

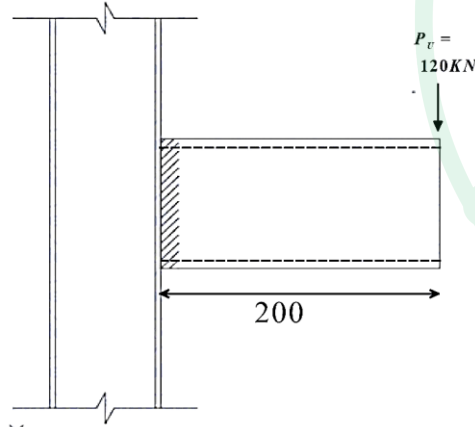


حل سوالات آزمون محاسبات نظام مهندسی

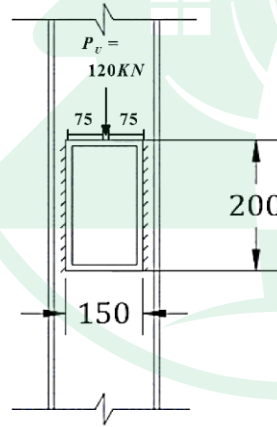


سبزسازه
دی ۱۴۰۱

۱- در اتصال شکل زیر در صورتی که مقاومت طراحی جوش گوشه در واحد سطح مقطع موثر 220MPa باشد، اندازه حداقل ساق جوش محاسباتی قابل قبول به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ فلز پایه از مقاومت کافی برخوردار است و کنترل کننده طراحی نمی‌باشد و تمامی ضوابط جوش رعایت شده است. ابعاد روی شکل به میلی‌متر هستند. جوش‌های گوشه در انتهای جوش صرف نظر شود.



نما از کنار



نما از رو به رو

۱) 12 mm

۲) 14 mm

۳) 10 mm

۴) 16 mm



حل سوال ۱:

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۲-۴ صفحه ۲۰۰ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

جوش تحت اثر برش و لنگر خمشی:

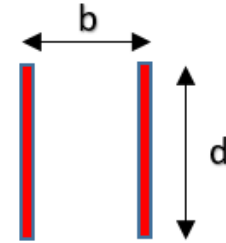
$$f_v = \frac{P_u}{2 \cdot A_{we}} = \frac{120 \cdot 10^3}{2 \cdot 200 \cdot 1} = 300 \text{ mpa}$$

تنش برشی ناشی برش

$$f_b = \frac{M_u}{S} = \frac{120 \cdot 10^3 \cdot 200}{13333.34} = 1800 \text{ mpa}$$

تنش کششی ناشی لنگر خمشی

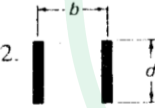
$$s = \frac{d^2}{3} = \frac{200^2}{3} = 13333.34$$



سبزسازه

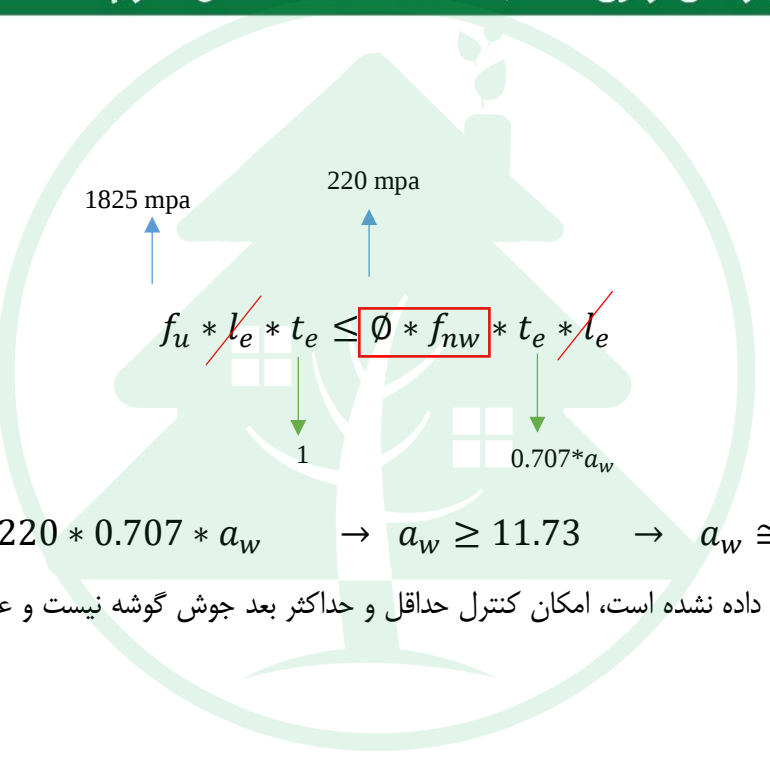


جدول ۱۰ - ۴ - مشخصات هندسی جوش ها با ضخامت مؤثر واحد

مقطع ارتفاع d عرض b	مدول مقطع S	لنگر اینرسی قطبی I_p حول مرکز هندسی
1. 	$S = \frac{d^2}{6}$	$I_p = \frac{d^3}{12}$
2. 	$S = \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{d(3b^2 + d^2)}{6}$
3. 	$S = bd$	$I_p = \frac{b(3d^2 + b^2)}{6}$

$$f_u = \sqrt{f_v^2 + f_b^2} = \sqrt{300^2 + 1800^2} = 1825 \text{ mpa}$$




$$\begin{array}{ccc} 1825 \text{ mpa} & & 220 \text{ mpa} \\ \uparrow & & \uparrow \\ f_u * \cancel{l_e} * t_e \leq \boxed{\phi * f_{nw}} * t_e * \cancel{l_e} \\ \downarrow & & \downarrow \\ 1 & & 0.707 * a_w \end{array}$$

$$1825 \leq 220 * 0.707 * a_w \rightarrow a_w \geq 11.73 \rightarrow a_w \cong 12 \text{ mm}$$

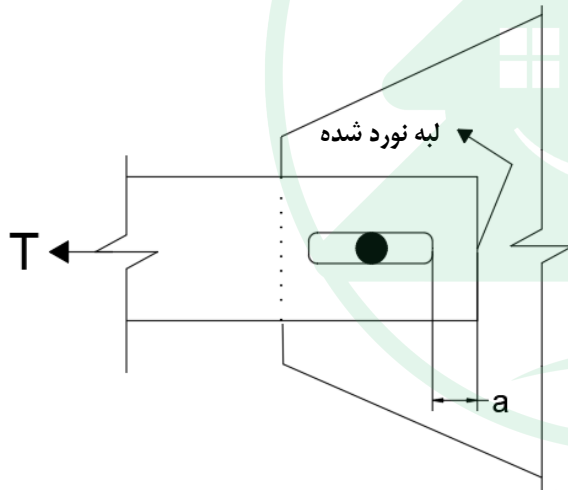
به دلیل اینکه ضخامت ورق و پروفیل داده نشده است، امکان کنترل حداقل و حداکثر بعد جوش گوشه نیست و عدد بدست آمده به عنوان جواب نهایی انتخاب می شود.

بنابراین گزینه ۱ صحیح می باشد.

سبزسازه



۲- برای اتصال یک تسمه فولادی که تحت نیروی کششی T قرار دارد به صفحه زیرین از پیچ M24 استفاده شده است و سوراخ لوبیایی بلند (با حداکثر ابعاد مجاز) مطابق شکل ایجاد شده است. حداقل فاصله قابل قبول a روی شکل به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱) 60 mm

۲) 20 mm

۳) 24 mm

۴) 30 mm

سبزسازه



حل سوال ۲:

مطابق بند ۲-۳-۹-۲-۱۰ پ صفحه ۲۱۰ و جدول ۷-۹-۲-۱۰ و ۸-۹-۲-۱۰ صفحه ۲۱۰ و جدول ۶-۹-۲-۱۰ صفحه ۲۰۹ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

پ) حداقل فاصله سوراخ‌ها تا لبه

فاصله مرکز سوراخ‌های استاندارد تا لبه قطعه متصل‌شونده نباید از مقادیر داده‌شده در جدول ۷-۹-۲-۱۰ کوچک‌تر باشد. برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و لوبیایی فاصله مرکز سوراخ تا لبه نباید از آنچه برای سوراخ استاندارد تعیین شده به‌اضافه مقدار C مطابق جدول ۸-۹-۲-۱۰، کوچک‌تر باشد.

جدول ۷-۹-۲-۱۰: حداقل فاصله مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا

لبه بریده‌شده یا قیچی (گپ‌تین) (d_b) = قطر اسمی پیچ	لبه نورد شده ورق - نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده‌شده یا شعله اتوماتیک با اره
$2d_b$	$1.5d_b$

جدول ۸-۹-۲-۱۰: مقدار افزایش حداقل فاصله سوراخ تا لبه (C)

سوراخ بزرگ‌شده (mm)	سوراخ لوبیایی (mm)	
	عمود بر امتداد لبه	
	لوبیایی کوتاه	لوبیایی بلند
	5 mm	$0.75d_b$
3 mm		0



جدول ۹-۲-۶: ابعاد اسمی سوراخ پیچ بر حسب میلی متر

قطر پیچ (mm)	ابعاد اسمی سوراخ (mm)			
	سوراخ استاندارد	سوراخ بزرگ شده	سوراخ کوتاه	سوراخ لویایی بلند (طول×عرض)
M16	18	20	18×22	18×40
M20	22	24	22×26	22×50
M22	24	28	24×30	24×55
M24	27	30	27×32	27×60
M27	30	35	30×37	30×67
M30	33	38	33×40	33×75
≥M36	d_b+3	d_b+8	$\times (d_b+10)$ (d_b+3)	$\times 2.5d_b$ (d_b+3)

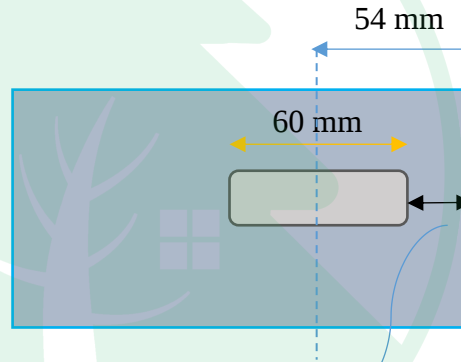
d_b = قطر اسمی پیچ

$$1.5 * d_b + C = 1.5 * d_b + 0.75 * d_b = 2.25d_b = 54 \text{ mm}$$



مقادیر افزایش حداقل فاصله سوراخ تا لبه (در صورتی که سوراخ لویایی بلند عمود بر امتداد لبه مد نظر باشد).

$$54 - \frac{60}{2} = 24 \text{ mm} \rightarrow \text{خواسته سوال}$$



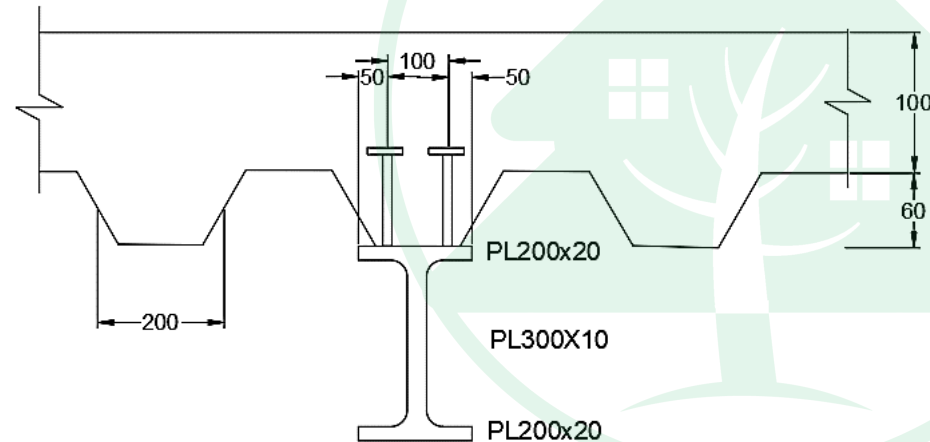
خواسته سوال

بنابراین گزینه 3 صحیح می باشد.

سبزسازه



۳- در تیر با مقطع مختلط شکل زیر مقاومت برشی اسمی هر یک از گل‌میخ‌ها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از رده C30، فولاد مقطع تیر از نوع S235، تنش کشش نهایی گل‌میخ‌ها 500 MPa، جرم مخصوص بتن $2500 \frac{kg}{m^3}$ و قطر گل‌میخ‌ها 19 میلیمتر فرض شود. در شکل ابعاد به میلیمتر است.



75 KN (۱)

133 KN (۲)

150 KN (۳)

106 KN (۴)

سبزسازه



حل سوال ۳:

مطابق بند ۱۰-۲-۸-۸-۸ ب صفحه ۱۷۷ و بند ۱۰-۲-۸-۲-۱ ب صفحه ۱۵۰ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ کلاهک‌دار

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (۱۰-۲-۸-۳۶)$$

که در آن:

A_{sa} = سطح مقطع گل‌میخ

E_c = مدول الاستیسیته بتن

f'_c = تنش فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

F_u = تنش کششی نهایی مصالح گل‌میخ

R_g و R_p = ضرایب اصلاحی مطابق جدول ۱۰-۲-۸-۴

سبزسازه



جدول ۱۰-۲-۸-۴: مقادیر R_p و R_g

R_p	R_g	حالت	
0.75	1	۱- مقاطع مختلط بدون استفاده از عرشه فولادی	
0.75	1	$w_t/h_t \geq 1.5$	کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی
0.75	0.85	$w_t/h_t < 1.5$	
0.6	1	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر یا 1	کنگره‌ها عمود بر محور تیر فولادی
0.6	0.85	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر یا 2	
0.6	0.7	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر یا بزرگ‌تر از 3	

در جدول فوق:

h_t = ارتفاع اسمی کنگره ورق عرشه

w_t = پهنای متوسط بتن داخل کنگره فولادی



اطلاعات مساله:

$$d_b = 19 \text{ mm} \quad . \quad F_u = 500 \text{ mpa} \quad . \quad C30 \quad . \quad S235 \quad . \quad \gamma_{\text{بتن}} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

مطابق صفحه ۱۵۰:

$$E_c = 0.043 * w_c^{1.5} \sqrt{f_c} = 0.043 * 2500^{1.5} * \sqrt{30} = 29440 \text{ mpa}$$

$$Q_n = 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f_c * E_c} \leq R_g * R_p * A_{sa} * F_u$$

$$Q_n = 0.5 * \frac{\pi}{4} * 19^2 * \sqrt{30 * 29440} \leq 1 * 0.75 * \frac{\pi}{4} * 19^2 * 500$$

133.322 kN

106 kN

$$w_r = 100 + 50 * 2 = 200 \text{ mm}$$

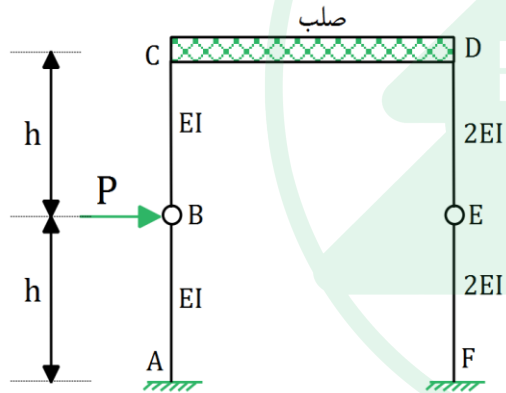
$$h_r = 60 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \frac{w_r}{h_r} = 3.3 > 1.5 \rightarrow \begin{cases} R_g = 0.75 \\ R_{g=1} \end{cases}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح می باشد.



