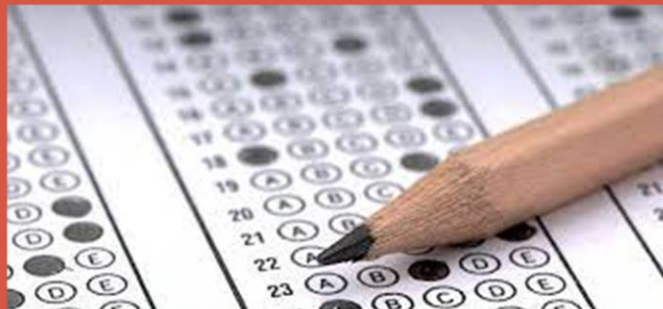




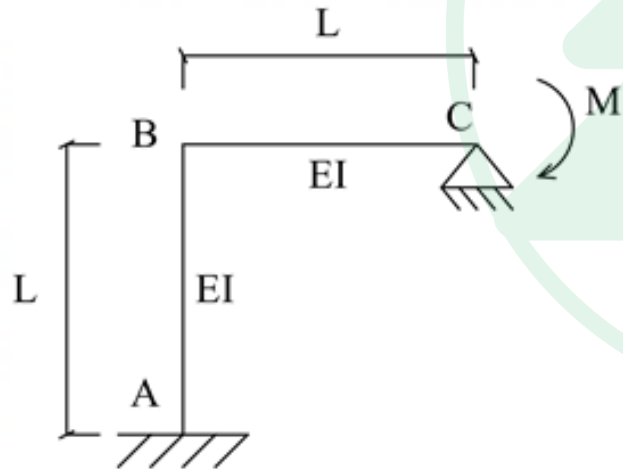
حل سوالات آزمون محاسبات نظام مهندسی



سبزسازه
مهر ۱۴۰۲

سوال ۱

در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود و صلبیت خمشی و طول اعضا یکسان باشد، مقدار لنگر خمشی در تکیه گاه A چقدر خواهد بود؟



(۱) $\frac{1}{2} M$

(۲) $\frac{1}{4} M$

(۳) $\frac{1}{8} M$

(۴) $\frac{1}{7} M$

سبزسازه

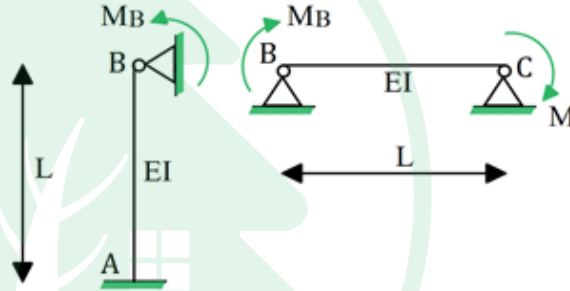


روش حل اول: طبق مفاهیم تحلیل سازه و استفاده از روش سازگاری و روابط حفظی شیب و لنگر داریم:

$$\theta_B^L = \theta_B^R$$

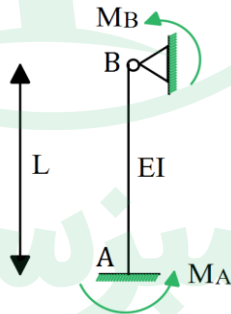
$$-\frac{M_B * L}{4EI} = \frac{M_B * L}{3EI} - \frac{M * L}{6EI}$$

$$\rightarrow M_B = \frac{2M}{7}$$

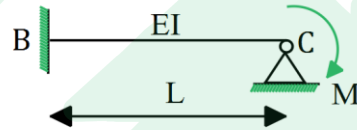
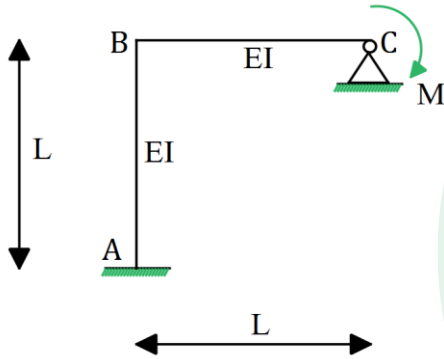


در نهایت با توجه به ستون AB می توان لنگر خمشی در تکیه گاه گیردار نقطه A را محاسبه نمود:

$$\rightarrow M_A = \frac{1}{2} * M_B = \frac{1}{2} * \frac{2M}{7} = \frac{1}{7} M$$



روش حل دوم: طبق روش شیب افت داریم:



$$\rightarrow M_{AB} = \frac{2EI}{L} (2\theta_A + \theta_B - 3\psi_{AB}) + FEM_{AB}$$

$$\rightarrow M_{BA} = \frac{2EI}{L} (2\theta_B + \theta_A - 3\psi_{BA}) + FEM_{BA} = \frac{4EI}{L} \theta_B$$

$$\rightarrow M_{BC} = \frac{3EI}{L} (\theta_B - \psi_{BC}) + FEM'_{BC} = \frac{3EI}{L} \theta_B + \frac{M}{2}$$

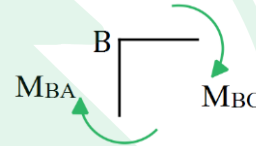


با نوشتن معادله تعادل لنگر حول گره صلب B داریم:

$$\rightarrow M_{BA} + M_{BC} = 0$$

$$\rightarrow \frac{4EI}{L}\theta_B + \frac{3EI}{L}\theta_B + \frac{M}{2} = 0$$

$$\rightarrow \theta_B = -\frac{ML}{14EI}$$



در نهایت لنگر در تکیه گاه گیردار A را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow M_{AB} = \frac{2EI}{L}(2\theta_A + \theta_B - 3\psi_{AB}) + FEM_{AB} = \frac{2EI}{L} * \left(-\frac{ML}{14EI}\right) = -\frac{1}{7}M$$

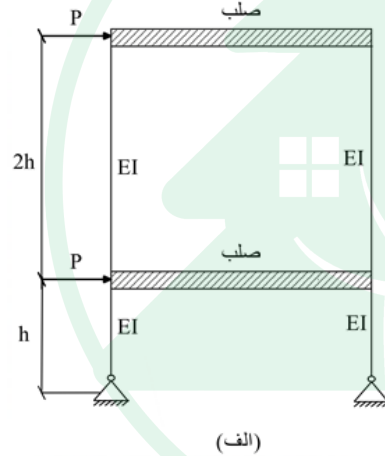
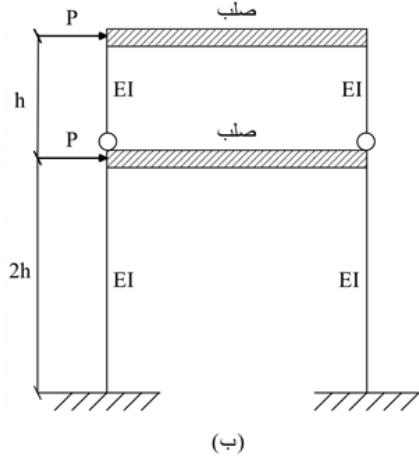
پاسخ سوال گزینه (۴)

سبزسازه



سوال ۲

در شکل زیر در هر دو سازه (الف) و (ب) تیرها کاملاً صلب و صلبیت خمشی ستون‌ها یکسان و برابر EI است. اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی ستون‌ها و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود، کدامیک از عبارتهای زیر صحیح است؟



- (۱) حداکثر تغییرمکان جانبی قاب (ب) بیش از حداکثر تغییرمکان جانبی قاب (ب) است.
- (۲) در قاب (ب) تغییرمکان جانبی نسبی طبقه اول کمتر از حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقه دوم است.
- (۳) حداکثر تغییرمکان جانبی قاب (الف) بیش از حداکثر تغییرمکان جانبی قاب (ب) است.
- (۴) در قاب (الف) تغییرمکان جانبی نسبی طبقه اول کمتر از حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقه دوم است.



طبق روش سختی ابتدا می توان دریافت طبقات را محاسبه و با جمع دریافت طبقات اول و دوم به جابجایی حداکثر بام رسید. بنابراین:

تحلیل سازه الف:

محاسبه سختی طبقه اول:

$$K_1 = \frac{3EI}{h^3} + \frac{3EI}{h^3} = \frac{6EI}{h^3}$$

محاسبه سختی طبقه دوم:

$$K_2 = \frac{12EI}{(2h)^3} + \frac{12EI}{(2h)^3} = \frac{3EI}{h^3}$$

محاسبه دریافت طبقه اول:

$$\Delta_1 = \frac{V_1}{K_1} = \frac{2P}{\frac{6EI}{h^3}} = \frac{Ph^3}{3EI}$$



محاسبه دریفٲ طبقهٲ دوم:

$$\Delta_2 = \frac{V_2}{K_2} = \frac{P}{\frac{3EI}{h^3}} = \frac{Ph^3}{3EI}$$

محاسبه تغییر مکان جانبی حداکثر مطلق سازهٲ (الف):

$$\Delta_{max\text{الف}} = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{Ph^3}{3EI} + \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{2Ph^3}{3EI} \approx 0.67 \frac{Ph^3}{EI}$$

سبز سازه



تحلیل سازه ب:

محاسبه سختی طبقه اول:

$$K_1 = \frac{12EI}{(2h)^3} + \frac{12EI}{(2h)^3} = \frac{3EI}{h^3}$$

محاسبه سختی طبقه دوم:

$$K_2 = \frac{3EI}{h^3} + \frac{3EI}{h^3} = \frac{6EI}{h^3}$$

محاسبه دررفت طبقه اول:

$$\Delta_1 = \frac{V_1}{K_1} = \frac{2P}{\frac{3EI}{h^3}} = \frac{2Ph^3}{3EI}$$

سبزسازه



محاسبه دریافت طبقه دوم:

$$\Delta_2 = \frac{V_2}{K_2} = \frac{P}{\frac{6EI}{h^3}} = \frac{Ph^3}{6EI}$$

محاسبه تغییر مکان جانبی حداکثر مطلق سازه (الف):

$$\Delta_{max\text{ب}} = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{2Ph^3}{3EI} + \frac{Ph^3}{6EI} = \frac{5Ph^3}{6EI} \approx 0.834 \frac{Ph^3}{EI}$$

می توان نتیجه گرفت که حداکثر تغییر مکان جانبی قاب (ب) بیش از حداکثر تغییر مکان جانبی قاب (الف) است.

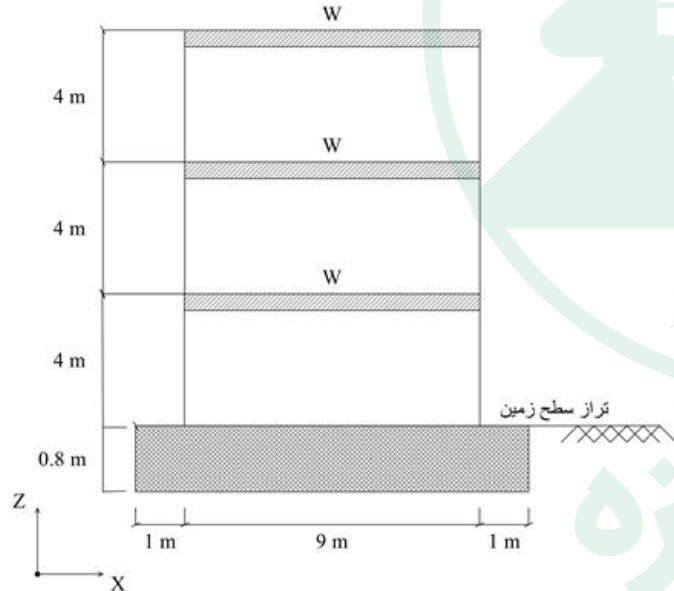
پاسخ سوال گزینه (۱)

سبز سازه



سوال ۳

در شکل زیر نمای یک ساختمان مسکونی سه طبقه با زمان تناوب اصلی 0.3 ثانیه نشان داده شده است. وزن مؤثر لرزه‌ای طبقات یکسان و برابر W و وزن مؤثر شالوده برابر $\frac{1}{3}$ مؤثر لرزه‌ای ساختمان است. اگر در روش تحلیل استاتیکی معادل مقدار ضریب اطمینان زلزله در حد مقاومت برابر 0.2 باشد، براساس این اطلاعات در امتداد X ضریب اطمینان این ساختمان در مقابل واژگونی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ($\rho = 1.0$)



2.71 (۱)

3.62 (۲)

4.17 (۳)

3.13 (۴)



طبق بند ۳-۳-۶ صفحه ۳۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

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

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

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۱) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا



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

$$K=0.5T+0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (7-3)$$

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

تبصره: در صورتی که وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر این صورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می شود.

$$T = 0.3s \leq 0.5s \rightarrow K = 1$$

$$C = 0.2$$

$$W_{\text{سازه}} = 3W$$

$$W_{\text{شالوده}} = \frac{1}{3} * 3W = W$$

$$h = 4m$$



محاسبه نیروی جانبی در تراز طبقات:

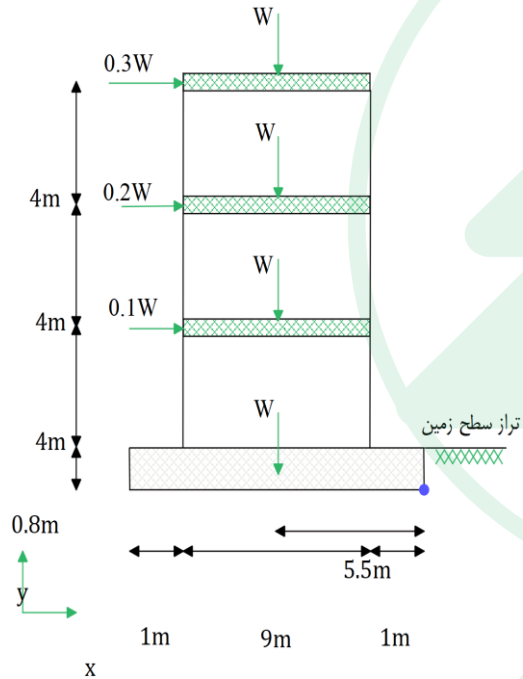
$$F_{u1} = \frac{W * (2h)^1}{W * h^1 + W * (2h)^1 + W * (3h)^1} * 0.2 * 3W = 0.1W$$

$$F_{u2} = \frac{W * h^1}{W * h^1 + W * (2h)^1 + W * (3h)^1} * 0.2 * 3W = 0.2W$$

$$F_{u3} = \frac{W * (3h)^1}{W * h^1 + W * (2h)^1 + W * (3h)^1} * 0.2 * 3W = 0.3W$$



در ادامه مقدار ضریب اطمینان در برابر واژگونی را حول گوشه سمت راست در سطح زیر شالوده محاسبه می کنیم:



$$F.S = \frac{4W * 5.5}{(0.1W * 4.8) + (0.2W * 8.8) + (0.3W * 12.8)} \approx 3.62$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه



سوال ۴

در یک ساختمان اداری 5 طبقه با زیربنای کل حدوداً 1000 m^2 مجموع انواع مختلف بارها به شرح زیر محاسبه شده است:

5000 kN = مجموع بارهای مرده تمامی طبقات از جمله بام (به غیر از وزن اسکلت)

1000 kN = وزن مؤثر کل اسکلت

2500 kN = مجموع بارهای زنده تمامی طبقات (به غیر از بام)

300 kN = کل بار زنده بام

300 kN = کل بار برف بام (منطقه با برف زیاد)

800 kN = مجموع بار مؤثر دیوارهای تقسیم کننده از نوع زنده

1500 kN = مجموع بار مؤثر دیوارهای پیرامونی و دست اندازها

اگر ضریب زلزله (C) این ساختمان 0.15 باشد، مقدار نیروی برشی پایه (برش پایه) در حد مقاومت به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید ساختمان فاقد زیرزمین بوده و در روی سطح زمین احداث می شود. ($\rho = 1.0$)

1338 kN (۴)

1233 kN (۳)

1242 kN (۲)

1329 kN (۱)



طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحه ۲۷ و جدول ۳-۱-۳ صفحه ۲۹ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$V_u = CW \quad (۱-۳)$$

در این رابطه:

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

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

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

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (۲-۳)$$

در این رابطه:

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

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

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

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

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

$$V_{u \min} = 0.12AIW \quad (۳-۳)$$



جدول ۱-۳ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

ابتدا وزن موثر لرزه ای را محاسبه میکنیم:

نکته مهم: در محاسبه وزن موثر لرزه ای در طبقه بام طبق ردیف اول جدول ۱-۳ مقدار بار برف زیاد بحرانی بوده و بدون توجه به بار زنده بام در نظر گرفته می شود.



درصد مشارکت بار زنده اداری در طبقات و درصد مشارکت برف زیاد در بام ساختمان برابر 20 درصد می باشند.

$$W = (5000 + 1000 + 1500 + 800) + 0.2 * (2500) + 0.2 * (300) = 8860 \text{ KN}$$

$$V_u = C * W = 0.15 * 8860 = 1329 \text{ KN}$$

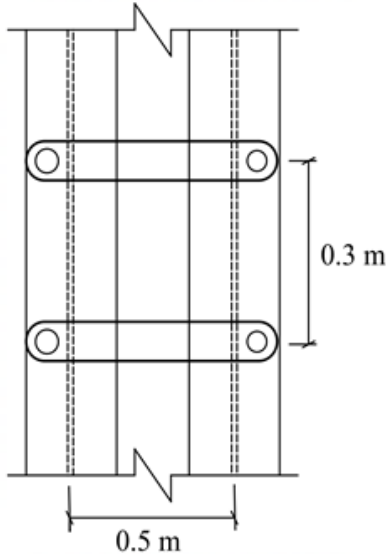
پاسخ سوال گزینه (۱)

سبزسازه



سوال ۵

در شکل زیر یک نردبان ثابت با اعضای فولادی نشان داده شده است. در طراحی به روش LRFD مقاومت خمشی مورد نیاز اعضا افقی نردبان به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید انتهای بالایی پایه‌های نردبان ثابت بالای تراز سقف طبقه یا محل اتکا قرار نمی‌گیرد. همچنین اتصال اعضای افقی به پایه‌های قائم را مفصلی فرض نموده و از وزن اعضای نردبان صرف نظر نمائید.



۱) 0.20 kN.m

۲) 0.24 kN.m

۳) 0.17 kN.m

۴) 0.27 kN.m

سبزسازه



طبق بند ۴-۷-۵-۶ صفحه ۲۸ و بند ۲-۳-۲-۶ صفحه ۱۰ مبحث ۶ داریم:

۴-۷-۵-۶ بار وارد بر نردبان ثابت

حداقل بار زنده روی نردبان ثابت برابر با یک بار متمرکز $1/35$ کیلونیوتن است که باید در هر نقطه‌ای و هر امتدادی که بیشترین اثر بار را بر روی عضو مورد نظر ایجاد کند، وارد گردد. این بار باید در هر سه متر از طول نردبان اعمال شود. موقعی که انتهای بالایی پایه‌های نردبان ثابت از سقف طبقه یا محل اتکا بالاتر قرار گیرد، بخش امتداد یافته هر پایه باید بتواند بار زنده متمرکز $0/45$ کیلونیوتن در هر امتدادی و در هر ارتفاعی تا بالای پایه را تحمل کند.



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

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

۱) $\frac{1}{4}D$

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

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

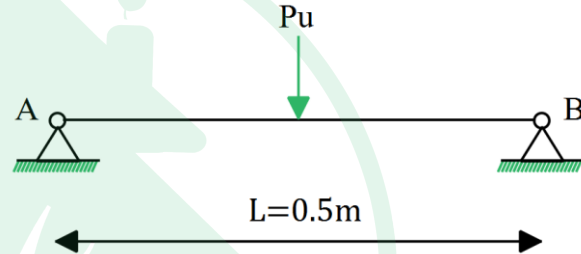
۴) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}W + L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

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

۶) $\frac{1}{9}D + \frac{1}{6}W$

۷) $\frac{1}{9}D + E$





$$P_u = 1.6 * 1.35 = 2.16 \text{ KN}$$

در نهایت مقاومت خمشی مورد نیاز اعضای افقی نردبان را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$M_u = \frac{P_u * L}{4} = \frac{2.16 * 0.5}{4} = 0.27 \text{ KN.m}$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

سبزسازه



سوال ۶

فرض کنید قرار است یک ساختمان از نوع قاب خمشی فولادی متوسط با کاربری مسکونی بر روی خاک نوع I در شهر تهران ساخته شود. حداکثر ارتفاع مجاز این ساختمان از روی تراز پایه برای آنکه بتوان بدون هرگونه تغییر، سازه آن را در همین شهر بر روی خاک نوع II نیز احداث نمود، به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید در هر دو حالت برای محاسبه نیروی زلزله از زمان تناوب تجربی بدون هرگونه افزایش و از روش استاتیکی معادل استفاده می‌شود و جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ایجاد نمی‌کنند. همچنین فرض کنید در هر دو حالت تنش مجاز خاک یکسان بوده و ساختمان فاقد زیرزمین است و نیز برش پایه حداقل تعیین‌کننده نیست.

۱) 11.5 m

۲) 9.5 m

۳) 8.5 m

۴) 10.5 m

سبزسازه



طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحه ۲۷ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$V_u = CW$$

(۱-۳)

در این رابطه:

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

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

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

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

(۳-۲)



الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

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

(۳-۳)

- در قاب‌های بتن‌آرمه

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

(۴-۳)

سبزسازه



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

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

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (۳-۲)$$

$$N = 1.7$$

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



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:

$$B=B_1N$$

(۱-۲)

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

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

$$B_1=S_0+(S-S_0+1)(T/T_0)$$

$$0<T<T_0$$

$$B_1=S+1$$

$$T_0<T<T_s$$

$$B_1=(S+1)(T_s/T)$$

$$T>T_s$$

(۲-۲)



برای اینکه بتوان بدون هرگونه تغییر، سازه را بر روی خاک نوع II احداث نمود باید رابطه زیر برقرار باشد:

$$(V_u)_{II} \leq (V_u)_I$$

$$\rightarrow \left(\frac{A * (B)_{II} * I * W}{R_u} \right)_{II} \leq \left(\frac{A * (B)_I * I * W}{R_u} \right)_I \rightarrow (B)_{II} \leq (B)_I$$

با فرض گزینه سوم سوال و انتخاب ارتفاع $8.5m$ داریم:

$$H = 8.5 \text{ m}$$

$$T = 0.08 * (8.5)^{0.75} \approx 0.4 \text{ s}$$

سبزسازه



برای خاک نوع I در شهر تهران با خطر نسبی بسیار زیاد در حالت اول داریم:

$$T = 0.4 s \leq T_s = 0.4 s$$

$$(B)_I = (S + 1) * N = (1.5 + 1) * 1 = 2.5$$

برای خاک نوع II در شهر تهران با خطر نسبی بسیار زیاد در حالت دوم داریم:

$$T = 0.4 s \leq T_s = 0.5 s$$

$$(B)_{II} = (S + 1) * N = (1.5 + 1) * 1 = 2.5$$

$$\rightarrow (B)_{II} = 2.5 \leq (B)_I = 2.5$$

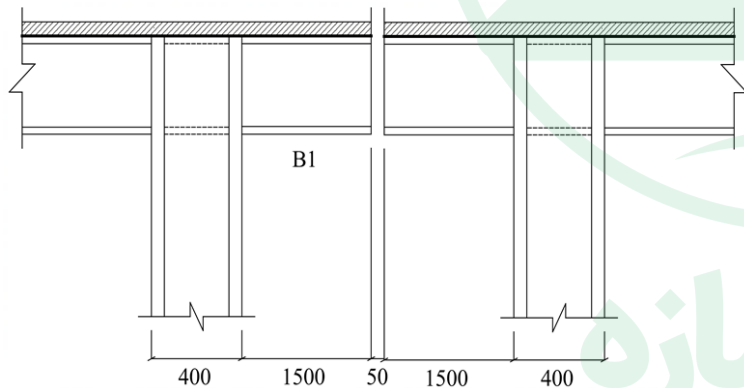
در نهایت رابطه بالا قابل قبول بوده و در ارتفاع $8.5 m$ می توان سازه را بر روی خاک نوع II احداث نمود.

پاسخ سوال گزینه (۳)



سوال ۷

در شکل زیر بخشی از قاب فولادی که روی آن محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر 90 kN است نشان داده شده است (از درز برای کنترل آثار ناشی از تغییرات دما استفاده می‌شود). چنانچه با توجه به سطح بارگیر هر قاب، شدت بار یکنواخت مرده وارد به تیر طره B1 (شامل وزن تیر) 16 kN/m و شدت بار یکنواخت زنده ناشی از بار گسترده کف، با توجه به کاربری آن، 24 kN/m فرض شود، در طراحی به روش LRFD مقاومت خمشی و برشی مورد نیاز (M_u و V_u) تیر طره (B1) فقط تحت بارهای مرده و زنده (اعم از گسترده یا متمرکز) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ بال و جان تیرهای طره مستقیماً به ستون وصل شده‌اند و اتصال تیر طره به ستون گیردار است. (در شکل ابعاد به میلی‌متر هستند)



(۱) $V_u = 77 \text{ kN}$, $M_u = 65 \text{ kN.m}$

(۲) $V_u = 87 \text{ kN}$, $M_u = 65 \text{ kN.m}$

(۳) $V_u = 87 \text{ kN}$, $M_u = 94 \text{ kN.m}$

(۴) $V_u = 77 \text{ kN}$, $M_u = 94 \text{ kN.m}$



طبق بند ۲-۳-۲-۶ صفحه ۱۰ ترکیب بار شماره ۲ و جدول ۱-۵-۶ ردیف ۱۱-۲ صفحه ۳۳ مبحث ۶ داریم:

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱۰	بیمارستان‌ها و مراکز درمانی		
۱-۱۰	اتاق بیمار	۲	۴/۵
۲-۱۰	اتاق عمل، آزمایشگاه‌ها	۳	۴/۵
۳-۱۰	راهرو طبقه همکف	۵	۴/۵
۴-۱۰	راهرو سایر طبقات	۴	۴/۵
۱۱	محل‌های عبور و پارک خودروها		
۱-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا ۴۰ کیلونیوتن	۳ (۲) (۳) (۷)	۱۵ (۷)
۲-۱۱	محل عبور و پارک خودروهایی با وزن ۴۰ تا ۹۰ کیلونیوتن	۶ (۲) (۳) (۷) (۸)	۳۰ (۷)



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

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

۱) $\frac{1}{4}D$

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

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

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

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

۶) $\frac{1}{9}D + \frac{1}{6}W$

۷) $\frac{1}{9}D + E$

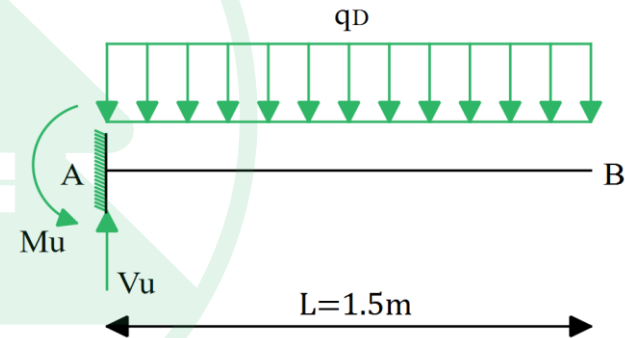


ابتدا مقاومت برشی و خمشی تیر طره B_1 تحت بار مرده را محاسبه می کنیم:

$$q_D = 16 \frac{KN}{m}$$

$$M_D = \frac{q_D * L^2}{2} = \frac{16 * 1.5^2}{2} = 18 KN.m$$

$$V_D = q_D * L = 16 * 1.5 = 24 KN$$



سبزسازه

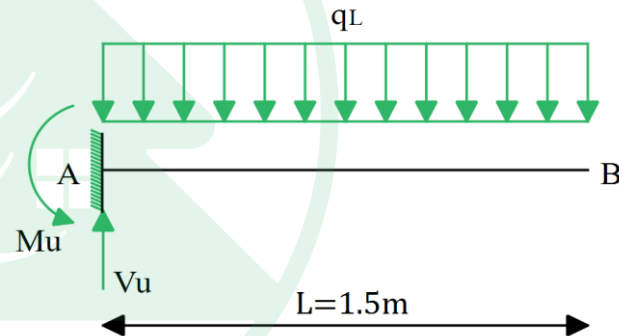


در ادامه مقاومت برشی و خمشی تیر طره B_1 تحت بارهای متمرکز و گسترده زنده را محاسبه می کنیم:
تحت بار گسترده زنده:

$$q_L = 24 \frac{KN}{m}$$

$$M_{Lq} = \frac{q_L * L^2}{2} = \frac{24 * 1.5^2}{2} = 27 \text{ KN.m}$$

$$V_{Lq} = q_D * L = 24 * 1.5 = 36 \text{ KN}$$



سبزسازه

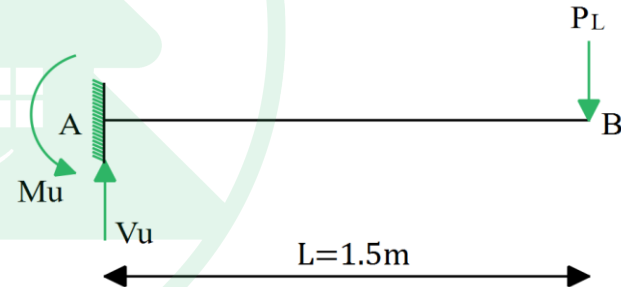


تحت بار متمرکز زنده طبق ردیف ۲-۱۱ جدول ۵-۶-۱ صفحه ۳۳ برای محل عبور و پارک خودروی با وزن $90KN$ داریم:

$$P_L = 30KN$$

$$M_{LP} = P_L * L = 30 * 1.5 = 45 KN.m$$

$$V_{LP} = P_L = 30 KN$$



سبزسازه



در ادامه مقادیر حداکثر مقاومت برشی و خمشی تیر طره تحت بار متمرکز و گسترده زنده به صورت زیر محاسبه می شود:

$$M_L = \max(M_{Lq}, M_{LP}) = 45 \text{ KN.m}$$

$$V_L = \max(V_{Lq}, V_{LP}) = 36 \text{ KN}$$

در نهایت طبق ترکیب بار شماره 2 در روش $LRFD$ داریم:

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2 * 18 + 1.6 * 45 \approx 94 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1.2V_D + 1.6V_L = 1.2 * 24 + 1.6 * 36 \approx 87 \text{ KN}$$



سوال ۸

یک ساختمان فولادی از نوع قاب خمشی ویژه با کاربری مسکونی، واقع بر روی خاک نوع II و منطقه با خطر نسبی متوسط و با زمان تناوب اصلی برابر 1.0 ثانیه مفروض است. اگر این ساختمان در منطقه با خطر نسبی زیاد ساخته شود و زمان تناوب اصلی، وزن مؤثر لرزه‌ای و نوع خاک محل احداث آن تغییر نکند، در روش تحلیل استاتیکی معادل، مقدار نیروی برشی پایه حدوداً چند درصد افزایش می‌یابد؟

15 (۴)

20 (3)

25 (۲)

12.5 (۱)



مشاوره رایگان قبولی در
آزمون نظارت و اجرا

مسیر درست **قبولی در آزمون نظارت و اجرا**
با کمک کلیدواژه و روش صحیح مطالعه رو اینجا پیدا کنید

دریافت مشاوره رایگان



طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحه ۲۷ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$V_u = CW$$

(۱-۳)

در این رابطه:

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

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

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

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

(۲-۳)

در این رابطه:

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

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

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

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

مقدار برش پایه، $V_{u min}$ در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u min} = 0.12 A I W$$

(۳-۳)



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

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

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (۳-۲)$$

$$N = 1.7$$

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

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (۴-۲)$$

$$N = 1.4$$

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



۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

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

$$B=B_1N$$

(۱-۲)

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

۲-۳-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پیوندهای 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.

$$B_1=S_0+(S-S_0+1)(T/T_0)$$

$$0<T<T_0$$

$$B_1=S+1$$

$$T_0<T<T_s$$

(۲-۲)

$$B_1=(S+1)(T_s/T)$$

$$T>T_s$$



در حالت دوم نسبت به حالت اول فقط نسبت شتاب مبنای طرح A و ضریب بازتاب B متفاوت می باشند و بقیه پارامترها در رابطه برش پایه ثابت می باشند.
در حالت اول ساختمان مسکونی در منطقه با خطر نسبی متوسط بر روی خاک نوع II و زمان تناوب اصلی 1.0 ثانیه داریم:

$$I = 1$$

$$R_u = 7.5$$

$$A_1 = 0.25$$

$$T_s = 0.5s \leq T = 1s \leq 4s$$

$$B_1 = (1.5 + 1) * \frac{0.5}{1} = 1.25$$

$$N = \frac{0.4}{4 - 0.5} (1 - 0.5) + 1 = 1.057$$

$$B = B_1 * N = 1.25 * 1.057 = 1.32$$

$$Vu_1 = \frac{0.25 * 1.32 * 1 * W}{7.5} = 0.044W \geq Vu_{min} = 0.12 * 0.25 * 1 * W = 0.03W$$



در حالت دوم ساختمان مسکونی در منطقه با خطر نسبی زیاد بر روی خاک نوع II و زمان تناوب اصلی 1.0 ثانیه داریم:

$$I = 1$$

$$R_u = 7.5$$

$$A_2 = 0.30$$

$$T_s = 0.5s \leq T = 1s \leq 4s$$

$$B_1 = (1.5 + 1) * \frac{0.5}{1} = 1.25$$

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.5} (1 - 0.5) + 1 = 1.1$$

$$B = B_1 * N = 1.25 * 1.1 = 1.375$$

$$Vu_2 = \frac{0.30 * 1.375 * 1 * W}{7.5} = 0.055W \geq Vu_{min} = 0.12 * 0.30 * 1 * W = 0.036W$$



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

$$\frac{Vu_2}{Vu_1} = \frac{0.055}{0.044} = 1.25$$

از مقدار بدست آمده می توان دریافت که برش پایه در حالت دوم ۲۵ درصد افزایش می یابد.

