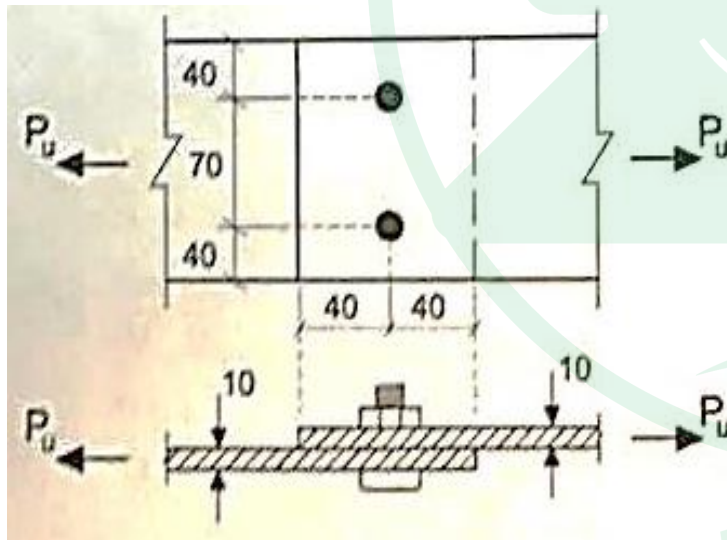
کنترل نیرو محوری:

پاسخ: گزینه ۳



سوال ۶۰

در صورتی که در اتصال شکل زیر سطوح تمیز شده و ماسه پاشی شده حداقل با درجه $sa2.5$ و رنگ نشده کاملاً محافظت شده باشند، با فرض استفاده از پیچ $M22$ و سوراخ استاندارد، مقاومت کششی طراحی اتصال لغزش بحرانی زیر بر اساس روش $LRFD$ بر حسب کیلونیوتن به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (پیچ مصرفی از نوع $A490$ و فولاد مصرفی ورق‌ها دارای $f_y = 235Mpa$ و $f_u = 360Mpa$ است. اندازه‌ها در شکل به میلی‌متر است. $U = 1$ (با اصلاح)



(1) 275

(2) 250

(3) 210

(4) 180

سبزسازه



پاسخ ۶۰

مطابق بند ۴-۳-۲-۱۰ و بند ۵-۳-۹-۲-۱۰ و بند ۷-۳-۹-۲-۱۰ و بند ۸-۳-۹-۲-۱۰ و بند ۳-۴-۹-۲-۱۰ :

کنترل مقاومت برشی طراحی در اتصالات لغزش بحرانی:

$$P_u \leq \phi * R_n = \phi * \mu * D_u * h_f * T_b * n_s$$

$$P_u \leq 2 * (1 * 0.5 * 1.13 * 1 * 221 * 1) = 249.73kN$$

کنترل تسلیم کششی و گسیختگی کششی در ورق ها:

$$P_u \leq \min \begin{cases} 0.9 * f_y * A_g \\ 0.75 * f_u * A_e \end{cases}$$

قطر محاسباتی سوراخ برابر می شود با:

$$d_a = 22 + 2 + 2 = 26mm$$

$$A_e = U * A_n = 1 * (150 - 2 * 26) * 10 = 980mm^2$$

$$A_g = 150 * 10 = 1500mm^2$$

$$P_u \leq \min \begin{cases} 0.9 * 235 * 1500 * 10^{-3} = 317.25kN \\ 0.75 * f_u * A_e = 0.75 * 360 * 980 * 10^{-3} = 264.6kN \end{cases}$$

$$P_u \leq 264.6kN$$



کنترل مقاومت اتکایی جدار سوراخ پیچ:

قطر اسمی سوراخ برابر می شود با:

$$d_{hole} = 22 + 2 = 24mm$$

$$l_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 70 - 24 = 46mm \\ 40 - \left(\frac{1}{2} * 24 \right) = 28mm \end{array} \right. = 28mm$$

$$P_u \leq 2 * \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} 1.2 l_c * t * f_u \\ 2.4 d * t * f_u \end{array} \right.$$

$$P_u \leq 2 * 0.75 * \min \left\{ \begin{array}{l} 1.2 * 28 * 10 * 360 * 10^{-3} \\ 2.4 d * t * f_u = 2.4 * 22 * 10 * 360 * 10^{-3} \end{array} \right.$$

$$P_u \leq 181.44kN$$

سبزسازه



کنترل برش قالبی:

در مقاومت برش قالبی از سوراخ محاسباتی استفاده می شود.

$$d_a = d_n + 2 + 2 = 26mm$$

$$R_{u1} = \phi * R_{n1} = 0.75[0.6 * 360 * 2 * (40 - 0.5 * 26) * 10 + 1 * 360 * (70 - 26) * 10] * 10^{-3} = 206.28kN$$

$$R_{u2} = \phi * R_{n2} = 0.75[0.6 * 235 * 2 * 40 * 10 + 1 * 360 * (70 - 26) * 10] * 10^{-3} = 203.4$$

$$\min \begin{cases} 206.28kN \\ 203.4 \end{cases} = 203.4$$

$$P_u \leq \min \begin{cases} 249.73 \\ 264.6 \\ 181.44 \\ 203.4 \end{cases} = 181.44$$

در مجموع:

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه



جدول ۱۰-۲-۵: حداقل نیروی پیش تنیدگی (T_b) در اتصالات پیش تنیده و لغزش بحرانی

پیش‌های نوع A490 مطابق استاندارد ASTM و 10.9 مطابق استانداردهای EN و ISIRI	پیش‌های نوع A325 مطابق استاندارد ASTM و 8.8 مطابق استانداردهای EN و ISIRI	قطر اسمی پیچ (بر حسب میلی‌متر)
114 kN	91 kN	M16
179 kN	142 kN	M20
221 kN	176 kN	M22
257 kN	205 kN	M24
334 kN	267 kN	M27
408 kN	326 kN	M30
595 kN	475 kN	M36

سبز سازه