۴- در قاب شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا صرف نظر شود، حداکثر جابجایی افقی در تراز طبقه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



$$\frac{Ph^3}{9EI} \quad (۱)$$

$$\frac{2Ph^3}{9EI} \quad (۲)$$

$$\frac{3Ph^3}{9EI} \quad (۳)$$

$$\frac{4Ph^3}{9EI} \quad (۴)$$

سبزسازه



حل سوال ۴:

با کمی دقت می توان فهمید که سه ستون DE و EF و BC مانند فنرهای سری عمل کرده و سختی آنها را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$k_{DE} = k_{EF} = \frac{3 * 2EI}{h^3} = \frac{6EI}{h^3}$$

$$k_{AB} = k_{BC} = \frac{3EI}{h^3}$$

$$\frac{1}{k_{\text{سری}}} = \frac{1}{k_{DE}} + \frac{1}{k_{EF}} + \frac{1}{k_{BC}} = \frac{1}{\frac{6EI}{h^3}} + \frac{1}{\frac{6EI}{h^3}} + \frac{1}{\frac{3EI}{h^3}} \rightarrow k_{\text{سری}} = \frac{3EI}{2h^3}$$

در ادامه مجموعه سری با ستون AB به صورت فنرهای موازی عمل می کنند و سختی معادل کل سازه به صورت زیر بدست می آید:

$$k_{eq} = k_{AB} + k_{\text{سری}} = \frac{3EI}{h^3} + \frac{3EI}{2h^3} = \frac{9EI}{2h^3}$$

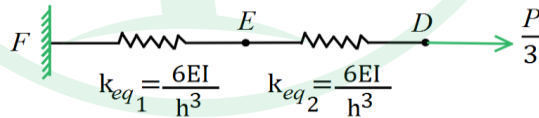


در ادامه تغییر مکان افقی نقطه C در تراز سقف صلب را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

با توجه به برابر بودن نیرو در فنرهای سری داریم:

$$\rightarrow F_{\text{سری}} = \frac{k_{\text{سری}}}{k_{eq}} * P = \frac{\frac{3EI}{2h^3}}{\frac{9EI}{2h^3}} * P = \frac{P}{3}$$

سختی معادل در فنرهای سری DE و EF را به صورت زیر محاسبه می کنیم:



$$k = \frac{k_{DE} * k_{EF}}{k_{DE} + k_{EF}} = \frac{\frac{6EI}{h^3} * \frac{6EI}{h^3}}{\frac{6EI}{h^3} + \frac{6EI}{h^3}} = \frac{3EI}{h^3}$$



در نهایت حداکثر تغییر مکان افقی در تراز طبقه را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

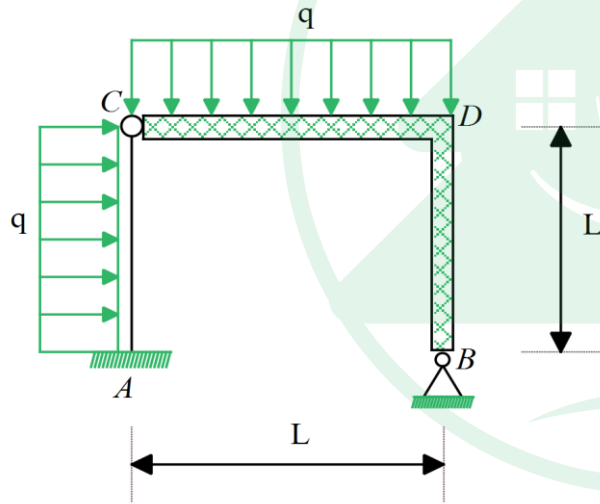
$$\Delta_{Cx} = \frac{F_{\text{سری}}}{k} = \frac{\frac{P}{3}}{\frac{3EI}{h^3}} = \frac{Ph^3}{9EI}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

سبزسازه



۵- مطابق شکل زیر به یک ستون طره‌ای یک میله صلب L شکل متصل شده است اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی ستون و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود عکس‌العمل قائم تکیه‌گاه A به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



(۱) $\frac{1}{2}qL$

(۲) $\frac{3}{8}qL$

(۳) $\frac{1}{8}qL$

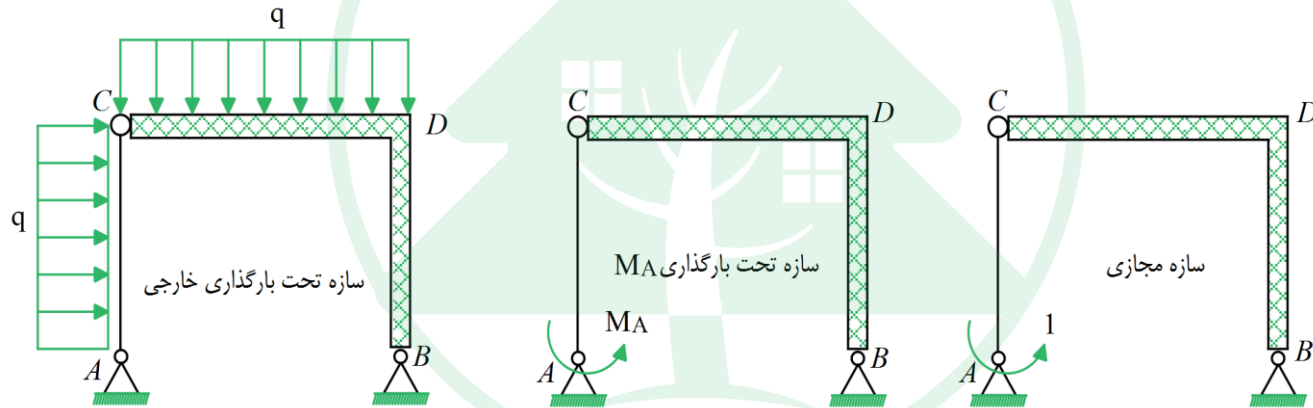
(۴) $\frac{5}{8}qL$

سبزسازه

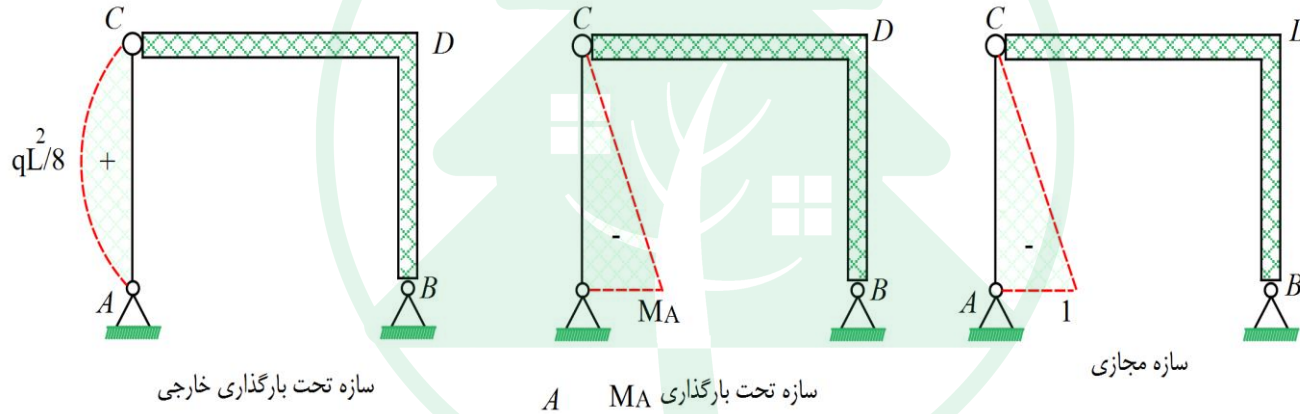


حل سوال ۵:

با توجه به اینکه سازه یک درجه نامعین می باشد لذا با استفاده از ترکیب روش سازگاری و کار مجازی داریم:



با صرف نظر کردن از عضو صلب BCD دیاگرام لنگر برای عضو AB را به صورت زیر در هر سه سازه ترسیم می‌کنیم:

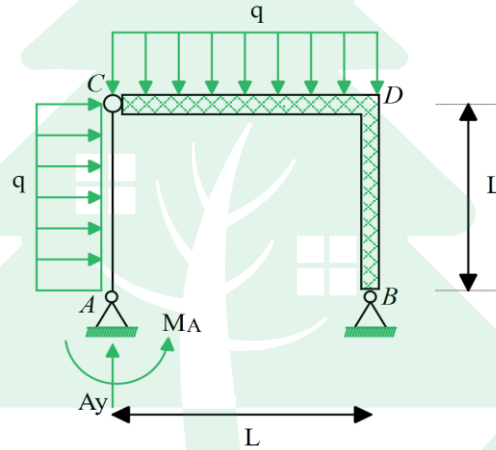


در ادامه طبق روش ترسیمی مور در جدول کتاب تحلیل سبز سازه داریم:

$$\theta_A = 0 \rightarrow -\frac{\frac{qL^2}{8} * 1 * L}{3EI} + \frac{M_A * 1 * L}{3EI} = 0 \rightarrow M_A = \frac{qL^2}{8}$$



در نهایت با توجه به مشخص شدن لنگر در نقطه A با نوشتن معادله تعادل لنگر حول نقطه B در کل قاب داریم:

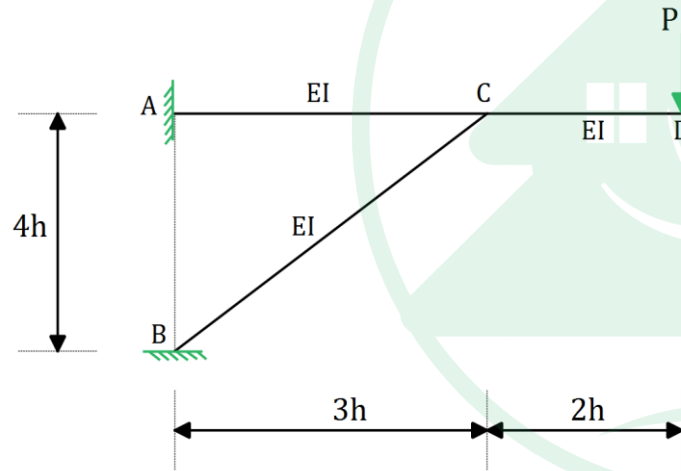


$$\sum^+ M_B = 0 \rightarrow A_y * L - M_A = 0 \rightarrow A_y = \frac{M_A}{L} = \frac{\frac{qL^2}{8}}{L} = \frac{qL}{8}$$

پاسخ سوال گزینه (۳)



۶- در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا صرف نظر شود، مقدار لنگر خمشی در تکیه گاه B به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



(۱) $\frac{3}{8}Ph$

(۲) $\frac{3}{4}Ph$

(۳) $\frac{5}{2}Ph$

(۴) $\frac{5}{4}Ph$

سبزسازه



حل سوال ۶:

با کمی دقت می توان فهمید که در نقطه C عضو پیوسته بوده و شیب دو طرف این نقطه برابر می باشد، لذا با انتقال لنگر عضو طره ای CD به نقطه C و با توجه به برابر بودن شیب نقطه C در محل لنگر متمرکز 2Ph، اعضای AC و BC مانند فنرها موازی رفتار کرده و لنگر 2Ph به نسبت سختی دورانی بین آنها توزیع می شود. بنابراین داریم:

طبق جدول روش سختی برای تیر یکسر گیردار یکسر مفصل تحت لنگر متمرکز داریم:

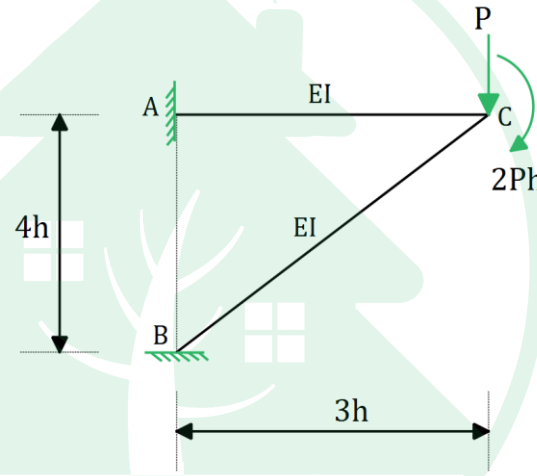
	$\theta_A = \frac{ML}{4EI}$	$M = k_{\text{دورانی}}$ $\theta_A = 1$ $\rightarrow k_{\text{دورانی}} = \frac{4EI}{L}$
---	-----------------------------	--



$$k_{CB} = \frac{4EI}{5h}$$

$$k_{CA} = \frac{4EI}{3h}$$

$$M_{CB} = \frac{k_{CB}}{\sum k_i} * M_C = \frac{\frac{4EI}{5h}}{\frac{4EI}{5h} + \frac{4EI}{3h}} * 2Ph = \frac{3Ph}{4}$$

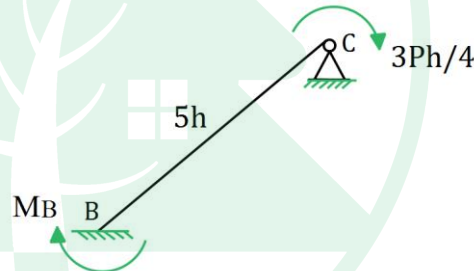


سبزسازه



در نهایت با توجه به مشخص شدن M_{CB} می توان فهمید طبق روش پخش لنگر نصف لنگر M_{CB} در همان جهت به تکیه گاه گیردار B وارد می شود.
بنابراین:

$$M_B = \frac{1}{2} * M_{CB} = \frac{1}{2} * \frac{3Ph}{4} = \frac{3Ph}{8}$$



سبزسازه



نکته مهم: اگر نیروی قائم P را در نقطه C به سازه اعمال کنیم با توجه به اینکه به صورت گرهی به سازه وارد شده و همچنین درجه آزادی انتقالی سازه صفر می باشد و از تغییرشکل های محوری صرف نظر شده است لذا رفتار قاب به صورت سازه های خرابایی بوده و تمام گره های قاب به صورت مفصلی می باشند، لذا لنگری در تکیه گاه گیردار B تحت اثر بار P در نقطه C به وجود نمی آید.

پاسخ سوال گزینه (۱)

سبزسازه



۷- در یک بیمارستان 8 طبقه از روی تراز پایه از نوع قاب خمشی فولادی ویژه، زمان تناوب اصلی تجربی برابر 0.8 ثانیه و زمان تناوب اصلی تحلیلی برابر 1.2 ثانیه محاسبه شده است. برای محاسبه مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، حداکثر زمان تناوب اصلی قابل قبول برای تعیین برش پایه به روش استاتیکی معادل این ساختمان مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ فرض کنید جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمی کنند.

۱) 1.00 ثانیه

۲) 0.8 ثانیه

۳) 1.2 ثانیه

۴) 1.1 ثانیه

سبزسازه



حل سوال ۷:

طبق بند ۳-۵-۳ از استاندارد 2800 داریم:

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

ساختمان بیمارستان دارای اهمیت خیلی زیاد می باشد، بنابراین:

$$T_a = 0.8 \text{ Sec}$$

$$T_m = 1.2 \text{ Sec}$$

سبزسازه



برای محاسبه زمان تناوب اصلی داریم:

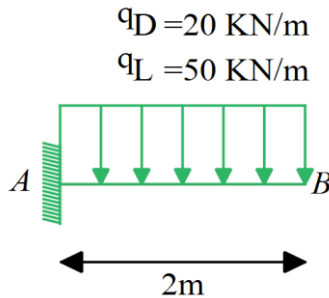
$$T = \min(1.25 * 0.8 = 1 \text{ sec} , 1.2 \text{ sec}) = 1 \text{ Sec}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

سبزسازه



۸- تیر طره ای شکل زیر مربوط به یک ساختمان تجاری سه طبقه به ارتفاع 11 متر در تراز پایه (با محل تجمع کمتر از 300 نفر در زیر یک سقف) در شهر آبادان با سیستم از نوع قاب خمشی فولادی معمولی است. با در نظر گرفتن نیروی قائم ناشی از زلزله، در طراحی به روش LRFD این تیر باید حداقل برای چه لنگر خمشی منفی طراحی شود؟ فضای روی تیر طره محل اجتماع عمومی فرض شود.



1) 104 kN.m

2) 177.4 kN.m

3) 208 kN.m

4) 88.7 kN.m

سبزسازه



حل سوال ۸:

طبق بند ۳-۳-۹ از استاندارد 2800 و بند ۶-۲-۳-۲ مبحث ۶ 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.

$$F_{Vu}=0.6 AIW_p$$

(۳-۱۰)



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) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{0.5}{5}(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } \frac{0.5}{5}(\frac{1}{6}W)]$

۴) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}W + L + \frac{0.5}{5}(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $\frac{1}{2}D + E + L + \frac{0.25}{2}S$

۶) $0.9 D + \frac{1}{6}W$

۷) $0.9D + E$

شهر آبادان با خطر نسبی کم:

$A = 0.20$



ساختمان تجاری با تجمع زیر 300 نفر:

$$I = 1$$

$$q_D = 20 \frac{KN}{m}$$

$$q_L = 50 \frac{KN}{m}$$

$$F_{Vu} = 0.6 * 0.20 * 1 * (20 + 50) = 8.4 \frac{KN}{m}$$

در نهایت طبق ترکیبات بار ردیف 1 و 2 و 5 داریم:

$$q_{u1} = 1.4 * 20 = 28 \frac{KN}{m}$$

سبزسازه



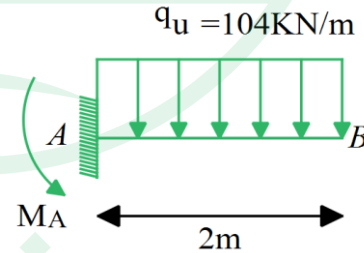
$$q_{u2} = 1.2 * 20 + 1.6 * 50 = 104 \frac{KN}{m}$$

$$q_{u3} = 1.2 * 20 + 50 + 8.4 = 82.4 \frac{KN}{m}$$

$$q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}, q_{u3}) = 104 \frac{KN}{m}$$

در نهایت لنگر منفی در تکیه گاه گیردار تیر طره ای تحت بار گسترده یکنواخت طبق تحلیل سازه به صورت زیر محاسبه می شود:

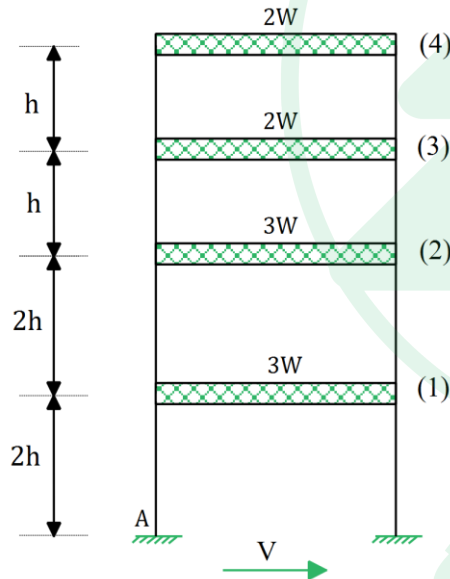
$$M_A = \frac{q_u * (L)^2}{2} = \frac{104 * (2)^2}{2} = 208 \text{ KN.m}$$



پاسخ سوال گزینه (۳)



۹- در یک ساختمان 4 طبقه از نوع قاب خمشی فولادی ویژه مقدار ضریب زلزله در تحلیل به روش استاتیکی معتدل برابر 0.2 و زمان تناوب نوسان آن برابر 0.4 ثانیه محاسبه شده است. اگر ارتفاع طبقات و وزن موثر لرزه ای آن ها مطابق شکل زیر باشد. برای طراحی دیافراگم طبقه اول (1) نیروی جانبی این تراز (بدون توجه به ضریب اضافه مقاومت) باید مطابق کدام یک از گزینه های زیر باشد؟ ساختمان در شهر تهران واقع بوده و کاربری آن مسکونی فرض شود.