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه



سوال ۹

برای ساخت یک سازه نگهدارنده لوله‌ها (پایپ رک‌ها) از سیستم قاب خمشی فولادی معمولی استفاده شده است. در صورتی که اتصال تیرها به ستون‌ها از نوع پیچی با اتصالات گیردار فلنجی، که در محل اجرا می‌شود باشد، حداکثر ارتفاع مجاز آن از روی تراز پایه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

(۱) 10.5 متر

(۲) 15 متر

(۳) 20 متر

(۴) 30 متر

سبزسازه



طبق زیر نویس شماره [2] در جدول ۵-۱ صفحه ۷۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

[۱] برای سازه نگهدارنده لوله‌ها "پایپ رک‌ها" تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر مجاز است.

[۲] برای "پایپ رک‌ها" تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر مجاز است. در صورتی که اتصالات خمشی که در محل انجام می‌شوند، از نوع پیچی با اتصالات گیردار فلنجی باشند، ارتفاع "پایپ رک‌ها" می‌تواند ۳۰ متر باشد.

تبصره- "پایپ رک‌ها" از نوع سازه‌های مشابه ساختمان محسوب می‌شوند. در این سازه‌ها نباید از اصطکاک لوله‌ها، ناشی از بارهای ثقیلی، برای مقابله با نیروی زلزله استفاده کرد.

پاسخ سوال گزینه (۴)



سوال ۱۰

در پهنه با خطر نسبی زیاد تیری در ساختمان مسکونی با دهانه 16 متر به صورت دو سر مفصل، تحت اثر بار مرده (شامل وزن تیر) و زنده یکنواخت بدون ضریب به ترتیب 50 kN/m و 40 kN/m قرار دارد. مقدار برش تیر ناشی از نیروی قائم زلزله (بدون ضریب) در فاصله 4 متری از تکیه گاه تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

36 kN (۴)

65 kN (۳)

76 kN (۲)

130 kN (۱)

سبزسازه



طبق بند ۳-۳-۹ صفحه ۴۱ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۳-۹-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف- کل سازه ساختمان‌هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند.

ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

پ- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ت- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۳-۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_{Vi}=0.6 A I W_p \quad (3-10)$$

در این رابطه:

A و A مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

Wp: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین، جداگانه به سازه اعمال شود. در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

۳-۳-۹-۳ نیروهای قائم و افقی زلزله باید همزمان با بارهای مرده و زنده ترکیب شده و در طراحی اعضای سازه به کار رود. در این ترکیب ضوابط بند (۳-۱-۴) باید رعایت شود و سازه باید برای پیشینه اثر این ترکیبات طراحی گردد.



چون طول تیر بیشتر از 15 متر می باشد لذا باید باز قائم زلزله را در نظر بگیریم:

$$W_p = 50 + 40 = 90 \frac{KN}{m}$$

$$A = 0.30$$

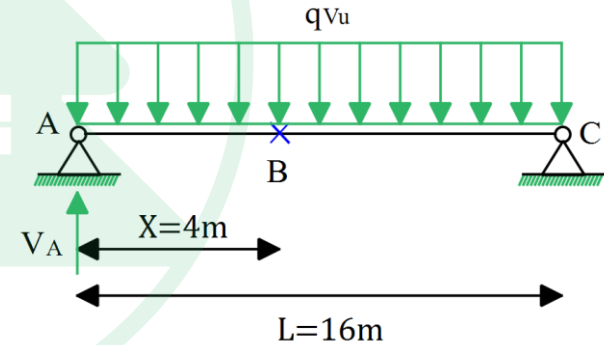
$$I = 1$$

$$q_{vu} = 0.6 * A * I * W_p = 0.6 * 0.30 * 1 * 90 = 16.2 \frac{KN}{m}$$

سبزسازه



در ادامه می توان برش در فاصله 4 متری از تکیه گاه تیر ناشی از نیروی زلزله قائم را محاسبه نمود:

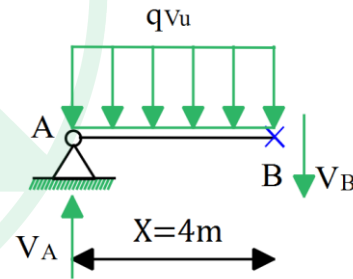


$$V_A = \frac{q_{vu} * L}{2} = \frac{16.2 * 16}{2} = 129.6 \text{ KN}$$



در نهایت می توان با مقطع در فاصله 4 متری از تکیه گاه A و در نظر گرفتن عضو AB مقدار برش در نقطه B که ناشی از نیروی زلزله قائم می باشد را محاسبه نمود:

$$V_B = V_A - q_{vu} * X = 129.6 - 16.2 * 4 \approx 65 \text{ KN}$$



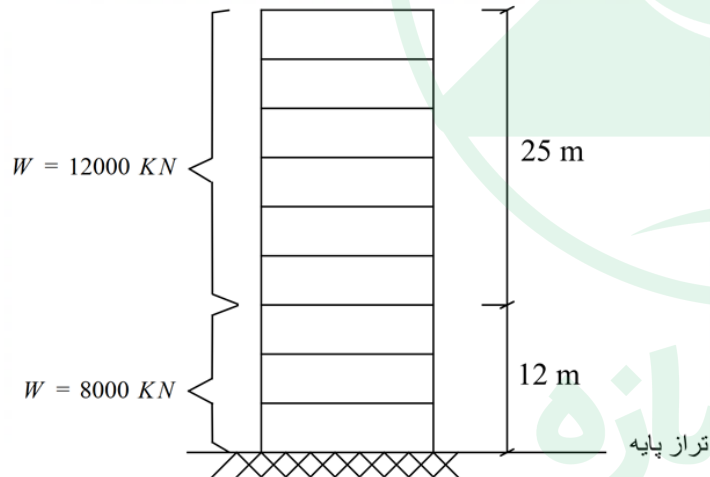
پاسخ سوال گزینه (۳)

سبزسازه



سوال ۱۱

سازه مسکونی شکل زیر واقع در شهر تهران را با دو سیستم سازه‌ای متفاوت در نظر بگیرید. سیستم سازه تحتانی از نوع دیوار باربر همراه با دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه و سازه فوقانی از نوع قاب خمشی بتن آرمه ویژه می‌باشد. مقدار نیروی برشی زلزله در تراز پایه برای طراحی سازه فوقانی به روش استاتیکی معادل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ شرایط ترکیب سیستم به صورت دو مرحله‌ای فراهم نبوده و زمان تناوب تجربی به‌دست آمده نباید افزایش داده شود. زمین نوع II بوده و برای هر دو قسمت $\rho = 1$ فرض شود.



(۱) 1725 kN

(۲) 2445 kN

(۳) 1045 kN

(۴) 1175 kN



طبق بند ۳-۳-۵-۹-۱ صفحه ۳۷ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۳-۵-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع استفاده شده باشد، برای تعیین نیروی جانبی زلزله باید الزامات زیر رعایت گردد:

۳-۳-۵-۹-۱ حالت کلی

الف- زمان تناوب اصلی سازه باید مطابق ضوابط بند (۳-۳-۳) تعیین گردد. در مواردی که از روابط تجربی استفاده می‌شود، این زمان باید برابر با متوسط وزنی زمان‌های تناوب هر یک از سیستم‌ها در ارتفاع کل سازه در نظر گرفته شود.

ب- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی بیشتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات هردو قسمت مورد استفاده قرارگیرد.

پ- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات این قسمت مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 مربوط به همین قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرد. ولی حالت نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/p قسمت فوقانی به R_u/p قسمت تحتانی ضرب شده‌اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اضافه شود. این نسبت در هر حال نباید کوچک‌تر از ۱/۰ باشد.



$$V_u = CW$$

(۱-۳)

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی درحد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب $1/4$ تقسیم شود.

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

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

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

(۲-۳)

در این رابطه:

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

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

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

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



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

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

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

الف- برای پهنه های با خطر 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)

$$N=1.7$$

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



۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

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

$$B = B_1 N \quad (۱-۲)$$

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

۲-۳-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگنمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه خیزی منطقه مشخص می شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل های (۲-۱-الف) و (۲-۱-ب) تعیین می گردد.

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



۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (3-3)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (4-3)$$

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

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

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۵-۳)، به غیر از سیستم

کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (5-3)$$



با توجه به ترکیب سیستم ها در ارتفاع از زمان تناوب وزنی استفاده می شود:

$$\rightarrow T_{\text{تحتانی}} = 0.05 * (12 + 25)^{0.75} = 0.75s$$

$$\rightarrow T_{\text{فوقانی}} = 0.05 * (12 + 25)^{0.75} = 0.1.29s$$

$$\rightarrow T_{\text{اصلی}} = \frac{12}{37} * 0.75 + \frac{25}{37} * 1.29 = 1.115s$$

سبزسازه



ساختمان مسکونی در شهر تهران بر روی خاک نوع II و زمان تناوب اصلی 1.115 ثانیه:

$$I = 1$$

$$R_u = 7.5 \text{ فوقانی}$$

$$A = 0.35$$

$$T_s = 0.5s \leq T = 1.115s \leq 4s$$

$$B_1 = (1.5 + 1) * \frac{0.5}{1.115} = 1.12$$

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.5} (1.115 - 0.5) + 1 = 1.123$$

$$B = B_1 * N = 1.12 * 1.123 = 1.26$$



برای محاسبه نیروی برشی زلزله در تراز پایه برای طراحی سازه فوقانی باید از ضریب رفتار سیستم فوقانی و از وزن لرزه ای کل سازه استفاده نموده هر چند این نیروی برشی در تراز پایه برش پایه کل ساختمان محسوب نخواهد شد و صرفاً در طراحی سیستم فوقانی مورد استفاده قرار می گیرد.

$$V_u = \frac{0.35 * 1.26 * 1 * (12000 + 8000)}{7.5} = 1176 \text{ KN}$$

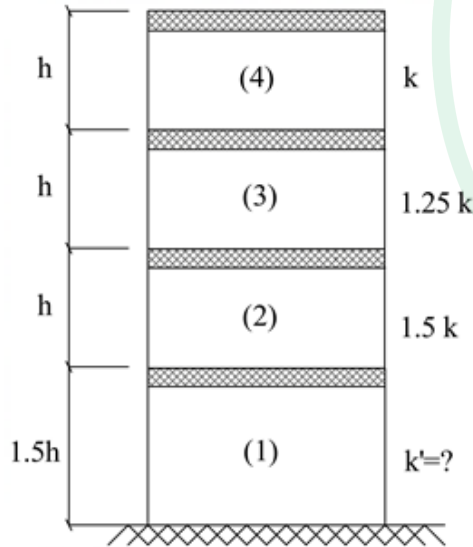
پاسخ سوال گزینه (۴)

سبزسازه



سوال ۱۲

فرض کنید در یک ساختمان مسکونی 4 طبقه سختی طبقات مطابق شکل زیر است. حداقل سختی جانبی طبقه اول (k') برای آنکه احداث این ساختمان در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد بر روی زمین نوع IV مجاز باشد، مطابق کدام یک از گزینه‌های زیر است؟ ساختمان به لحاظ پیچشی منظم فرض شود.



(۱) $0.9k$

(۲) $1.05k$

(۳) $0.875k$

(۴) k

سبزه سازه

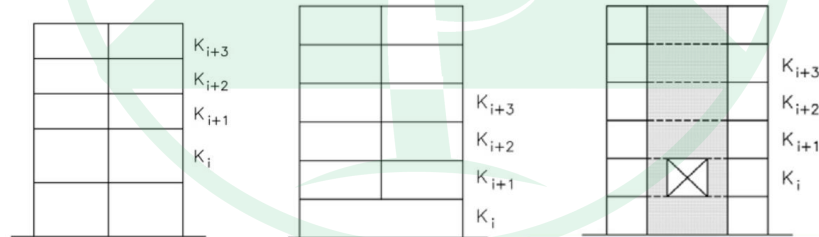


طبق بند ۱-۷-۳ مورد ب صفحه ۷ و شکل ث در صفحه ۱۰ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۱-۷-۳ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های با نامنظمی "طبقه خیلی ضعیف" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطر نسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه و یا ۱۰ متر باشد.

ب- احداث ساختمان‌های با نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "شدید پیچشی" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی زمین‌های نوع I، II و III مجاز است.



$$K_i < 0.7 K_{i+1}$$

یا

$$K_i < 0.8/3(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$$

طبقه نرم

$$K_i < 0.6 K_{i+1}$$

یا

$$K_i < 0.7/3(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$$

طبقه خیلی نرم

ث - نامنظمی سختی جانبی



طبق صورت سوال نامنظمی پیچشی نداریم و لذا فقط باید طبقه خیلی نرم را کنترل کنیم که اگر این مورد هم در سازه نباشد می توان سازه را در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و بر روی زمین نوع IV احداث نمود. بنابراین:

$$\rightarrow K' \geq 0.6 * 1.5K \rightarrow K' \geq 0.9K$$

$$\rightarrow K' \geq 0.7 * \frac{1.5K + 1.25K + K}{3} \rightarrow K' \geq 0.875K$$

در نهایت داریم:

$$\rightarrow K' \geq \max(0.9K, 0.875K) = 0.9K$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

سبزسازه



سوال ۱۳

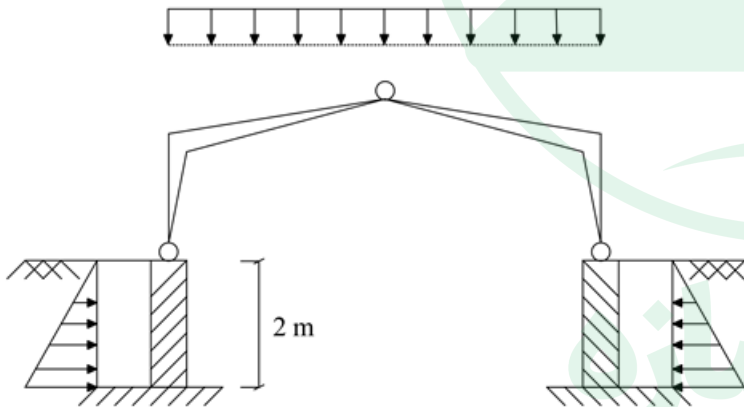
در شکل زیر یکی از قاب‌های میانی یک سالن صنعتی خاص نشان داده شده است که در آن، قاب‌های فولادی روی پدستال‌هایی بتنی که همواره تحت فشار جانبی خاک هستند قرار می‌گیرند. رانش (برش در راستای افقی) پای هر کدام از ستون‌های قاب فولادی تحت بار مرده 10 kN و تحت بار یکنواخت برف 20 kN بوده و از طرفی کل فشار جانبی خاک بر هر پدستال که توزیع آن مثلی فرض می‌شود، 72 kN است. فقط تحت اثر بار مرده، برف و فشار خاک، مقاومت خمشی مورد نیاز M_u (بدون توجه به نیروی محوری) جهت طراحی پدستال به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 165 kN.m

۲) 45 kN.m

۳) 12 kN.m

۴) 88 kN.m



طبق بند ۲-۳-۲-۶ صفحه ۱۰ ترکیب بار شماره ۳ و مورد ت-۱ و ت-۲ برای فشار جانبی خاک در صفحه ۱۱ مبحث ۶ و استفاده از مفاهیم تقارن و استاتیک قاب در تحلیل سازه ها داریم:

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

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

۱) $\frac{1}{4}D$

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

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

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

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

۶) $\frac{1}{9}D + \frac{1}{6}W$

۷) $\frac{1}{9}D + E$



ت) در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا مواد انباشته، H ، اثر آن‌ها را باید به صورت زیر منظور نمود:

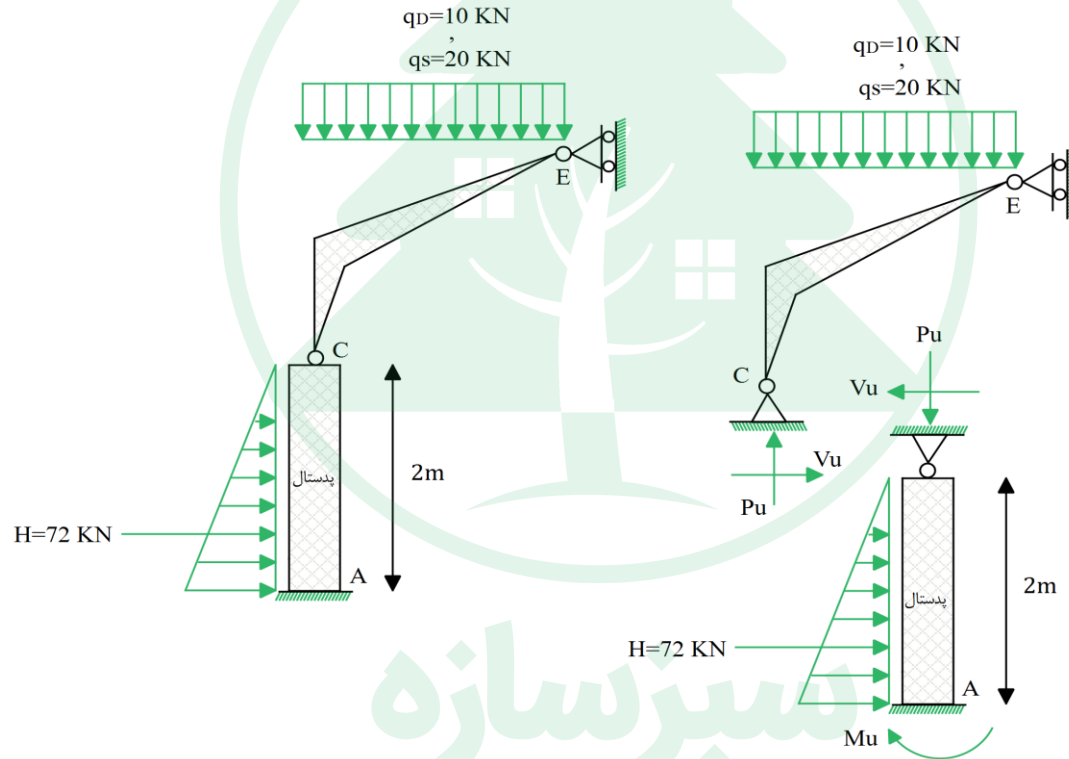
ت-۱) اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر بارها باشد، اثر بار H باید با ضریب $1/6$ در ترکیب بارها منظور شود،

ت-۲) اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H ، اثر آن باید با ضریب $0/9$ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرف نظر گردد.

سبزسازه



سازه متقارن بوده و تحت بارگذاری متقارن قرار دارد لذا سازه نیمه به صورت زیر می باشد:



طبق ترکیب بار شماره ۳ در روش $LRFD$ برای بار مرده و برف داریم:

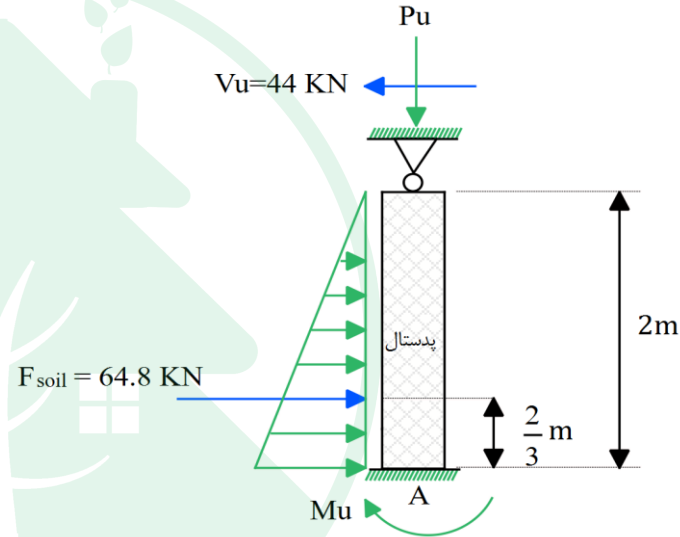
$$V_u = 1.2V_D + 1.6V_S = 1.2 * 10 + 1.6 * 20 = 44 \text{ KN}$$

طبق مورد ت-۲ صفحه ۱۱ مبحث ۶ در روش $LRFD$ چون لنگر ناشی از برش افقی پای ستون قاب فولادی در خلاف جهت فشار جانبی خاک به پدستال بتنی وارد شده است، و اثر بار جانبی خاک در جهت کاهش اثرات بارهای مرده و برف می باشد اثر آن باید در ضریب ۰.۹ ضرب شود. بنابراین:

$$F_{soil} = 0.9H = 0.9 * 72 = 64.8 \text{ KN}$$

سبزسازه





در نهایت با نوشتن معادله تعادل حول نقطه A مقدار مقاومت خمشی پدستال بتنی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\sum M_A = 0$$

$$\rightarrow M_u = 44 * 2 - 64.8 * \frac{2}{3} \approx 45 \text{ KN.m}$$



سوال ۱۴

ساختمان سه طبقه مسکونی با وزن مؤثر لرزه‌ای W و ارتفاع h برای کلیه طبقات مستقر بر خاک نوع II در یزد مفروض است. حداقل نسبت d (عرض ساختمان) به h چقدر می‌تواند باشد تا این ساختمان براساس روش ساده شده استاندارد 2800 در برابر واژگونی مقاوم باشد؟ در محاسبات زمان تناوب اصلی را 0.25 در نظر بگیرید. $R_u = 5$ بوده و فرض کنید این ساختمان شرایط لازم برای کاربرد روش ساده شده را دارد. همچنین فرض نمائید ساختمان بر بروی سطح زمین واقع بوده و در محاسبات از وزن شالوده و خاک روی آن صرف‌نظر شود و محاسبه لنگر واژگونی نسبت به سطح زمین مدنظر است.

0.45 (۴)

0.60 (۳)

0.55 (۲)

0.5 (۱)

سبزسازه



طبق بند ۱-۳-۱۳-۳ و ۲-۳-۱۳-۳ و ۳-۱۳-۳ صفحات ۵۵ و ۵۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۱-۳-۱۳-۳ نیروی برش پایه

نیروی برشی پایه از رابطه (۱-۳) محاسبه می شود، با این تفاوت که در این روش C، ضریب زلزله، از رابطه (۱۷-۳) به دست می آید،

$$C = \frac{ABIF}{R_u} \quad (۱۷-۳)$$

A، I و R_u ضرایب تعریف شده در بند (۱-۳-۳) می باشند.

B: ضریب بازتاب ساختمان است که در روش ساده شده برابر $B=S+1$ در نظر گرفته می شود. ضریب S با توجه به نوع زمین و پهنه بندی خطر زلزله با استفاده از جدول (۲-۲) تعیین می شود.

F: ضریبی است که برای ساختمان های ۱ الی ۳ طبقه به ترتیب برابر ۱، ۱/۱ و ۱/۲ در نظر گرفته می شود.

۲-۳-۱۳-۳ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برش پایه که طبق بند فوق محاسبه شده است، مطابق رابطه (۱۸-۳) در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد.

$$F_i = \frac{W_i}{W} V_u \quad (۱۸-۳)$$

در این رابطه W_i بخشی از وزن مؤثر لرزه ای ساختمان است که به تراز طبقه i نسبت داده شده است.



۳-۱۳-۶ در روش ساده شده، تحلیل سازه با فرض تکیه گاه صلب صورت می پذیرد.
شالوده ساختمان در این روش باید به گونه ای طراحی شود که ضریب اطمینان در مقابل
واژگونی، یعنی نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی حاصل از نیروهای جانبی، حداقل برابر
یک باشد.

ابتدا برش پایه ساختمان طبق روش ساده شده به صورت زیر محاسبه می شود:

$$V_u = C * W = \frac{ABIF}{R_u} * W$$

$$F = 1.2$$

$$I = 1$$

$$R_u = 5$$

$$A_{یزد} = 0.25$$

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

$$W = 3W$$

سبزسازه



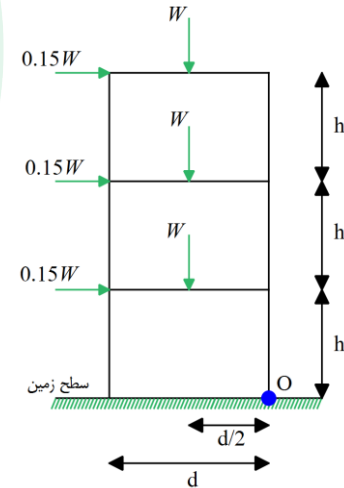
$$V_u = C * W = \frac{0.25 * 2.5 * 1 * 1.2}{5} * 3W = 0.45W$$

نیروی زلزله در تراز طبقات برابر بوده و به صورت زیر محاسبه می شود:

$$F_1 = F_2 = F_3 = \frac{W}{3W} * 0.45W = 0.15W$$

$$M_R = 3W * \frac{d}{2} = 1.5Wd$$

$$M_h = (0.15W * h) + (0.15W * 2h) + (0.15W * 3h) = 0.9Wh$$



سبzsازه



در نسبت خواسته شده را با توجه به ضریب اطمینان واژگونی برابر یک محاسبه می کنیم:

$$F.S = \frac{M_R}{M_h} \rightarrow 1 = \frac{1.5Wd}{0.9Wh} \rightarrow 0.9h = 1.5d \rightarrow \frac{d}{h} = \frac{0.9}{1.5} = 0.60$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

سبزسازه



پاسخ ۱۵ طبق بند ۱-۲-۲-۶ و بند ۳-۶ در صفحات ۸۱ و ۸۳ و جدول ۲-۶ در صفحه ۸۴ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۱-۲-۲-۶ ارزیابی پایداری شیب‌ها به منظور بررسی استعداد زمین لغزش

در مواردی که توپوگرافی سطحی و لایه‌بندی خاک نامنظمی شدید نداشته باشد، پاسخ زمین‌های شیب‌دار به زلزله طرح می‌تواند با استفاده از تحلیل شبه استاتیکی ساده‌شده محاسبه گردد. در غیر این صورت باید از روش‌های تحلیل دینامیکی نظیر المان محدود یا مدل بلوک صلب لغزنده و دیگر روش‌ها استفاده گردد. در آنالیز شبه‌استاتیکی، نیروهای اینرسی لرزه‌ای طرح که بر توده خاک وارد می‌شوند، باید محاسبه گردند.

$$F_H = k_h W_s \quad (۲-۶)$$

$$k_h = 0.5 A \quad (۳-۶)$$

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق جدول (۱-۲)

F_H : نیروی افقی ناشی از زلزله

k_h : ضریب مؤلفه افقی زلزله

W_s : وزن توده لغزشی

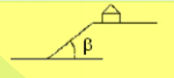
اثر مؤلفه قائم زلزله بجز در شرایط خاص نظیر میدان نزدیک در نظر گرفته نمی‌شود.



۳-۶ بزرگنمایی ناشی از توپوگرافی

افزایش نیروی طراحی لرزه‌ای در بررسی پایداری شیب‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر شیب‌ها یا نزدیک آنها باید از طریق ضریب بزرگنمایی توپوگرافی (S_T) برای شیب‌های با ارتفاع بیش از ۳۰ متر و با زاویهٔ میانگین بیش از ۱۵° صورت گیرد. در تحلیل پایداری شیب‌ها ضریب بزرگنمایی توپوگرافی در مقدار k_{β} ضرب می‌گردد. حداقل مقادیر ضریب بزرگنمایی توپوگرافی در پایداری شیب‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر یا نزدیک شیب‌ها در جدول (۲-۶) ارائه گردیده است. این ضریب بزرگنمایی فقط در ثلث فوقانی ارتفاع شیب‌ها اعمال می‌گردد.

جدول ۲-۶ ضرایب بزرگنمایی ناشی از توپوگرافی

شکل شیب	میانگین زاویه شیب (β)	S_T
	$> 15^\circ$	$\geq 1/2$
	۱۵ تا ۳۰	$\geq 1/2$
	$> 30^\circ$	$\geq 1/4$

S_T : ضریب بزرگنمایی توپوگرافی

β : میانگین زاویه شیب



برای محاسبه نیروی افقی ناشی از زلزله از رابطه زیر استفاده می کنیم:

$$F_H = K_h * W_S$$

رابطه نیروی افقی ناشی از زلزله را می توان برابر رابطه برش پایه ساختمان قرار داد. بنابراین:

$$F_H = K_h * W_S = C * W$$

که به صورت زیر به رابطه ضریب زلزله می رسیم:

$$A_{\text{تهران}} = 0.35$$

$$C = K_h = 0.5 * A = 0.5 * 0.35 = 0.175$$

سبزسازه



نکته مهم: طبق بند ۳-۶ و جدول ۲-۶ چون زاویه میانگین شیب (β) بیشتر از 15° درجه و ارتفاع شیب بیشتر از 30 متر می باشد باید در محاسبه نیروی جانبی زلزله اثر ضریب بزرگنمایی توپوگرافی (S_T) در ضریب مولفه افقی زلزله ضرب شود. بنابراین:

$$H = 35m > 30m$$

$$\beta = 25^\circ > 15^\circ$$

$$\rightarrow S_T = 1.2$$

در نهایت ضریب زلزله نهایی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$C_{\text{نهایی}} = K_h * S_T = 0.175 * 1.2 = 0.21$$

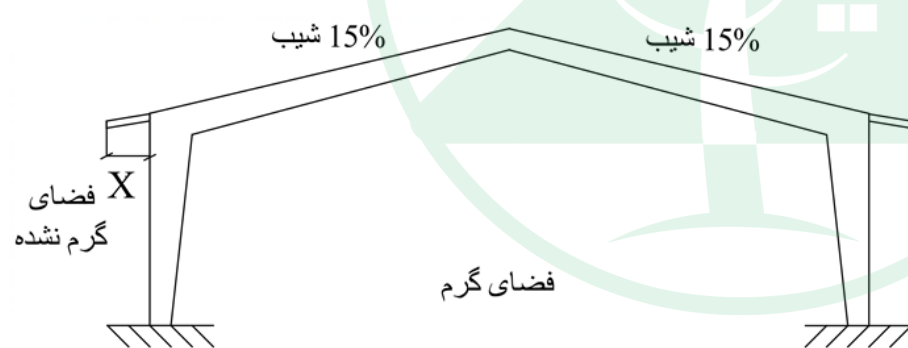
پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه



سوال ۱۶

در شکل زیر فرض نمایید طول طره لبه پایین بام (x) به دلایلی از 1.2 m به 1.8 m افزایش یافته است. لنگر خمشی این تیر طره ناشی از بار برف (P_r) حدوداً چند درصد افزایش می‌یابد؟ در این طره امکان تجمع برف وجود داشته و به منظور سهولت انجام محاسبات در تمامی شرایط مقدار C_x در طول طره برابر 1.0 در نظر گرفته شود.



(۱) 55

(۲) 70

(۳) 125

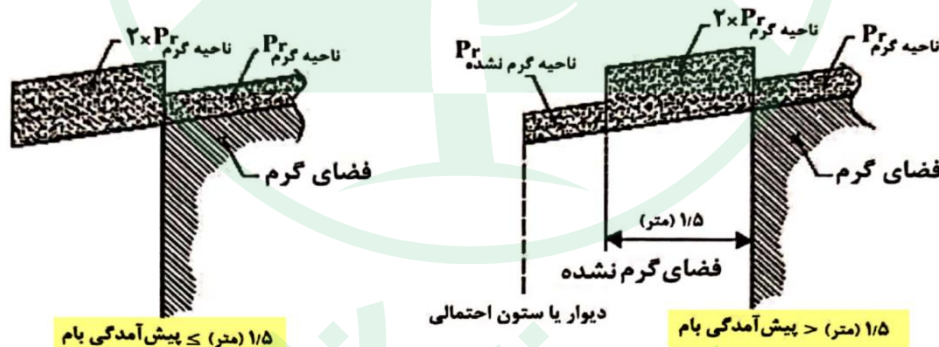
(۴) 90

سبزسازه



طبق بند ۶-۷-۴ و شکل ۶-۷-۱ صفحات ۵۱ و ۵۲ مبحث ۶ و استفاده از مفاهیم استاتیک تیر در تحلیل سازه‌ها داریم:

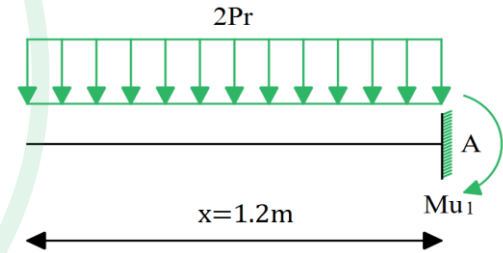
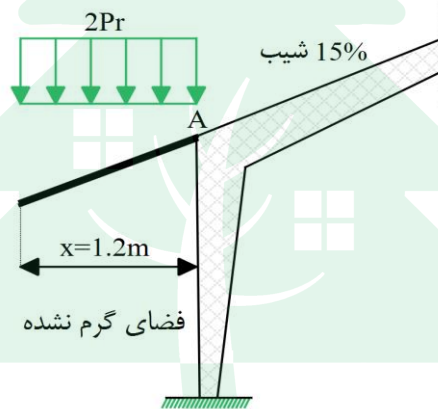
۶-۷-۴ برای طراحی طره لبه پایین بام، که در آن امکان تجمع برف وجود دارد، مقدار P_R باید دو برابر شود. طول ناحیه تجمع برف برابر طول طره خواهد بود ولی این طول مطابق شکل ۶-۷-۱ لازم نیست از بر دیوار زیر سقف به سمت بیرون بیشتر از ۱/۵ متر در نظر گرفته شود. برای محاسبه P_R در این ناحیه، ضریب C_s برابر یک در نظر گرفته می شود. در صورتی که طول طره از ۱/۵ متر بیشتر باشد، در طول اضافی ضریب C_h بر اساس شرایط حرارتی این ناحیه محاسبه می شود.



شکل ۶-۷-۱ مقدار بار برف بر روی طره لبه پایین بام



$$\rightarrow x = 1.2m \leq 1.5m$$



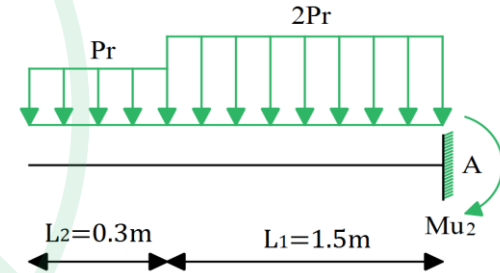
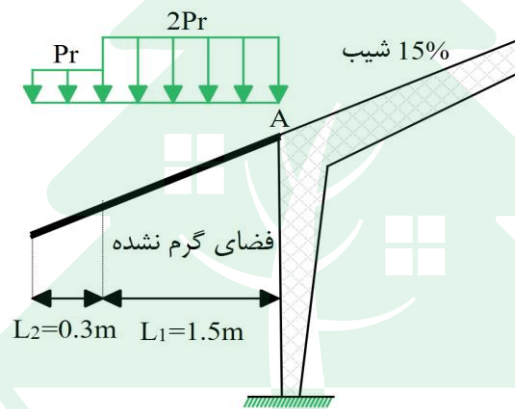
$$\sum M_A = 0$$

$$\rightarrow M_{u1} = \frac{2Pr * (1.2)^2}{2} = 1.44Pr$$



حالت دوم:

$$\rightarrow x = 1.8m > 1.5m$$



$$\sum M_A = 0$$

$$\rightarrow M_{u2} = \frac{2Pr * (1.5)^2}{2} + Pr * 0.3 * \left(1.5 + \frac{0.3}{2}\right) = 2.745Pr$$



در نهایت نسبت خواسته شده به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rightarrow \frac{M_{u2}}{M_{u1}} = \frac{2.745Pr}{1.44Pr} = 1.90$$

در حالت دوم نسبت به حالت اول مقدار لنگر خمشی تیر طره ناشی از بار برف 90 درصد افزایش می یابد.

پاسخ سوال گزینه (۴)

سبزسازه



درخصوص احداث یک گود با عمق 30 متر برای سطح اشغال 800 مترمربع کدامیک از عبارتهای زیر صحیح است؟

- (۱) برای این گود مطالعه کامل بررسی اندرکنش خاک و سازه در شرایط استاتیکی و دینامیکی الزامی است.
- (۲) تعداد گمانه‌های این گود نسبت به گودهای با عمق کمتر از 20 متر باید حداقل دو برابر شود.
- (۳) مقدار مجاز تغییرشکل‌های این گود نسبت به گودهای با عمق کمتر از 20 متر باید 20 درصد افزایش یابد.
- (۴) مقدار ضریب اطمینان پایداری این گود نسبت به گودهای با عمق کمتر از 20 متر باید 20 درصد کاهش یابد.



مطابق بند ۷-۳-۳-۱ صفحه ۳۱ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰:

۱-۳-۳-۷ الزامات و مبانی در طراحی و اجرای گودها در این مبحث برای گودبرداری‌های کمتر از ۲۰ متر است و اکیداً توصیه می‌شود از احداث گود با عمق بیشتر از ۲۰ متر احتراز شود. در صورت ضرورت احداث گودهای عمیق‌تر موارد زیر باید انجام پذیرد:

- ضرورت احداث توسط شورای عالی شهرسازی به تصویب برسد.
- مقادیر مجاز تغییر شکل‌ها ۲۰٪ کاهش و ضرایب اطمینان پایداری و مقاومتی ۲۰٪ افزایش پیدا کند.
- تعداد گمانه‌ها نسبت به جدول ۷-۲-۱ پنجاه درصد افزایش پیدا کند.

بنابراین گزینه ۱ پاسخ تست می‌باشد.

سبزسازه



درخصوص تحلیل پایداری و تغییرشکل گوده‌های موقت (کمتر از یک سال) کدام یک گزینه‌های زیر صحیح نیست؟

- (۱) برای تحلیل گوده‌های موقت در نظر گرفتن بار زلزله الزامی نیست.
- (۲) برای تحلیل پایداری گوده‌های موقت استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت، مجاز است.
- (۳) برای تحلیل پایداری گوده‌های موقت استفاده از روش تنش مجاز، مجاز است.
- (۴) ضریب اطمینان گوده‌های موقت برای پایداری کلی در هیچ شرایطی نباید کمتر از 1.5 در نظر گرفته شود.

سبزسازه



گزینه ۱ مطابق بند ۷-۳-۳-۶-۶ صفحه ۳۶ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ صحیح است:

۷-۳-۳-۶ برای تحلیل گود در شرایط موقت در نظر گرفتن بار زلزله الزامی نیست.

گزینه ۲ و ۳ مطابق بند ۷-۳-۳-۴ صفحه ۳۵ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ صحیح است:

۷-۳-۳-۴ تحلیل پایداری با روش‌های تعادل حدی و بر اساس روش تنش مجاز انجام می‌گیرد. در این روش، حداقل ضرایب اطمینان به شرط موقت بودن گود (کمتر از یک سال) به شرح جدول ۷-۳-۳ می‌باشد. استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت نیز مجاز است.

گزینه ۴ مطابق جدول ۷-۳-۳ صفحه ۳۶ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ نادرست است:

جدول ۷-۳-۳ حداقل ضریب اطمینان برای پایداری کلی گود موقت

نوع	حداقل ضریب اطمینان پیشنهادی برای پایداری کلی
موقت	
شیب‌های خاکبرداری	۱/۳
پایداری کلی شروانی	۱/۳
بالا آمدن کف گود	۱/۵

بنابراین گزینه ۴ پاسخ تست می‌باشد.



سوال ۱۹

در طراحی یک دیوار سازه نگهبان به صورت خاک مسلح از مصالح ژئوسنتتیک به عنوان مسلح کننده استفاده شده است. در صورتی که برای طراحی از روش تنش مجاز استفاده شود و ضرایب اطمینان جزئی در مقاومت کششی مسلح کننده ها به صورت زیر باشد، کدامیک از مقادیر زیر می تواند به عنوان حداکثر مقاومت کششی مجاز مسلح کننده ها در نظر گرفته شود؟ در پاسخ ها T_{ult} مقاومت کششی نهایی تضمین شده کارخانه سازنده مسلح کننده ها است.

- ۱.۰ - ضریب اطمینان فساد بیولوژیکی برابر
- ۱.۳ - ضریب اطمینان خوردگی شیمیایی برابر
- ۲.۵ - ضریب اطمینان خزش برابر
- ۱.۲ - ضریب اطمینان آسیب دیدگی ناشی از نصب برابر

$$0.75 T_{ult} \text{ (۴)}$$

$$0.4 T_{ult} \text{ (۳)}$$

$$0.25 T_{ult} \text{ (۲)}$$

$$0.33 T_{ult} \text{ (۱)}$$



مطابق بند ۷-۵-۱-۳ (ب-۱) صفحه ۶۲ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰:

ب-۱ ضریب اطمینان مقاومت کششی مجاز مسلح کننده‌ها

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

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

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

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

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

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

T_a = مقاومت کششی مجاز

T_{ult} = مقاومت کششی نهایی

در هر حال ضریب اطمینان مقاومت کششی مسلح کننده‌ها باید بین ۱/۵ تا ۲/۵ انتخاب شوند.



ضریب اطمینان مسلح کننده‌های ژئوسنتتیک برابر با عبارت زیر است و باید بین ۱.۵ و ۲.۵ در نظر گرفته شود:

$$FS = FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd} = 1.2 \times 2.5 \times 1.3 \times 1 = 3.9$$

بنابراین ضریب اطمینان را می‌بایست ۲.۵ در نظر بگیریم:

$$T_a = \frac{T_{ult}}{FS} = \frac{T_{ult}}{2.5} = 0.4T_{ult}$$

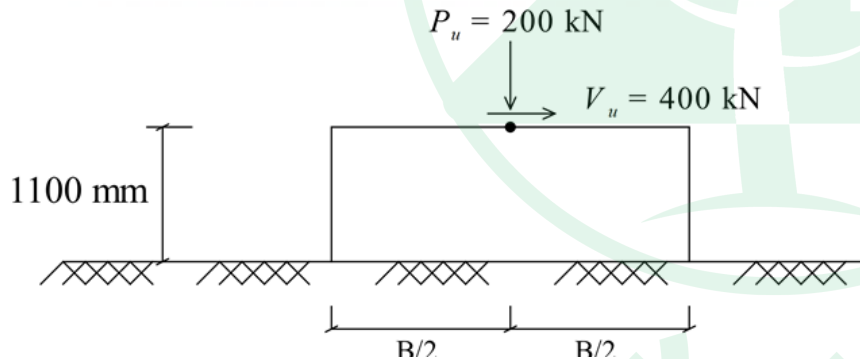
بنابراین گزینه ۳ پاسخ تست می‌باشد.

سبزسازه



سوال ۲۰

مطابق شکل زیر یک پی منفرد و مربع بتنی تحت اثر نیروهای ضریب دار P_u و V_u قرار دارد که از بارهای زنده و مرده ناشی شده‌اند. در صورتی که خاک زیر پی از نوع زهکشی شده با زاویه اصطکاک داخلی 32 درجه باشد. تنها براساس کنترل لغزش، حداقل بُعد پی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ وزن مخصوص بتن $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ فرض شود.



$B = 3.25 \text{ m}$ (۱)

$B = 3.65 \text{ m}$ (۲)

$B = 4.80 \text{ m}$ (۳)

$B = 4 \text{ m}$ (۴)



مطابق متن سؤال، پی بتنی تحت نیروی ضریب دار قرار دارد. بنابراین می‌بایست برای کنترل لغزش، از روش ضرایب بار و مقاومت استفاده کنیم. مطابق جدول ۷-۶-۴ صفحه ۴۶ مبحث هفتم، ضریب کاهش مقاومت برای لغزش $\phi = 1$ می‌باشد:

جدول ۷-۶-۶ ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی

نوع حالت حدی	ضرایب کاهش مقاومت
پایداری کلی	۱
ظرفیت باربری	۰/۵
واژگونی	۰/۷۵
لغزش	۱

سبزسازه



از طرفی با توجه به اینکه خاک زیر پی در شرایط زهکشی شده قرار دارد، نیروی مقاوم در برابر لغزش بر اساس قسمت الف-۱-۳ از بند ۷-۴-۲ صفحه ۴۱ محاسبه می شود:

$$S = P' \tan(\delta)$$

الف-۱-۳: خاک در شرایط زهکشی شده

که در این رابطه P' : مؤلفه قائم بارهای طراحی مؤثر وارد به پی است.

δ : زاویه اصطکاک بین سطح زیرین سازه پی با خاک است. در پی های ساخته شده با بتن درجا δ برابر با

زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و در پی های با بتن پیش ساخته معادل $\frac{2}{3}\phi$ است.

سبزسازه



با توجه به اینکه اشاره‌ای به پیش‌ساخته بودن پی نشده است، آن را درجا در نظر می‌گیریم و در نتیجه $\delta = \varphi = 32^\circ$ می‌باشد:

$$P' = P_u + 1.2W_{پی} = P_u + 1.2\gamma_{بتن} V_{بتن} = 200 + 1.2 \times 25(B \times B \times 1.1) = 200 + 33B^2$$

$$S = P' \tan \delta = (200 + 33B^2) \tan 32^\circ = 20.62 B^2 + 124.97$$

اکنون خواهیم داشت:

$$F_{محرک} \leq \varphi F_{مقاوم} \rightarrow V_u \leq 1 \times S \rightarrow 400 \leq 20.62 B^2 + 124.97 \rightarrow B \geq 3.65 \text{ m}$$

بنابراین گزینه ۲ پاسخ تست می‌باشد.

سبزسازه



سوال ۲۱

در شرایطی که حرکت (تغییر شکل افقی) دیواری به ارتفاع 6 متر نسبت به خاک 10 میلی متر باشد، برای اینکه میزان فشار وارده از خاک در حالت محرک باشد، کدام گزینه زیر صحیح است؟

- (۱) خاک پشت دیوار باید از نوع ماسه متراکم باشد.
- (۲) خاک پشت دیوار باید از نوع ماسه سست باشد.
- (۳) خاک پشت دیوار باید از نوع رس متراکم باشد.
- (۴) خاک پشت دیوار باید از نوع رس نرم باشد.

سبزسازه



مطابق جدول ۷-۵-۱ صفحه ۵۷ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰:

جدول ۷-۵-۱ تغییر شکل افقی (Δ_x) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

نوع خاک	Δ_x / H	
	محرک	مقاوم
ماسه متراکم	۰/۰۰۱	۰/۰۱
ماسه با تراکم متوسط	۰/۰۰۲	۰/۰۲
ماسه مست	۰/۰۰۴	۰/۰۴
لای متراکم	۰/۰۰۲	۰/۰۲
رس متراکم	۰/۰۱	۰/۰۵
رس نرم	۰/۰۲	۰/۰۶

در این دیوار نسبت $\frac{\Delta_x}{H}$ برابر است با:

$$\frac{\Delta_x}{H} = \frac{10}{6000} = 0.001667 \geq \underbrace{0.001}_{\text{ماسه متراکم}} \Rightarrow \text{خاک محرک}$$

بنابراین گزینه ۱ پاسخ تست می باشد.



در مورد ساختمان‌های بنایی با کلاف کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

- (۱) در اینگونه ساختمان‌ها اگر ساختمان فقط دارای یک طبقه روی زمین بوده و ارتفاع طبقه از روی کلاف زیر دیوار یا پی بتنی تا زیر سقف برابر 4 متر باشد، ضخامت دیوارهای سازه‌ای را می‌توان برابر 250 میلی‌متر در نظر گرفت.
- (۲) با تعبیه کلاف افقی اضافی در داخل دیوارها، می‌توان این نوع ساختمان‌ها را در دو طبقه با ارتفاع هر طبقه برابر 5 متر اجرا نمود، به شرطی که ساختمان فاقد زیرزمین بوده و در تراز سطح زمین اجرا شده باشد.
- (۳) در اینگونه ساختمان‌ها اجرای شالوده می‌تواند به صورت خشکه‌چینی با سنگ انجام شود.
- (۴) در اینگونه ساختمان‌ها اگر اختلاف سطح در طبقه برابر 500 میلی‌متر باشد، می‌توان در انتهای هر قسمت از سقف یک کلاف افقی مجزا در دیوار، حد فاصل دو قسمتی که اختلاف سطح دارند، اجرا نمود و دو قسمت را از طریق درز لرزه‌ای از یکدیگر جدا ننمود.



گزینه ۱ مطابق بند ۸-۵-۵-۳-۱ (مورد ۵) صفحه ۱۱۲ مبحث هشتم ویرایش ۹۸ نادرست است:

۵- حداکثر نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار سازه‌ای ۱۵ می‌باشد. همچنین، عرض (ضخامت) دیوار سازه‌ای در طبقات نباید از ۲۰۰ میلی‌متر و در زیر زمین از ۳۲۰ میلی‌متر کمتر باشد.

زیرا حداکثر نسبت در دیوارهای سازه‌ای ۱۵ می‌باشد:

$$\frac{h}{t} \leq 15 \rightarrow \frac{4}{t} \leq 15 \rightarrow t \geq 0.266m = 266mm$$

گزینه ۲ مطابق بند ۸-۵-۵-۴-۲ (مورد ۴) صفحه ۱۰۶ نادرست است:

۴- تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید بیش از ۸ متر باشد.

گزینه ۳ مطابق بند ۸-۵-۵-۲-۱ (مورد ۷) صفحه ۱۰۹ نادرست است:

۷- اجرای شالوده به صورت خشکه‌چینی با سنگ مجاز نمی‌باشد.



گزینه ۴ مطابق بند ۸-۵-۴-۴ صفحه ۱۰۷ صحیح است:

۸-۵-۴-۴ اختلاف سطح سقف در طبقه

حتی المقدور از ایجاد اختلاف سطح در طبقه پرهیز شود. چنانچه اختلاف سطح در طبقه بیشتر از ۶۰۰ میلی متر نباشد، باید در انتهای هر قسمت از سقف یک کلاف افقی مجزا در دیوار، حد فاصل دو قسمتی که اختلاف سطح دارند، اجرا شود و یا اینکه دو قسمت ساختمان به وسیله درز لرزه‌ای از یکدیگر جدا شوند. چنانچه اختلاف سطح بیش از ۶۰۰ میلی متر باشد، لازم است دو قسمت ساختمان به وسیله درز لرزه‌ای از یکدیگر جدا شوند.

بنابراین گزینه ۴ پاسخ تست می باشد.

سبزسازه



در مورد ساختمان‌های بنایی مسلح کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح نیست؟

- (۱) برای تعیین نیروی زلزله این ساختمان‌ها، در طراحی به روش مقاومت نهایی مقدار ضریب رفتار برابر 4 است.
- (۲) در طراحی اعضای بنایی مسلح، کمترین مقاومت خمشی اسمی در امتداد عضو نباید کمتر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی اسمی در امتداد عضو باشد.
- (۳) در اینگونه ساختمان‌ها زمانی که طول دهانه تیر از 8 برابر عمق مؤثر آن (d) بیشتر باشد. حداکثر مقدار مجاز خیر تحت بارهای بهره‌برداری مرده و زنده برابر $\frac{L}{240}$ (طول دهانه تیر = L) است.
- (۴) در تحلیل و طراحی اینگونه ساختمان‌ها، در تراز هر طبقه، حداقل 80 درصد سختی جانبی طبقه باید توسط دیوارهای باربر برشی تأمین شود.

سبزسازه



گزینه ۱ مطابق بند ۸-۴-۲-۷ صفحه ۶۶ مبحث هشتم ویرایش ۹۸ درست است:

۸-۴-۲-۷ ضریب رفتار

ضریب رفتار برای ساختمان بنایی مسلح جهت طراحی به روش مقاومت نهایی برابر با چهار (۴) می باشد. (R_u)

گزینه ۲ مطابق بند ۸-۴-۲-۱ صفحه ۷۹ مبحث هشتم ویرایش ۹۸ درست است:

۸-۴-۲-۱ مقاومت خمشی اسمی

مقاومت خمشی اسمی (M_n) یک مقطع باید بر اساس فرضیات طراحی بند ۸-۴-۲-۱ و ضوابط این بخش تعیین شود. کمترین مقاومت خمشی اسمی در امتداد عضو نباید کمتر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی اسمی در امتداد عضو باشد.



گزینه ۳ مطابق بند ۸-۴-۶-۵-۳-۲ صفحه ۸۴ مبحث هشتم ویرایش ۹۸ نادرست است:

۸-۴-۶-۵-۳-۲ محدودیت خیز

۱- خیز محاسبه شده برای تیر نباید از $l/600$ (طول دهانه $= l$)، تحت بارهای بهره‌برداری مرده و زنده، فراتر رود.

۲- خیز تیر زمانی که طول دهانه آن از ۸ برابر عمق موثر آن (d) بیشتر نباشد نیاز به کنترل ندارد.

گزینه ۴ مطابق بند ۸-۴-۲-۹ صفحه ۶۷ مبحث هشتم ویرایش ۹۸ درست است:

۸-۴-۲-۹ سختی جانبی

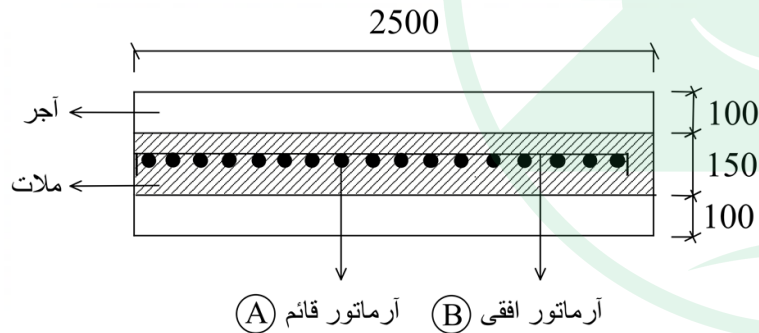
در تراز هر طبقه، حداقل ۸۰ درصد سختی جانبی طبقه باید توسط دیوارهای باربر برشی تامین شود.

بنابراین گزینه ۳ پاسخ تست می‌باشد



سوال ۲۴

در یک دیوار آجری با مصالح بنایی مسلح به طول 2.5 m و ارتفاع 4 m و با مقطع افقی شکل زیر که مقدار آرماتورهای قائم و افقی به دست آمده از طراحی به ترتیب 1.5 برابر و 0.5 برابر مقادیر آرماتورهای حداقل دیوار باشد، کدام یک از گزینه های زیر می تواند به عنوان آرماتورهای قائم و افقی مناسب دیوار باشد؟ در شکل اندازه ها به میلی متر است.



۱) A: $\Phi 10@300$ mm , B: $\Phi 8@150$ mm

۲) A: $\Phi 10@200$ mm , B: $\Phi 10@250$ mm

۳) A: $\Phi 10@200$ mm , B: $\Phi 10@300$ mm

۴) A: $\Phi 8@125$ mm , B: $\Phi 8@150$ mm

سبزسازه



مطابق مورد ۷ از بند ۸-۴-۶-۹-۲ صفحه ۹۰ و ۹۱ مبحث هشتم:

۷- قطر میلگرد نباید از ۱۰ میلی‌متر کمتر باشد (به‌غیر از میلگرد بستر که ممکن است به عنوان تمام یا بخشی از حداقل میلگرد مورد نیاز، در نظر گرفته شود).

قطر میلگردهای دیوار نباید از ۱۰ میلی‌متر کمتر باشد (رد گزینه ۱ و ۴)
از طرفی حداکثر فاصله میلگردهای افقی و قائم بر اساس مورد ۵ و ۶ فوق، برابر است با:

۵- فاصله میلگردهای قائم نباید از یک‌سوم طول دیوار، یک‌سوم ارتفاع دیوار و یا ۶۰۰ میلی‌متر بیشتر شود.

۶- فواصل میلگردهای افقی نباید از یک‌سوم طول دیوار، یک‌سوم ارتفاع دیوار و یا ۶۰۰ میلی‌متر فراتر رود. این میلگردها باید به‌طور یک‌نواخت در دیوار پخش شده و در دوغاب مدفون شوند.

$$S_{max} = \min \left\{ \frac{h}{3}, \frac{L}{3}, 600mm \right\} = \min \left\{ \frac{4000}{3}, \frac{2500}{3}, 600mm \right\} = 600 \text{ mm} \rightarrow \text{در تمام گزینه ها رعایت شده}$$



اکنون مطابق مورد ۱ از بند فوق، مقادیر حداقل آرماتورهای افقی و قائم را محاسبه می کنیم:

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.

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{min} = 0.0007t = 0.0007 \times 350 = 0.245 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

سبزسازه



مطابق صورت سؤال، مساحت محاسباتی آرماتورهای قائم ۱.۵ برابر حداقل است اما مساحت محاسباتی افقی ها ۰.۵ برابر حداقل است. بنابراین برای آرماتورهای افقی، حداقل آرماتور ملاک قرار می گیرد:

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\text{قائم}} = 1.5 \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\min} = 1.5 \times 0.245 = 0.3675 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\text{افقی}} = \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\min} = 0.245 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

علاوه بر رعایت مساحت حداقل آرماتورهای افقی و قائم، مجموع مساحت آرماتورهای افقی و قائم باید حداقل ۰.۰۰۲ مقطع عرضی دیوار باشد. به عبارت دیگر:

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\text{قائم}} + \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\text{افقی}} \geq 0.002t = 0.002 \times 350 = 0.7 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

سبزسازه



بررسی گزینه ۲:

$$\text{افقی } \emptyset 10 @ 250 \text{ mm} \rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{\frac{\pi}{4} \times 10^2}{250} = 0.3141 \geq 0.245 \text{ OK}$$

$$\text{قائم } \emptyset 10 @ 200 \text{ mm} \rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{\frac{\pi}{4} \times 10^2}{200} = 0.3927 \geq 0.3675 \text{ OK}$$

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\text{قائم}} + \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\text{افقی}} = 0.3927 + 0.3141 = 0.7068 \geq 0.7 \text{ OK}$$

سبزسازه



بررسی گزینه ۳:

$$\text{افقی } \emptyset 10@300mm \rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{\frac{\pi}{4} \times 10^2}{300} = 0.2618 \geq 0.245 \text{ OK}$$

$$\text{قائم } \emptyset 10@200mm \rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{\frac{\pi}{4} \times 10^2}{200} = 0.3927 \geq 0.3675 \text{ OK}$$

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\text{قائم}} + \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\text{افقی}} = 0.3927 + 0.2618 = 0.6545 \leq 0.7 \text{ NOT OK}$$

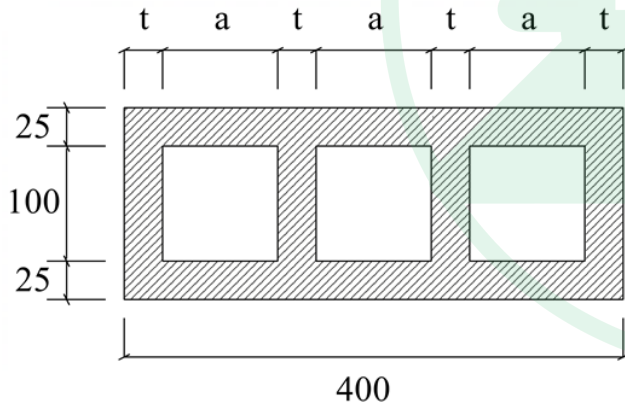
بنابراین گزینه ۲ پاسخ تست می باشد.