(۱) $0.53W$

(۲) $0.6W$

(۳) $0.3W$

(۴) $1.05W$



حل سوال ۹:

طبق بند ۳-۸-۳ از استاندارد 2800 داریم:

$$V_u = C * W_{\text{کل}} = 0.2 * 10W = 2W$$

$$F_{Pu1} = \frac{F_{u1} + F_{u1} + F_{u1} + F_{u1}}{W_1 + W_2 + W_3 + W_4} * W_1 = \frac{V_u}{3W + 3W + 2W + 2W} * 3W = \frac{2W}{10W} * 3W = 0.6W$$

کنترل روابط حداقل و حداکثر برای نیروی وارد بر دیافراگم تراز طبقه اول:

$$A = 0.35$$

$$I = 1$$

$$F_{Pumin} = 0.5AIW_1 = 0.5 * 0.35 * 1 * 3W = 0.525W$$



$$F_{Pumax} = AIW_1 = 0.35 * 1 * 3W = 1.05W$$

$$F_{Pumin} \leq F_{Pu1} \leq F_{Pumax} \quad ok\checkmark$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه



۱۰- در محاسبه یک ساختمان کاملاً منظم، برش پایه به روش استاتیکی معادل برابر $400 \times 10^3 \text{ KN}$ ، برش پایه حداقل در روش استاتیکی معادل برابر $330 \times 10^3 \text{ KN}$ و برش پایه ناشی از تحلیل طیفی برابر $360 \times 10^3 \text{ KN}$ به دست آمده است برای طراحی این ساختمان به روش طیفی ضریب اصلاح مقادیر بازتاب ها، حداقل چقدر باید در نظر گرفته شود؟ نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمایید.

۱) 0.94

۲) 1.20

۳) 1.11

۴) 1.00

سبزسازه



حل سوال ۱۰:

طبق بند ۳-۴-۱-۴ استاندارد 2800 داریم:

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی که برش پایه به‌دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف‌های زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

تبصره: مقادیر برش پایه تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی کمتر در نظر گرفته شود.



$$\text{ضریب اصلاح برای ساختمان منظم} = \max\left(0.85 * \frac{V_{us}}{V_d}, 1\right) = \max\left(0.85 * \frac{400 * 10^3}{360 * 10^3} = 0.94, 1\right)$$

$$\text{ضریب اصلاح برای ساختمان منظم} = 1$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

سبزسازه



۱۱- در آخرین طبقه یک ساختمان فولادی 10 طبقه مسکونی از روی تراز پایه واقع در شهر تهران به ارتفاع هر طبقه برابر 4 متر، یک دیوار داخلی با مصالح بنایی غیر مسلح که به سازه اصلی متکی بوده ولی در تحمل بار جانبی به آن کمک نمی کند، به وزن کل W مفروض است. در تحلیل به روش استاتیکی معادل مقدار نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت وارد بر این دیوار به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ نوع خاک II فرض شود و همچنین خدمت رسانی این دیوار برای تامین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم نیست.

(۱) $0.38W$

(۲) $0.58W$

(۳) $0.48W$

(۴) $0.68W$

سبزسازه



حل سوال ۱۱:

طبق بند ۴-۲-۱-۱ استاندارد 2800 داریم:

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

در این رابطه:

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

باید این مقدار به $1/4$ تقسیم شود.

A = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

S = ضریب شتاب طیفی طبق بند (۲-۳-۱)

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

I_p = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

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

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

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

H = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

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

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

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

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



جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

R_{pu}	a_p	جزء معماری
		۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه
۱/۵	۱	- دیوار غیرمسلح مصالح بنایی
۲/۵	۱	- انواع دیگر دیوار و تیغه
۲/۵	۲/۵	۲- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دیوار غیرسازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشد.
۲/۵	۱	۳- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.
۲/۵	۱	۴- دیوار خارجی غیرسازه‌ای و اتصالات آن
۱	۱/۲۵	- دیوار و اتصال آن - بست‌های سیستم اتصال

سبزسازه



۳-۱-۴ ضریب اهمیت جزء

اجزای غیرسازه‌ای برحسب میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به دو گروه تقسیم و در تعیین نیروی جانبی زلزله برای هر یک "ضریب اهمیت جزء I_p " خاص در نظر گرفته می‌شود. این ضریب برای اجزاء زیر برابر با $1/4$ و برای سایر اجزا برابر $1/0$ می‌باشد:

الف- جزء در داخل و یا متکی به سازه با اهمیت خیلی زیاد بوده و حفظ آن برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه سازه لازم باشد.

ب- محتوای جزء مواد خطرناک با امکان ایجاد مسمومیت زیاد و یا انفجار باشد.

پ- خدمت‌رسانی جزء برای تأمین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم باشد، مانند سیستم اطفای حریق و پلکان فرار

خدمت‌رسانی دیوار برای تأمین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم نیست:

$$I_p = 1$$

$$A = 0.35$$



$$a_p = 1$$

$$R_{pu} = 1.5$$

$$S = 1.5$$

$$Z = 9 * 4 + \frac{4}{2} = 38m$$

$$H = 10 * 4 = 40m$$

$$V_{pu} = \frac{0.4 * 1 * 0.35 * (1.5 + 1) * 1 * W}{1.5} * \left(1 + 2 * \frac{38}{40}\right) = 0.68W$$

کنترل روابط حداقل و حداکثر برای V_{pu} :

$$V_{pumin} = 0.3 * 0.35 * (1.5 + 1) * 1 * W = 0.26W$$

$$V_{pumax} = 1.6 * 0.35 * (1.5 + 1) * 1 * W = 1.4W$$

برای خاک نوع II داریم:



$$V_{Pumin} \leq V_{Pu} \leq V_{Pumax} \text{ ok}$$

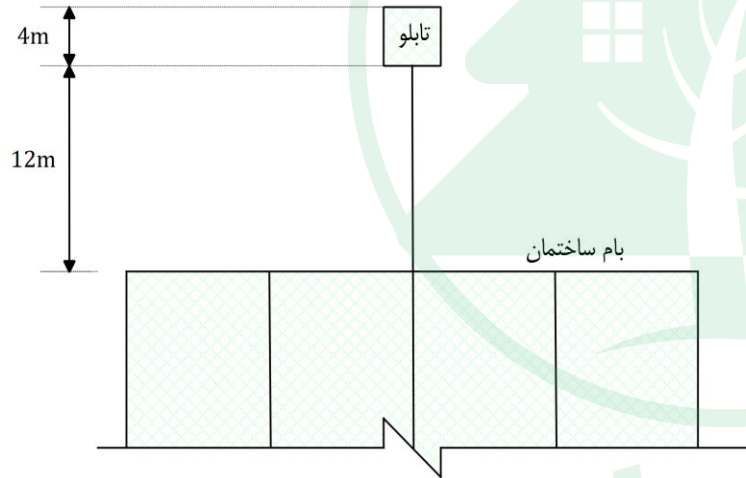
پاسخ سوال گزینه (۴)



سبزسازه



۱۲- در پشت بام یک ساختمان اداری 10 طبقه از روی تراز پایه واقع در شهر تبریز به ارتفاع هر طبقه برابر 4 متر، مطابق شکل زیر یک تابلوی تبلیغاتی به وزن کل به همراه محتویات در زمان بهره برداری برابر W (کمتر از 25 درصد وزن کل سازه) مفروض است در تحلیل به روش استاتیکی معادل مقدار نیروی جانبی زلزله وارد بر تابلو به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ نوع خاک محل احداث ساختمان II بوده و خدمت رسانی تابلو برای تامین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم نیست.



(۱) $1.4W$

(۲) $0.75W$

(۳) $1.05W$

(۴) $0.42W$

سبزسازه



حل سوال ۱۲:

طبق بندهای ۱-۱-۲-۴ و ۱-۵-۴ استاندارد 2800 داریم:

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

در این رابطه:

V_{pu} = نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت. برای تعیین این نیرو در حد تنش‌های مجاز باید این مقدار به $1/4$ تقسیم شود.

A = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

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

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

I_p = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

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

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

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

H = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

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

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

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

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



جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

جزء معماری	a_p	R_{pu}
۱۰- کف دسترسی	۱	۱/۵
۱۱- تابلو و نشان	۲/۵	۲/۵

۴-۱-۳ ضریب اهمیت جزء

اجزای غیرسازه‌ای برحسب میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به دو گروه تقسیم و در تعیین نیروی جانبی زلزله برای هر یک "ضریب اهمیت جزء I_p " خاص در نظر گرفته می‌شود. این ضریب برای اجزاء زیر برابر با ۱/۴ و برای سایر اجزا برابر ۱/۰ می‌باشد:

الف- جزء در داخل و یا متکی به سازه با اهمیت خیلی زیاد بوده و حفظ آن برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه سازه لازم باشد.

ب- محتوای جزء مواد خطرناک با امکان ایجاد مسمومیت زیاد و یا انفجار باشد.

پ- خدمت‌رسانی جزء برای تأمین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم باشد، مانند سیستم اطفای حریق و پلکان فرار



۴-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی بر سازه‌های دیگر

۱-۴-۵ درموردی که وزن این سازه‌ها کمتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیر ساختمانی به اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، سازه‌های غیرساختمانی در گروه "اجزای غیرسازه‌ای" جای گرفته و مشمول ضوابط فصل چهارم آیین‌نامه می‌گردد.

۲-۴-۵ درموردی که وزن این سازه‌ها بیشتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیرساختمانی به اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، کل سازه باید هم‌زمان مدل شده و تحلیل گردد. نیروی جانبی باید با رعایت الزامات زیر تعیین شود:

وزن تابلو کمتر از 25 درصد وزن کل سازه می‌باشد، لذا تحلیل تابلو بر اساس اجزای غیرسازه انجام می‌شود.
خدمت رسانی تابلو برای تامین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم نیست:

$$I_p = 1$$

$$A = 0.35$$

سبز سازه



$$a_p = 2.5$$

$$R_{pu} = 2.5$$

$$S = 1.5$$

$$\frac{Z}{H} = 1$$

$$V_{pu} = \frac{0.4 * 2.5 * 0.35 * (1.5 + 1) * 1 * W}{2.5} * (1 + 2 * 1) = 1.05W$$

برای خاک نوع II داریم:

چون تابلو در پشت بام قرار دارد لذا داریم:

سبزسازه



کنترل روابط حداقل و حداکثر برای V_{Pu} :

$$V_{Pumin} = 0.3 * 0.35 * (1.5 + 1) * 1 * W = 0.26W$$

$$V_{Pumax} = 1.6 * 0.35 * (1.5 + 1) * 1 * W = 1.4W$$

$$V_{Pumin} \leq V_{Pu} \leq V_{Pumax} \quad ok \checkmark$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

سبزسازه



۱۳- در یک ساختمان کاملاً منظم که در آن تغییر مکان جانبی ناشی از بارهای ثقیل برابر صفر است. برای جلوگیری از آسیب به اجزاء غیرسازه ای، حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در برابر بار باد سطح طراحی (W) چقدر می تواند باشد؟ در جواب ها h ارتفاع طبقه مورد نظر بوده و نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمایید.

۱) $0.0031h$

۲) $0.0039h$

۳) $0.0050h$

۴) $0.0025h$

سبزسازه



حل سوال ۱۳:

طبق بند ۶-۱۰-۱۵ و ۶-۱۰-۳ از میحث ۶ داریم:

۶-۱۰-۳ فشار مبنای باد

فشار مبنای باد، فشاری است که باد با سرعتی برابر با سرعت مبنای باد بر سطحی عمود بر جهت وزش باد وارد می کند. مقدار این فشار با استفاده از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$q = 0.00613 V^2$$

(۶-۱۰-۲)

در این رابطه V سرعت مبنای باد، به متر بر ثانیه و q فشار مبنای باد، به کیلونیوتن بر مترمربع است.

در جدول ۶-۱۰-۱ فشار مبنای باد برای سرعت های متناظر داده شده است.

سبزسازه



۱۵-۱۰-۶ کنترل سازه ساختمان‌ها در برابر باد سطح بهره برداری

به منظور جلوگیری از آسیب دیدن اجزاء غیرسازه‌ای، حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی ساختمان‌ها در ترکیب بار ۱ بند ۲-۵-۲-۶، باید به 0.025 ارتفاع هر طبقه محدود شود. در این ترکیب بار، W_{ser} بار باد سطح بهره‌برداری است که بر مبنای دوره بازگشت ده ساله باد در منطقه محاسبه می‌شود. برای تعیین این سرعت می‌توان از 0.8 سرعت مبنای باد (بند ۲-۱۰-۶) استفاده نمود. چنانچه اجزاء پوششی یا نما، با تغییرمکان کمتری آسیب ببینند، محدودیت این اجزاء جایگزین عدد فوق خواهد شد.

۱-۴-۱۰-۶ فشار یا مکش خارجی

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

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

(۳-۱۰-۶-الف)



$$P \propto q \propto V^2$$

$$\Delta_{\text{طراحی}} = ?$$

$$\Delta_{\text{بهره برداری}} = 0.0025$$

$$\frac{\Delta_{\text{طراحی}}}{\Delta_{\text{بهره برداری}}} = \left(\frac{V}{0.8V} \right)^2$$

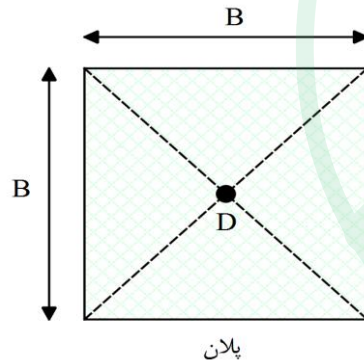
$$\frac{\Delta_{\text{طراحی}}}{0.0025h} = \left(\frac{V}{0.8V} \right)^2 \rightarrow \Delta_{\text{طراحی}} = 1.5625 * 0.0025h = 0.0039h$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبzsازe



۱۴- در یک ساختمان منظم با پلان مربعی شکل و یکسان در تمامی طبقات با بام تخت و ارتفاع بیش از 20 متر از روی سطح زمین، در کل ارتفاع مقدار فشار در واحد سطح، یکسان و در جهت رو به باد برابر P_W و فشار (مکش) در جهت پشت به باد برابر P_L است. اگر ارتفاع ساختمان برابر H و مرکز سختی درست در مرکز پلان باشد. تحت اثر باد حداکثر لنگر پیچشی محتمل در پای ساختمان نسبت به نقطه D به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



۱) $0.093(P_W + P_L)B^2H$

۲) $0.125(P_W + P_L)B^2H$

۳) $0.047(P_W + P_L)B^2H$

۴) $0.038(P_W + P_L)B^2H$

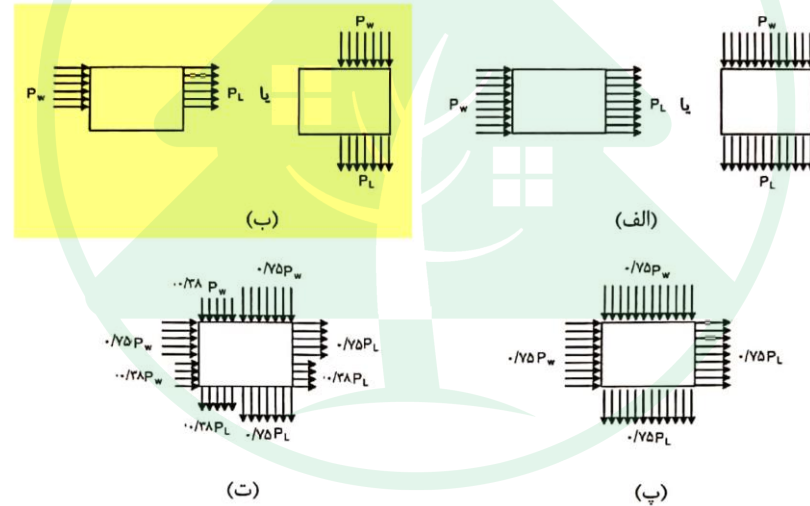
سبزسازه



حل سوال ۱۴:

مطابق بند ۶-۱۰-۱۳ مبحث ۶ و مفاهیم تحلیل سازه داریم:

۶-۱۰-۱۳ باید در تحلیل و طراحی اجزاء سازه‌ای منظور شوند.