سبزسازه



این سوال قابلیت اعتراض دارد

یک بلوک سیمانی دیواری توخالی دارای مقطع شکل زیر و بُعد عمود بر صفحه برابر 200 mm است. حداکثر بُعد قابل قبول برای آنکه بتوان از این بلوک‌ها در دیوارهای سازه‌ای باربر استفاده نمود به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ابعاد روی شکل به میلی‌متر است.



70 mm (۱)

100 mm (۲)

93 mm (۳)

75 mm (۴)

سبزسازه



مطابق مورد ۱ از بند ۸-۲-۲-۴ صفحه ۳۰ مبحث هشتم، در مناطق با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد، تنها از واحد مصالح بنایی توخالی نوع ۱ می توان به عنوان دیوار سازه ای استفاده کرد:

در مناطق با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد و زیاد (به آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ رجوع شود)، واحدهای مصالح بنایی توخالی که در دیوارهای سازه ای مورد استفاده قرار می گیرند باید دارای شرایط زیر باشند:

۱- واحدهای مصالح بنایی توخالی نوع ۲ و ۳، تنها در دیوارهای غیرسازه ای مجاز است.

در صورت سؤال، اشاره ای به خطرپذیری منطقه نشده است. بنابراین دو رویکرد می توانیم اتخاذ کنیم:

الف) خطر نسبی زلزله، زیاد و خیلی زیاد باشد:

مطابق جدول ۸-۲-۱ صفحه ۳۰ مبحث هشتم، برای بلوک سیمانی توخالی نوع ۱ داریم:



جدول ۸-۲-۱ ضوابط هندسی گروه‌های مختلف آجر رسی و بلوک‌های سیمانی

آجر رسی یا بلوک سیمانی						
توخالی						سوراخ‌دار
بلوک سیمانی			آجر رسی			
نوع ۳	نوع ۲	نوع ۱	نوع ۳	نوع ۲	نوع ۱	
حجم فضاهای خالی نسبت به حجم کل						
$> ۶۰\%$ و $\leq ۷۰\%$	$> ۵۰\%$ و $\leq ۶۰\%$	$> ۳۵\%$ و $\leq ۵۰\%$	$> ۵۵\%$ و $\leq ۷۰\%$	$> ۴۵\%$ و $\leq ۵۵\%$	$> ۳۵\%$ و $\leq ۴۵\%$	$\leq ۳۵\%$
حجم هر فضای خالی نسبت به حجم کل						
محدود به مساحت (رجوع به بند)	$\leq ۱۲/۵\%$	$\leq ۱۲/۵\%$	محدود به مساحت	$\leq ۱۲/۵\%$	$\leq ۱۲/۵\%$	$\leq ۱۰\%$
مساحت هر فضای خالی						
برای چندحفره: ۲۸۰۰ میلی‌متر مربع $\leq$	محدود به حجم	محدود به حجم	برای چندحفره: ۲۸۰۰ میلی‌متر مربع $\leq$	محدود به حجم	محدود به حجم	محدود به حجم
برای تک حفره: ۱۸۰۰ میلی‌متر مربع $\leq$	(رجوع به بند)		برای تک حفره: ۱۸۰۰ میلی‌متر مربع $\leq$	(رجوع به بند)		
مجموع ضخامت جان‌ها و پوسته‌ها در هر امتداد نسبت به کل طول یا عرض در همان امتداد						
بدون محدودیت	$\geq ۲۰\%$	$\geq ۳۰\%$	بدون محدودیت	$\geq ۲۰\%$	$\geq ۳۰\%$	$\geq ۳۰\%$



$$\frac{\text{حجم فضا های خالی}}{\text{حجم کل}} \leq 0.5 \rightarrow \frac{3(100 \times a) \times 200}{400 \times 150 \times 200} \leq 0.5 \rightarrow a \leq 100 \text{ mm } I$$

$$\frac{\text{حجم هر فضای خالی}}{\text{حجم کل}} \leq 0.125 \rightarrow \frac{(100 \times a) \times 200}{400 \times 150 \times 200} \leq 0.125 \rightarrow a \leq 75 \text{ mm } II$$

$$\frac{\text{مجموع ضخامت جان ها}}{\text{طول}} \geq 0.3 \rightarrow \frac{4t}{400} \geq 0.3 \rightarrow t \geq 30 \text{ mm}$$

لذا طبق ابعاد داده شده در شکل سؤال داریم:

$$3a + 4t = 400 \rightarrow 3a + 4(30) = 400 \rightarrow a \leq 93.34 \text{ mm } III$$

در نتیجه:

$$a = \min\{I, II, III\} = \min\{100, 75, 93.34\} = 75 \text{ mm} \rightarrow 4 \text{ گزینه}$$

سبزسازه



ب) خطر نسبی زلزله، کم و متوسط باشد:

در این صورت استفاده از همه انواع بلوک توخالی در دیوارهای سازه‌ای مجاز است اما اولاً باید مطابق مورد ۴ بند ۸-۲-۲-۳-۴-۳، بلوک‌های باربر سازه‌ای می‌بایست کاملاً با بتن یا ملات پر شوند و ثانیاً ابعادشان باید مطابق جدول ۸-۲-۲ صفحه ۳۴ باشد:

۴- بلوک سیمانی توخالی به دو صورت باربر و غیرباربر استفاده می‌شود. برای استفاده از بلوک سیمانی به عنوان عنصر باربر در اعضای سازه‌ای، لازم است سوراخ‌های بلوک با بتن یا ملات کاملاً پر شوند.

۲- برای بلوک‌های سیمانی مورد استفاده در دیوار باربر، خلاصه ضوابط ضخامت جان‌ها و پوسته‌ها در جدول ۸-۲-۲ آمده است.

سبزسازه



با توجه به توضیحات زیر جدول فوق، برای بلوک‌های کاملاً دوغاب ریزی شده، ضخامت پوسته و جان نباید کمتر از ۱۶ میلی‌متر باشد:

جدول ۸-۲-۲: ضوابط ضخامت جان‌ها و پوسته‌ها

عرض بلوک سیمانی (میلی‌متر)	حداقل ضخامت پوسته (میلی‌متر) ^(۱)	حداقل ضخامت جان (میلی‌متر) ^(۱) ^(۳)	ضخامت جان معادل (میلی‌متر بر متر طول) ^(۳)
۷۶/۲ و ۱۰۲	۲۰	۲۰	۱۳۶
۱۵۲	۲۵	۲۵	۱۸۸
۲۰۳	۳۲	۲۵	۱۸۸
۲۵۴ و بزرگتر	۳۲	۲۹	۲۰۹

(۱) برای بلوک‌های سیمانی کاملاً دوغاب شده ضخامت پوسته و جان نباید کمتر از ۱۶ میلی‌متر باشد

(۲) برای بلوک‌های سیمانی با فاصله بین جان‌ها کمتر از ۲۵ میلی‌متر، حداقل ضخامت جان ۲۰ میلی‌متر می‌باشد.

(۳) بلوک‌های سیمانی دوغاب شده کامل یا به شکل جزئی، از این ضوابط مستثنی هستند. در این موارد برای محاسبه ضخامت جان معادل باید طول دوغاب شده از طول بلوک کسر شود.



در گزینه ها نیست $3a + 4t = 400 \rightarrow 3a + 4(16) = 400 \rightarrow a \leq 112 \text{ mm}$

اگر مطابق اعداد جدول فوق، حداقل ضخامت پوسته و جان را ۲۵ میلی متر در نظر بگیریم، داریم:

گزینه ۲ $3a + 4t = 400 \rightarrow 3a + 4(25) = 400 \rightarrow a \leq 100 \text{ mm}$

با توجه به موارد مطرح شده و اینکه در صورت سؤال به خطر نسبی زلزله اشاره نشده، به نظر می رسد گزینه ۲ مدنظر طراح بوده باشد.

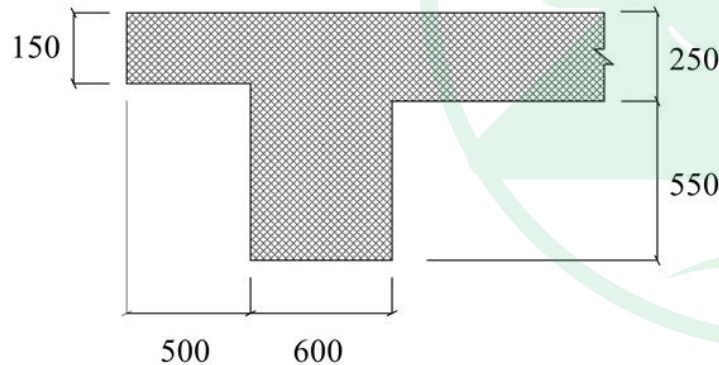
بنابراین گزینه ۲ پاسخ تست می باشد.

سبزسازه



سوال ۲۶

در سیستم تیر - دال شکل زیر که به طور همزمان بتن ریزی می شوند، سطح مقطع تیر T شکل که در تعیین نسبت سختی خمشی مقطع تیر به دال (α_f) کاربرد دارد، حدوداً چند مترمربع است؟ در شکل ابعاد به میلی متر بوده و دال دوطرفه فرض شود. همچنین فرض نمائید دهانه آزاد تیر برابر 6 متر است.



۱) $6925 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۲) $7425 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۳) $5425 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۴) $6175 \times 10^2 \text{ mm}^2$

سبزسازه



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۱۵۷ - بند ۹-۱۰-۲-۸ :

۹-۱۰-۲-۸ تیر در سیستم تیر- دال

تیر در دال‌ها شامل جان تیر و قسمتی از دال است که در هر سمت تیر دارای عرضی برابر با تصویر مایل ۴۵ درجه‌ای آن قسمت از جان تیر باشد که در زیر یا در روی دال، هرکدام ارتفاع بیشتری دارد، قرار می‌گیرد. عرض دال در هر سمت جان باید کوچک‌تر یا مساوی چهار برابر ضخامت دال در نظر گرفته شود.

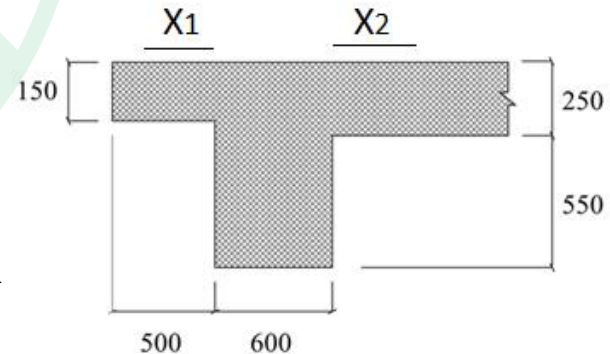
$$X_1 = \min \begin{cases} 4 \times 150 = 600 \\ 650 \\ 500 \end{cases} = 500 \text{ mm}$$

X_1 عرض دال در سمت چپ جان

$$X_2 = \min \begin{cases} 4 \times 250 = 1000 \\ 550 \end{cases} = 550 \text{ mm}$$

X_2 عرض دال در سمت راست جان

$$\text{مساحت} = [600 \times 800] + [150 \times 500] + [250 \times 550] = 692500 \text{ mm}^2$$



بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



سوال ۲۷

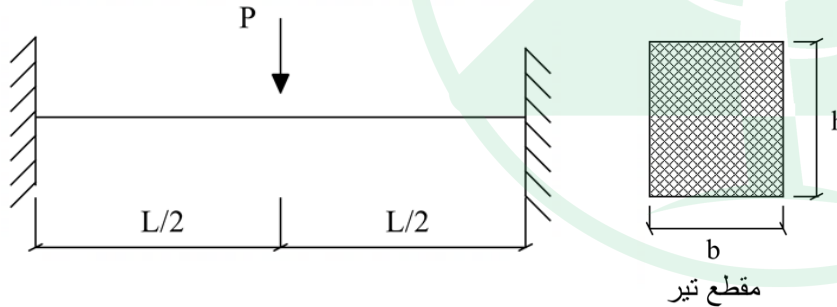
در تیر بتنی شکل زیر، حداکثر ارتفاع مقطع تیر (h) برای آنکه مدل سازی این تیر به عنوان یک عضو میله ای قابل قبول باشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید وزن واحد طول تیر در مقایسه با آثار نیروی متمرکز P بسیار ناچیز است.

(۱) $0.4 L$

(۲) $0.25 L$

(۳) $0.2 L$

(۴) $0.5 L$



سبزسازه



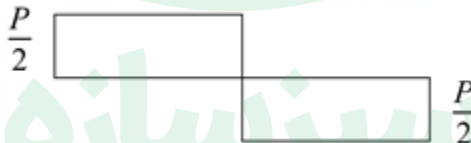
مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۸۳ - بند ۹-۶-۳-۱-۱ الف:

۹-۶-۳-۱-۱ برای تحلیل سازه‌ها می‌توان آن‌ها را به مدل‌های ساده شده‌ای مرکب از اعضای میله‌ای، اعضای صفحه‌ای، و اعضای سه بعدی، مطابق موارد (الف) تا (پ) زیر تبدیل کرد.

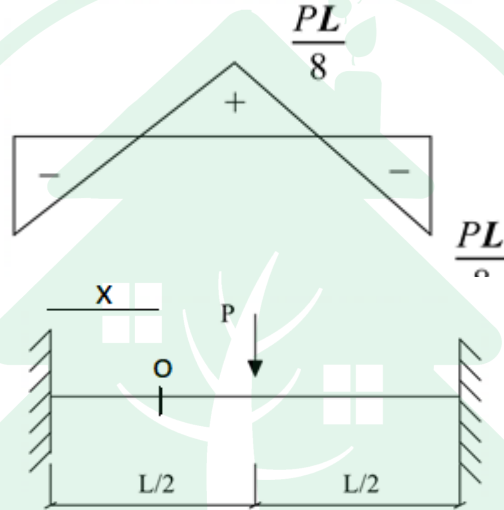
الف- اعضای میله‌ای

اعضایی هستند که در آن‌ها یکی از ابعاد به طور قابل ملاحظه از دو بعد دیگر بزرگ‌تر باشد؛ و دو بعد اخیر اختلاف چندانی با هم نداشته باشند. در این اعضا فاصله‌ی بین دو مقطع با لنگرهای خمشی صفر باید حداقل دو برابر ارتفاع عضو باشد. تیرها، ستون‌ها، مهار بندها، و قوس‌ها از جمله اعضای میله‌ای می‌باشند.

دیagram نیروی برشی:



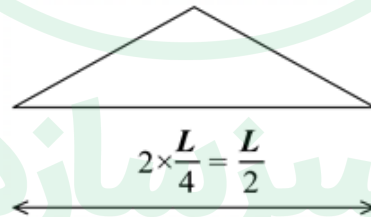
دیاگرام لنگر خمشی:



$$\Sigma M_O = 0 \rightarrow \frac{PL}{4} - \frac{P}{2}x = 0$$

$$\rightarrow x = \frac{L}{4}$$

$$\rightarrow \frac{L}{2} \geq 2h \rightarrow h \leq \frac{L}{4} = 0.25L$$



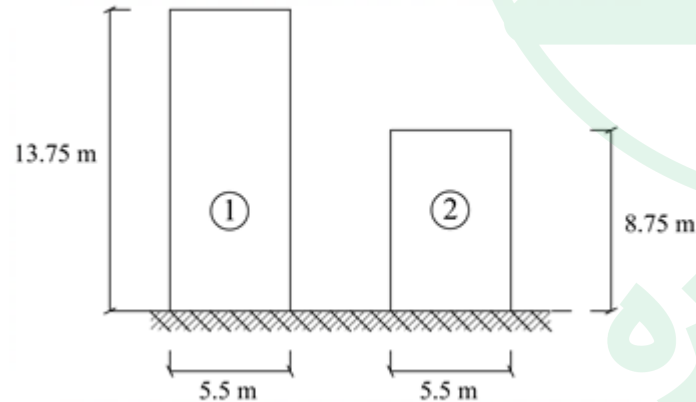
بنابراین گزینه ۲ صحیح است.



این سوال قابلیت اعتراض دارد

در شکل زیر نمای دو دیوار برشی بتنی با شکل پذیری زیاد نشان داده شده است که دارای مقطع مستطیلی بوده و نسبت سطح مقطع آرماتورها در هر دو امتداد افقی و قائم (ρ_t و ρ_l) هر دو دیوار 0.007 است. اگر مقاومت برشی اسمی هر دو دیوار مساوی باشد. نسبت ضخامت دیوار (1) به ضخامت دیوار (2) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ از اثر بار محوری بر مقاومت برشی صرف نظر شود. بتن از نوع معمولی است.

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



۱) 1.3

۲) 1.2

۳) 1

۴) 1.1



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۳۹۶ - بند ۲۰-۹-۷-۲-۹ و ص ۲۳۰ - بند ۹-۱۳-۵-۳-۲ و ص ۵۶-جدول ۹-۳-۱:

۲۰-۹-۷-۲-۹ مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n ، نباید از مقدار رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۸) بیش‌تر در نظر گرفته شود:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (۹-۲۰-۱۹)$$

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

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

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

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

۹-۱۳-۵-۳-۲ در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید بیش‌تر از $0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ منظور شود.



در دیوار شماره ۱: مطابق رابطه ۹-۲۰-۱۹ و رعایت بند ۹-۱۳-۵-۳-۲:

$$V_n = \min \left\{ \begin{array}{l} (\alpha_{c1} \times \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_{t1} \times f_{y1}) \times h_1 \times L_w \\ (0.66 \times \sqrt{f'_c}) \times h_1 \times L_w \end{array} \right.$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{13.75}{5.5} = 2.5 \geq 2 \rightarrow \alpha_{c1} = 0.17$$

مطابق قسمت الف بند ۹-۲۰-۷-۹-۲:

سبزسازه



با توجه به اینکه بتن از نوع معمولی است طبق جدول ۹-۳-۱:

$$\lambda = 1$$

جدول ۹-۳-۱ ضریب اصلاح λ با توجه به ترکیب دانه ها		
بتن	ترکیب دانه‌ها	λ
تمام سبک دانه	ریز دانه و درشت دانه : سبک	۰/۷۵
نیمه سبکدانه [۱]	ریز دانه : ترکیب معمولی و سبک درشت دانه : سبک	۰/۷۵ تا ۰/۸۵
	ریز دانه : معمولی درشت دانه : سبک	۰/۸۵
	ریز دانه : معمولی درشت دانه : ترکیب معمولی و سبک	۰/۸۵ تا ۱/۰۰
	ریز دانه و درشت دانه : معمولی	۱/۰۰



$$V_{n1} = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.17 \times 1 \times \sqrt{30} + 0.007 \times 400) \times h_1 \times L_w = 3.73 h_1 \times L_w \\ (0.66 \times \sqrt{30}) \times h_1 \times L_w = 3.62 h_1 \times L_w \end{array} \right. = 3.62 h_1 \times L_w$$

در دیوار شماره ۲ :

$$V_{n2} = \min \left\{ \begin{array}{l} (\alpha_{c2} \times \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_{t2} \times f_{y2}) \times h_2 \times L_w \\ (0.66 \times \sqrt{f'_c}) \times h_2 \times L_w \end{array} \right.$$

سبزسازه



مطابق قسمت پ بند ۹-۲۰-۷-۹ :

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{8.75}{5.5} = 1.6 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.6-1.5}{2-1.5} = \frac{\alpha_{c2}-0.25}{0.17-0.25} \\ \rightarrow \alpha_{c2} = 0.234 \end{array} \right.$$

$$V_{n2} = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.234 \times 1 \times \sqrt{30} + 0.007 \times 400) \times h_2 \times L_w = 4.1 h_1 \times L_w \\ = 3.62 h_2 \times L_w \\ (0.66 \times \sqrt{30}) \times h_2 \times L_w = 3.62 h_2 \times L_w \end{array} \right.$$

طبق صورت سوال:

$$V_{n1} = V_{n2} \rightarrow 3.62 h_1 \times L_w = 3.62 h_2 \times L_w \rightarrow h_1 = h_2 \rightarrow \frac{h_1}{h_2} = 1$$

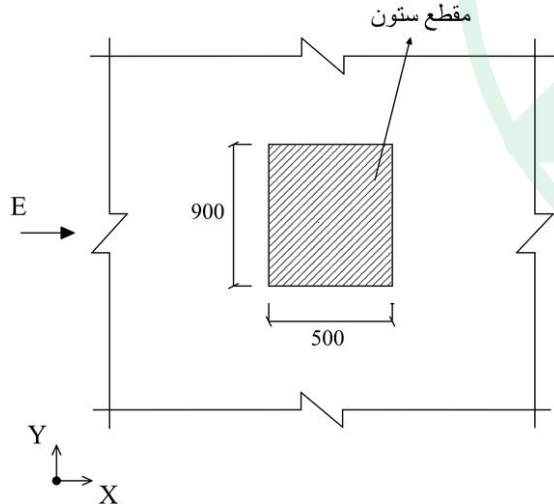
بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۲۹

فرض کنید در سیستم دال - ستون (بدون تیر و دارای ستون میانی مطابق شکل زیر) تحت اثر نیروی زلزله در امتداد x در محل اتصال دال به ستون لنگر ضریب دار نامتعادل M_u ایجاد شده است. حداقل چه میزان از این لنگر باید از طریق اثر نیروی برشی که اطراف ستون در دال ایجاد می شود با اثر خروج از مرکزیت آن به ستون منتقل گردد؟ در عرض مؤثر دال بتنی ϵ_t $\epsilon_{ty} + 0.006 \geq$ بوده و عمق مؤثر دال بتنی برابر 300 mm فرض شود. در شکل ابعاد به میلی متر بوده و دال دوطرفه فرض شود.



(۱) $0.55M_u$

(۲) $0.65M_u$

(۳) $0.35M_u$

(۴) $0.45M_u$



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۱۶۲ - بند ۱۰-۹-۶-۴-۳ و ص ۱۶۳ - جدول ۱۰-۹-۳:

(۱) طبق داده سوال، ستون میانی است اما با توجه به اینکه اطلاعاتی از مقدار برش داده نشده است در نتیجه نمی توان به کمک جدول زیر به مقایسه V_u با $0.4\phi V_c$ پرداخت.

جدول ۱۰-۹-۳ حداکثر γ_f اصلاح شده برای دال های دوطرفه

موقعیت ستون	جهت دهانه	V_{inv}	ϵ_t (در عرض b_{slab})	حداکثر γ_f اصلاح شده
ستون گوشه	در هر جهت	$\leq 0.5\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.003$	۱
ستون کناری	عمود بر کناره	$\leq 0.75\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.003$	۱
	موازی کناره	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1$
ستون میانی	در هر جهت	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1$



(۲) همچنین رابطه زیر نیز (جدول ۹-۱۰-۳) برقرار نیست

$$\varepsilon \geq \varepsilon_{ty} + 0.008$$

$$\varepsilon = \varepsilon_{ty} + 0.006 \geq \varepsilon_y + 0.008 \quad N.O.K$$

در نتیجه از رابطه کلی استفاده می شود:

۹-۱۰-۶-۳ انتقال لنگر خمشی ضریبدار در اتصالات دال به ستون

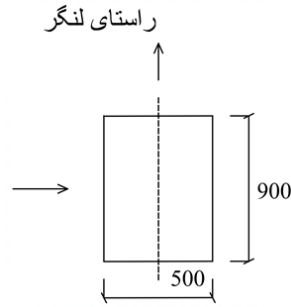
الف- در مواردی که بارهای ثقلی، باد یا زلزله موجب میشوند که در اتصال دال به ستون بدون تیر، لنگر ضریب دار نامتعادل، M_{sc} ایجاد شود، باید بخشی از این لنگر معادل $\gamma_f M_{sc}$ با عملکرد خمشی، و باقی مانده ی آن از طریق اثر نیروی برشی که اطراف ستون در دال ایجاد می شود با اثر خروج از مرکزیت آن به ستون منتقل می گردد.

مقدار γ_f از رابطه ی (۹-۱۰-۱) محاسبه می شود:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

(۹-۱۰-۱)





$$b_1 = 500 + d = 500 + 300 = 800 \text{ mm}$$

$$b_2 = 900 + d = 900 + 300 = 1200 \text{ mm}$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 0.65$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{800}{1200}}} = 0.65$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - 0.65 = 0.35$$



در نهایت مقدار لنگری که باید از طریق اثر نیروی برشی که اطراف ستون در دال ایجاد می شود که با اثر خروج از مرکزیت آن به ستون منتقل می شود:

$$\gamma_v M_u = 0.35 M_u$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

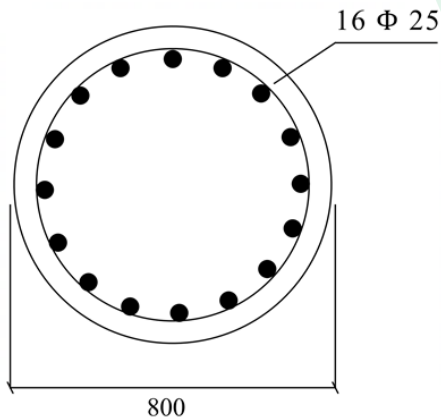
سبزسازه



سوال ۳۰

برای طراحی یک شالوده مطابق شکل زیر از شمع‌های درجاریز بدون غلاف با تنگ بسته استفاده شده است. در طراحی به روش طرح مقاومت، براساس کنترل شمع در برابر نیروی محوری فشاری بدون در نظر گرفتن لنگر، حداکثر نیروی محوری ضریب‌دار (P_u) قابل تحمل توسط شمع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ شرایط خاک خوب و سیستم اجرایی با کیفیت خوب فرض شود. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

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



12600 kN (۱)

11350 kN (۲)

6930 kN (۳)

14180 kN (۴)

سبزسازه



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۲۶۰ - بند ۹-۱۵-۴-۲ و ص ۲۶۱ - بند ۹-۱۵-۴-۳ و بند ۹-۱۵-۴-۲ و ص ۲۶۲ - جدول ۹-۱۵-۳:

۹-۱۵-۴-۲ در صورتی که شرایط (الف) و (ب) از بند ۹-۱۵-۴-۱ برآورده نشوند، شمع‌ها باید بر اساس روش طرح مقاومت مطابق بند ۹-۱۵-۴-۳ طراحی شوند.

۹-۱۵-۴-۳ طراحی شمع‌ها به روش طرح مقاومت با ضوابط این بخش برای همه‌ی انواع شمع‌ها مجاز می‌باشد.

۹-۱۵-۴-۲ طراحی شمع‌ها به روش طرح مقاومت، باید مطابق بخش ۹-۱۲-۵ با استفاده از ضرایب کاهش مقاومت جدول ۹-۱۵-۳ برای نیروی محوری بدون لنگر، و ضرایب مقاومت جدول ۹-۷-۲ برای کشش، برش و ترکیب نیروی محوری و لنگر باشد. رعایت مفاد بند ۹-۸-۳-۳ در طراحی شمع‌ها الزامی نیست.



با توجه به جدول زیر داریم:

$$\phi = 0.55$$

جدول ۹-۱۵-۳ ضرایب کاهش مقاومت محوری فشاری ϕ برای شمع‌ها	
نوع شمع	ضرایب کاهش مقاومت محوری فشاری برای شمع‌ها
شمع درجا ریز بدون غلاف	۰/۵۵
شمع درجاریز با غلاف نازک فولادی که مطابق ۹-۱۵-۴-۳ محصور شده نمی‌باشد.	۰/۶۰
شمع درجا ریز محصور شده با لوله‌ای فولادی ضخیم (بیش‌تر از ۶ میلی‌متر)	۰/۷۰
شمع درجا ریز محصور شده با لوله‌ای فولادی که مطابق ۹-۱۵-۴ محصور شده می‌باشد.	۰/۶۵
شمع پیش ساخته	۰/۶۵

$$P_u \leq \phi P_n$$



$$P_n = 0.8[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y]$$

$$= 0.8 \left[0.85 \times 30 \times \left(\frac{3.14 \times 800^2}{4} - 16 \times 491 \right) + (16 \times 491 \times 400) \right] = 12602618 \text{ N}$$

$$P_n \leq 0.55 \times 12602618 = 6931440 \text{ N} = 6932 \text{ KN}$$

$$A_s = 16 \times 491 = 7850 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.1 \times \frac{3.14 \times 800^2}{4} = 5024 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \max} = 0.08 \times \frac{3.14 \times 800^2}{4} = 40192 \rightarrow 5024 \leq 7850 \leq 40192 \text{ OK}$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است



سوال ۳۱

در یک تیر بتنی مربوط به یک قاب خمشی معمولی، در ناحیه کششی و در محل قطع آرماتورهای تحت کشش ناشی از خمش، نیروی برشی مقاوم مقطع در محل قطع آرماتور به اندازه 20 درصد بیش از نیروی برشی نهایی موجود در مقطع است. برای آنکه در ناحیه کششی قطع آرماتورهای کششی مجاز باشد، علاوه بر تأمین آرماتورهای عرضی اضافی (به صورت خاموت یا دورگیر) در انتهای میلگردهای قطع شده در ناحیه به طول حداقل $0.75d$ در امتداد طول عضو حداکثر فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر در این ناحیه مطابق کدامیک از گزینه‌های زیر است؟ فرض نمائید میزان آرماتورهای قطع شده در ناحیه کششی 37.5 درصد کل آرماتورهای کششی بوده و در ناحیه موردنظر $V_s < 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ است. همچنین فرض کنید به لحاظ محاسباتی فاصله خاموت‌ها در ناحیه موردنظر بیش از $d/2$ است.

$$\min\left(\frac{d}{2}, 300 \text{ mm}\right) \quad (۲)$$

$$\min\left(\frac{d}{4}, 300 \text{ mm}\right) \quad (۱)$$

$$\min\left(\frac{d}{3}, 600 \text{ mm}\right) \quad (۴)$$

$$\min\left(\frac{d}{2}, 600 \text{ mm}\right) \quad (۳)$$



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۲۰۴ - بند ۹-۱۱-۶-۲-۵ :

۹-۱۱-۶-۲-۵ آرماتورهای تحت کشش ناشی از خمش نباید در ناحیه‌ی کششی قطع شوند؛ مگر آن که یکی از موارد (الف) تا (پ) این بند تأمین شود:

الف- نیروی برشی مقاوم مقطع در محل قطع آرماتور به اندازه‌ی حداقل ۵۰ درصد بیش‌تر از نیروی برشی نهایی موجود در مقطع باشد؛ $V_u \leq (2/3)\phi V_n$

ب- برای آرماتورهای با قطر حداکثر ۳۶ میلی متر، مقدار آرماتوری که امتداد مییابد، حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز در خمش برای مقطع محل قطع آرماتور باشد؛ و نیروی برشی مقاوم مقطع در محل قطع آرماتور به اندازه‌ی حداقل ۳۳ درصد بیش‌تر از نیروی برشی نهایی موجود در مقطع باشد؛ $V_u \leq (3/4)\phi V_n$

پ- در انتهای میلگردهای قطع شده در ناحیه‌ای به طول حداقل $0.75d$ ، آرماتور عرضی به صورت خاموت یا دورگیر اضافه بر آن چه برای تحمل برش و پیچش لازم است، تأمین شود. سطح مقطع آرماتور عرضی اضافی لازم باید حداقل برابر با $\frac{0.41b_w s}{f_y}$ باشد. هم‌چنین فاصله‌ی میلگردهای عرضی

از یک دیگر در این ناحیه نباید بیش‌تر از $\frac{d}{8\beta_b}$ باشد؛ که β_b نسبت آرماتور قطع شده به کل

آرماتور کششی مقطع است.



- بررسی حالت اول:

$$\phi V_n = 1.2 V_u$$

$$V_u \leq \frac{2}{3} \times \phi V_n$$

$$\phi V_n \geq \frac{3}{2} V_u$$

در این سوال این حالت برقرار نیست.

- بررسی حالت دوم:

اطلاعاتی از آرما تور ممتد ارائه نشده است. همچنین:

$$V_u \leq \frac{3}{4} \phi V_n \rightarrow \phi V_n \geq \frac{4}{3} V_u$$

در این سوال این حالت برقرار نیست.

سبزسازه



• حالت سوم:

$$S \leq \frac{d}{8 \times \beta} = \frac{d}{8 \times 0.375} = \frac{d}{3}$$

$$\beta = 0.375$$

از طرفی مطابق داده سوال:

$$V_s \leq 0.33 \times \sqrt{f'_c} b_w d$$

سبزسازه



در این حالت:

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{2} \\ 600 \end{array} \right.$$

در مجموع:

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{2} \\ 600 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{3} \\ 600 \end{array} \right.$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه



در خصوص کنترل برش در ناحیه اتصال تیر به ستون قاب‌های خمشی بتنی کدام یک از عبارت‌های زیر صحیح است؟

- (۱) مقدار ΦV_n قاب‌های خمشی متوسط براساس ضوابط قاب‌های خمشی ویژه تعیین می‌شود.
- (۲) مقدار V_u قاب‌های خمشی متوسط براساس ضوابط قاب‌های خمشی ویژه تعیین می‌شود.
- (۳) مقدار V_u قاب‌های خمشی متوسط براساس ضوابط قاب‌های خمشی معمولی تعیین می‌شود.
- (۴) مقدار ΦV_n قاب‌های خمشی متوسط براساس ضوابط قاب‌های خمشی معمولی تعیین می‌شود.

سبزسازه



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۳۵۹ - بند ۲۰-۹-۵-۴-۷-۳ و ص ۳۷۶ - جدول ۲۰-۹-۲ و ص ۲۶۹ - بند ۹-۱۶-۴-۲-۱ و جدول ۹-۱۶-۱ و ص ۱۰۸ جدول ۲-۷-۹ و ص ۱۱۰ - بند ۹-۷-۴-۵ ت:

در شکل پذیری معمولی:

از بند ۹-۱۶-۴-۲-۱ داریم:

۹-۱۶-۴-۲-۱ مقاومت برشی طراحی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون باید رابطه‌ی $\phi V_n \geq V_u$ زیر را برآورده نماید؛ ضریب ϕ مطابق بخش ۹-۷-۴ برای برش تعیین می‌شود.

$$V_u \leq \phi V_n$$

از جدول ۲-۷-۹ داریم: $\phi = 0.75$

سبزسازه



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

ϕ	وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع
۰/۹۰	(۱) لنگر، نیروی محوری، و با ترکیب لنگر و نیروی محوری (الف) مقاطع کشش- کنترل (بند ۹-۷-۴-۲) (ب) مقاطع فشار- کنترل (بند ۹-۷-۴-۳)
۰/۷۵	- اعضای با دورپیچ
۰/۶۵	- سایر اعضا
۰/۶۵-۰/۹۰	(پ) مقاطع در ناحیه‌ی انتقال (بند ۹-۷-۴-۴)
۰/۷۵	(۲) برش
۰/۷۵	(۳) پیچش
۰/۶۵	(۴) مقاومت اتکایی (لهیدگی)
۰/۸۵	(۵) نواحی مهار پی کشیده
۰/۷۵	(۶) نشیمن‌ها (براکت‌ها و کوریل‌ها)
۰/۷۵	(۷) نواحی مختلف در مدل‌های بست و بند
۰/۹۰	(۸) اجزای اتصالات اعضای پیش ساخته‌ای که با تسلیم عناصر فولادی در کشش کنترل می‌شوند.
۰/۶۰	(۹) عناصر بتنی ساده (بدون فولاد)
۰/۴۵-۰/۷۵	(۱۰) مهار در عناصر بتنی



از جدول ۹-۱۶-۱ مقدار V_n در نظر گرفته می شود:

جدول ۹-۱۶-۱ مقاومت برشی اسمی ناحیه ی اتصال (V_n)

ستون	V_u تیر در راستای	محصور با تیرهای عرضی مطابق ۸-۲-۱۶-۹	$V_n (N)$
پیوسته یا مطابق ۶-۲-۱۶-۹	پیوسته یا مطابق ۷-۲-۱۶-۹	محصور	$2\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
	سایر موارد	محصور نشده	$1.70\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
		محصور	$1.70\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق ۷-۲-۱۶-۹	محصور نشده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
		محصور	$1.70\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
	سایر موارد	محصور نشده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
		محصور	$1.20\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
		محصور نشده	$\lambda\sqrt{f'_c} A_j$



پاسخ ۳۲ در شکل پذیری متوسط: از بند ۹-۲۰-۵-۴-۷-۳ مقدار ϕ محاسبه می شود: $\phi = 0.75$

۹-۲۰-۵-۴-۷-۳ ϕ بر اساس بند ۹-۷-۴ برای برش تعیین می شود.

$$V_u \leq \phi V_n$$

از جدول ۹-۲۰-۲ مقدار مقدار V_n در نظر گرفته می شود:

جدول ۹-۲۰-۲ مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	محصور شدگی با تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸	$V_n (N)$
پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۶	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.70\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
		محصور نشده	$1.20\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
		محصور نشده	$0.70\lambda\sqrt{f_c'}A_j$



در شکل پذیری زیاد ، مقدار ϕ با توجه به جدول ۹-۲۰-۲ و بند ۹-۷-۴-۵ ت:

۹-۲۰-۶-۵-۴-۲ ϕ باید بر اساس بند ۹-۷-۴-۵ (ت) محاسبه شود.

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.

بررسی گزینه‌ها:

گزینه ۱:

$$0.85V_n = \text{ویژه } (\phi V_n) \neq 0.75V_n = \text{متوسط } (\phi V_n)$$

بنابراین این گزینه صحیح نیست.

گزینه ۲:

$$1.25A_s f_y - V_c = \text{ویژه } (V_n) \neq A_s f_y - V_c = \text{متوسط } (V_n)$$

بنابراین این گزینه صحیح نیست.



گزینه ۳:

$$(V_n)_{\text{متوسط}} = A_s f_y - V_c = (V_n)_{\text{معمولی}} = A_s f_y - V_c$$

بنابراین این گزینه صحیح است.

گزینه ۴:

با توجه به اعداد جدول ۹-۱۶ و جدول ۹-۲۰-۲:

$$(\phi V_n)_{\text{متوسط}} = 0.75 V_n \neq (\phi V_n)_{\text{معمولی}} = 0.75 V_n$$

بنابراین این گزینه صحیح نیست.

بنابراین گزینه ۳ صحیح است

سبزسازه



سوال ۳۳

فرض نمائید برای طراحی اعضای یک سازه بتنی استفاده از روش خرابایی (بست و بند) الزامی است. در این روش نسبت مقاومت فشاری مؤثر بتن (f_{ce}) در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد به مقاومت فشاری مؤثر بتن در سازه‌های با شکل‌پذیری کم مطابق با کدامیک از گزینه‌های زیر است؟

۱) 0.8

۲) 1.25

۳) 1.1

۴) 0.75

سبزسازه



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۵۷۰ - بند ۹-۳-۸-۱ و ۹-۳-۸-۲-۱ و ص ۵۵۷ و ۵۵۸ - بند ۹-۳-۴-۱-۳ :

۹-۳-۴-۱-۳ مقاومت فشاری موثر بتن، f_{ce} ، در هر انتهای بست از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_s f'_c \quad (۹-۳-۴)$$

در رابطه‌ی فوق، β_c و β_s ضریب‌های اصلاح مقاومت موثر بتن در بست هستند که بر اساس جدول‌های ۹-۳-۱ و ۹-۳-۲ محاسبه می‌شوند. در این ضریبها اثرات ترک خوردگی، آرماتورهای عرضی و تقید انتهایی بست بر روی مقاومت فشاری موثر بتن در نظر گرفته شده‌اند.

سبزسازه



۹-۳-۱ در طراحی اعضای یک سیستم مقاوم لرزه‌ای با شکل پذیری خیلی زیاد یا زیاد با روش بست و بند، علاوه بر ضوابط فصل ۹-۲۰، باید ضوابط ۹-۳-۲ تا ۹-۳-۵ نیز برآورده گردند.

۹-۳-۲ مقاومت بست

۹-۳-۲-۱ مقاومت فشاری موثر به دست آمده در بخش ۹-۳-۴-۱ باید در ضریب 0.8 ضرب شود.

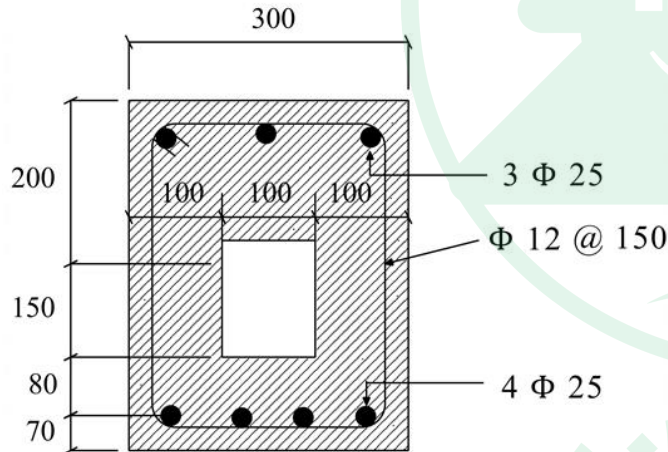
شکل پذیری کم $0.8(f_{ce})$ = شکل پذیری زیاد (f_{ce})

بنابراین گزینه ۱ صحیح است



سوال ۳۴

مطابق شکل زیر، در مقطع یک تیر بتنی برای عبور لوله‌ها یک حفره مستطیلی شکل ایجاد شده است. مقاومت خمشی اسمی این مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ از اثر آرماتورهای ناحیه فشاری (آرماتورهای طولی فوقانی) در مقاومت خمشی صرف‌نظر نمایید. بتن معمولی از رده C30 و فولاد میلگردها S400 هستند. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



(۱) 295 kN.m

(۲) 275 kN.m

(۳) 250 kN.m

(۴) 325 kN.m



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹:

ابتدا باید تشخیص داده شود که عملکرد به صورت مستطیل است یا T شکل

$$A_s f_y = a_1 f_c b a \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{a_1 f_c b} = \frac{4 \times 3.14 \times \frac{25^2}{4} \times 400}{0.85 \times 30 \times 300} = 102 < 200$$

بنابراین تیر عملکرد مستطیلی دارد.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4 \times 3.14 \times \frac{25^2}{4}}{300 \times 430} = 0.0153$$

$$d = 200 + 150 + 80 = 430 \text{ mm}$$

$$M_n = \rho f_y b d^2 \times [1 - 0.5 \times \frac{\rho f_y}{a_1 f_c}] = 0.0153 \times 400 \times 300 \times 430^2 [1 - 0.5 \times \frac{0.0153 \times 400}{0.85 \times 30}] \times 10^{-6} = 298.73 \text{ KN.m}$$

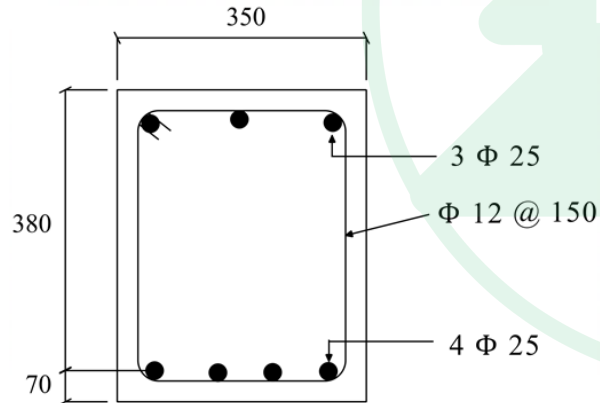
سبزسازه

بنابراین گزینه ۱ صحیح است



سوال ۳۵

یک تیر بتنی مطابق شکل زیر تحت لنگر خمشی قرار دارد. بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورهای ناحیه فشاری (آرماتورهای طولی فوقانی)، کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح می‌باشد؟ بتن معمولی از رده C30 و فولاد میلگردها S400 می‌باشند. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



$$\epsilon_t < \epsilon_{ty} - 0.003 \quad (۱)$$

$$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty} \quad (۲)$$

$$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003 \quad (۳)$$

$$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003 \quad (۴)$$

سبزسازه



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4 \times 3.14 \times \frac{30^2}{4}}{350 \times 380} = 0.0213$$

$$\rho_{max} = 0.375 \times \alpha_1 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} = 0.375 \times 0.85 \times 0.8357 \times \frac{30}{400} = 0.02$$

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0.85 \times 0.8357 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{1000} = 0.032$$

$$\rho_{max} = 0.02 < \rho = 0.0213 < \rho_b = 0.032$$

$$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_s < \varepsilon_{ty} + 0.003$$

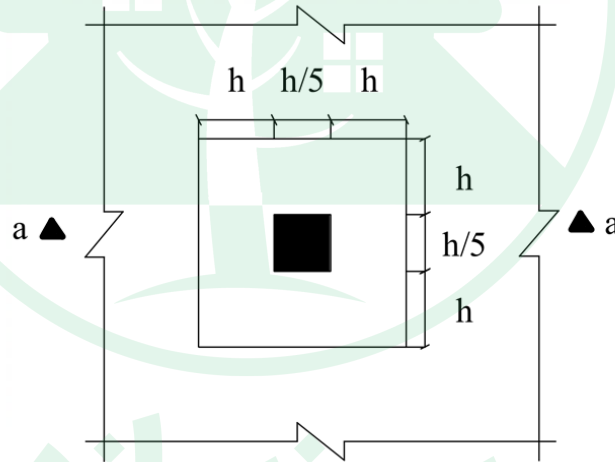
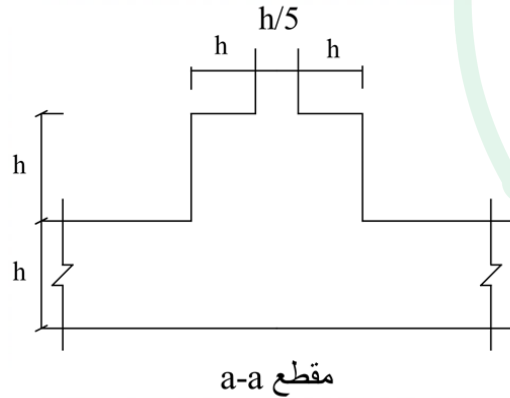
بنابراین گزینه ۳ صحیح است

سبزسازه



سوال ۳۶

در شالوده پله‌ای شکل زیر اگر در هر مقطعی از شالوده، عمق مؤثر برابر 0.9 عمق کلی آن مقطع فرض شود، مساحت مؤثر در تعیین مقاومت برشی اسمی دو طرفه این شالوده به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) $27.36h^2$

۲) $11.16h^2$

۳) $7.2h^2$

۴) $14.4h^2$



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۲۵۴ - جدول ۹-۱۵-۱ و بند ۹-۱۵-۲-۶-۲ و ص ۱۲۴ و ۱۲۵ - بند ۹-۸-۵-۲-۱:

۹-۱۵-۲-۶-۲ موقعیت مقطع بحرانی را برای برش ضریب‌دار در برش یک طرفه می‌توان به فاصله‌ی d از محل مقطع بحرانی M_{II} مطابق بندهای ۹-۹-۴-۲ و ۹-۱۰-۶-۴-۳، و در برش دو طرفه به فاصله‌ی $d/2$ از محل مقطع بحرانی M_{II} مطابق بند ۹-۱۰-۶-۴-۱ تعیین نمود.

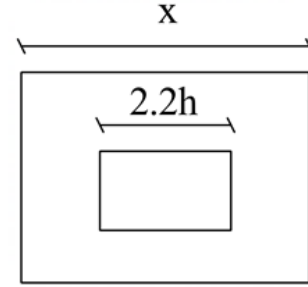
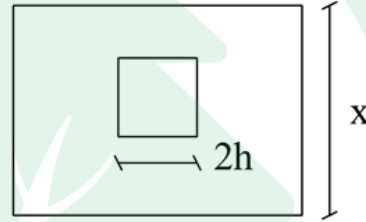
جدول ۹-۱۵-۱ محل مقطع بحرانی اعضای متکی به شالوده

عضو متکی	محل مقطع بحرانی
ستون یا ستون پایه	تَر ستون یا ستون پایه
ستون یا کف ستون فولادی	وسط فاصله‌ی تَر ستون و لبه‌ی کف ستون فولادی
دیوار بتنی	تَر دیوار
دیوار مصالح بنایی	وسط فاصله‌ی مرکز و تَر دیوار بنایی

دو حالت زیر بررسی می‌شود:

- حالت اول : به فاصله $\frac{d}{2}$ از بر مقطع بحرانی خمش:
(مقطع بحرانی خمش، بر ستون می‌باشد)





$$d = 0.9h = 0.9 \times 2h = 1.8h$$

$$a = 0.2h + 2\frac{d}{2} = 0.2h + d = 0.2h + 1.8h = 2h$$

$$\text{محیط بحرانی} = 4x = 4 \times 2h = 8h$$

$$\text{مساحت بحرانی} = 8h \times d = 8h \times 1.8h = 14.4h^2$$



• حالت دوم از بند ۹-۸-۵-۲-۱

۹-۸-۵-۲-۱ مقطع بحرانی برای برش دو طرفه، سطح جانبی منشوری است که وجوه آن موازی با نیروی برشی بوده و محل آنها باید طوری در نظر گرفته شود که محیط قاعده‌ی آن، b_0 حداقل باشد؛ ولی لازم نیست فاصله‌ی وجوه منشور از هر یک از موارد زیر کمتر از $0.5d$ در نظر گرفته شود.

الف- لبه‌ها و یا گوشه‌های ستون‌ها، بارهای متمرکز یا نواحی تکیه گاهی؛

ب- محل تغییر در ضخامت دال یا پی نظیر لبه‌های سر ستون، کنیبه یا کلاهک‌های برشی. عمق منشور در مقطع بحرانی برابر d است که برابر با متوسط عمق موثر دو جهت متعامد در نظر گرفته می‌شود.

سبزسازه



به فاصله $0.5 d$ از محل تغییر ضخامت

$$X = 2.2h + 2\left(\frac{d}{2}\right) = 2.2h + d = 2.2h + 0.9h = 3.1h$$

$$\text{محیط بحرانی} = 4 \times 3.1h = 12.4h$$

$$\text{مساحت بحرانی} = 12.4h \times 0.9h = 11.16h^2$$

در نهایت:

$$\text{مساحت موثر} = \text{Min} \begin{cases} 14.4h^2 \\ 11.16h^2 \end{cases} = 11.16h^2$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۳۷

حداکثر مقدار ضریب اصلاح اندازه برای محاسبه مقاومت برشی دو طرفه تأمین شده توسط بتن در یک دال به ضخامت 300 میلی متر که تنش برشی اسمی تأمین شده توسط آرماتورهای برشی آن برابر $v_s = 0.29\sqrt{f'_c}$ است، مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ فرض نمائید الزامات مربوط به جریات بندی خاموت ها به طور کامل تأمین شده است.

(۱) 0.85

(۲) 0.9

(۳) 0.95

(۴) 1

سبزسازه



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۱۲۸ - بند ۹-۸-۳-۳ و ص ۱۷۲ بند ۹-۱۰-۷-۳-۷ :

۹-۸-۳-۳ در صورت تامین یکی از شرایط زیر، استفاده از $\lambda_s = 1.0$ در رابطه‌های فوق مجاز می‌باشد.

الف) طراحی و جزئیات خاموت‌ها بر اساس بند ۹-۱۰-۷-۳-۷ بوده و $A_v / s \geq 0.17 \sqrt{f'_c} b_0 / f_{yt}$ باشد.

ب) گل‌میخ برشی صاف سر دار با طول ساق حداکثر ۲۵۰ میلی متر با طراحی و جزئیات منطبق بر بند ۹-۱۰-۷-۳-۸ بوده و $A_v / s \geq 0.17 \sqrt{f'_c} b_0 / f_{yt}$ باشد.

سبزسازه



۹-۱۰-۷-۳-۷ آرماتورهای برشی - خاموتها

الف- استفاده از خاموتهای تک پایه، U ساده، U چندگانه و خاموت بسته به عنوان میلگرد برشی مجاز می باشد.

ب- مهار و شکل خاموتها باید مطابق با بند ۹-۲۱-۵ باشد.

پ- در صورت استفاده از خاموت، محل قرارگیری و فاصله گذاری آنها باید مطابق با جدول ۹-۱۰-۴ باشد.

مطابق بند ۹-۱۰-۷-۳-۷ درباره چیدمان خاموت و مطابق بند ۹-۸-۳-۳ اگر

$$V_s \geq 0.17\sqrt{f'_c}$$

می توان $\delta_s = 1$ در نظر گرفت. در این سوال

$$V_s = A_v \times f_y \times \frac{d}{s} = 0.29 \sqrt{f'_c} \geq 0.17\sqrt{f'_c}$$

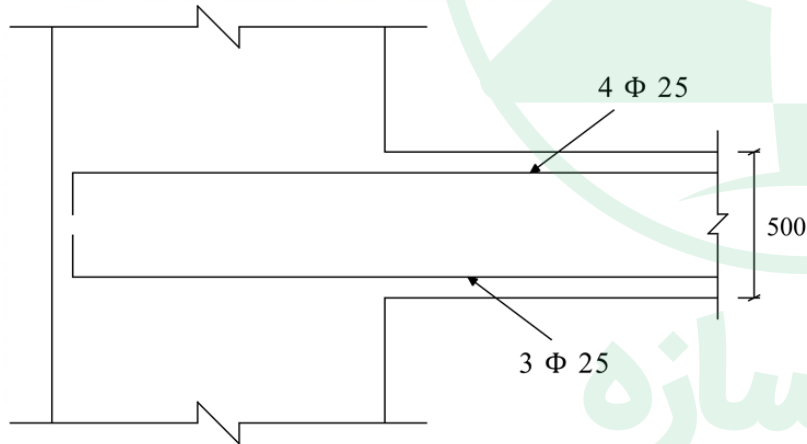
بنابراین گزینه ۴ صحیح است.



سوال ۳۸

در شکل زیر نسبت $\frac{V_u}{\Phi V_n}$ در ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب خمشی متوسط به نسبت $\frac{V_u}{\Phi V_n}$ در اتصال تیر به ستون در قاب خمشی ویژه چه مقدار است؟ در هر دو حالت از آثار نیروی برشی ستون صرف نظر شود. ابعاد تیر 500×500 mm و ابعاد ستون برابر 700×700 mm فرض شود. در شکل ابعاد به میلی متر است.

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



(۱) 1.25

(۲) 0.9

(۳) 1.1

(۴) 0.8



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۳۵۸ - بند ۲-۴-۵-۲۰-۹ و بند ۵-۴-۵-۲۰-۹ و ص ۳۷۵ - بند ۴-۵-۶-۲۰-۹ و ص ۳۷۶ - جدول ۲-۲۰-۹:

۲-۴-۵-۲۰-۹ در مواردی که تیرهای متصل به گره که باعث ایجاد برش در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون می‌گردند، دارای عمقی بزرگ‌تر از دو برابر عمق ستون باشند، تحلیل و طراحی ناحیه‌ی اتصال باید بر اساس روش خرابایی (روش بست و بند) در پیوست ۹-۳ بوده و بندهای (الف) و (ب) نیز رعایت شوند.

الف - برش طرح به دست آمده از مدل خرابایی نباید از ϕV_n محاسبه شده بر اساس بند ۲-۴-۱۶-۹ بیش‌تر باشد.

ب - جزئیات آرماتور گذاری مطابق بندهای ۳-۴-۵-۲۰-۹ تا ۵-۴-۵-۲۰-۹ باشند.



۹-۲۰-۵-۴-۵ اگر آرماتورهای فوقانی تیر شامل میلگردهای آجدار سر داری باشند که در اتصال قطع میشوند، ستون باید از لبه‌ی فوقانی ناحیه‌ی اتصال حداقل به اندازه‌ی عمق ناحیه‌ی اتصال، h ، ادامه یابد. همچنین می‌توان آرماتورهای تیر را با آرماتورهای قائم در گره که توانایی محصور کنندگی معادل رویه‌ی فوقانی اتصال را داشته باشند محصور نمود.

۹-۲۰-۶-۵-۴ مقاومت برشی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون
 ۹-۲۰-۶-۵-۴-۱ نیروی برشی در اتصال تیر به ستون باید در صفحه‌ی افقی وسط ارتفاع این اتصال و بر اساس نیروهای محاسبه شده در بر گره، با توجه به نیروهای فشاری و کششی در تیرها که مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۲ به دست آمده، و نیروی برشی در ستون‌ها در تطابق با مقاومت خمشی محتمل تیرها، M_{pr} محاسبه گردد.
 ۹-۲۰-۶-۵-۴-۲ ϕ باید بر اساس بند ۹-۴-۷-۵ (ت) محاسبه شود.
 ۹-۲۰-۶-۵-۴-۳ V_n در اتصال تیر به ستون باید مطابق جدول ۹-۲۰-۲ باشد.



جدول ۹-۲۰-۲ مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	محصور شدگی با تیرهای عرضی مطابق بند ۸-۲-۱۶-۹	V_n (N)
پیوسته یا مطابق بند ۶-۲-۱۶-۹	پیوسته یا مطابق بند ۷-۲-۱۶-۹	محصور شده	$1.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور نشده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۷-۲-۱۶-۹	محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$0.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

سبزسازه



در شکل پذیری متوسط:

$$V_u = A_s \times f_y - V_c$$

$$V_c \rightarrow \text{صفر}$$

$$\varphi = 0.75$$

$$V_u = 1.25 A_s \times f_y - V_c$$

$$V_c \rightarrow \text{صفر}$$

$$\varphi = 0.85$$

ثابت V_n

در شکل پذیری ویژه:

سبزسازه



$V_n = \text{ثابت}$

$$\rightarrow \frac{\frac{A_s \times f_y}{0.75 V_n}}{\frac{1.25 A_s \times f_y}{0.85 V_n}} = 0.9$$

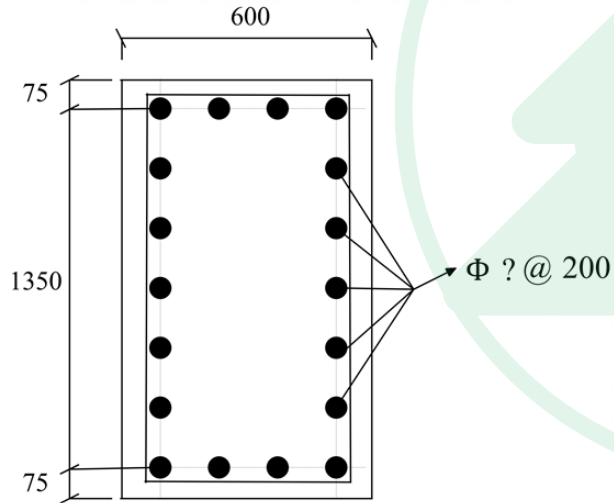
بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۳۹

حداقل قطر مورد نیاز آرماتور برشی توزیع شده در راستای موازی با محور طولی تیر عمیق شکل زیر مطابق با کدام یک از گزینه‌های زیر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



(۱) $\Phi 10$

(۲) $\Phi 12$

(۳) $\Phi 14$

(۴) $\Phi 16$

سبzsازه



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۲۱۳ - بند ۹-۱۱-۸-۲ و بند ۹-۱۱-۸-۲-۵:

۹-۱۱-۸-۲-۲ آرماتورهای توزیع شده در وجوه کناری تیرهای عمیق باید مطابق ضوابط (الف) و (ب) باشند:

الف- مساحت آرماتورهای برشی توزیع شده در راستای عمود بر محور طولی تیر، A_v ، حداقل باید $0.0025b_w s_2$ باشد؛ که در آن s_2 ، فاصله‌ی آرماتورهای برشی عرضی است.

ب- مساحت آرماتورهای برشی توزیع شده در راستای موازی با محور طولی تیر، A_{vh} ، حداقل باید $0.0025b_w s_2$ باشد؛ که در آن s_2 ، فاصله‌ی آرماتورهای برشی طولی است.

۹-۱۱-۸-۲-۵ فاصله‌ی آرماتورهای برشی طولی و عرضی در تیر عمیق، نباید از مقادیر $d/5$ و ۳۰۰ میلی متر بیش تر باشد.

سبزسازه



$$S=200 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1350+75}{5} = 285 \\ 300 \end{array} \right. = 285 \text{ ok}$$

$$b_w = 600 \rightarrow A_v = 2 \times 3.14 \times \frac{d_b^2}{4} \geq 0.0025 \times 200 \times 600$$

$$\rightarrow d_b \geq 13.83 \text{ mm} \rightarrow \varphi 14$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

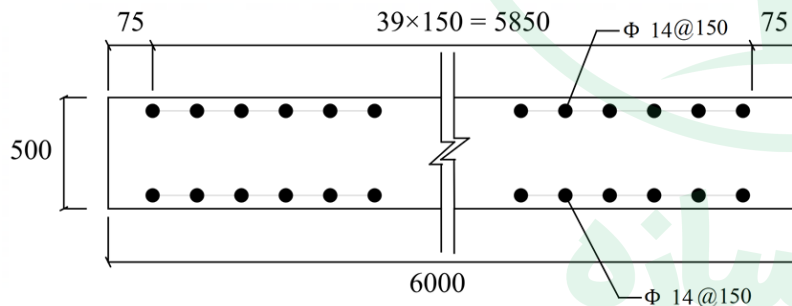
سبزسازه



سوال ۴۰

مقطع عمومی یک دیوار برشی با شکل پذیری زیاد به ارتفاع 16.5 متر که از پایین سازه تا بالای دیوار به طور مؤثر ادامه دارد در شکل زیر نشان داده شده است. این دیوار به گونه ای طراحی شده است که در آن یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری وجود دارد و در این مقطع بحرانی نسبت مقاومت مورد نیاز ناشی از اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری به مقاومت طراحی نظیر آن برابر 0.95 است. فقط با این اطلاعات، در مقطع بحرانی این دیوار، حداقل چه مقدار میلگرد طولی دیگر باید به میلگردهای موجود در مقطع عمومی اضافه شود؟ ابعاد روی شکل به میلی متر است. نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمایید.