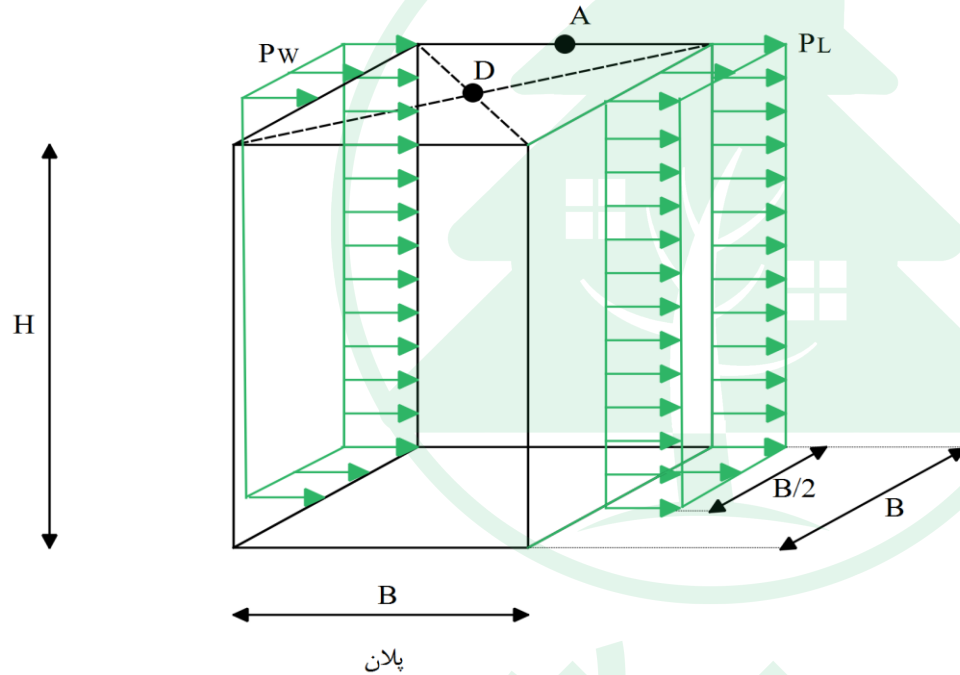


بارگذاری الف: تمام فشار باد بر دو جهت به طور جداگانه اعمال شود

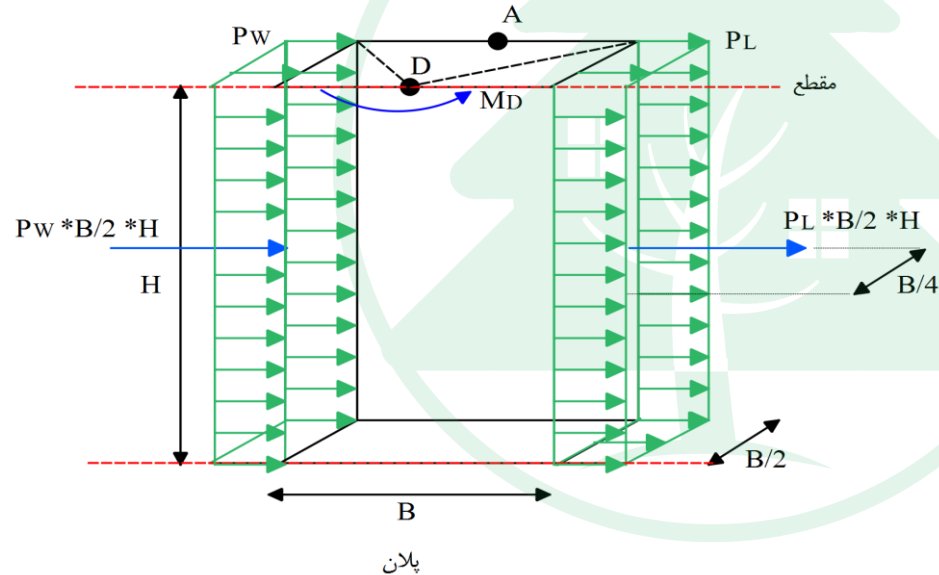
بارگذاری ب: بارگذاری جزئی جهت پیش از حد اکثر



ابتدا بار روبه باد و پشت به باد را به سازه وارد می کنیم:



مقطع مورد نظر برای محاسبه MD نسبت به پای ساختمان در نقطه A به صورت زیر می باشد:



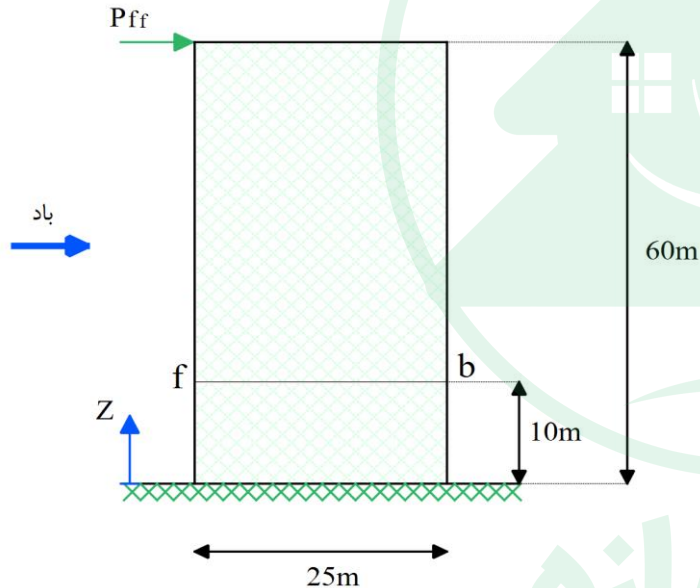
$$\sum M_D = 0 \rightarrow M_D = P_W * H * \frac{B}{2} * \frac{B}{4} + P_L * H * \frac{B}{2} * \frac{B}{4} = 0.125(P_W + P_L)B^2H$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه



۱۵- نمای یک ساختمان با پلان مربع به ابعاد 25*25 متر و ارتفاع 60 متر در ناحیه پرتراکم شهر تهران مطابق شکل زیر است. در صورتی که در تراز بام مقدار فشار باد خارجی طراحی سازه ساختمان به سمت رو به باد $P_{fs} = 0.8 \frac{KN}{m^2}$ باشد، مقادیر فشار باد خارجی طراحی سازه ساختمان در ارتفاع 10 متری از پای ساختمان به سمت رو به باد و پشت به باد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



(۱) $P_r = 0.65 \frac{KN}{m^2}$, $P_b = -0.41 \frac{KN}{m^2}$

(۲) $P_r = 0.5 \frac{KN}{m^2}$, $P_b = -0.31 \frac{KN}{m^2}$

(۳) $P_r = 0.5 \frac{KN}{m^2}$, $P_b = -0.41 \frac{KN}{m^2}$

(۴) $P_r = 0.65 \frac{KN}{m^2}$, $P_b = -0.31 \frac{KN}{m^2}$



حل سوال ۱۵:

با توجه به ارتفاع ساختمان بیش از 20 متر مطابق بند ۶-۱۰-۸ و طبق بند ۶-۱۰-۴-۱ از مبحث ۶ داریم:

۶-۱۰-۴ فشار یا مکش خارجی

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

$$P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d \quad (۶-۱۰-۳-الف)$$

۶-۱۰-۶ ارتفاع مبنا

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



۶-۱۰-۳ ضریب C_e در نواحی پرتراکم

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

$$C_e = 0.7 \left(\frac{Z}{12} \right)^{1/3} \geq 0.7 \quad (6-10-6)$$

۶-۱۰-۸ ضرایب اثر تندباد و فشار برای ساختمان‌های مستطیل شکل با بام تخت

ونسبت ابعادی بیشتر از واحد یا ارتفاع بیش از ۲۰ متر

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



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

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

$$C_g = 2/0$$

الف) برای محاسبه نیروهای کلی خارجی ساختمان

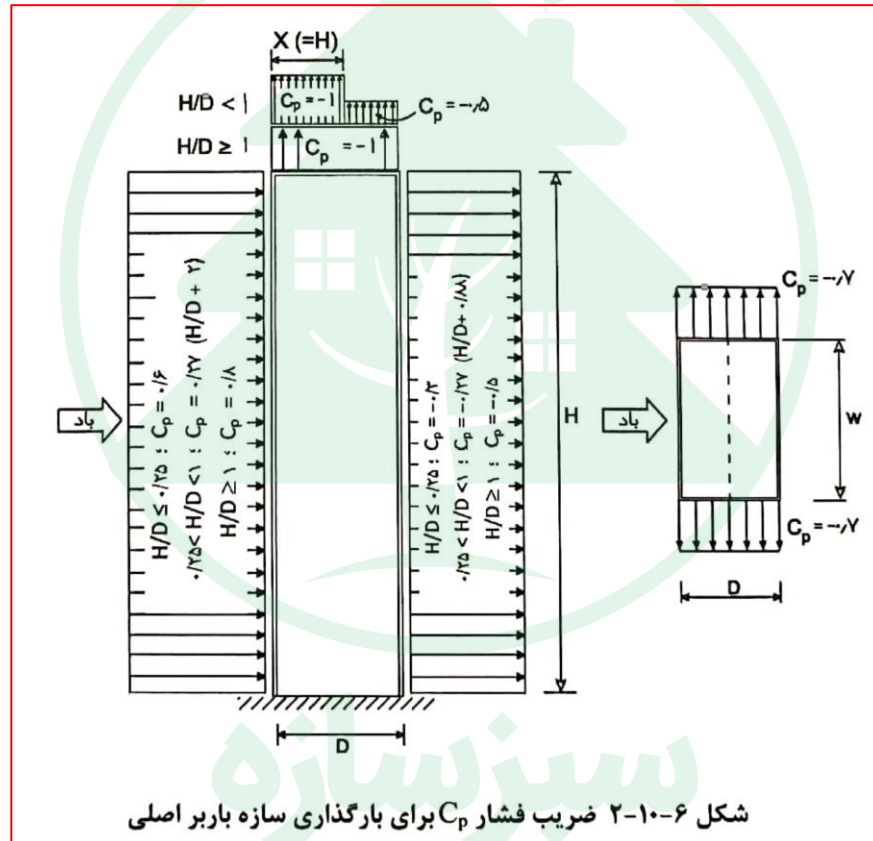
$$C_g = 2/5$$

ب) برای محاسبه نیروهای وارد بر اجزاء پوشش نما یا بام (به طور موضعی)

برای محاسبه فشار یا مکش داخلی، مقدار ضریب C_{gi} را می‌توان به صورت محافظه کارانه برابر ۲/۰ اختیار نمود.

فشار مبنا (q) kN/m^2	سرعت مبنای باد (V) km/h	نام ایستگاه	شماره
۰/۴۷	۱۰۰	تهران	۸۶





نکته مهم: ضریب اهمیت بار باد برای ساختمان داده نشده و اول باید آن را با توجه به فشار خارجی باد در تراز بام محاسبه کنیم:

برای ساختمان پرتراکم ضریب C_e به صورت زیر محاسبه می‌شود:

در سمت رو به باد در تراز بام:

$$C_e = \max \left(0.7 * \left(\frac{60}{12} \right)^{0.3} = 1.135, \quad 0.7 \right) = 1.134$$

$$Z = 60m$$

در سمت رو به باد در تراز 10 متری از پای ساختمان:

$$C_e = \max \left(0.7 * \left(\frac{10}{12} \right)^{0.3} = 0.66, \quad 0.7 \right) = 0.7$$

$$Z = 10m$$

سبزسازه



در سمت پشت به باد در تراز 10 متری از پای ساختمان:

$$C_e = \max \left(0.7 * \left(\frac{30}{12} \right)^{0.3} = 0.92, \quad 0.7 \right) = 0.92$$

$$Z = 30m$$

$$C_t = 1$$

$$C_d = 0.85$$

$$q = 0.47 \frac{KN}{m^2}$$

برای محاسبه پارامترهای C_g و C_p داریم:

$$C_g = 2$$

سبزسازه



برای نسبت $\frac{H}{D}$ بزرگتر مساوی 1 داریم:

رو به باد:

$$C_p = 0.8$$

پشت به باد:

$$C_p = -0.5$$

در ادامه ضریب اهمیت ساختمان برای بار باد را محاسبه می کنیم:

$$0.8 = 0.47 * I_W * 1.135 * 1 * 2 * 0.8 * 0.85 \rightarrow I_W = 1.1$$

سبزسازه



در نهایت فشار باد را در تراز 10 متری از پای ساختمان برای حالت رو به باد و پشت به باد را محاسبه می کنیم:

$$P_f = 0.47 * 1.1 * 0.7 * 1 * 2 * 0.8 * 0.85 \approx 0.5 \frac{KN}{m^2}$$

$$P_b = 0.47 * 1.1 * 0.92 * 1 * 2 * (-0.5) * 0.85 \approx -0.41 \frac{KN}{m^2}$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

سبزسازه



۱۶- یک عضو غیر سازه ای به وزن W متعلق به یک بیمارستان مستقر بر روس خاک نوع II در شهر یزد مفروض است، چنانچه مولفه قائم نیروی زلزله برابر 100KN باشد، با فرض اینکه محتویات عضو در زمان بهره برداری 20 درصد وزن آن است، وزن آن بدون محتویات به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید حفظ این عضو برای عملکرد بیمارستان لازم است.

(۱) 480 KN

(۲) 680 KN

(۳) 580 KN

(۴) 380 KN

سبزسازه



حل سوال ۱۶:

طبق بندهای ۲-۲-۴ استاندارد 2800 داریم:

۲-۲-۴ مؤلفه قائم نیروی زلزله

مؤلفه قائم نیروی زلزله از رابطه (۵-۴) تعیین می شود. این مؤلفه باید همزمان با نیروی جانبی به جزء اثر داده شده و در ترکیب های بارگذاری های مختلف به کار برده شود.

$$F_{pu} = 0.2A(1 + S)I_p W_p \quad (۵-۴)$$

W_p = وزن جزء سازه ای همراه با محتویات آن در زمان بهره برداری

سبزسازه



۳-۱-۴ ضریب اهمیت جزء

اجزای غیرسازه‌ای برحسب میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به دو گروه تقسیم و در تعیین نیروی جانبی زلزله برای هر یک "ضریب اهمیت جزء a_p " خاص در نظر گرفته می‌شود. این ضریب برای اجزاء زیر برابر با $1/4$ و برای سایر اجزا برابر $1/0$ می‌باشد:

الف- جزء در داخل و یا متکی به سازه با اهمیت خیلی زیاد بوده و حفظ آن برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه سازه لازم باشد.

ب- محتوای جزء مواد خطرناک با امکان ایجاد مسمومیت زیاد و یا انفجار باشد.

پ- خدمت‌رسانی جزء برای تأمین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم باشد، مانند سیستم اطفای حریق و پلکان فرار

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

R_{pu}	a_p	جزء معماری
۱/۵	۱	۱۰- کف دسترسی
۲/۵	۲/۵	۱۱- تابلو و نشان



خدمت رسانی تابلو برای تامین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم است:

$$I_p = 1.4$$

$$A = 0.25$$

$$S = 1.5$$

برای خاک نوع II داریم:

مولفه قائم زلزله را از رابطه زیر محاسبه می کنیم:

$$F_{Pu} = 0.2 * A * (S + 1) * I_p * W_p$$

$$\rightarrow 100 = 0.2 * 0.25 * (1.5 + 1) * 1.4 * W_p \rightarrow W_p = 571.43 \text{ KN}$$

سبزسازه



در نهایت درصد محتویات در زمان بهره برداری را باید از مقدار W_P بدست آمده کم کنیم:

$$W_{\text{بدون محتویات}} = W_P - 0.2W_P = 0.8W_P = 0.8 * 571.43 = 457 \text{ KN}$$

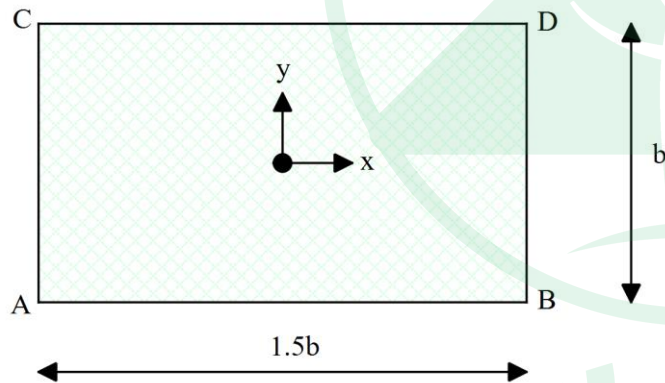
که مقدار آن به گزینه 1 نزدیک تر می باشد.

پاسخ سوال گزینه (۱)

سبزسازه



۱۷- در شکل پلان مستطیلی یک سازه یک طبقه متعارف با دیافراگم صلب که مراکز سختی و جرم آن دقیقاً بر هم منطبق هستند، نشان داده شده است. در این سازه به طور محافظه کارانه اثر پیچش اتفاقی ناشی از برون مرکزی 5 درصد در نظر گرفته خواهد شد. تحلیل سازه نشان می دهد که تحت زلزله راستای X گره B به اندازه a و گره D به اندازه $\frac{2a}{3}$ در راستای X جابجا می شوند. چنانچه این سازه تحت نیروی زلزله راستای Y تحلیل شود، اختلاف جابجایی گره های C و D در راستای Y مطابق با کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟ نیروی زلزله در هر دو راستا یکسان بوده و در هر دو راستا اثر پیچش اتفاقی ناشی از برون مرکزی 5 درصد در نظر گرفته می شود.



(۱) a

(۲) $0.75a$

(۳) $0.5a$

(۴) $1.25a$



حل سوال ۱۷:

طبق بندهای ۳-۷-۳-۳ استاندارد 2800 داریم:

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

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

در این رابطه:

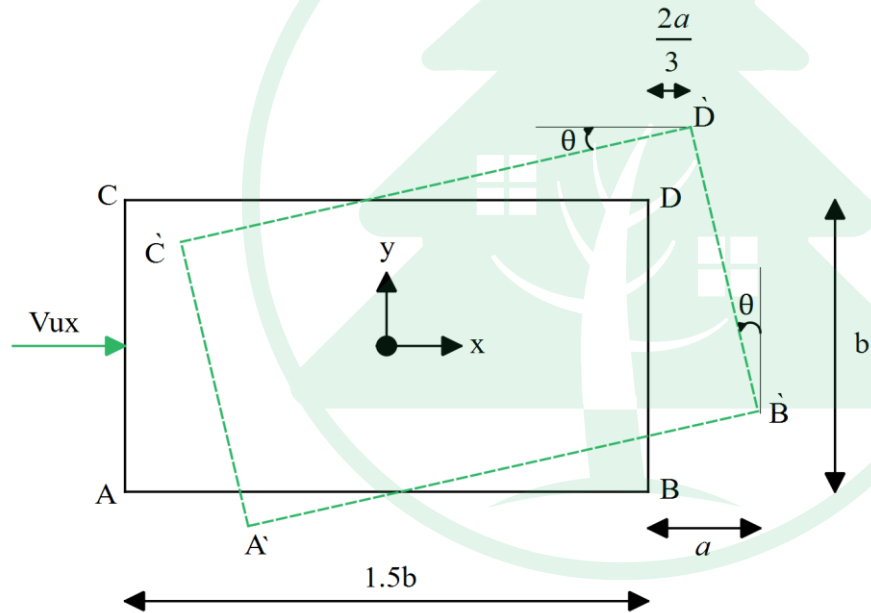
$\Delta_{\max}$ = حداکثر تغییر مکان طبقه z که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

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

۳-۷-۳-۴ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از هجده متر در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.



حالت اول: ابتدا تغییر شکل پلان را برای نیروی زلزله در راستای X ترسیم می کنیم:



میزان چرخش سقف صلب به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\theta_x = \frac{a - \frac{2a}{3}}{b} = \frac{a}{3b}$$

در ادامه مقدار اختلاف جابجایی نقاط C و D به صورت زیر برای نیروی زلزله در راستای X که مقدار برون مرکزی اتفاقی ناشی از پیچش مطابق صورت سوال برابر 5 درصد بعد عمود بر راستای نیروی زلزله می باشد، محاسبه می شود:

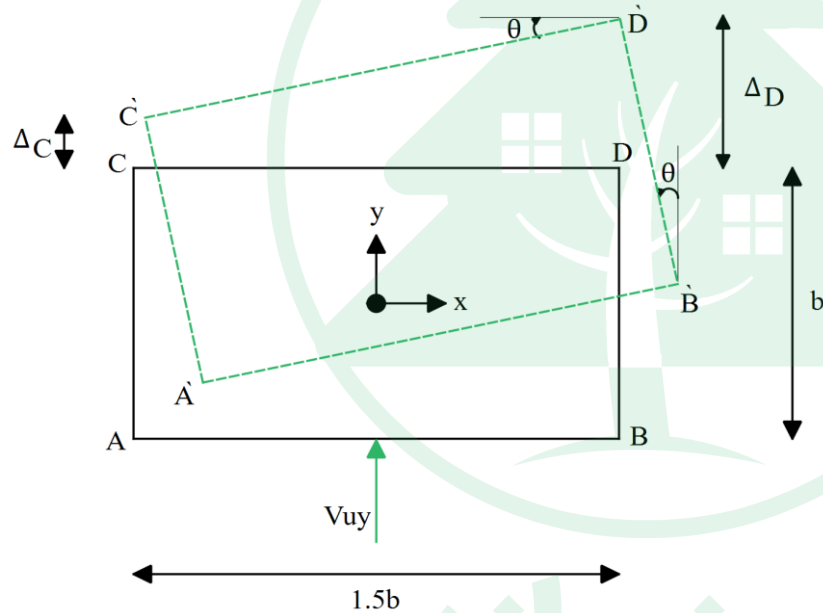
$$e_x = 0.05b$$

$$(\Delta_{\delta_{C-D}})_x = \theta * L_{CD} = \frac{a}{3b} * 1.5b = 0.5a$$

سبزسازه



حالت دوم: ابتدا تغییر شکل پلان را برای نیروی زلزله در راستای y ترسیم می کنیم:



در ادامه مقدار اختلاف جابجایی نقاط C و D به صورت زیر برای نیروی زلزله در راستای y که مقدار برون مرکزی اتفاقی ناشی از پیچش مطابق صورت سوال برابر 5 درصد بعد عمود بر راستای نیروی زلزله می باشد، محاسبه می شود:

$$e_y = 0.05 * 1.5b = 0.075b$$

با توجه به اینکه مقدار برون مرکزی اتفاقی ناشی از پیچش برای زلزله راستای y تقریباً 1.5 برابر حالت اول شد، لذا می توان فهمید که مقدار اختلاف جابجایی نقاط C و D برای نیروی زلزله با توجه به 1.5 برابر چرخش کف صلب در راستای y نیز به همین مقدار 1.5 برابر افزایش می یابد. لذا با توجه به سختی دورانی برابر کف صلب در هر دو راستا داریم:

$$K_{\theta x} = K_{\theta y}$$

$$M_y = V_y * e_y = K_{\theta y} * \theta_y \rightarrow \theta_y = \frac{V_y * e_y}{K_{\theta y}} = \frac{V_y * 0.075b}{K_{\theta y}}$$

$$M_x = V_x * e_x = K_{\theta x} * \theta_x \rightarrow \theta_x = \frac{V_x * e_x}{K_{\theta x}} = \frac{V_x * 0.05b}{K_{\theta x}}$$

$$\rightarrow \theta_y = 1.5\theta_x$$



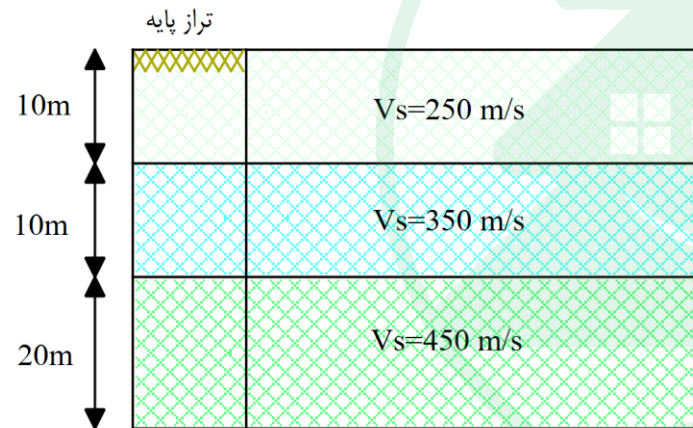
$$(\Delta_{\delta_{C-D}})_y = 1.5 * (\Delta_{\delta_{C-D}})_x = 1.5 * 0.5a = 0.75a$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه



۱۸- هرگاه سرعت موج برشی در سه لایه مختلف زمین همانند شکل زیر باشد، بر اساس رابطه تجویزی استاندارد 2800 ایران، متوسط سرعت موج برشی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



(۱) $330 \frac{m}{s}$

(۲) $275 \frac{m}{s}$

(۳) $350 \frac{m}{s}$

(۴) $375 \frac{m}{s}$

سبزسازه



حل سوال ۱۸:

طبق بندهای ۲-۴-۲ استاندارد 2800 داریم:

۲-۴-۲ برای تعیین متوسط سرعت موج برشی، $\bar{v}_s$ می توان از رابطه (۵-۲) یا از رابطه معتبر دیگری استفاده کرد:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / v_{si})} \quad (۵-۲)$$

در این رابطه، d_i و v_{si} به ترتیب ضخامت لایه و سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه است.

سبزسازه



با توجه به اینکه از رابطه متوسط سرعت موج برشی فقط تا عمق 30 متری از تراز پایه طبق استاندارد 2800 استفاده می شود، لذا در لایه سوم خاک فقط 10 متر از 20 متر آن در نظر گرفته می شود:

$$\bar{v}_s = \frac{10 + 10 + 10}{\frac{10}{250} + \frac{10}{350} + \frac{10}{450}} = 330.42 \frac{m}{s}$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

سبزسازه



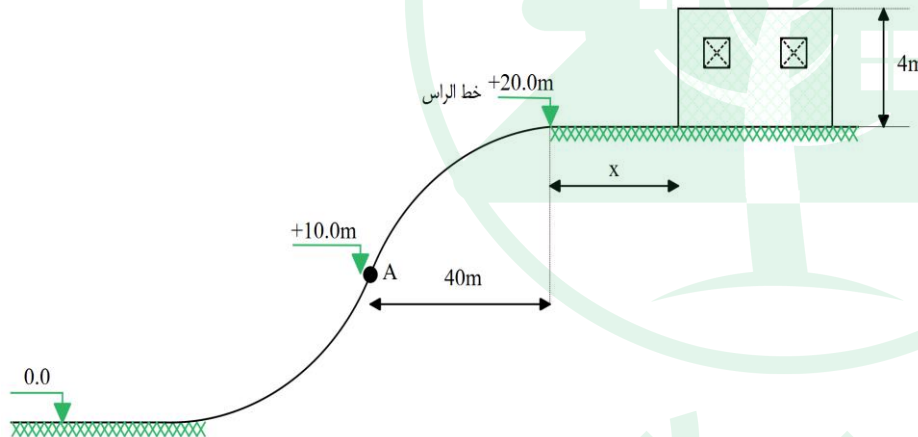
۱۹- یک ساختمان یک طبقه به ارتفاع 4 متر در بالای یک پرتگاه دو بعدی منفرد باید احداث شود. ارتفاع خط الراس نسبت به زمین مسطح کنار پرتگاه 20 متر است و فاصله افقی خط الراس تا نقطه A روی شکل که در تراز 10 متری قرار دارد برابر 40 متر است. اثرات دینامیکی باد قابل صرف نظر کردن است. در طرح اولیه محل ساختمان در فاصله افقی $X = 15m$ از خط الراس در نظر گرفته شده است در صورتی که به جای این طرح ساختمان در فاصله $X = 15m$ از خط الراس احداث شود. مقدار ضریب پستی و بلندی زمین در تراز بام ساختمان چه ضریبی از حالت اولیه خواهد بود؟ نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمائید.

1.07 (۱)

0.93 (۲)

0.86 (۳)

1.16 (۴)



سبزسازه



حل سوال ۱۹: طبق بند ۶-۱۰-۷ مبحث ۶ داریم:

مقدار ضریب پستی و بلندی، C_t از رابطه (۶-۱۰-۷) به دست می‌آید.

$$C_t = \left(1 + \frac{\Delta S}{C_g}\right) (1 + \Delta S) \quad (6-10-7)$$

که در آن:

$$\Delta S = \Delta S_{\max} \left(1 - \frac{|X|}{KL_h}\right) e^{-\alpha z/L_h}$$

و $\Delta S_{\max}$ = ضریب افزایش سرعت نسبی در رأس قله

C_g = ضریب اثر تندباد، که برای محاسبه C_t معادل ۲ در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که تأثیرات دینامیکی باد مهم باشد، C_g از پیوست ۶-۴ محاسبه خواهد شد.

$|X|$ = فاصله محل ساختمان تا قله تپه یا خط الرأس پرتگاه

L_h = فاصله قله تا میانه نصف ارتفاع تپه در سمت روبه باد ($L_h \leq 2H_h$)

H_h = ارتفاع خط الرأس یا قله نسبت به زمین مسطح احاطه‌کننده تپه

α = ضریب تأثیر کاهش سرعت در ارتفاع

z = ارتفاع نقطه مورد نظر از تراز سطح برآمدگی

می‌باشد. مقادیر $\Delta S_{\max}$ ، α و K در جدول ۶-۱۰-۲ داده شده است.

حداکثر مقدار $\frac{H_h}{L_h}$ برابر ۰/۵ بوده و جهت باد همواره در جهت حداکثر شیب (مطابق شکل ۶-۱۰-۱) فرض می‌شود.



جدول ۲-۱۰-۶ ضرایب مورد استفاده در رابطه ۷-۱۰-۶

K		α	ΔS_{max}	شکل تپه یا بالا آمدگی
$x < 0$	$x \geq 0$			
۱٫۵	۱٫۵	۳	$۲٫۲ \left(\frac{H_h}{L_h} \right)$	تپه ممتد دوبعدی
۱٫۵	۴	۲٫۵	$۱٫۳ \left(\frac{H_h}{L_h} \right)$	پرتگاه دوبعدی
۱٫۵	۱٫۵	۴	$۱٫۶ \left(\frac{H_h}{L_h} \right)$	تپه سه بعدی متقارن محوری

$$H_h = 20m$$

$$L_h = 40m$$

$$C_g = 2$$

$$\alpha = 2.5$$

$$X_1 = 15m \geq 0 \rightarrow K = 4$$

$$Z = 4m$$

برای تراز بام داریم:



حالت اول:

$$X_1 = 15m \geq 0 \rightarrow K = 4$$

$$\Delta_{S_{max}} = 1.3 * \left(\frac{20}{40}\right) = 0.65$$

$$\Delta_{S_1} = 0.65 * \left(1 - \frac{15}{4 * 40}\right) * e^{-\frac{2.5 * 4}{40}} = 0.46$$

$$C_{t_1} = \left(1 + \frac{0.46}{2}\right) * (1 + 0.46) = 1.8$$

حالت دوم:

$$X_2 = 35m \geq 0 \rightarrow K = 4$$

سبزسازه



$$\Delta_{s_{max}} = 1.3 * \left(\frac{20}{40} \right) = 0.65$$

$$\Delta_{s_2} = 0.65 * \left(1 - \frac{35}{4 * 40} \right) * e^{-\frac{2.5 * 4}{40}} = 0.4$$

$$C_{t_2} = \left(1 + \frac{0.4}{2} \right) * (1 + 0.4) = 1.68$$

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

$$\frac{C_{t_2}}{C_{t_1}} = \frac{1.68}{1.8} = 0.933$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه



۲۰- در کدام یک از حالت های زیر در نظر گرفتن اثر بارگذاری بخشی باد الزامی نیست؟

- (۱) ساختمان مستطیل شکل با بام تخت به ابعاد $25 * 15$ متر و ارتفاع 20 متر
- (۲) ساختمان مستطیل شکل با بام تخت به ابعاد $25 * 10$ متر و ارتفاع 15 متر
- (۳) ساختمان مستطیل شکل با بام تخت به ابعاد $30 * 25$ متر و ارتفاع 15 متر
- (۴) ساختمان مستطیل شکل با بام تخت به ابعاد $30 * 25$ متر و ارتفاع 22 متر

سبزسازه



حل سوال ۲۰:

طبق بند ۶-۵-۱ و بند ۶-۱۰-۱۳ و ۶-۱۰-۹ از مبحث ۶ داریم:

۶-۱۰-۱۳ بارگذاری‌های بخشی وارد بر سازه باربر اصلی

اثر تغییرات فشار در بادهای متلاطم، مثل کم شدن فشار (مکش) روی بخشی از ساختمان، وزش قطری باد یا اثرات بام‌های گنبدی و قوسی می‌تواند در ساختمان تولید پیچش نموده یا به دلیل ایجاد بارگذاری دوجته در برخی از اعضاء سازه‌ای تولید تلاش‌هایی در چند جهت کند.

در مورد ساختمان‌هایی که طبق ضوابط بند ۶-۱۰-۹ بارگذاری شده‌اند، بارگذاری بخشی الزامی نیست.