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



$$3100 \text{ mm}^2 \quad (۱)$$

$$1300 \text{ mm}^2 \quad (۲)$$

$$\text{صفر} \quad (۳)$$

$$2500 \text{ mm}^2 \quad (۴)$$



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۳۸۲ - بند ۹-۲۰-۷-۳-۵:

۹-۲۰-۷-۳-۵ دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ بوده و از پایین سازه تا بالای دیوار به طور موثر ادامه دارند، و به گونه‌ای طراحی شده‌اند که در آن‌ها یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری موجود باشد، باید دارای آرماتورهای طولی در دو انتهای قطعه‌ی قائم دیوار بوده و شرایط (الف) تا (ت) در آن‌ها رعایت شوند:

الف- درصد حداقل آرماتورهای طولی در ناحیه‌ای در هر انتهای دیوار به طول $0.15l_w$ و عرضی

$$\frac{0.50\sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ برابر باشد.}$$

ب- آرماتورهای طولی مورد نیاز بر اساس بند (الف) باید به اندازه‌ی حداقل l_w و یا $\frac{M_u}{3V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی دیوار ادامه داشته باشند.

پ- نباید بیش‌تر از ۵۰٪ آرماتورهای مورد نیاز در بند (الف) در یک مقطع قطع شوند.

سبز سازه



$$(\rho_{min}) \text{ در هر انتها} = \frac{0.5\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$(A_s) \text{ در هر انتها} = \frac{0.5\sqrt{f'_c}}{f_y} \times (0.15L_w) \times t = \frac{0.5\sqrt{30}}{400} \times (0.15 \times 6000) \times 500 = 3081 \text{ mm}^2$$

$$\text{در هر دو انتها} = 2 \times 3081 = 6162 \text{ mm}^2$$

سبزسازه



مقدار آرماتور موجود در هر دو انتها:

$$A_s = 2 \times 6 \times 3.14 \times \frac{14^2}{4} \times 2 = 3693 \text{ mm}^2$$

اختلاف این مقادیر برابر است با:

$$(A_s)_{\text{موجود}} - (A_s)_{\text{حداقل}} = 6162 - 3693 = 2469 \text{ mm}^2$$

مطابق داده سوال:

$$\frac{\text{مقاومت مورد نیاز ناشی اندرکنش}}{\text{مقاومت طراحی}} = 0.95 \leq 1 \text{ ok}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.



سوال ۴۱

حداقل مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای دورپیچها یا دورگیرهای دایروی ستون به قطر 1500 میلی متر هر گاه $P_u = 20000 \text{ kN}$ باشد به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ پوشش آرماتور عرضی را 50 میلی متر فرض کنید.

$$f'_c = 30 \text{ MPa}, f_{yt} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Phi 20 @ 80 \text{ mm} \text{ (۲)}$$

$$\Phi 16 @ 75 \text{ mm} \text{ (۴)}$$

$$\Phi 18 @ 80 \text{ mm} \text{ (۱)}$$

$$\Phi 20 @ 100 \text{ mm} \text{ (۳)}$$

سبزسازه



مطابق مبحث نهم - ویرایش ۱۳۹۹ - ص ۳۶۹ - بند ۹-۲۰-۶-۳-۵ و ص ۳۷۰ - بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۶:

۵-۳-۳-۶-۲۰-۹ مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه‌ی بحرانی برای دورپیچ‌ها و یا دورگیرهای دایروی باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه شود:

الف- در صورتی که $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$ باشد، مقدار ρ_s باید برابر با بیشترین مقدار از دو رابطه‌ی (۷-۲۰-۹) و (۸-۲۰-۹) باشد.

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۷-۲۰-۹)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۸-۲۰-۹)$$

ب- در صورتی که $P_u > 0.3A_g f'_c$ و یا $f'_c > 70 \text{ MPa}$ باشد، مقدار ρ_s باید علاوه بر مقدار حداکثر به دست آمده از روابط (۷-۲۰-۹) و (۸-۲۰-۹)، از مقدار محاسبه شده از رابطه‌ی (۹-۲۰-۹) نیز بیش‌تر باشد.

$$\rho_s = 0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \quad (۹-۲۰-۹)$$



۹-۲۰-۶-۳-۶ در قسمت‌هایی از طول ستون که آرماتور گذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود، باید آرماتور عرضی به صورت دورپیچ یا دورگیر و یا سنجاقی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۱-۶-۲ و ۹-۲۱-۶-۳، و نیز برای تامین برش بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۳-۴، قرار داده شود. فاصله‌ی این آرماتورها در هر حال نباید برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر، بیش‌تر از شش برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی و یا ۱۵۰ میلی متر، و برای آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال، بیش‌تر از ۵ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی و یا ۱۵۰ میلی متر، اختیار شود.

$$\rho_n = 20000 \text{ KN} > 0.3 \times 30 \times 3.14 \times \frac{1500^2}{4} \times 10^{-3} = 15896$$

$$\rho_s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} ۴۵.۰ \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c}{f_{yt}} \\ ۰.۱۲ \frac{f_c}{f_{yt}} \\ ۰.۳۵ K_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \end{array} \right.$$



$$A_g = 3.14 \times \frac{1500^2}{4} = 1766250 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = \frac{3.14}{4} (1500 - 2 \times 50)^2 = 1538600 \text{ mm}^2$$

$$K_f = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{30}{175} + 0.6 = 0.78 \\ 1 \end{array} \right. = 1$$

$$\frac{3.14 \times d_s^2}{s \times 1400} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.45 \left(\frac{1500^2}{1400^2} - 1 \right) \times \frac{30}{400} = 0.005 \\ 0.12 \times \frac{30}{400} = 0.009 \\ 0.35 \times 1 \times \frac{20000 \times 10^3}{400 \times 1538600} = 0.0114 \end{array} \right. = 0.0114 \rightarrow \frac{d_s^2}{s} \geq 5.09$$



پاسخ ۴۱

بررسی گزینه‌ها:

گزینه ۱:

$$\frac{d_s^2}{s} = \frac{18^2}{80} = 4.05 \geq 5.09 \quad N.OK$$

$$\frac{d_s^2}{s} = \frac{20^2}{80} = 5 \geq 5.09 \quad OK$$

گزینه ۲:

سبزسازه



گزینه ۳:

$$\frac{d_s^2}{s} = \frac{20^2}{100} = 4 \geq 5.09 \quad N.O.K$$

گزینه ۴:

$$\frac{d_s^2}{s} = \frac{16^2}{75} = 3.14 \geq 5.09 \quad N.O.K$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



1.40 (1)

1.89 (r

2.13 (३

1.67 (4



مطابق توضیحات پیوست ۲ مبحث دهم، قاب مورد سوال مهارنشدن است و ضریب طول موثر ستون AB بر اساس شرایط دو سر آن به صورت زیر باید تعیین شود:

$$G_A = \frac{\left(\sum \frac{I}{L}\right)_C}{\left(\sum \frac{I}{L}\right)_B} = \frac{\frac{1.5I}{\frac{2L}{3}} + \frac{1.5I}{\frac{2L}{3}}}{0.5 \times \frac{I}{L} + 0} = 9$$

$$G_B = \frac{\left(\sum \frac{I}{L}\right)_C}{\left(\sum \frac{I}{L}\right)_B} = \frac{\frac{1.5I}{\frac{2L}{3}}}{\frac{I}{L} + 0} = 2.25$$



در گره A ، دو تیر وارد شده است که یک تیر به صورت مفصل متصل شده و لذا فاقد سختی خمشی است و تیر دیگر نیز در انتهای دور خود به صورت مفصلی متصل است که بنابراین باید سختی آن با ضریب کاهش ۰.۵ اصلاح شود. همچنین در گره B نیز یک تیر طره وارد شده است که سختی خمشی آن صفر منظور خواهد شد. در نهایت مطابق رابطه دقیق محاسبه ضریب طول موثر، مقدار K محاسبه خواهد شد:

$$K_{AB} = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} = 2.13 > 1 \quad ok$$

گزینه ۳ صحیح است.

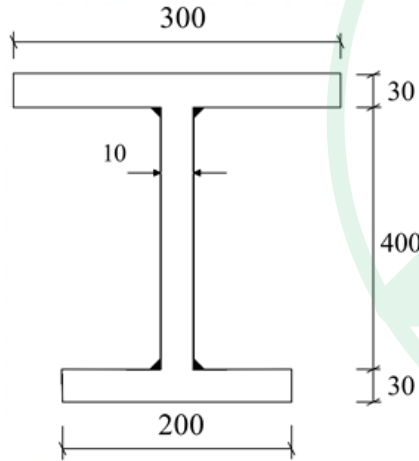
سبزسازه



سوال ۴۳

لنگر پلاستیک مقطع نشان داده شده در شکل زیر مطابق کدامیک از گزینه‌های زیر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$$F_y = 360 \text{ MPa}$$



1122 kN.m (۱)

1224 kN.m (۲)

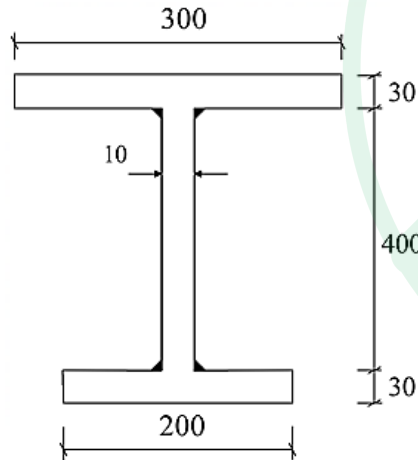
816 kN.m (۳)

1537 kN.m (۴)

سبزسازه



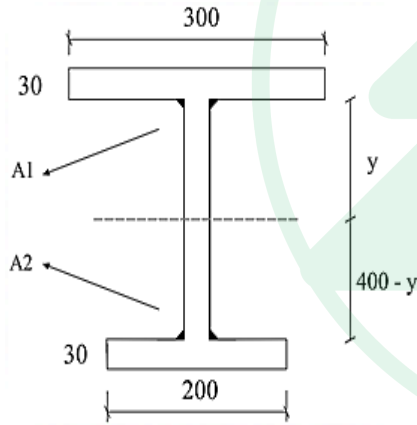
(در صورت سوال، مشخص نشده که لنگر پلاستیک حول کدام محور محاسبه شود؟؟ با این شرایط، حدس میزنیم که احتمالا منظور محور X است) مقطع تیر مورد سوال، ساخته شده از ورق و دارای یک محور تقارن است.



سبزسازه



برای تعیین لنگر پلاستیک، ابتدا باید مختصات محور پلاستیک مشخص شود تا بتوان بر اساس آن اساس مقطع پلاستیک را تعیین کرد.

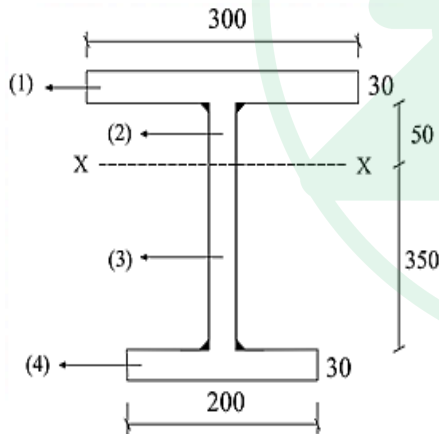


سبزسازه



با انتخاب یک محل فرضی روی جان تیر به عنوان محل عبور تار خنثی در حد پلاستیک، y را باید طوری بدست آورد که سطح بالای تار و پایین آن با هم برابر شوند. در نتیجه

$$A_1 = A_2 \rightarrow 30 \times 300 + 10y = (400 - y) \times 10 + 200 \times 30 \rightarrow y = 50 \text{ mm}$$



سبزسازه



در نتیجه، اساس مقطع پلاستیک Z_x به صورت زیر محاسبه شده است:

$$Z_x = 300 \times 30 \times 65 + 50 \times 10 \times 25 + 350 \times 10 \times 175 + 200 \times 30 \times 365 \\ = 34 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$M_p = Z_x F_y = 34 \times 10^5 \times 360 \times 10^{-6} = 1224 \text{ kN.m}$$

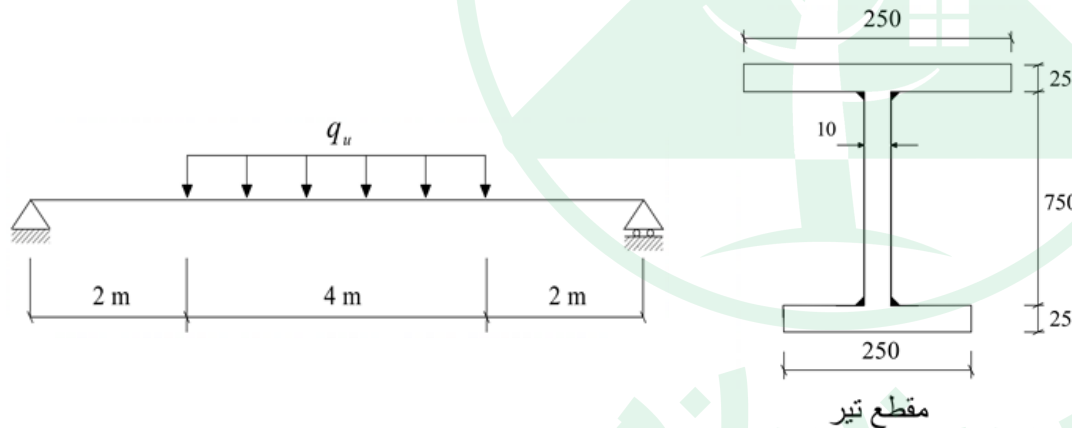
گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۴۴

در صورتی که تیر شکل زیر در سرتاسر طول خود از مهار جانبی کافی برخوردار باشد، با استفاده از روش LRFD و براساس فقط کنترل مقاومت خمشی، حداکثر بار گسترده نهایی (q_u) قابل تحمل توسط تیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ از وزن واحد طول تیر صرف نظر شود و $F_y = 240 \text{ MPa}$ است. در شکل ابعاد به میلی متر است.



۱) 225 kN/m

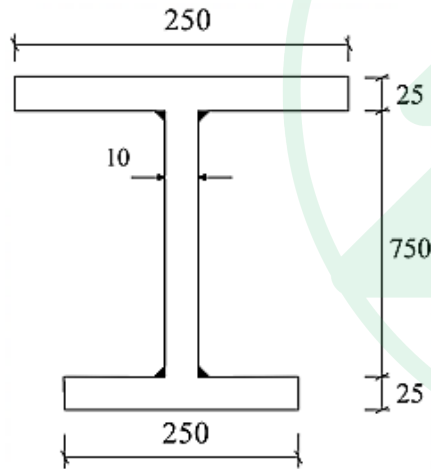
۲) 325 kN/m

۳) 250 kN/m

۴) 300 kN/m



مقطع مورد سوال، ساخته شده از ورق و دارای دو محور تقارن است. برای تعیین مقاومت خمشی تیر و با مراجعه به جدول صفحه ۸۴ و ۸۵ کتاب مبحث دهم، لازم است تا شرایط فشردگی بال و جان مقطع بررسی شود.



مقطع تیر

سبزسازه



در نتیجه به جدول صفحه ۵۵ کتاب مراجعه نموده و بر اساس ردیف ۱۱ و ۱۵ این جدول، کنترل فشردگی به صورت زیر انجام خواهد شد:

$$\frac{b}{t} = \frac{0.5 \times 250}{25} = 5 < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.96$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{750}{10} = 75 < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.5$$

در نتیجه، جان و بال مقطع تیر مورد نظر فشرده است. بنابراین باید حالت مرتبط با بند ۱۰-۲-۵-۲ کتاب، یعنی تسلیم و کمانش پیچشی-جانبی مورد بررسی قرار گیرد. در متن سوال، اشاره به تعبیه مهار جانبی کافی در طول تیر داشته که این موضوع، اشاره به این دارد که حالت حدی کمانش پیچشی جانبی تعیین کننده نیست و تنها حالت تسلیم باید کنترل شود.



برای تعیین لنگر اسمی متناظر با حالت حدی تسلیم که M_p مقطع است، باید اساس مقطع پلاستیک تعیین شود. مقطع دارای دو محور تقارن است و تار خنثی در حد پلاستیک، در محل محور تقارن مقطع است. بنابراین

$$Z_x = 375 \times 10 \times \frac{375}{2} \times 2 + 250 \times 25 \times 387.5 \times 2 = 625 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p = Z_x F_y = 625 \times 10^4 \times 240 \times 10^{-6} = 1500 \text{ kN.m}$$

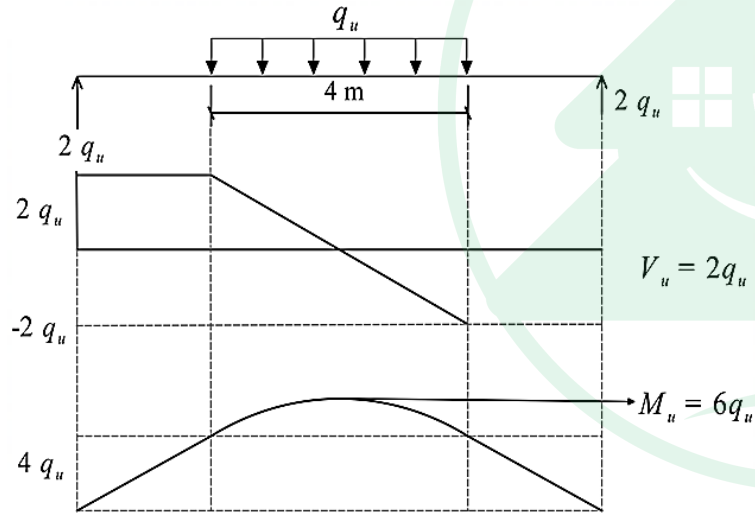
و در نهایت:

$$M_u \leq 0.9M_n = 0.9 \times 1500 = 1350 \text{ kN.m}$$

سبزسازه



لنگر تقاضای M_u ، باید بر اساس بیشینه لنگر ناشی از بارگذاری نهایی وارده روی تیر مشخص شود. در ادامه، دیاگرام برش و لنگر تیر در طول آن ترسیم شده است:



در نتیجه

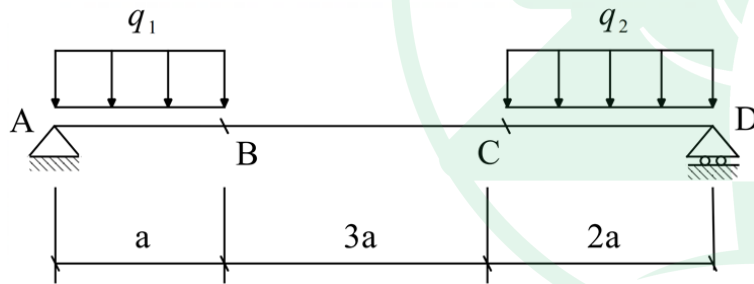
$$6q_u \leq 1350 \rightarrow q_u \leq 1350/6 = 225 \frac{kN}{m}$$

گزینه ۱ صحیح است.



سوال ۴۵

در تیر دو سر ساده شکل زیر در نقاط A، B، C و D تیر دارای تکیه‌گاه جانبی است. به ازای چه مقدار $\frac{q_1}{q_2}$ ضریب اصلاح کمانش جانبی - پیچشی (C_b) در ناحیه BC برابر یک خواهد بود؟ از وزن واحد طول تیر صرف نظر نموده و فرض کنید تیر دارای دو محور تقارن است.



(۱) $\sqrt{2}$

(۲) 2

(۳) $2\sqrt{2}$

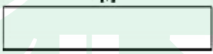
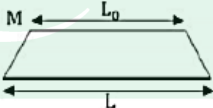
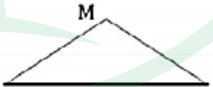
(۴) 4

سبzsازه



مطابق نکات کتاب چکیده مبحث دهم، باید دیاگرام لنگر تیر در طول BC ثابت باشد. (مستطیل ردیف ۱ جدول)

۸۶ چکیده نکات مبحث دهم

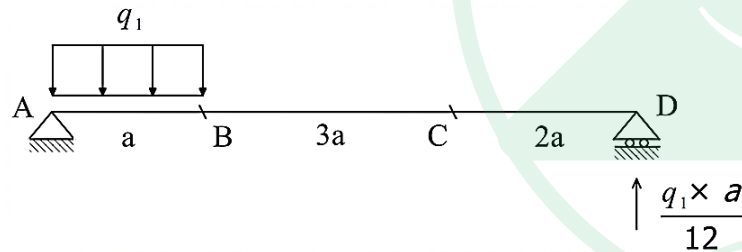
تغییرات لنگر در طول L_b	C_b از رابطه (10-2-5)
 $C_b = 1$	1
 $L_0 \geq 0.5L \Rightarrow C_b = 1$ $L_0 = \frac{L}{3} \Rightarrow C_b = 1.136$	2
 $C_b = 1.316$	3
 $C_b = 1.667$	4



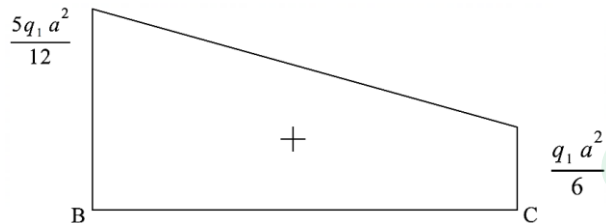
بنابر این باید، مقدار لنگر خمشی داخلی در نقاط B و C با یکدیگر برابر باشد:

$$M_B = M_C$$

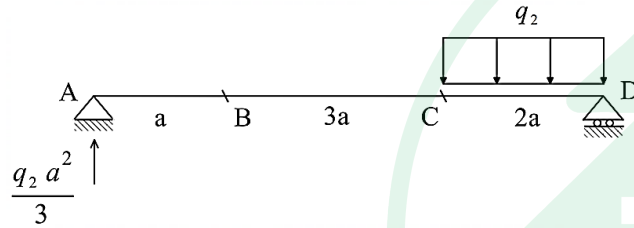
بر اساس اصل جمع آثار قوا، دیاگرام لنگر تیر طی دو مرحله برای هر یک از بارگذاری‌های قسمت AB و CD ترسیم خواهد شد. بر این اساس، شکل زیر، تیر مورد نظر را تحت بار گسترده q_1 نشان داده است:



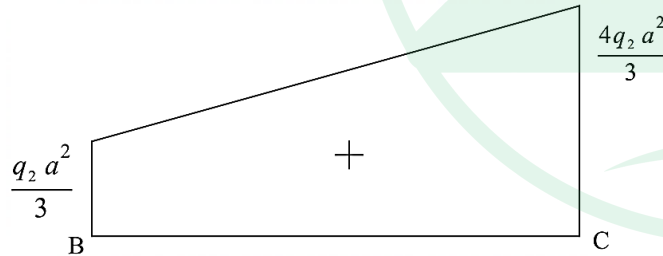
دیاگرام لنگر خمشی تیر مورد نظر در این حالت به صورت زیر است:



شکل زیر نیز، همان تیر را تحت بار گسترده q_2 نشان داده است:



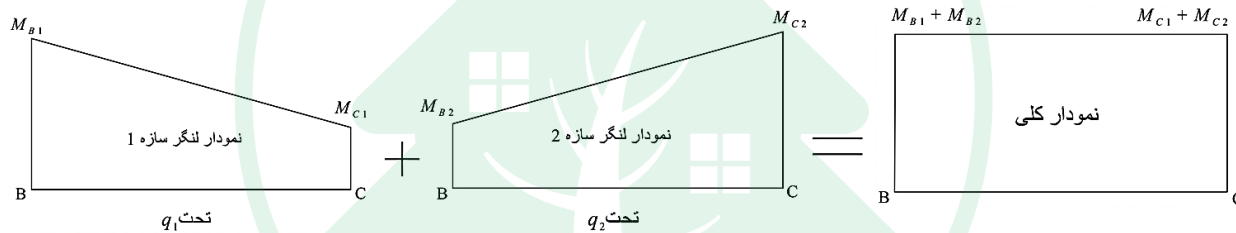
دیاگرام لنگر خمشی تیر مورد نظر در این حالت نیز به صورت زیر است:



سبزسازه



بنابر این جمع دو دیاگرام در محدوده BC باید به یک مستطیل تبدیل شود که لازمه رسیدن به این نتیجه آن است که ارتفاع منحنی حاصله، در دو نقطه B و C با هم برابر باشد:



$$\frac{5q_1a^2}{12} + \frac{q_2a^2}{3} = \frac{q_1a^2}{6} + \frac{4q_2a^2}{3}$$

و در نهایت،

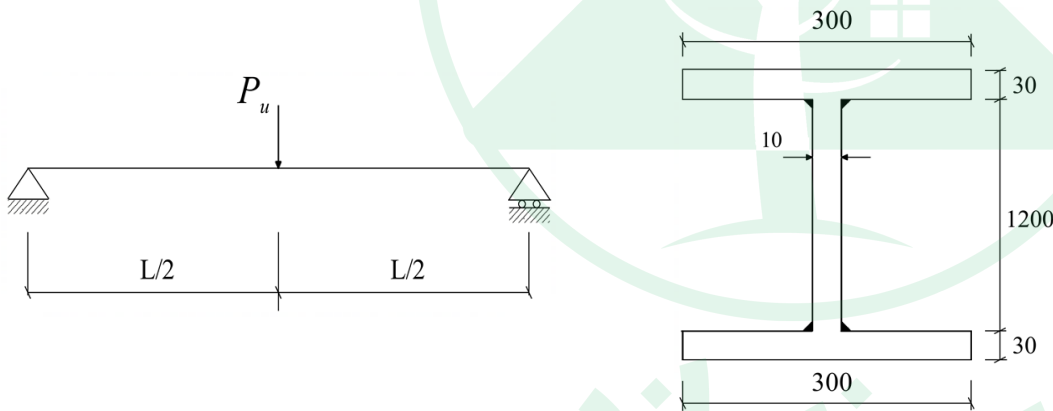
$$\frac{3q_1a^2}{12} = q_2a^2 \rightarrow q_1 = 4q_2 \rightarrow \frac{q_1}{q_2} = 4$$

گزینه ۴ صحیح است.



سوال ۴۶

فرض کنید مقاومت برشی اسمی تیر شکل زیر درحالتی که در طول آن از سخت کننده‌های عرضی استفاده نشود برابر V_n است. برای آنکه مقاومت برشی اسمی این تیر 1.5 برابر شود، حداکثر فاصله سخت کننده‌های عرضی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ حل براساس رویکرد بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی مدنظر بوده و $F_y = 240\text{MPa}$ است. فرض کنید فاصله سخت کننده‌های عرضی در طول تیر یکسان است. در شکل ابعاد به میلی متر است.



1500 mm (۱)

1200 mm (۲)

1000 mm (۳)

800 mm (۴)



پاسخ ۴۶

مقطع تیر مورد نظر ساخته شده از ورق است و طبق توضیحات سوال در حالت اول سخت کننده تعبیه نشده است. بنابراین:

$$K_v = 5.34$$

برای محاسبه C_{v1} باید کنترل زیر انجام شود:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1200}{10} = 120 > 1.1 \sqrt{\frac{5.34 \times 2 \times 10^5}{240}} = 73.38$$

بنابراین

$$C_{v1} = \frac{1.1}{120} \sqrt{\frac{5.34 \times 2 \times 10^5}{240}} = 0.61$$

و مقاومت برشی اسمی حالت اول برابر V_{n1} بوده و به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$V_{n1} = 0.6F_y A_w C_{v1}$$



همچنین در حالت دوم، مقاومت برشی اسمی برابر V_{n2} بوده و به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$V_{n2} = 0.6F_y A_w (C_{v1})_{new}$$

با توجه به توضیحات مسئله، باید داشته باشیم:

$$V_{n2} = 1.5 V_{n1}$$

بنابراین

$$0.6F_y A_w (C_{v1})_{new} = 1.5 \times 0.6F_y A_w C_{v1} \rightarrow (C_{v1})_{new} = 1.5C_{v1}$$

$$= 1.5 \times 0.61 = 0.915$$

در نتیجه

$$(C_{v1})_{new} = \frac{1.1}{120} \sqrt{\frac{(K_v)_{new} \times 2 \times 10^5}{240}} = 0.915 \rightarrow (K_v)_{new} = 11.96$$



با توجه به رابطه حاکم بر محاسبه K_v ، به صورت زیر عمل خواهد شد:

$$(K_v)_{new} = 11.96 = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \rightarrow \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 6.96 \rightarrow \left(\frac{a}{h}\right)^2 = 0.72 \rightarrow \frac{a}{h} = 0.848$$
$$\rightarrow a = 1017.6 \text{ mm} < 3h \quad \text{ok}$$

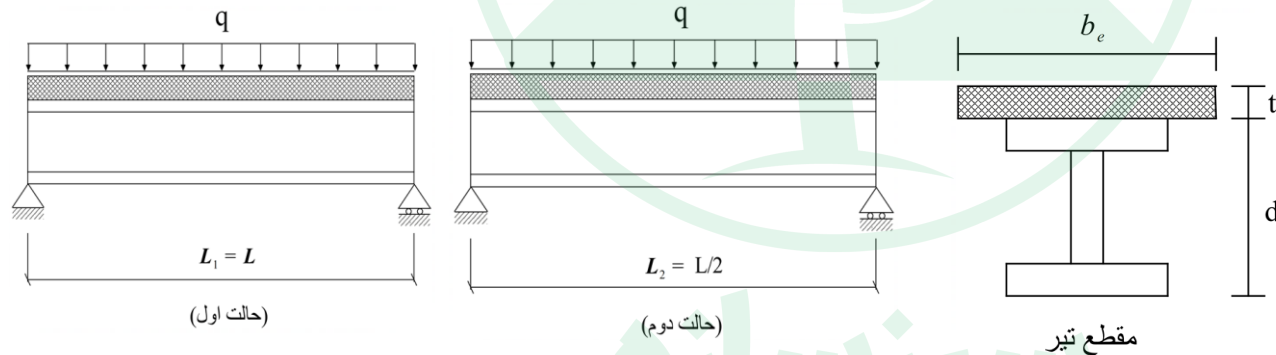
گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۴۷

فرض کنید تیر مختلط نشان داده شده در حالت اول دارای عملکرد مختلط کامل است. اگر طول این تیر نصف شود (حالت دوم) و همچنان تیر دارای عملکرد مختلط کامل باشد و پهنای مؤثر تغییر نکند، تعداد کل گل‌میخ‌های مورد نیاز در حالت دوم نسبت به حالت اول چه مقدار تغییر می‌کند؟ در هر دو حالت مشخصات مقطع فولادی، ضخامت دال بتنی، مشخصات گل‌میخ و مقدار بار گسترده یکنواخت یکسان فرض شود.