در ساختمان‌هایی که طبق بند ۶-۱۰-۸ محاسبه می‌شود، ترکیبات بارگذاری الف تا ت در شکل

سبزسازه



۹-۱۰-۶ ضرایب اثر تندباد و فشار برای ساختمان‌های با نسبت ابعادی کمتر از ۱ و ارتفاع کمتر از ۲۰ متر

برای ساختمان‌های با ارتفاع کمتر از ۲۰ متر و نسبت ارتفاع به عرض کوچکتر ساختمان کمتر از ۱، بیشینه حاصل ضرب ضرایب فشار و تندباد ($C_g C_p$) در شکل‌های شماره ۶-۱۰-۴ تا ۶-۱۰-۱۰ داده شده است. در صورت استفاده از این بند، ضریب C_g نباید جداگانه منظور شود. این شکل‌ها به منظور تعیین بار باد روی سازه باربر اصلی و بارهای موضعی روی عناصر پوششی دیوارها و بام‌ها کاربرد داشته و به شرح ذیل تعریف شده‌اند. برای محاسبه ضریب C_{pi} به بند ۶-۱۰-۱۱ مراجعه شود.

برای ساختمان کوتاه مرتبه که نسبت ابعادی کمتر از ۱ و ارتفاع کمتر از ۲۰ متر باشد بارگذاری بخشی باد الزامی نیست، بنابراین با کنترل گزینه‌ها داریم:

گزینه ۱:

$$H = 20m \geq 20m \text{ not ok } \times$$



گزینه ۲:

$$H = 15m \leq 20m \quad ok\checkmark$$

$$\frac{H}{D_{min}} = \frac{15}{10} = 1.5 > 1 \quad not \quad ok \times$$

گزینه ۳:

$$H = 15m \leq 20m \quad ok\checkmark$$

$$\frac{H}{D_{min}} = \frac{15}{25} = 0.6 < 1 \quad ok\checkmark$$

گزینه سوم پاسخ سوال می باشد.

گزینه ۴:

$$H = 22m \geq 20m \quad not \quad ok \times$$

پاسخ سوال گزینه (۳)



۲۱- برای تعیین ظرفیت باربری خاک، سه آزمایش انجام شده و نتایج آزمایش‌ها برحسب مگاپاسکال گزارش شده‌اند. در کدامیک از حالت‌های زیر نیاز به آزمایش‌های اضافی نبوده و براساس همین سه آزمایش ظرفیت باربری می‌تواند تعیین شود؟

(۲) 0.50 , 0.65 , 0.65

(۱) 0.49, 0.55, 0.76

(۴) 0.52 , 0.63 , 0.65

(۳) 0.50 , 0.60 , 0.70

سبزسازه



حل سوال ۲۱:

مطابق بند ۳-۴-۱-۷-۲ صفحه ۱۳ مبحث ۷:

۳-۴-۱-۷-۲ آزمایش:

شرایط آزمایشگاهی و مدل سازی فیزیکی مورد استفاده برای اثبات ظرفیت عملکردی تحت بارگذاری مورد نظر، باید به نحوی باشد که به درستی نمایانگر مصالح، هندسه، شرایط ساخت، شدت بارگذاری و شرایط مرزی پیش بینی شده برای سازه باشد. اگر ارزیابی نتایج آزمایش براساس نتایج به دست آمده از حداقل سه آزمایش انجام شود باید انحراف نتایج به دست آمده از هر آزمایش بیش از ۱۵٪ نسبت به مقدار میانگین نتایج تمام آزمایش ها نباشد. در صورتی که در نتایج هر یک از آزمایش ها انحراف بیش از ۱۵٪ نسبت به میانگین مشاهده شود، لازم است آزمایش های اضافی انجام شود تا زمانی که انحراف از نتایج هیچ یک از آزمایش ها بیش از ۱۵٪ نگردد یا این که حداقل ۶ آزمایش انجام شده باشد. هیچ یک از نتایج آزمایش ها نباید بدون ارائه دلیل منطقی حذف گردد. گزارش آزمایش ها باید شامل محل، زمان و تاریخ آزمایش باشد، مشخصات نمونه آزمایشگاهی، تجهیزات آزمایشگاهی، شرایط هندسی آزمایش، تاریخچه بارگذاری و تغییر شکل های به دست آمده تحت بارگذاری و همچنین هرگونه آسیب مشاهده شده در نمونه در طی آزمایش به همراه مقدار بار و تغییر شکلی که متناظر با این آسیب بوده است باید ثبت گردد.



در صورتی که انحراف نتیجه به دست آمده از هر آزمایش، کمتر از ۱۵ درصد میانگین نتایج آزمایش باشد، ارزیابی نتایج بر اساس سه آزمایش انجام می شود و احتیاج به انجام آزمایش اضافی نیست.

در تمام گزینه ها، میانگین نتایج آزمایش ها، 0.6 می باشد (محاسبه کنید). بنابراین برای اینکه احتیاج به آزمایش اضافی نباشد، نتیجه هر کدام از آزمایش ها باید در محدوده $0.6 \pm 0.15 \times 0.6$ قرار گیرد:

$$\max \rightarrow 0.6 + 0.15 \times 0.6 = 0.69$$

$$\min \rightarrow 0.6 - 0.15 \times 0.6 = 0.51$$

در بین تمام گزینه ها، تنها مقادیر اشاره شده در گزینه ۴ (یعنی 0.52 و 0.63 و 0.65) در محدوده مجاز فوق قرار دارند.

بنابراین گزینه ۴ پاسخ صحیح است.

سبزسازه



۲۲- یک پی منفرد مربعی شکل به ابعاد $B \times B \times h$ تحت تاثیر کی بار محوری فشاری برابر P و لنگر خمشی یک طرفه برابر $P \times e$ قرار دارد. در طراحی به روش تنش مجاز، تحت این نیروها که از ترکیبات بارگذاری نظیر روش تنش مجاز ناشی شده‌اند، $\frac{1}{6}$ عرض پی به کشش کار می‌کند و مقدار تنش حداکثر کمتر از تنش مجاز است. مقدار C به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ از وزن پی و خاک روی آن صرف‌نظر شود.

$$\frac{4}{15} B \quad (۴)$$

$$\frac{1}{6} B \quad (۳)$$

$$\frac{1}{4} B \quad (۲)$$

$$\frac{2}{9} B \quad (۱)$$

سبزسازه



حل سوال ۲۲:

مطابق شرایط توصیف شده در صورت سؤال می توانیم شکل زیر را ترسیم کنیم:

اکنون معادلات تعادل را می نویسیم:

$$\sum F_y = 0 \rightarrow P = \frac{1}{2} q \left(\frac{5}{6} B \right) \times B$$

$$\sum M_o = 0 \rightarrow P \times \left(\frac{B}{2} - e \right) = \frac{1}{2} q \left(\frac{5}{6} B \right) B \times \left(\frac{1}{3} \times \frac{5}{6} B \right) \xrightarrow{P = \frac{1}{2} q \left(\frac{5}{6} B \right) \times B}$$

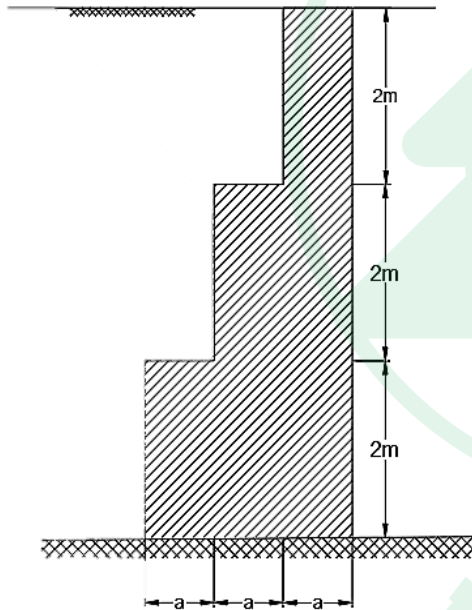
$$\xrightarrow{P = \frac{1}{2} q \left(\frac{5}{6} B \right) \times B} \frac{B}{2} - e = \frac{5}{18} B \rightarrow e = \frac{2}{9} B$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه



۲۳- برای نگهداری خاکی به ارتفاع 6 متر از یک دیوار حائل وزنی با مقطع مطابق شکل زیر استفاده شده است. حداقل مقدار a برای کنترل واژگونی به روش تنش مجاز در حالت استاتیکی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ مقاومت برشی خاک پشت دیوار ناچیز بوده و فرض کنید شرایط محرک بر دیوار حاکم است.



(۱) $a=1130 \text{ mm}$

(۲) $a=380 \text{ mm}$

(۳) $a=570 \text{ mm}$

(۴) $a=760 \text{ mm}$



حل سوال ۲۳:

مطابق جدول ۷-۵-۳ صفحه ۶۰ مبحث ۷:

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

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

در این دیوارها برآیند بار قائم در تراز پی باید در ثلث میانی پی باشد یعنی حداکثر خروج از مرکزیت در تراز کف پی باید مقدار $B/6$ باشد (هیچ قسمت از پی به کشش نیفتد) خروج از مرکزیت در سایر ترازها برای دیوارهای وزنی متشکل از قطعات وزنی ناپیوسته (نظیر بلوک بتنی) کافی است از ۰/۲۵ بیشتر نشود، یعنی اگر بخش کوچکی از پی به کشش بیفتد مجاز است.

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



ضریب اطمینان در شرایط استاتیکی در طراحی به روش تنش مجاز برای مقابله با واژگونی در دیوارهای حائل وزنی برابر با 1.75 می‌باشد. این دیوار وزنی در نقطه 0 مستعد واژگونی است. بنابراین نامساوی زیر باید حول نقطه 0 برقرار باشد:

$$\frac{\text{مجموع لنگرهای مقاوم ناشی از خاک و بتن}}{\text{لنگر محرک ناشی از فشار جانبی خاک}} = \frac{M_R}{M_A} \geq 1.75$$

اکنون M_R و M_A را با لنگرگیری حول نقطه 0 (برای ۱ متر طول از دیوار) محاسبه می‌کنیم:

$$M_A = F_a \times \frac{H}{3} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \times \frac{H}{3} = \frac{1}{2} \times 0.3 \times 17.5 \times 6^2 \times \frac{6}{3} = 189 \text{ KN.m}$$

$$M_R = M_{\text{بتن}} + M_{\text{خاک}}$$

$$= 25 \times \left(6a \times \frac{a}{2} + 4a \times \frac{3}{2}a + 2a \times \frac{5}{2}a \right) + 17.5 \times \left(2a \times \frac{3}{2}a + 4a \times \frac{5}{2}a \right) = 577.5 a^2$$

سبزسازه



اکنون با جایگذاری M_R و M_A در نامساوی فوق، خواهیم داشت:

$$\frac{M_R}{M_A} \geq 1.75 \rightarrow \frac{577.5 a^2}{189} \geq 1.75 \rightarrow a^2 \geq 0.5727 \rightarrow a \geq 0.756m = 756mm$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه



۲۴- برای احداث یک ساختمان مسکونی در منطقه‌ای با مشخصات خاک $C = 20 \text{ kN/m}^3$ و $K_a = 0.30$ و $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ در نظر است گودبرداری قائم به عمق 3 متر از تراز صفر انجام شود. اگر سربار ناشی از مرکز مخابرات مجاور گودبرداری روی خاک مجاور شدت باری برابر 16 kN/m^2 ایجاد کند، در خصوص ارزیابی خطر گود کدام گزینه صحیح است؟ عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدوده ناپایداری دیوار گود برابر 2 متر است.

(۱) گودبرداری مجاز نیست.

(۲) خطر گود بسیار زیاد است.

(۳) خطر گود معمولی است.

(۴) خطر گود زیاد است.

سبزسازه



حل سوال ۲۴:

برای ارزیابی خطر گود باید مطابق بند ۱-۶-۳-۷ صفحه ۳۲ و جدول ۷-۳-۱ صفحه ۳۳ مبحث ۷ اقدام کنیم:

۷-۳-۶-۱ جهت ارزیابی خطر گود لازم است هر سه شرط تعیین شده برای هر دسته در جدول ۷-۳-۱ برقرار باشد. در صورتی که هر سه شرط مذکور به طور همزمان برقرار نباشد، خطر گود با توجه به شرطی که بحرانی است تعیین می شود. در صورت وجود اختلاف در ارزیابی خطر گود در وجوه مختلف آن، بحرانی ترین وجه به عنوان شاخص انتخاب می گردد.

جدول ۷-۳-۱ ارزیابی خطر گود با دیوار قائم

مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدوده ناپایداری دیواره گود	خطر گود
کمتر از ۰/۵	کمتر از ۴ متر	صفر	معمولی
بین ۰/۵ تا ۲	بین ۴ تا ۱۰ متر	بین صفر تا ۶ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۱۰ متر	بیشتر از ۶ متر	بسیار زیاد



شرط اول) عمق گود از تراز صفر برابر $h = 3m$ است. پس طبق این شرط، خطر گود، معمولی است.

شرط دوم) عمق گود از تراز زیر پی ساختمان موجود ۲ متر است. پس طبق این شرط، خطر گود، زیاد است.

شرط سوم) برای این کنترل ابتدا باید h_c را محاسبه کنیم:

سبزسازه



عمق h_c از رابطه ۷-۳-۱ محاسبه می شود.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} \quad (7-3-1)$$

که در آن:

h_c بر حسب متر، عمقی است که از نظر تئوری، به دلیل وجود چسبندگی در خاک، دیواره جدار گودبرداری می تواند بدون استفاده از سیستم نگهدارنده پایدار بماند که به آن عمق بحرانی گودبرداری گفته شده است، c چسبندگی خاک بر حسب کیلوپاسکال، γ وزن مخصوص خاک بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب، k_a ضریب فشار افقی زمین در حالت محرک و q تنش ناشی از سربار کناره گود بر حسب کیلوپاسکال می باشد. مقادیر منفی h_c معادل صفر در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۲ اگر فاصله ساختمان مجاور از لبه گود کمتر از عمق گود باشد، باید تنش حاصل از کل بار

ساختمان (q) در محاسبات پایداری گود در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۳ در صورت حضور آب یا رطوبت قابل توجه، به کاهش h_c با توجه به اثر آب بر خواص خاک در رابطه ۷-۳-۱ توجه شود.



$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma} = \frac{2 \times 20}{19\sqrt{0.3}} - \frac{16}{19} = 3m \rightarrow \frac{h}{h_c} = \frac{3}{3} = 1$$

پس طبق این شرط، خطر گود، زیاد است.

پس تا به اینجای کار، خطر گود زیاد است اما باید به بند ۶-۳-۳-۷ صفحه ۳۳ هم توجه کنیم:

سبزسازه



۶-۳-۷ چنانچه ساختمان موجود در حوزه تأثیر ناپایداری گود دارای یکی از مشخصات در بندهای زیر باشد، خطر گود همواره بسیار زیاد در نظر گرفته می شود.

الف- ساختمان فاقد انسجام و یکپارچگی کافی برای تحمل نشست های افقی و قائم نظیر ساختمان بدون اسکلت یا بدون پی پیوسته بتنی مسلح (پی های نواری و گسترده) یا هرگونه ساختمانی که در آن نشانه آشکار فرسودگی و ضعف در باربری مشاهده گردد.

ب- ساختمان با ارزش فرهنگی و تاریخی

ج- ساختمان با اهمیت بسیار زیاد در استاندارد ۲۸۰۰

د- ساختمان ۸ طبقه یا بیشتر

سبزسازه



مطابق جدول ۱-۶-۱ صفحه ۸ مبحث ششم، مرکز مخابرات جزء ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد می‌باشد:

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

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



پس از آنجا که مرکز مخابرات در مجاورت گود قرار دارد، مطابق بند فوق، خطر گود همواره (صرف نظر از آن سه شرط اصلی) بسیار زیاد در نظر گرفته خواهد شد.

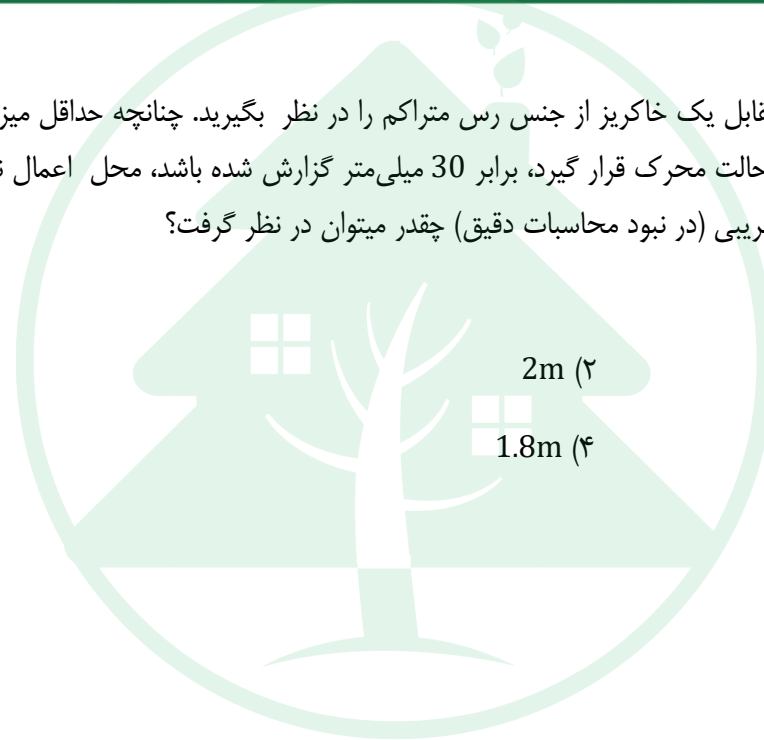
بنابراین گزینه ۲ صحیح است.