(۱) $\frac{1}{4}$ برابر می‌شود.

(۲) تغییر نمی‌کند.

(۳) نصف می‌شود.

(۴) دو برابر می‌شود.



بر اساس توضیحات صفحه ۱۶۲ مبحث دهم مقررات ملی، برش افقی مورد نیاز کل V_h بین تیر فولادی و دال بتنی در حالت عملکرد مختلط کامل برابر است با

$$V_h = \text{Min} (0.85f_cA_c, F_yA_s)$$

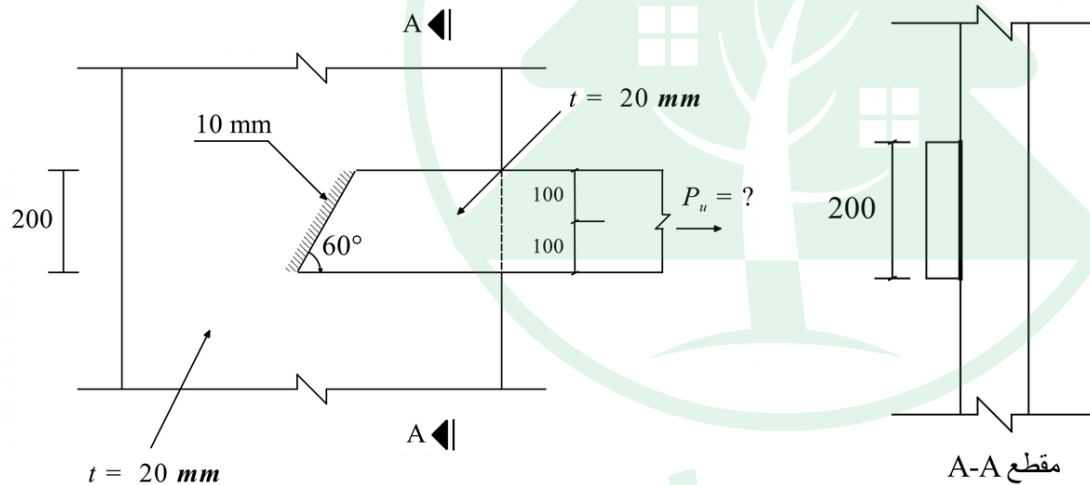
با توجه به اینکه تیر مورد نظر در دو حالت دارای عملکرد مختلط کامل است و نیز مشخصات فولاد مصرفی و دال بتنی و برش گیر مصرفی نیز تغییر نداشته ، لذا، برش افقی مورد نیاز در حالت دوم، تفاوتی با مقدار این پارامتر در حالت اول ندارد و بنابراین تعداد برش گیرها در فاصله بین نقطه لنگر بیشینه و نقطه لنگر صفر تغییری نخواهد کرد. گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۴۸

فقط براساس کنترل مقاومت جوش، حداکثر مقدار قابل قبول P_u به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بزرگترین مقدار قابل قبول ممکن مدنظر بوده و $F_m = 420 \text{ MPa}$ است. در شک ابعاد به میلی متر است. فولاد مصرفی از نوع St37 با $F_y = 240 \text{ MPa}$ فرض شود.



309 kN (۱)

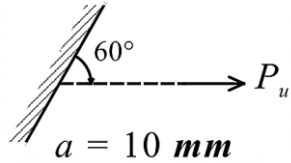
410 kN (۲)

577 kN (۳)

433 kN (۴)

سبزسازه





می توان وضعیت نیروی وارده بر خط جوش اتصال با بعد جوش $a = 10 \text{ mm}$ را به صورت شکل زیر نمایش داد:

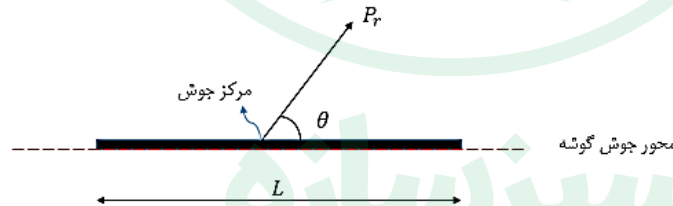
مطابق توضیحات تبصره ۱ صفحه ۲۰۳ مبحث دهم که تشریح آن در دوره آموزش مبحث دهم سبzsازه به صورت تصویر زیر ارائه شده، مقاومت اسمی و سپس نهایی جوش را می توان به صورت زیر بیان کرد:

گزینه دیگر در طراحی جوش گوشه ای که خط جوش مورب باشد (طولی نباشد):

$$R_n = \bar{F}_{nw} * A_{we}$$

$$\bar{F}_{nw} = F_{nw} (1 + 0.5 (\sin \theta)^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.6 F_{ue}$$



$$F_{nw} = 0.6 \times 420 \times (1 + 0.5 \sin 60^{1.5}) = 353.5 \text{ MPa}$$

همچنین با توجه به طلاعات سوال، طول جوشکاری به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$L_w \times \sin 60 = 200 \text{ mm} \rightarrow L_w = \frac{200}{\sin 60} = 230.9 \text{ mm}$$

در نتیجه

$$R_n = 353.5 \times 230.9 \times 10 \times 0.707 \times 10^{-3} = 577 \text{ kN}$$

$$P_u = \phi R_n = 0.75 \times 577 = 432.75 \text{ kN}$$

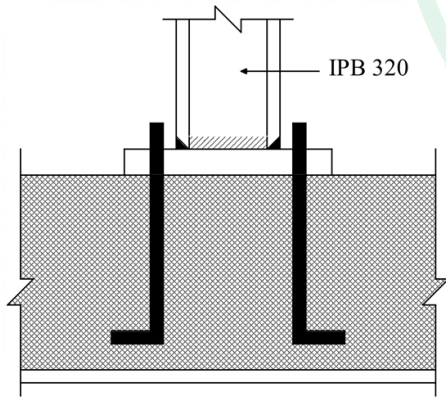
گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۴۹

در شکل زیر اتصال خمشی (گیردار) ستون به شالوده در یک قاب خمشی ویژه نشان داده شده است. لنگر ناشی از حالت بارگذاری مرده برابر $M_D = 100 \text{ kN.m}$ ، لنگر ناشی از حالت بارگذاری زنده برابر $M_L = 50 \text{ kN.m}$ و لنگر ناشی از حالت بارگذاری زلزله برابر $M_E = 150 \text{ kN.m}$ به دست آمده است. مقاومت خمشی مورد نیاز کف ستون به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید لنگر ناشی از بار زنده چه در مقدار و چه در ضریب بار، غیر قابل کاهش بوده و $F_y = 240 \text{ MPa}$ است. محاسبات به روش LRFD مدنظر بوده و مقاومت خمشی مورد نیاز که ستون در امتداد محور قوی ستون مدنظر است.



۱) 620 kN.m

۲) 680 kN.m

۳) 650 kN.m

۴) 516 kN.m

سبزسازه



بر اساس توضیحات صفحه ۲۸۰ و ۲۸۱ مبحث دهم، بند ب-۲، برای ستون‌های دارای اتصال خمشی به شالوده، اگر لنگر خمشی محاسباتی بر اساس ترکیب بار شامل زلزله تشدید یافته برابر M_0 باشد، مقاومت خمشی مورد نیاز کف ستون، M_u در روش $LRFD$ ، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$M_u = \text{Min} (1.1R_y F_y Z, M_0) , \quad F_y = 240 \text{ Mpa}$$

مقطع ستون مورد استفاده $IPB320$ است، بنابراین با مراجعه به جدول اشتال

$$Z_x = 2149 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

سبزسازه



همچنین، با مراجعه به جدول صفحه ۲۵۳، مبحث دهم

$$R_y = 1.2$$

مقادیر R_t و R_y فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
1.1	1.25	مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده
1.1	1.2	سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی
1.1	1.15	مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها
1.2	1.2	میلگردها
مقادیر R_c بتن		
R_c	بتن فشاری مشخصه بتن	
1.4	$f'_c \leq 50 \text{ Mpa}$	
1.2	$f'_c > 50 \text{ Mpa}$	



برای محاسبه لنگر خمشی مورد نیاز ناشی از زلزله تشدید یافته به صورت زیر عمل خواهد شد:

$$M_0 = 1.2M_D + M_L + \Omega_0 M_E \rightarrow M_0 = 1.2 \times 100 + 50 + 3 \times 150 = 620 \text{ kN.m}$$

$$\Omega_0 = 3$$

$$M_u = \text{Min} (1.1 \times 1.2 \times 240 \times 2149 \times 10^3 \times 10^{-6}, 620) = \text{Min} (680.8, 620) \\ = 620 \text{ kN.m}$$

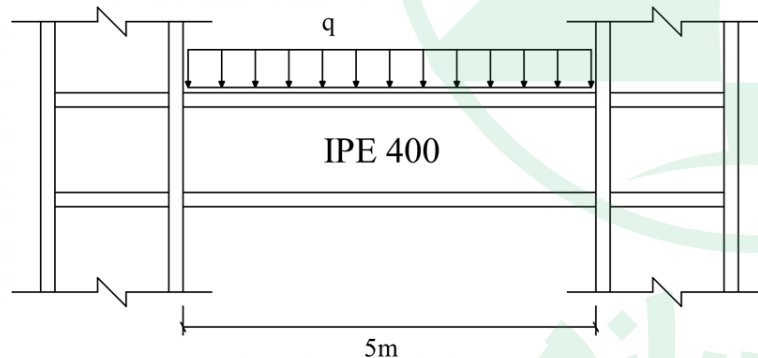
گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه



این سوال قابلیت اعتراض دارد

مطابق شکل زیر در یک قاب خمشی معمولی برای اتصال گیردار تیر به ستون از اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی (WUF-W) استفاده شده است. اگر مقدار بار گسترده یکنواخت ناشی از حالت بارگذاری مرده برابر $q_D = 40 \text{ kN/m}$ و مقدار بار گسترده یکنواخت ناشی از حالت بارگذاری زنده برابر $q_L = 20 \text{ kN.m}$ باشد و مقطع تیر IPE400 باشد، در طراحی به روش LRFD مقاومت برشی مورد نیاز تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید بار زنده چه در مقدار و چه در ضریب بار غیر قابل کاهش بوده و $F_y = 240 \text{ MPa}$ است.



۱) 210 kN.m

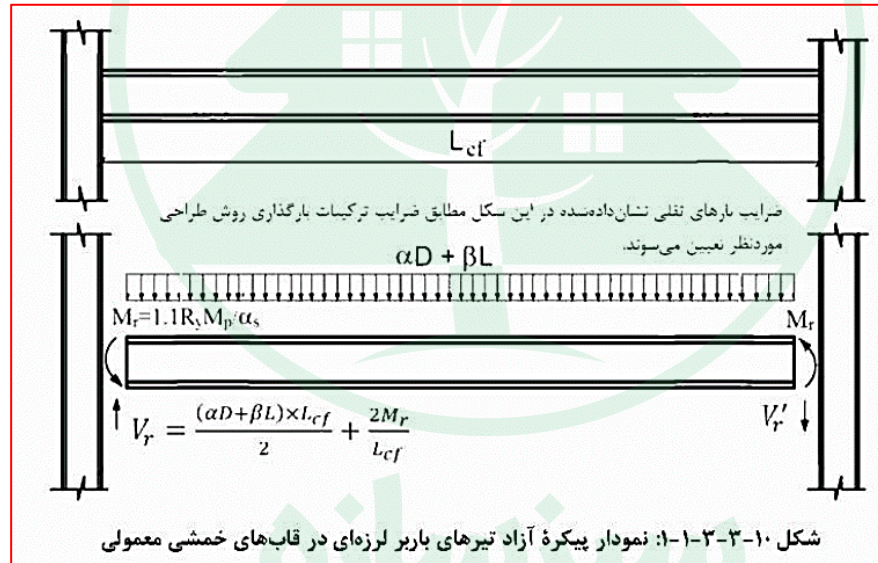
۲) 336 kN.m

۳) 166 kN.m

۴) 380 kN.m



بر اساس توضیحات صفحه ۲۸۵ و شکل صفحه ۲۸۶ بحث دهم، با توجه به نوع اتصال مورد استفاده، مقاومت برشی مورد نیاز تیر V_r باید در محل اتصال تیر به ستون محاسبه شود:



بنابراین در ابتدا با مراجعه به جدول اشتال، مشخصات تیر مورد نظر استخراج خواهد شد:

$$IPE400: \quad Z_x = 1307 \times 1000 \text{ mm}^3$$

$$R_y = 1.20$$

$$M_r = 1.1R_y \times ZF_y = 1.1 \times 1.2 \times 1307 \times 1000 \times 240 \times 10^{-6} = 414.06 \text{ kN.m}$$

و در نهایت

$$V_r = \frac{(1.2D + L) \times 5}{2} + \frac{2M_r}{5} = \frac{(1.2 \times 40 + 20) \times 5}{2} + \frac{2 \times 414.06}{5} = 335.6 \text{ kN}$$

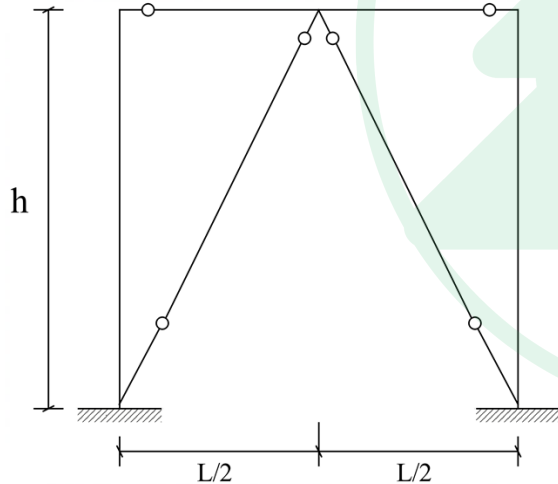
گزینه ۲ صحیح است.

در گزینه‌های سوال، تمام مقادیر بر حسب KN.m بیان شده که با یکای فیزیکی خواسته سوال؛ یعنی برش هماهنگی لازم را ندارد. لذا این سوال قابلیت حذف دارد.



سوال ۵۱

در قاب مهاربندی شده همگرای ویژه شکل زیر اگر مقطع اعضای مهاربندی از نوع قوطی شکل نوردشده بوده و در آنها $F_{cr} = 0.75F_y$ باشد، مقدار F_{cre} اعضای مهاربندی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



(۱) $0.81F_y$

(۲) $0.75F_y$

(۳) $0.87F_y$

(۴) $0.94F_y$



طبق تعریف F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش است که باید در آن F_y را با $R_y F_y$ جایگزین کرد. با توجه به اینکه در صورت سوال، $F_{cr} = 0.75 F_y$ است، از حالت الف صفحه ۶۹ که فرمی مشابه رابطه صورت سوال دارد استفاده خواهد شد:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = 0.75 F_y \rightarrow 0.658 \frac{F_y}{F_e} = 0.75 \rightarrow \ln \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) = \ln(0.75)$$

در نتیجه:

$$\frac{F_y}{F_e} \ln(0.658) = \ln(0.75) \rightarrow 0.419 \frac{F_y}{F_e} = 0.288 \rightarrow \frac{F_y}{F_e} = 0.687$$

سبزسازه



در نتیجه با جایگزین کردن R_y مطابق جدول زیر خواهیم داشت:

مقادیر R_t و R_y فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
1.1	1.25	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نوردشده
1.1	1.2	سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی
1.1	1.15	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها
1.2	1.2	میلگردها
مقادیر R_c بتن		
R_c		بتن فشاری مشخصه بتن
1.4		$f'_c \leq 50 \text{ Mpa}$
1.2		$f'_c > 50 \text{ Mpa}$

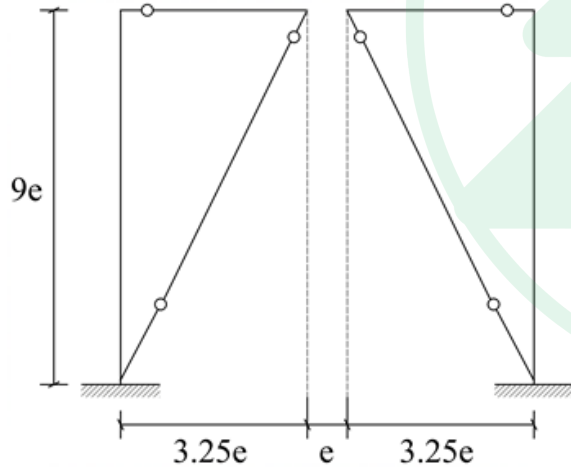
$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{R_y F_y}{F_e} \right) R_y F_y = (0.658^{1.25 \times 0.687}) \times 1.25 \times F_y = 0.87 F_y$$

گزینه ۳ صحیح است.



سوال ۵۲

در قاب مهاربندی شده و اگرای شکل زیر $e = 2.1 \frac{M_p}{V_p}$ است. حداکثر تغییر مکان جانبی الاستیک طبقه ناشی از زلزله طرح (Δ_e) برای آنکه دوران پلاستیک تیر پیوند قابل قبول باشد، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک تر است؟



(۱) $0.050e$

(۲) $0.025e$

(۳) $0.015e$

(۴) $0.020e$

سبزسازه



با توجه به طول تیر پیوند، ابتدا باید دوران پلاستیک مجاز تیر مشخص شود. با توجه به درسنامه کتاب چکیده نکات سبزسازه، برای $e = 2.1 \frac{M_p}{V_p}$ باید درونیابی خطی استفاده شود:

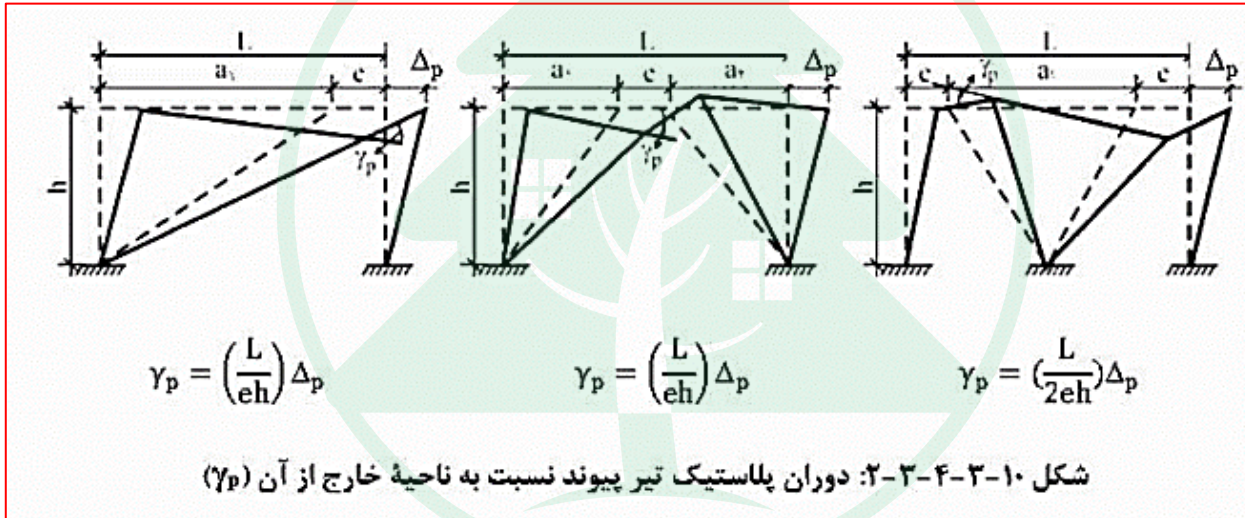
۹-۲: دوران و مهار جانبی تیر پیوند:

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p} \rightarrow \gamma_p = 0.08 \text{ rad} \\ \frac{1.6 M_p}{V_p} < e < \frac{2.6 M_p}{V_p} \rightarrow \gamma_p = 0.08 + 0.06 * \left(1.6 - \frac{V_p * e}{M_p} \right) \text{ درون یابی خطی} \\ e \geq \frac{2.6 M_p}{V_p} \rightarrow \gamma_p = 0.02 \text{ rad} \end{array} \right.$$

$$\gamma = 0.08 + 0.06 \left(1.6 - \frac{V_p}{M_p} \times 2.1 \frac{M_p}{V_p} \right) = 0.05 \text{ Rad}$$



با توجه به شکل زیر، مقدار دوران پلاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن محاسبه خواهد شد:



$$\gamma_p = \left(\frac{L}{eh}\right) \Delta_p \rightarrow \Delta_p = \frac{eh}{L} \gamma_p$$

$$= \frac{e \times 9e}{(e + 2 \times 3.25e)} \times 0.05 = 0.06e$$



همچنین مطابق توضیحات صفحه ۴۶ آیین نامه ۲۸۰۰ داریم:

$$\Delta_M = C_d \Delta_e, \quad C_d = 4 \quad \text{قاب واگرایی ویژه فولادی}$$

تعریف تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی Δ_M به صورت زیر است:

$$\Delta_M = 4\Delta_e = \Delta_e + \Delta_p \rightarrow 3\Delta_e = \Delta_p \rightarrow \Delta_e = \frac{\Delta_p}{3} = \frac{0.06e}{3} = 0.02e$$

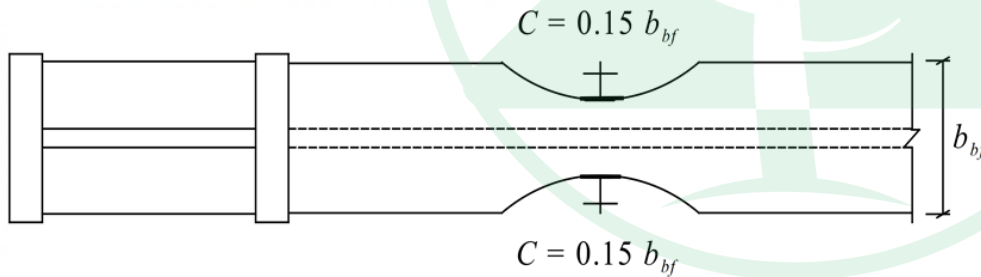
گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۵۳

در یک قاب خمشی فولادی ویژه برای اتصال تیرها به ستون‌ها از اتصال گیردار RBS استفاده شده است. اگر در مدل سازی این قاب ناحیه کاهش یافته مدل نشده باشد و مقدار $c=0.15b_{bf}$ باشد، در این صورت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات که از تحلیل قاب به دست آمده است باید حداقل چند درصد افزایش یابد؟



(۱) 6

(۲) 6.6

(۳) 3.33

(۴) 10

سبزسازه



مطابق تبصره پایین صفحه ۳۹۷ کتاب مبحث دهم که تفسیر آن در کتاب چکیده نکات سبzsاز به صورت زیر ارائه شده، باید از درونیابی خطی برای تعیین ضریب تشدید استفاده کرد:

تبصره: در کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه در قاب‌های دارای این نوع اتصالات، باید آثار مقطع کاهش‌یافته لحاظ شود.

در این کنترل به جای مدل‌سازی ناحیه کاهش‌یافته، می‌توان این تغییر مکان را در حالتی که ناحیه کاهش‌یافته مدل نشده است، با ضریب ۱.۱ برای حالت نظیر $c=0.25b_{bf}$ تشدید نمود و برای سایر مقادیر C می‌توان از درونیابی خطی بین آن‌ها و $c=0.25b_{bf}$ بهره برد.

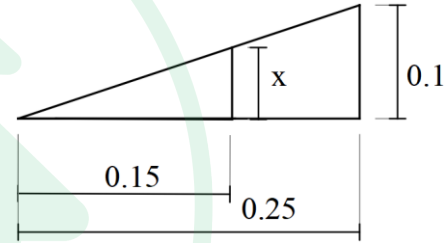
(۱.۱× تغییر مکان جانبی نسبی طبقه بدون در نظر گرفتن مقطع کاهش‌یافته = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه با مقطع کاهش‌یافته)

$$C=0 \rightarrow \text{ضریب تشدید} = 1$$

$$C=0.25 b_{bf} \rightarrow \text{ضریب تشدید} = 1.1$$

سبzsاز





$$\frac{0.15}{0.25} = \frac{x}{0.1} \rightarrow x = 0.06$$

پس ضریب تشدید، ۱.۰۶ خواهد بود.

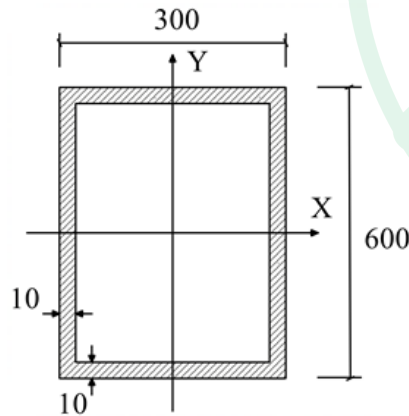
گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۵۴

مقطع جعبه‌ای ساخته‌شده شکل زیر تحت نیروی محوری فشاری قرار دارد. فرض کنید این ستون غیرباربر لرزه‌ای بوده و صرفاً تحت بارهای ثقلی قرار دارد. ضرایب طول مؤثر این ستون برابر $k_x = k_y = 1.0$ و طول ستون برابر 6.0 متر است. مقاومت فشاری اسمی مقطع برحسب کیلونیوتن به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ ضخامت جداره مقطع 10 میلی‌متر، فولاد از نوع S235 و محاسبات به روش LRFD موردنظر است. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



(۱) 3017

(۲) 3352

(۳) 3710

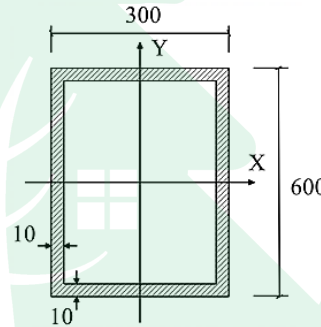
(۴) 4136

سبزسازه



بر اساس جدول صفحه ۶۷، ردیف ۴ مبحث دهم، در مقاطع توخالی مستطیلی که به عنوان عضو فشاری استفاده شده اند باید ضمن کنترل فشردگی مقطع، کمانش خمشی را حول محورهای اصلی کنترل کرد:

$$K_x = K_y = 1$$



کنترل کمانش موضعی در مقطع:

$$\frac{b}{t} = \frac{600 - 2 \times 10}{10} = 58 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 43.47 \rightarrow \text{لاغر}$$

$$\frac{h}{t} = \frac{300 - 20}{10} = 28 < 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 43.47 \rightarrow \text{غیرلاغر}$$



با توجه به شکل، محور y محور ضعیف است و بر اساس سایر اطلاعات مسئله، لاغری حول این محور بحرانی است. برای محاسبه نسبت لاغری حول این محور به صورت زیر عمل خواهد شد:

$$I_y = \frac{1}{12} \times 600 \times 300^3 - \frac{1}{12} \times 580 \times 280^3 = 289 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A_g = 600 \times 300 - 580 \times 280 = 17600 \text{ mm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{289 \times 10^6}{17600}} = 128.14 \text{ mm}$$

در نتیجه

$$\lambda_y = \lambda_{Max} = \frac{1 \times 6000}{128.14} = 46.82 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$



در ابتدا، تنش کمانش الاستیک ناشی از کمانش خمشی محاسبه خواهد شد:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{46.82^2} = 900.47 \text{ MPa} \rightarrow F_{cr} = 210.68 \text{ MPa}$$

با توجه به این که، جزئی از مقطع لاغر است، لذا باید b_e کنترل و محاسبه شود. مطابق نکات صفحه ۸۱، شروط الف یا ب کنترل می شود:

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 43.47 \rightarrow \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = 43.47 \sqrt{\frac{235}{210.68}} = 45.91$$

چون

$$\frac{b}{t} = 58 > 45.91 \rightarrow b_e = b(1 - C_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}$$



پاسخ ۵۴

و همچنین

$$C_1 = 0.2 , \quad C_2 = 1.38$$

$$F_{el} = \left(1.38 \times \frac{43.47}{58} \right)^2 \times 235 = 251.39 \text{ MPa}$$

بنابراین

$$b_e = 600 \left(1 - 0.2 \sqrt{\frac{251.39}{210.68}} \right) \sqrt{\frac{251.39}{210.68}} = 512.2 \text{ mm} \rightarrow A_{ec} = 15844 \text{ mm}^2$$

و در نهایت

$$P_n = F_{cr} \times A_{ec} = 3338 \text{ kN}$$

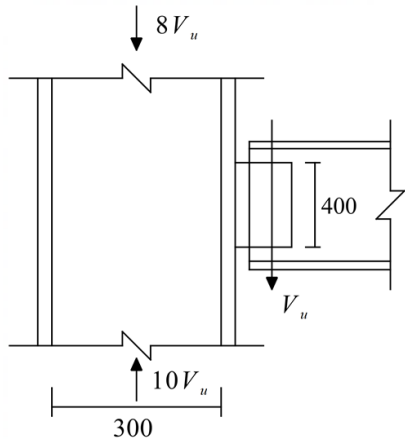
نزدیک ترین پاسخ به گزینه ۲ است.



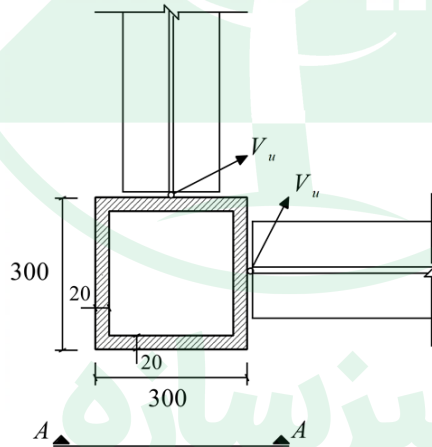
سوال ۵۵

در شکل زیر، یک ستون با مقطع مختلط پُر شده با بتن نشان داده شده است. اگر برای تأمین مقاومت برش طولی مورد نیاز از مکانیزم چسبندگی بین بتن و فولاد استفاده شود، براساس فقط این معیار، در طراحی به روش LRFD حداکثر مقدار V_u به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است. اتصال تیرها به ستون مفصلی هستند.

$$F_y = 240 \text{ MPa}, f'_c = 25 \text{ Mpa}$$



نمای A - A



(۱) 920 kN

(۲) 184 kN

(۳) 1840 kN

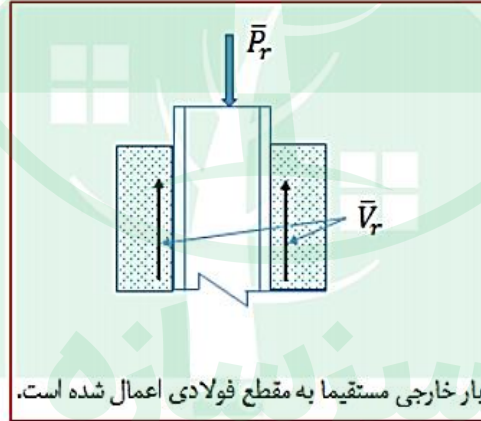
(۴) 230 kN



با توجه به توضیحات صفحه ۱۷۲ و ۱۷۳ مبحث دهم و مطابق شکل سوال که نیروی $10V_u$ در تراز طبقه به بخش فولادی مقطع مختلط پر شده با بتن اعمال شده، برش ناشی از این نیرو را باید توسط مکانیزم چسبندگی انتقال داد.