سبزسازه



۲۵- یک دیوار نگهدارنده به ارتفاع H در مقابل یک خاکریز از جنس رس متراکم را در نظر بگیرید. چنانچه حداقل میزان لازم حرکت افقی دیوار نسبت به خاک برای آنکه فشار وارده از خاک در حالت محرک قرار گیرد، برابر 30 میلی متر گزارش شده باشد، محل اعمال نقطه اثر اضافه فشار دینامیکی ناشی از زلزله را نسبت به بالای دیوار به طور تقریبی (در نبود محاسبات دقیق) چقدر میتوان در نظر گرفت؟



1m (۱)

1.3 m (۳)

سبزسازه



حل سوال ۲۵:

مطابق جدول ۷-۵-۱ صفحه ۵۶ مبحث ۷:

۷-۵-۵-۲: فشار محرک و مقاوم خاک

در شرایطی که حرکت دیوار نسبت به خاک بزرگتر یا مساوی مقادیر جدول ۷-۱-۵ باشد، میزان فشار وارده از خاک در حالت محرک یا مقاوم می‌باشد. با احتساب تغییر مکان دیوار معادل مقادیر زیر، برای محاسبه فشارهای فوق می‌توان از روابط رانکین یا کولمب استفاده نمود.

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

نوع خاک	$\Delta x / H$	
	محرک	مقاوم
ماسه متراکم	۰/۰۰۱	۰/۰۱
ماسه با تراکم متوسط	۰/۰۰۲	۰/۰۲
ماسه سست	۰/۰۰۴	۰/۰۴
لای متراکم	۰/۰۰۲	۰/۰۲
رس متراکم	۰/۰۱	۰/۰۵
رس نرم	۰/۰۲	۰/۰۶



نسبت حداقل تغییر شکل افقی لازم (Δ_x) به ارتفاع دیوار (H)، برای آنکه دیوار نگهدارنده در خاک رس متراکم در حالت محرک قرار گیرد، برابر با

$$\frac{\Delta_x}{H} = 0.01 \text{ است. بنابراین:}$$

$$\frac{\Delta_x}{H} = \frac{30mm}{H} = 0.01 \rightarrow H = 3000mm = 3m$$

مطابق بند ۱-۴-۲-۵-۷ صفحه ۵۶، نقطه اثر اضافه فشار دینامیکی، بسته به میزان صلبیت دیوار، بین ۰.۴۵ تا ۰.۶ ارتفاع دیوار از پای دیوار است:

۷-۵-۵-۲-۴: فشار حالت محرک و مقاوم در شرایط دینامیکی

۷-۵-۵-۲-۴-۱: در صورت وجود زلزله، فشار جانبی خاک را می‌توان از روش‌های شبه‌استاتیکی مانند

روابط مونونابه- اکابه محاسبه و این مقادیر در محاسبات پایداری و سازه‌ای دیوار منظور شود. همچنین

نقطه اثر اضافه فشار دینامیکی را می‌توان بین ۰/۴۵ تا ۰/۶ ارتفاع دیوار از پای دیوار در نظر گرفت. هر چه

صلبیت دیوار کمتر باشد مقادیر بزرگتری برای نقطه اثر اختیار می‌شود.



بنابراین اگر بخواهیم این محل نقطه اثر را نسبت به بالای دیوار بسنجیم، می‌توان گفت بین ۰.۴ تا ۰.۵۵ ارتفاع دیوار از بالای دیوار خواهد بود:

$$0.4 \times 3 = 1.2m \leq \text{محل اضافه فشار دینامیکی از بالای دیوار} \leq 0.55 \times 3 = 1.65m$$

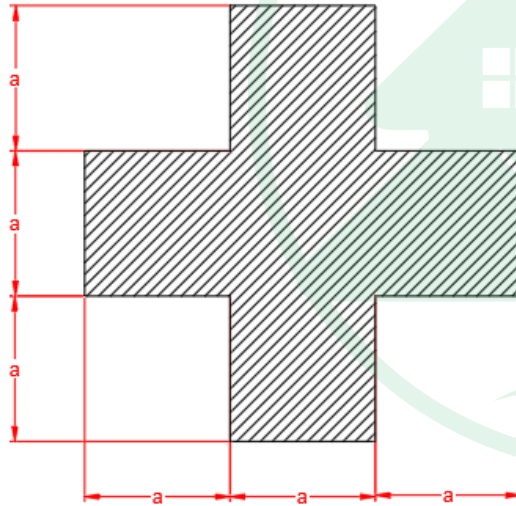
از بین گزینه‌ها تنها ۱.۳ متر در بازه فوق قرار دارد.

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه



۲۶- در طراحی یک ساختمان با مصالح بنایی، از ستون با مصالح بنایی غیرمسلح شکل زیر استفاده شده است. ستون فاقد نازک کاری است. حداکثر ارتفاع آزاد مجاز ستون به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ستون در بالا و پایین و در هر دو امتداد اصلی دارای تکیه‌گاه جانبی است.



(۱) $35a$

(۲) $15a$

(۳) $20a$

(۴) $30a$

سبزسازه



حل سوال ۲۶:

مطابق بند ۸-۳-۴-۵-ب صفحه ۵۱ مبحث ۸ حداکثر نسبت لاغری در ستون‌های غیرمسلح بنایی برابر ۱۵ است:

ب) کنترل نسبت لاغری در ستون

نسبت لاغری در ستون از تقسیم ارتفاع مؤثر ستون بر عرض مؤثر در هر امتداد، هر کدام که بیشتر است، به دست می‌آید. در ستون‌های غیرمسلح، نسبت لاغری نباید از ۱۵ بیشتر باشد. در ستون‌های مسلح، این نسبت به عدد ۲۰ محدود می‌شود. در محاسبات باید حداکثر خروج از مرکزیتی معادل با ۱۰ درصد بعد ستون در هر امتداد در نظر گرفت.

سبزسازه



برای محاسبه لاغری ستون، به ارتفاع مؤثر و عرض مؤثر ستون احتیاج داریم. لذا به بندهای ۸-۳-۴-۲-۱ پ و ۸-۳-۴-۲-۲ مراجعه می کنیم:

پ) ستون

عرض مؤثر ستون مستطیلی در امتداد مورد نظر، برابر با عرض ستون، بدون در نظر گرفتن نازک کاری است. عرض مؤثر برای ستون های غیر مستطیلی، بعد یک ستون مربعی با همان ممان اینرسی، حول محوری می باشد که در ستون واقعی مورد نظر است.

۸-۳-۴-۲-۲ ارتفاع مؤثر

ارتفاع مؤثر دیوار و ستون، برابر با ارتفاع آزادی است که بین تکیه گاه های جانبی بالا و پایین و در امتداد عمود بر محور مورد نظر قرار دارد. برای اعضایی که در بالا و در امتداد عمود بر محور مورد نظر، دارای تکیه گاه نیستند، ارتفاع مؤثر، دو برابر ارتفاع عضو از بالای آن تا تکیه گاه پایین است.

سبزسازه



با توجه به اینکه طبق صورت سؤال، در بالا و پایین ستون، تکیه‌گاه جانبی داریم، پس ارتفاع مؤثر برابر ارتفاع آزاد ستون خواهد بود ($h_e = H$)
از آنجاکه مقطع ستون، غیرمستطیلی است، باید ممان اینرسی آن را حول یکی از محورها محاسبه کرده و مساوی با ممان اینرسی مقطع معادل مربعی قرار دهیم:

$$I_{x \text{ غیرمستطیلی}} = \frac{1}{12} \times 3a \times a^3 + 2 \left(\frac{1}{12} \times a \times a^3 + a^2 \times \left(\frac{a}{2} + \frac{a}{2} \right)^2 \right) = 2.41667a^4$$

$$I_{x \text{ مربعی معادل}} = \frac{1}{12} \times b^4 = 2.41667a^4 \rightarrow b = \sqrt[4]{29} = 2.32a$$

بنابراین:

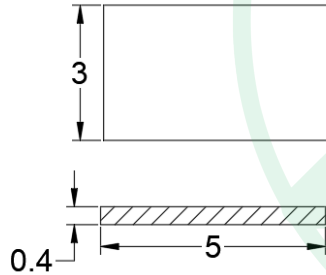
$$\text{حداکثر لاغری ستون غیرمسلح} = \frac{h_e}{b} = \frac{H}{2.32a} \leq 15 \rightarrow H \leq 35a$$

گزینه ۱ پاسخ صحیح است.

سبزسازه



۲۷- برای طراحی یک ساختمان بنایی مسلح از دیوار توپر مسلح به ابعاد $5 \times 3 \times 0.4\text{m}$ استفاده شده است. اگر در این دیوار کل مساحت میلگردهای قائم 3400mm^2 باشد، بدون توجه به مقادیر محاسباتی، حداقل مساحت کل میلگردهای افقی مورد نیاز به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



(۱) 840mm^2

(۲) 2240mm^2

(۳) 1400mm^2

(۴) 600mm^2

سبزسازه



حل سوال ۲۷:

مطابق بند ۸-۴-۶-۹-۲ صفحه ۹۰ مبحث ۸، برای آرماتورهای افقی، باید دو ضابطه را کنترل 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.

$$\text{الف) } A_{S \text{ افقی}} \geq 0.0007 A_{\text{قائم}} = 0.0007 \times 3000 \times 400 = 840 \text{ mm}^2$$

$$\text{ب) } A_{S \text{ افقی}} + A_{S \text{ قائم}} \geq 0.002 A_{\text{عرضی}} = 0.002 \times 5000 \times 400 = 4000 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{S \text{ افقی}} + 3400 \geq 4000 \rightarrow A_{S \text{ افقی}} \geq 600 \text{ mm}^2$$



در نتیجه:

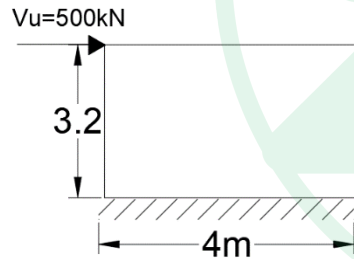
$$A_s \text{ افقی} \geq \max\{840, 600\} = 840 \text{ mm}^2$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبز سازه



۲۸- یک دیوار برشی با مصالح بنایی مسلح با عملکرد کنسولی مطابق شکل زیر تحت بار ضریبدار $V_u = 500 \text{ kN}$ قرار دارد. در صورتی که دیوار از نوع آجر رسی با مقاومت فشاری مشخصه آجر برابر 8 MPa با مالت ماسه سیمان قوی باشد، کمترین ضخامتی که از نقطه نظر طراحی میتوان برای این دیوار جهت تأمین مقاومت برشی بهدست آورد، به کدامیک از موارد زیر نزدیکتر است؟ از آثار بار وزن صرفنظر نموده و عمق مؤثر در راستای برش برابر 2.3 m فرض شود. همچنین مساحت خالص برشی دیوار برابر مساحت کل مقطع فرض شود.



(۱) $t_w = 180 \text{ mm}$

(۲) $t_w = 220 \text{ mm}$

(۳) $t_w = 275 \text{ mm}$

(۴) $t_w = 325 \text{ mm}$

سبzsازه



حل سوال ۲۸:

برای محاسبه حداقل ضخامت جهت تأمین نیروی مقاومت برشی، می‌بایست از حداکثر مقاومت برشی اسمی مجاز مقطع استفاده کرد. مطابق مورد ۱ از بند ۸-۴-۶-۹-۵-۱ صفحه ۹۵، لنگر خمشی طراحی در دیوارهای تک انحناء در پای دیوار محاسبه می‌شود:

۸-۴-۶-۹-۵-۱ طراحی برای خمش و نیروی محوری

طراحی دیوار برای لنگر خمشی و نیروی محوری درون صفحه بر اساس ضوابط زیر انجام می‌شود.
۱- لنگر خمشی حداکثر در دیواری که با یک انحناء تغییر شکل می‌دهد در پای دیوار محاسبه شده و در دیواری که با دو انحناء تغییر شکل می‌دهد می‌توان آن را از حاصل ضرب نیروی برشی ضریب‌دار درون صفحه دیوار در نصف ارتفاع آزاد دیوار محاسبه کرد.

بنابراین:

$$M_u = V_u \times h = 500 \times 3.2 = 1600 \text{ KN.m}$$



اکنون مطابق مورد ۲ از بند ۸-۴-۶-۹-۵، برای محاسبه مقاومت برشی اسمی می‌بایست به بند ۸-۴-۶-۳ مراجعه شود:

۲- مقاومت برشی اسمی باید بر اساس بند ۸-۴-۶-۳ محاسبه شود.

۸-۴-۶-۳ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی (V_n) باید با استفاده از رابطه ۸-۴-۷ و روابط ۸-۴-۸ یا ۸-۴-۹ محاسبه شود.

$$V_n = V_{nm} + V_{ns} \quad (۸-۴-۷)$$

V_n باید محدودیت‌های بندهای (الف) تا (ت) را تامین نماید:

الف- در جایی که $M_u/V_u d_v \leq 0.25$ است:

$$V_n \leq 0.5A_{nv}\sqrt{f'_m} \quad (۸-۴-۸)$$

ب- در جایی که $M_u/V_u d_v \geq 1.0$ است:

$$V_n \leq 0.33A_{nv}\sqrt{f'_m} \quad (۹-۴-۸)$$

پ- حداکثر مقدار V_n ، در شرایطی که نسبت $M_u/V_u d_v$ بین دو مقدار ۰/۲۵ و ۱/۰ باشد، را می‌توان با استفاده از درونیابی خطی بدست آورد.

ت- مقدار $M_u/V_u d_v$ باید به صورت یک عدد مثبت در نظر گرفته شود.



طبق صورت سؤال عمق مؤثر در راستای برش برابر با ۳.۲ متر است ($d_v = 3.2m$). لذا:

$$\frac{M_u}{V_u d_v} = \frac{1600}{500 \times 3.2} = 1 \rightarrow V_{n \max} = 0.33 A_{nv} \sqrt{f'_m}$$

مقدار f'_m با توجه به جدول ۸-۲-۴ صفحه ۴۴ برای دیوار آجر رسی با مقاومت فشاری آجر ۸ مگاپاسکال و ملات ماسه سیمان قوی، برابر با ۳ مگاپاسکال می‌باشد. همچنین ضریب کاهش مقاومت در برش طبق جدول ۸-۴-۲ صفحه ۸۲ برابر با $\phi = 0.8$ است:

جدول ۸-۴-۲ ضرایب کاهش مقاومت

عضو	شرایط	ضریب کاهش مقاومت
پیچ مهاری	جاری شدن فولاد پیچ مهاری	۰/۹
	سایر شکست‌ها	۰/۵
اعضای بنایی مسلح	لهیدگی	۰/۶
اعضای بنایی مسلح	خمش، نیروی محوری یا ترکیب خمش و نیروی محوری	۰/۹
اعضای بنایی مسلح	برش	۰/۸



جدول ۸-۲-۴ مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f_m ، بر حسب مقاومت فشاری آجر رسی

مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f_m (MPa)		مقاومت فشاری مشخصه آجر (MPa)
ملات ماسه-سیمان نوع متوسط	ملات ماسه-سیمان نوع خیلی قوی یا قوی	
۳/۰	۳/۵	≥ 10
۲/۸	۳/۴	۹
۲/۵	۳/۰	۸
۲/۳	۲/۸	۷
۲/۰	۲/۴	۶
۱/۷	۲/۰	۵
۱/۴	۱/۸	۴
۱/۰	۱/۴	۳

حال با استفاده از رابطه طراحی در برابر برش، می‌توانیم حداقل ضخامت دیوار را محاسبه نماییم. طبق صورت سؤال، مساحت خالص برشی دیوار (A_{nv}) را می‌توانیم برابر با مساحت کل مقطع دیوار در نظر بگیریم:

$$V_u \leq \phi V_n = \phi V_{n \max} = 0.8 \times 0.33 A_{nv} \sqrt{f'_m}$$



$$500 \times 10^3 \leq 0.8 \times 0.33 \times 4000 \times t_w \times \sqrt{3} \rightarrow t_w \geq 273mm$$

بنابراین گزینه ۳ پاسخ صحیح است.

سبزسازه



۲۹- در ساختمان بنایی مسلح برای دیوار دو سر گیردار به ارتفاع طبقه 3 متر و با فرض زمان تناوب طبیعی ساختمان 0.7 ثانیه، حداکثر تغییر مکان نسبی مجاز هر طبقه ناشی از بار جانبی چقدر است؟

(۱) 16.80 میلی متر

(۲) 21.00 میلی متر

(۳) 24.80 میلی متر

(۴) 30.40 میلی متر

سبزسازه



حل سوال ۲۹:

مطابق بند ۸-۴-۲-۸-۲ صفحه ۶۷ مبحث ۸:

۸-۴-۲-۸ تغییر مکان نسبی مجاز طبقه

تغییر مکان نسبی مجاز هر طبقه ناشی از بارهای جانبی (Δ_a) برای دیوارهای طره و دوسر گیردار، به ترتیب $0.01h_s$ و $0.007h_s$ می باشد. اگر دوره تناوب طبیعی ساختمان برابر یا بیشتر از 0.7 ثانیه باشد، تغییر مکان نسبی مجاز باید 20% درصد کمتر از مقادیر داده شده در این بند در نظر گرفته شود.

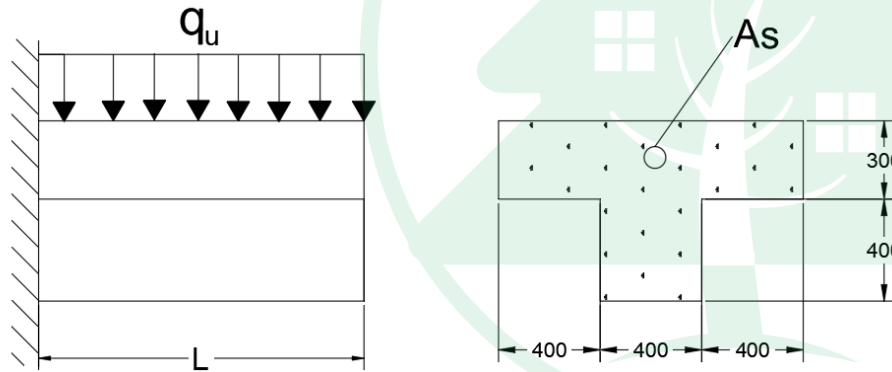
با توجه به اینکه دیوار دوسرگیردار بوده و زمان تناوب آن 0.7 ثانیه است، حداکثر تغییر مکان نسبی مجاز دیوار ناشی از بارهای جانبی برابر است با:

$$\Delta_a = 0.8 \times 0.007h_s = 0.8 \times 0.007 \times 3000 = 16.8mm$$

بنابراین گزینه ۱ پاسخ صحیح است.



۳۰- فرض کنید در تیر بتنی طرحی شکل زیر مقدار سطح مقطع آرماتورهای طولی مورد نیاز محاسباتی برابر به دست آمده است. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی که باید در بال مقطع تأمین شود (A_s) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ بتن معمولی و از رده C25، آرماتورها از رده S340 و عمق مؤثر مقطع 620mm است. ابعاد در شکل به میلی متر است.



۱) $21 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۲) $19 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۳) $9 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۴) $12 \times 10^2 \text{ mm}^2$

سبزسازه



حل سوال ۳۰:

طبق بند ۹-۱۱-۵-۱ در صفحه ۲۰۰ مبحث ۹:

۹-۱۱-۵-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی

۹-۱۱-۵-۱-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ ، باید در تمامی مقاطع عضو خمشی که نیاز به میلگرد کششی باشد، تأمین گردد.

۹-۱۱-۵-۱-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کم‌تر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۳ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

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

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

۹-۱۱-۵-۳ اگر سطح مقطع آرماتورهای طولی تأمین شده در وجه کششی، حداقل به اندازه‌ی یک سوم بیش‌تر از مقدار مورد نیاز بر اساس محاسبه باشد، نیازی به کنترل ضوابط بندهای ۹-۱۱-۵-۱ و ۹-۱۱-۵-۲ نمی‌باشد.



با توجه به طره بودن تیر و بارگذاری انجام شده، تیر تحت لنگر منفی است و بال مقطع تحت کشش قرار دارد در نتیجه ابتدا باید بنا بر بند فوق b را برای استفاده در روابط تعیین کنیم:

$$b = \min \begin{cases} b_f = 1200 \\ 2b_w = 2 \times 400 = 800 \end{cases} = 800 \text{ mm}$$

در ادامه با توجه به این که در صورت سوال مقدار آرما تور محاسباتی داده شده است، حداقل مساحت آرما توری که باید در بال مقطع تامین شود را از رابطه زیر تعیین می کنیم:

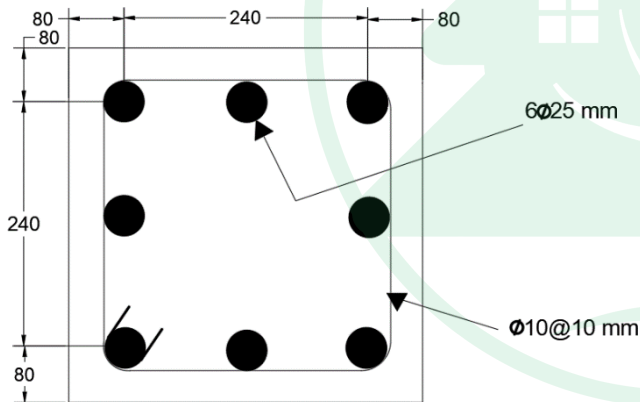
$$A_s = \min \begin{cases} 1.33A_s = 1.33 \times 900 = 1200 \\ \max \begin{cases} 0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} bd = 0.25 \times \frac{\sqrt{25}}{340} \times 800 \times 620 = 1823.53 \\ \frac{1.4}{f_y} bd = \frac{1.4}{340} \times 800 \times 620 = 2042.36 \end{cases} \end{cases} = 1200 \text{ mm}^2$$

نکته: در صورتی که سوال در شکل پذیری زیاد مطرح می شد، کنترل $1.33A_s$ نباید انجام می شد و پاسخ ماکسیمم دو فرمول ۹-۱۱-۱-الف و ب بود.

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.



۳۱- فرض کنید مقطع شکل زیر مربوط به یک تیر بتنی بوده که فاقد نیروی محوری است. حداکثر مقدار لنگر ضریبدار پیچ شی وارد بر مقطع برای آنکه در مقطع نیازی به تأمین آرماتور حداقل پیچشی نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ بتن معمولی و از رده C30 و آرماتور ها از رده S340 بوده و پیچش از نوع همسازی فرض شود. ابعاد در شکل به میلی متر است.



(۱) 7.27 kN.m

(۲) 5.46 kN.m

(۳) 21.69 kN.m

(۴) 28.92 kN.m

سبزسازه



حل سوال ۳۱:

طبق بند ۹-۱۱-۵-۳-۱ در صفحه ۲۰۲ و بند ۹-۸-۶-۲-۱ در صفحه ۱۳۴ مبحث ۹:

۹-۱۱-۵-۳-۱ حداقل آرماتور پیچشی در تمامی مناطقی که $T_u \geq \phi T_{th}$ است، باید تأمین شود.

۹-۸-۶-۲-۱ پیچش آستانه، T_{th} ، برای مقاطع توپر بر اساس رابطه‌های (۲۸-۸-۹) محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار مثبت، و برای کشش منفی در نظر گرفته می‌شود. پیچش T_{th} برای مقاطع تو خالی نیز بر اساس رابطه‌های (۲۸-۸-۹) محاسبه می‌شود؛ با این تفاوت که به جای متغیر A_{cp} ، از A_g (سطح مقطع ناخالص بدون در نظر گرفتن سطح حفره‌ها) استفاده می‌شود. متغیرهای A_{cp} و p_{cp} به ترتیب مساحت محصور و محیط بیرونی‌ترین خطوط در برگیرنده‌ی مقطع می‌باشند.

- بدون حضور نیروی محوری:

$$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (الف-۲۸-۸-۹)$$

- در صورت وجود نیروی محوری:

$$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}} \quad (ب-۲۸-۸-۹)$$



از بند ۹-۱۱-۵-۳-۱ نتیجه می گیریم، در مناطقی که $T_u < \phi T_{th}$ باشد، نیازی به تامین حداقل آرما تور پیچشی نیست و به عبارت دیگر هدف سوال محاسبه ϕT_{th} است:

برای محاسبه پیچش آستانه نیاز به محاسبه دو پارامتر P_{cp} که محیط خارجی عضو است و A_{cp} که مساحت محصور به این محیط خارجی است، داریم:

$$P_{cp} = 4 \times (240 + 2 \times 80) = 1600 \text{ mm}$$

$$A_{cp} = (240 + 2 \times 80)^2 = 1.6 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

و در نهایت ϕT_{th} را محاسبه می کنیم:

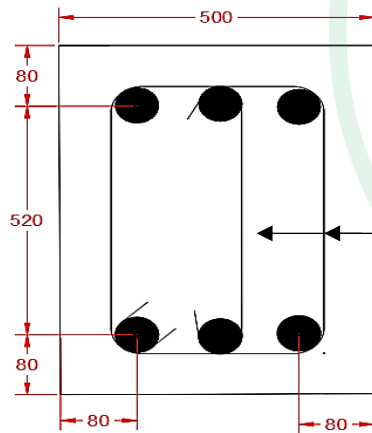
$$\begin{aligned} \phi T_{th} &= \phi \times 0.083 \lambda \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 0.75 \times 0.083 \times 1 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{(1.6 \times 10^5)^2}{1600} \right) \\ &= 5455316.673 \text{ N.mm} = 5.46 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



۳۲- فرض کنید در مقطع بتنی شکل زیر (مربوط به یک قاب با شکل پذیری کم) آرماتورهای پیچشی لازم بوده و براساس محاسبات $\frac{A_s}{S} = 0.55 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$ و $\frac{A_s}{S} = 0.55 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$ آمده‌اند. اگر برای این مقطع مطابق شکل از آرماتورهای عرضی به قطر 10mm با فواصل یکسان استفاده شود، حداکثر فاصله مجاز این آرماتورهای عرضی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از رده C30 و آرماتورها از رده S340 است. ابعاد در شکل به میلی‌متر است.



$\varnothing 10 @ S = ?$

۱) 125 mm

۲) 150 mm

۳) 200 mm

۴) 100 mm

سبزسازه



حل سوال ۳۲:

طبق بند ۲-۳-۵-۱۱-۹ در صفحه ۲۰۲ و بند ۳-۲-۵-۱۱-۹ در صفحه ۲۰۱ و بند ۳-۵-۶-۱۱-۹ در صفحه ۲۰۷ مبحث ۹:

۲-۳-۵-۱۱-۹ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل سطح مقطع آرماتور عرضی به صورت خاموت برشی و پیچشی بسته، $(A_v + 2A_t)_{\min} / S$ ، برابر با بیشترین مقدار (الف) و (ب) که در بند ۳-۲-۵-۱۱-۹ برای برش ذکر شد، در نظر گرفته می شود.

۳-۲-۵-۱۱-۹ اگر آرماتورهای برشی مورد نیاز باشند و بتوان از اثرات پیچشی صرف نظر نمود، حداقل آرماتور برشی در فاصله S ، یعنی $A_{v, \min} / S$ نباید از بزرگترین مقادیر زیر کمتر باشد:

$$0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (الف-۲-۱۱-۹)$$

$$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (ب-۲-۱۱-۹)$$



۳-۵-۶-۱۱-۹ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \leq 0.33\sqrt{f_c}b_wd$ باشد، حداکثر فاصله‌ی افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار d و ۶۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد. اگر $V_s > 0.33\sqrt{f_c}b_wd$ باشد، حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

ابتدا از شرط کفایت آرماتورهای موجود برای مقادیر محاسباتی فاصله حداکثر آرماتورهای عرضی را تعیین می‌کنیم:

با توجه به این که سه ساق آرماتور عرضی موجود تامین‌کننده مجموع آرماتور برشی و آرماتور پیچشی هستند و برای پیچش، طبق تعریف A_t کل نیاز محاسباتی را باید یک ساق خاموت بسته بیرونی تامین کند و در نتیجه دو ساق بیرونی شامل دو برابر نیاز محاسباتی برای پیچش خواهد بود.

در نتیجه کنترل در دو مرحله به صورت زیر انجام می‌شود:

سبزسازه



مرحله اول:

$$\left(\frac{A_{v+t}}{s}\right)_{\text{موجود}} \geq \frac{A_v}{s} + 2 \times \frac{A_t}{s} \rightarrow \frac{3 \times \pi \times \frac{10^2}{4}}{s} \geq 0.55 + 2 \times 0.3 \rightarrow s \leq 204.88 \text{ mm}$$

مرحله دوم (کنترل مساحت ساق‌های بیرونی برای پیچش):

$$\frac{2 \times \pi \times \frac{10^2}{4}}{s} \geq 2 \times \frac{A_t}{s} \rightarrow \frac{2 \times \pi \times \frac{10^2}{4}}{s} \geq 2 \times 0.3 \rightarrow s \leq 261.8 \text{ mm}$$

در مرحله بعد از کنترل حداقل آرماتور عرضی، فاصله حداکثر آرماتورهای عرضی را تعیین می‌کنیم:

$$\left(\frac{A_{v+t}}{s}\right)_{\text{موجود}} \geq \left(\frac{A_v + 2A_t}{s}\right)_{\min} \rightarrow \frac{2 \times \pi \times \frac{10^2}{4}}{s} \geq \max \begin{cases} 0.062 \sqrt{f_c} \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.062 \times \sqrt{30} \times \frac{500}{340} = 0.499 \\ 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.35 \times \frac{500}{340} = 0.5147 \end{cases}$$

$$\rightarrow s \leq 305 \text{ mm}$$

سبزسازه



در مرحله بعد حداکثر فاصله آرماتور برشی را طبق بند ۹-۱۱-۶-۵-۳ کنترل می کنیم:

به این منظور ابتدا مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی را با توجه به $\frac{A_v}{s}$ داده شده، محاسبه می کنیم و مقدار آن را با حد داده شده در این بند مقایسه می کنیم:

$$V_s = \frac{A_v}{s} \times f_{yt} \times d = 0.55 \times 340 \times 600 = 112200 \text{ N} \leq 0.33 \sqrt{f_c} b_w d = 0.33 \times \sqrt{30} \times 500 \times 600 = 542245 \text{ N}$$

$$\rightarrow s \leq \min \left\{ \frac{d}{2} = \frac{600}{2} = 300, 600 \right\} = 300 \text{ mm}$$

در نتیجه پاسخ مینیمم فواصل بدست آمده در بالا خواهد بود:

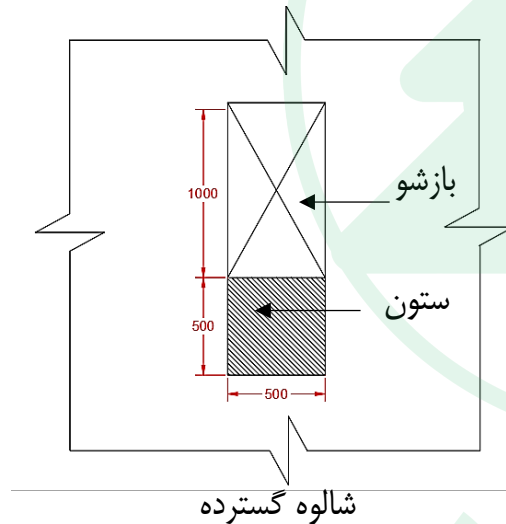
$$\rightarrow S_{max} = \min\{204.88, 261.8, 305, 300\} = 204.88 \text{ mm}$$

نکته: با توجه به این که قطر آرماتور طولی داده نشده است، بند ۹-۱۱-۶-۵-۸ در مورد فاصله حداکثر آرماتورهای پیچشی کنترل نشد.

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.



۳۳- مطابق شکل زیر یک شالوده بتنی گسترده به عمق مؤثر 0.1 متر مفروض است که در آن از آرماتور برشی استفاده نشده است. حداکثر مقاومت برشی دوطرفه اسمی متناظر با بتن شالوده (VC) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ بتن شالوده از نوع معمولی و از رده C25 است. همچنین ستون بتنی، میانی فرض شود. ابعاد در شکل به میلیمتر است. فرض کنید ستون تحت اثر نیروی محوری فشاری خالص بوده و توزیع تنش برشی در مقطع بحرانی یکنواخت است.



(۱) 5735 KN

(۲) 7425 KN

(۳) 2868 KN

(۴) 8864 KN



حل سوال ۳۳:

طبق بند ۱-۳-۵-۸-۹ در صفحه ۱۲۷ و بند ۴-۲-۵-۸-۹ در صفحه ۱۲۶ و بند ۲-۵-۲-۱۵-۹ در صفحه ۲۵۳ مبحث ۹:

۱-۳-۵-۸-۹ مقاومت برشی بتن برای اعضای دو طرفه‌ای که در آن‌ها از آرماتور برشی استفاده نشده باشد، کمترین مقداری است که از سه رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$v_c = 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (الف - ۲۰ - ۸ - ۹)$$

$$v_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (ب - ۲۰