در این حالت مقاومت برشی طولی مورد نیاز که باید به بخش بتنی انتقال یابد، V'_r :

$$V'_r = P'_r(1 - E_y A_s / P_{no})$$



بنابراین، در ابتدا باید V_r' را محاسبه کرد:

$$V_r' = P_r'(1 - F_y A_s / P_{no})$$

برای محاسبه P_{no} باید شرایط فشردگی مقطع سوال را بر اساس جدول زیر بررسی کرد:

جدول ۱۰-۲-۸: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فولادی مقطع مختلط پر شده با بتن در اعضای تحت اثر نیروی محوری فشاری

شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مقاطع فولادی نمونه
		λ_r (لاغر/غیرفشرده)	λ_p (غیرفشرده/فشرده)	
۱	بال‌ها و جن‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
۲	مقاطع دایره‌ای شکل	$0.15 \frac{E}{F_y}$	$0.19 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$



$$\frac{b}{t} = \frac{300 - 2 \times 20}{20} = 13 < 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{فشرده}$$

در نتیجه:

الف) برای مقاطع با اجزای فشرده:

$$P_{no} = P_p$$

که در آن:

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c})$$

سبزسازه



$$C_2 = \begin{cases} 0.85 & \text{برای مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای} \\ 0.95 & \text{برای مقاطع دایره‌ای شکل توخالی} \end{cases}$$

$$P_{no} = F_y A_s + C_2 f_c A_c = 240 \times (300^2 - 260^2) + 0.85 \times 25 \times 260^2 = 6812500 \text{ N}$$

بنابراین، V_r' برابر است با:

$$V_r' = 2V_u \left(1 - \frac{240 \times (300^2 - 260^2)}{6812500} \right) = 0.422V_u$$



برای محاسبه مقاومت برشی طولی موجود باید به طریق زیر عمل کرد:

۷-۳: مقاومت برش طولی موجود مقطع مختلف بر اساس مکانیزم چسبندگی بین بتن و فولاد

LRFD	ASD
$\frac{R_u}{\phi * R_n} \leq 1$	$\frac{R_a}{R_n} \leq 1$
$\phi = 0.5$	$\frac{\Omega}{\Omega} = 3$

$$R_n = P_b * L_{in} * F_{in}$$

P_b : محیط فصل مشترک پیوستگی بتن و فولاد مقطع مختلف برحسب میلی‌متر

L_{in} : طول مقرر بار شامل عمق اتصال تیر به ستون به علاوه 2 برابر حداقل بعد ستون در پایین و بالای ناحیه اتصال برحسب میلی‌متر

P_n : مقاومت اسمی پیوستگی

F_{in} : تنش اسمی پیوستگی (MPa) که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

در مقاطع توخالی جعبه‌ای مستطیلی:

$$F_{in} = \min \left\{ \frac{2100 t}{H^2}, 0.7 \right\}$$



$$R_n = P_b \times L_{in} \times F_{in} \quad , \quad \varphi = 0.5$$

که در آن

$$P_b = 2 \times (300 - 2 \times 20) \times 2 = 1040 \text{ mm}$$

$$L_{in} = 400 + 2 \times 2 \times 300 = 1600 \text{ mm}$$

$$F_{in} = \text{Min} \left(\frac{2100 \times 20}{300^2}, 0.7 \right) = 0.467$$

بنابراین

$$\varphi R_n = 0.5 \times 1040 \times 1600 \times 0.467 = 391 \text{ kN}$$

پس

$$0.422 V_u \leq 391 \rightarrow V_u \leq 926.5 \text{ kN}$$

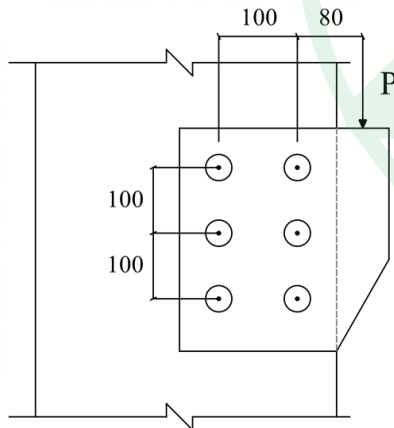
گزینه ۱ صحیح است.



سوال ۵۶

در اتصال اتکایی شکل زیر در صورتی که سطح برش خارج ناحیه دندانه شده قرار بگیرد، در طراحی به روش LRFD حداقل قطر مناسب پیچ از نوع A325 کدام است؟ ابعاد روی شکل به میلی متر بوده و سوراخ‌ها استاندارد هستند. فرض کنید اتصال از یک طرف بوده و پیچ‌ها دارای عملکرد یک برشه هستند (فقط از یک ورق اتصال استفاده شده است).

$$P_D = 50 \text{ kN}, P_L = 70 \text{ kN}$$



M18 (۱)

M22 (۲)

M16 (۳)

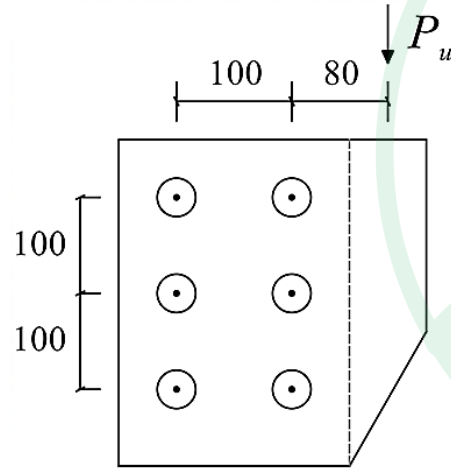
M20 (۴)

سبزسازه



پاسخ ۵۶

اتصال پیچی تحت اثر همزمان برش و پیچش قرار داشته و لذا با انتقال نیرو به مرکز سطح، لنگر پیچشی ناشی از این انتقال نیز به مرکز پیچها وارد خواهد شد:



$$T_u = (50 + 80)P_u = 130P_u = 130 \times (1.2 \times 50 + 1.6 \times 70) \times 10^{-3} = 22.36 \text{ kN.m}$$



باید تنش برشی در پیچ‌ها را با عاملیت برش مستقیم و نیز لنگر پیچشی بدست آورد و در نهایت نتایج را به صورت برداری با یک دیگر جمع کرد:

تنش برشی در پیچ ناشی از برش مستقیم

$$f_{vy} = \frac{P_u}{6A} = \frac{172000}{6 \times \frac{\pi d^2}{4}} = \frac{36499.5}{d^2}$$

تنش برشی در پیچ ناشی از لنگر پیچشی

در ابتدا ممان اینرسی قطبی مجموعه پیچ‌ها محاسبه خواهد شد:

$$J = A(50^2 \times 2 + 4 \times (50^2 + 100^2)) = 55000A = 55000 \times \frac{\pi d^2}{4} = 43196.9d^2$$



در نهایت، مقدار تنش برای پیچ بحرانی به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$f_{Tx} = \frac{T_{uy}}{J} = \frac{22.36 \times 10^6 \times 100}{43196.9d^2} = \frac{51762.97}{d^2}$$

$$f_{Ty} = \frac{T_{ux}}{J} = \frac{22.36 \times 10^6 \times 50}{43196.9d^2} = \frac{25881.49}{d^2}$$

پیچ بحرانی در این اتصال، هر یک از دو پیچ بالا و پایین سمت راست تصویر می تواند باشد.

$$f_u = \sqrt{\left(\frac{25881.49}{d^2} + \frac{36499.5}{d^2}\right)^2 + \left(\frac{51762.97}{d^2}\right)^2} = \frac{81021.96}{d^2}$$

سبزسازه



با توجه به توضیحات سوال در خصوص وضعیت پیچ:

جدول ۱۰-۹-۸: تنش اسمی پیچ و میله‌های دندانه‌شده

تنش کششی اسمی ^[۱] (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده ^[۲]	نوع وسیله اتصال
$0.75F_u^{[۲]}$	$0.45F_u^{[۲]}$	پیچ‌های معمولی در حالتی که سطح برش در داخل یا خارج ناحیه دندانه‌شده قرار دارد
$0.75F_u$	$0.45F_u^{[۲]}$	پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش در داخل ناحیه دندانه‌شده قرار دارد
$0.75F_u$	$0.55F_u^{[۲]}$	پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش خارج ناحیه دندانه‌شده قرار دارد
$0.75F_u$	$0.45F_u$	میله دندانه‌شده در حالتی که سطح برش در داخل ناحیه دندانه‌شده قرار دارد
$0.75F_u$	$0.55F_u$	میله دندانه‌شده در حالتی که سطح برش خارج ناحیه دندانه‌شده قرار دارد

$$F_{nv} = 0.55F_u = 0.55 \times 800 = 440 \text{ MPa}$$

و سرانجام باید رابطه کلی روش طراحی بر مبنای ضرایب بار و مقاومت برقرار باشد:

$$f_u \leq \varphi F_{nv} \rightarrow \frac{81021.96}{d^2} \leq 0.75 \times 440 \rightarrow d \geq 15.7 \text{ mm} \rightarrow M16 \text{ پیچ}$$

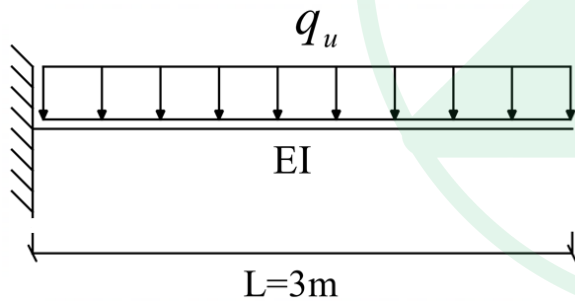
گزینه ۳ صحیح است.



سوال ۵۷

تیر طره شکل زیر از مقطع IPE240 را در نظر بگیرید. اگر طول تیر دو برابر شود، براساس محاسبات دقیق مقاومت خمشی اسمی آن حدوداً چند درصد کاهش می یابد؟ تیر به جز تکیه گاه، مهار جانبی ندارد.

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



(۱) 50 درصد

(۲) 40 درصد

(۳) 17 درصد

(۴) کاهش نمی یابد

سبzsازه



مقطع تیر مورد سوال فشرده و دارای دو محور تقارن است. بنابراین مطابق با جدول صفحه ۸۴، دو حالت حدی تسلیم و کمانش پیچشی - جانبی برای آن محتمل خواهد بود.

الف: با توجه به عدم تغییر مقطع تیر، حالت حدی تسلیم تغییر نمی کند و لزومی به بررسی آن نیست.

ب: برای کنترل حالت کمانش پیچشی - جانبی LTB باید طول مهارنشده تیر کنترل شود:

گام سوم: تعیین M_n بر اساس حالت حدی کمانش جانبی - پیچشی:

الف) اگر $L_p \leq L_b$ در این حالت لزومی به در نظر گرفتن حالت حدی کمانش جانبی - پیچشی نیست.

سبزسازه



ب) اگر $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = \min \left\{ C_b + [M_p - ((M_p - 0.7 \cdot S_x + f_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right))] \right. \\ \left. M_p \right\}$$

ب) اگر $L_b > L_r$:

$$M_n = \min \left\{ \frac{F_{cr} \cdot S_x}{M_p} \right.$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J C}{S_x \cdot h_0} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 f_y} \sqrt{\frac{J C}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J C}{S_x \cdot h_0} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 f_y}{E} \right)^2}}$$



با مراجعه به جدول اشتال، برای مقطع $IPE240$ ، $r_y = 26.9 \text{ mm}$ بدست خواهد آمد:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 26.9 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 1366.7 \text{ mm}$$

$$L_r = 4963 \text{ mm}$$

$$L_p \leq L_b \leq L_r$$

$$L_b > L_r$$

بر اساس اطلاعات مسئله:

در حالت اول

در حالت دوم

سبزسازه



حالت اول، کمانش پیچشی- جانبی غیرارتجاعی رخ داده و مقدار M_n به صورت زیر تعیین خواهد شد:

$$M_{n1} = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

همچنین برای مقطع IPE240، $S_x = 324000 \text{ mm}^3$ و $Z_x = 367000 \text{ mm}^3$ ، لذا

$$M_p = Z_x F_y = 88.08 \text{ kN.m}$$

تیر طره است، لذا طبق تبصره ۱ صفحه ۸۶، $C_b = 1$

$$M_{n1} = \left[88.08 - (88.08 - 0.7 \times 240 \times 324000 \times 10^{-6}) \left(\frac{3 - 1.37}{4.96 - 1.37} \right) \right] = 72.8 \text{ kN.m}$$

حالت دوم، کمانش پیچشی- جانبی ارتجاعی باید بررسی شود و مقدار M_n به صورت زیر تعیین خواهد شد:

$$M_{n2} = F_{cr} S_x$$



برای مقطع IPE240 ، $h_0 = 230.2 \text{ mm}$ و $r_{ts} = 31.7 \text{ mm}$ و $C = 1$ و همچنین $J = 93583 \text{ mm}^4$
لذا :

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{\left(\frac{6000}{31.7}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{129000}{324000 \times 230.2} \left(\frac{6000}{31.7}\right)^2}$$

$$= 133.07 \text{ MPa}$$

در نهایت:

$$M_{n2} = 43.11 \text{ kN.m}$$

سبزسازه



مقایسه بین M_{n1} و M_{n2} به صورت زیر نتیجه خواهد داد:

$$\frac{M_{n2}}{M_{n1}} = \frac{43.11}{72.8} = 0.59$$

حدود ۴۰ درصد کاهش یافته است.

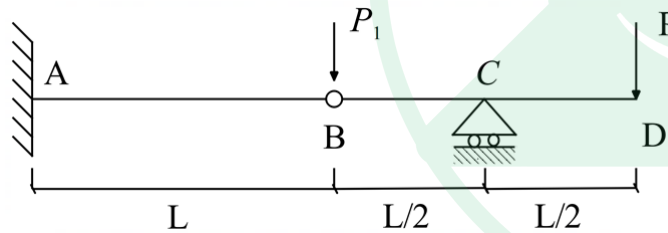
گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۵۸

در تیر شکل زیر اگر از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود و صلبیت خمشی تمامی اعضا یکسان و برابر EI باشد، به ازای چه مقدار P_1 بر حسب P ، جابه‌جایی قائم نقطه D برابر صفر خواهد بود؟



(۱) $\frac{6}{4}$

(۲) 1.0

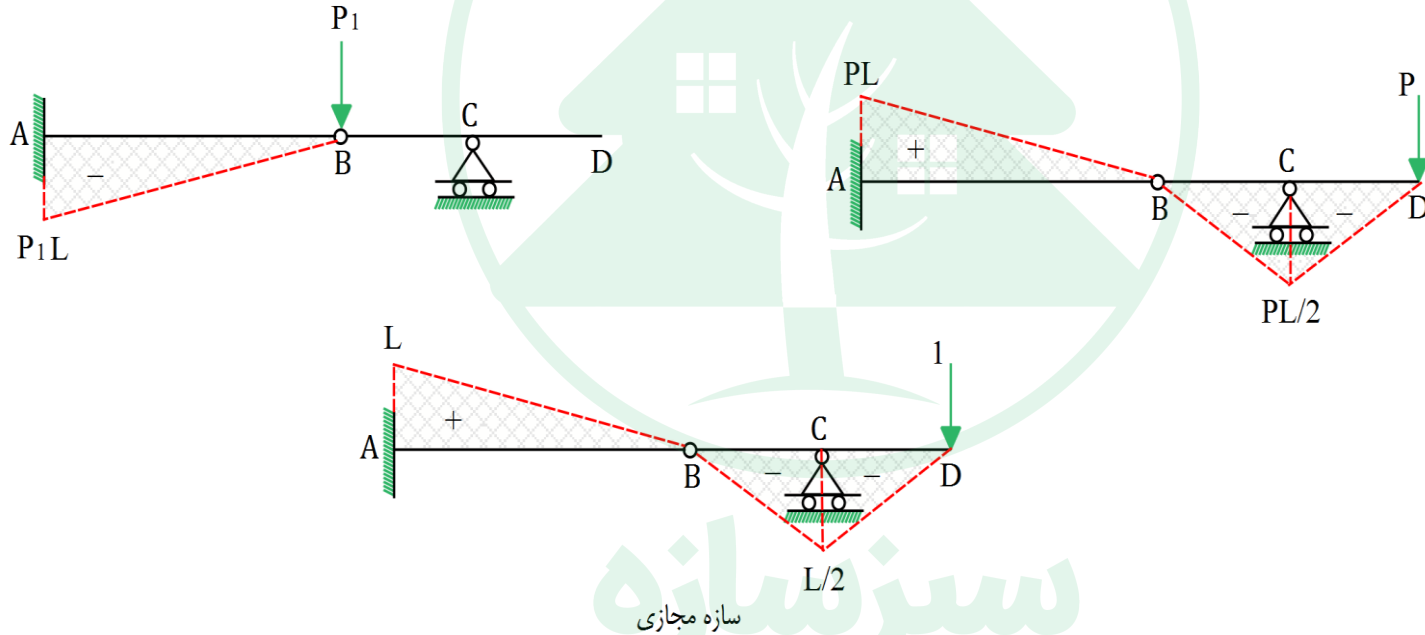
(۳) $\frac{9}{8}$

(۴) $\frac{8}{9}$

سبzsازه



روش حل اول: طبق روش کارمجازی در سازه‌های معین داریم: با ترسیم نمودار لنگر خمشی و استفاده از جدول روش ترسیمی مور می‌توان جابجایی قائم نقطه D را محاسبه نمود:



$$\Delta_{D_y} = 0 \rightarrow -\frac{P_1 L * L * L}{3EI} + 2 * \frac{\frac{PL}{2} * \frac{L}{2} * \frac{L}{2}}{3EI} + \frac{PL * L * L}{3EI} = 0$$

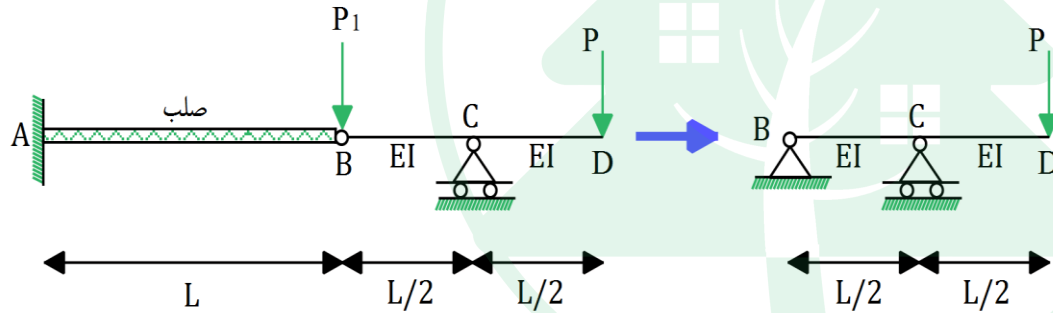
$$\rightarrow P_1 = \frac{5}{4}P$$

سبزسازه



روش حل دوم: طبق اصل انعطاف پذیری و استفاده از روابط حفظی در سازه های معین می توان جابجایی قائم نقطه D را محاسبه نمود:

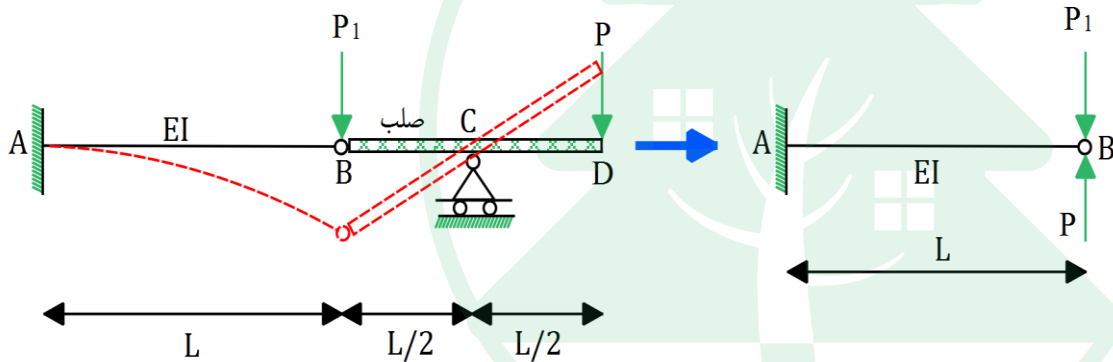
حالت الف: صلیبیت خمشی عضو AB را به سمت بی نهایت میل می دهیم:



$$\Delta_{Dy\text{الف}} = \frac{2 * P * \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI} = \frac{PL^3}{12EI}$$



حالت ب: صلیبیت خمشی عضو BD را به سمت بی نهایت میل می دهیم:



$$\Delta_{Dy} = -\Delta_B = -\frac{(P_1 - P) * L^3}{3EI} = -\frac{P_1 L^3}{3EI} + \frac{PL^3}{3EI}$$



در نهایت طبق اصل جمع آثار قوا داریم:

$$\Delta_{Dy} = \Delta_{Dy\text{الف}} + \Delta_{Dy\text{ب}} = 0$$

$$\rightarrow \frac{PL^3}{12EI} - \frac{P_1L^3}{3EI} + \frac{PL^3}{3EI} = 0$$

$$\rightarrow P_1 = \frac{5}{4}P$$

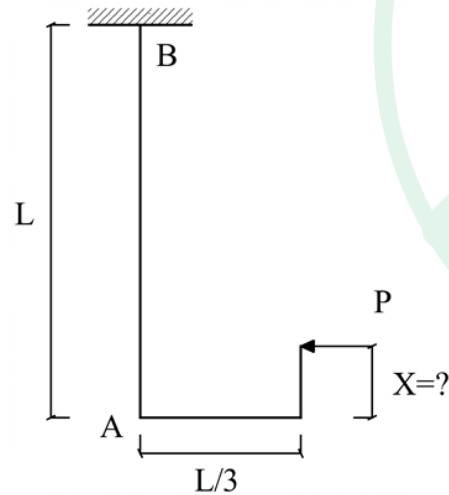
پاسخ سوال گزینه (۱)

سبزسازه



سوال ۵۹

در سازه شکل زیر به ازای چه مقدار برای x جابه‌جایی افقی در وسط عضو AB برابر صفر خواهد بود؟ صلبیت خمشی کلیه اعضا EI بوده و از تغییر طول محوری آن‌ها صرف‌نظر شود.



(۱) $\frac{2}{3}L$

(۲) $\frac{5}{6}L$

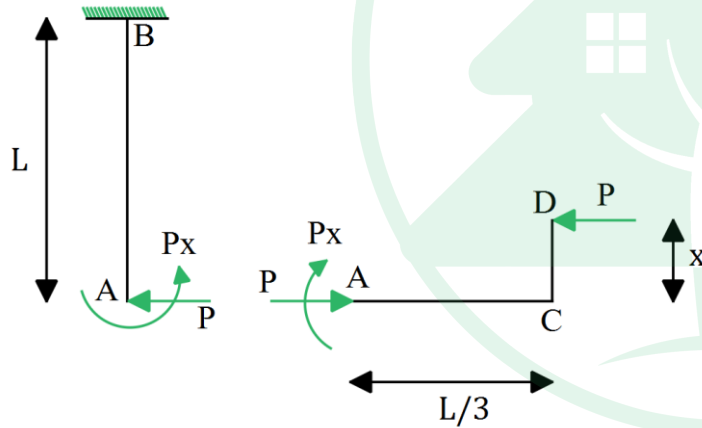
(۳) $\frac{1}{2}L$

(۴) $\frac{1}{3}L$

سبزسازه



سازه معین بوده و طبق روابط حفظی در تیرهای طره ای داریم: با برش در نقطه A مقدار برش و لنگر در نقطه A را محاسبه می کنیم:



سبزه سازه

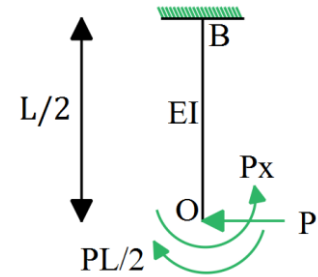


در ادامه با برش در وسط ستون AB مقدار خیز افقی این نقطه را محاسبه می کنیم:

$$\Delta_{Ox} = 0 \rightarrow \frac{\frac{PL}{2} * \left(\frac{L}{2}\right)^2}{2EI} + \frac{P * \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI} - \frac{Px * \left(\frac{L}{2}\right)^2}{2EI} = 0$$

$$\rightarrow \frac{5PL^3}{48EI} = \frac{PL^2x}{8EI}$$

$$\rightarrow 5L = 6x \rightarrow x = \frac{5L}{6}$$



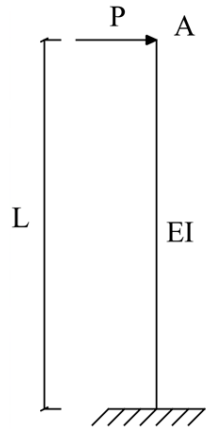
پاسخ سوال گزینه (۲)

سبzsازه

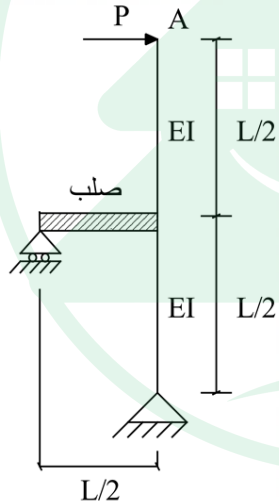


سوال ۶۰

در شکل زیر، اگر از تغییر طول محوری اعضا قائم صرف نظر شود، جابه‌جایی افقی نقطه A در سازه (۱) چند برابر جابه‌جایی افقی نقطه A در سازه (۲) است؟



سازه (۱)



سازه (۲)

۱ (۱)

۴ (۲)

۳ (۳)

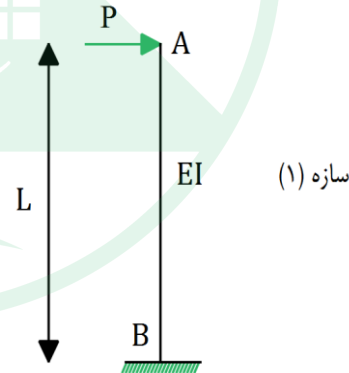
۲ (۴)



هر دو سازه معین می باشند و به صورت زیر جابجایی افقی نقطه A را در هر دو سازه محاسبه می کنیم:

تحلیل سازه (۱): طبق روابط حفظی خیز در تیرهای طره ای داریم:

$$(\Delta_{Ax})_1 = \frac{PL^3}{3EI}$$



سبزسازه

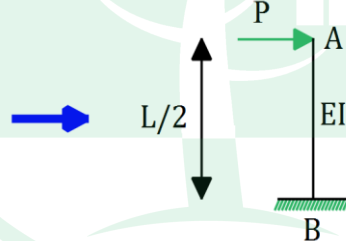
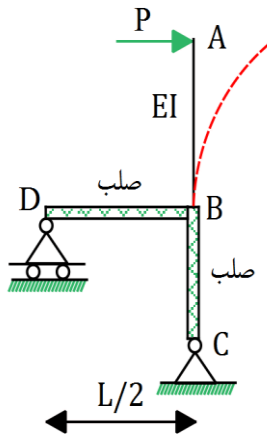


پاسخ ۶۰

تحلیل سازه (۲):

روش حل اول طبق اصل سازگاری و روابط حفظی خیز در تیرها داریم:

حالت الف: صلبیت خمشی عضو BC را به سمت بی نهایت میل می دهیم:

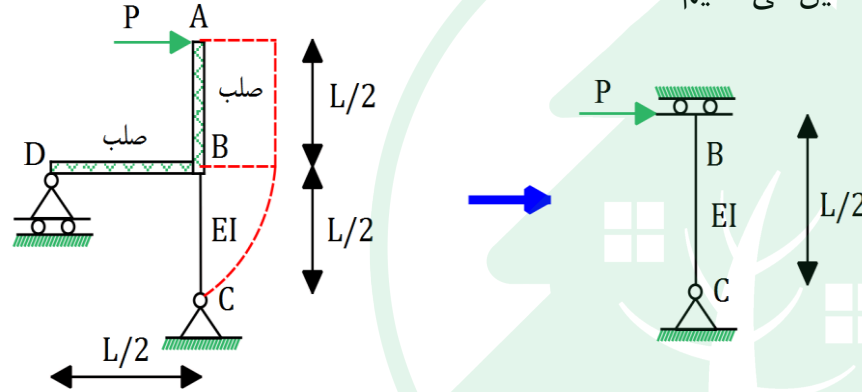


$$(\Delta_{Ax})_{\text{الف}} = \frac{P \left(\frac{L}{2} \right)^3}{3EI} = \frac{PL^3}{24EI}$$

سبزسازه



حالت ب: صلبیت خمشی عضو BD را به سمت بی نهایت میل می دهیم:



$$(\Delta_{Ax})_2 = \frac{P \left(\frac{L}{2} \right)^3}{3EI} = \frac{PL^3}{24EI}$$

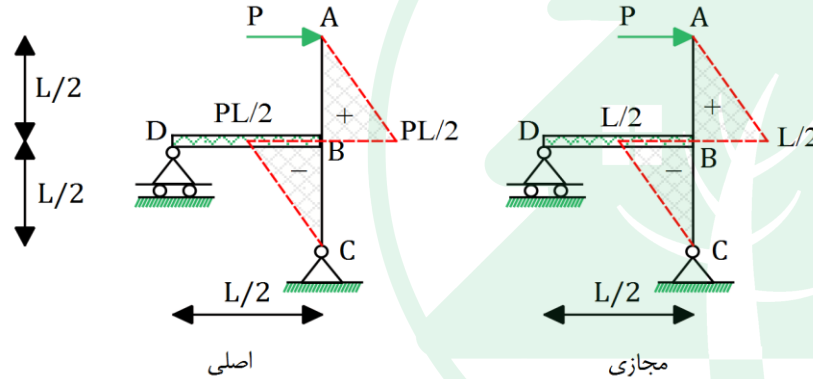
در نهایت طبق اصل جمع آثار قوا داریم:

$$(\Delta_{Ax})_2 = (\Delta_{Ax})_{\text{الف}} + (\Delta_{Ax})_2 = \frac{PL^3}{24EI} + \frac{PL^3}{24EI} = \frac{PL^3}{12EI}$$



تحلیل سازه (۲):

روش حل دوم طبق روش کارمجازی داریم:



$$(\Delta_{Ax})_2 = 2 * \frac{\frac{PL}{2} * \frac{L}{2} * \frac{L}{2}}{3EI} = \frac{PL^3}{12EI}$$



در نهایت داریم:

$$\frac{(\Delta_{Ax})_1}{(\Delta_{Ax})_2} = \frac{\frac{PL^3}{3EI}}{\frac{PL^3}{12EI}} = 4$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه

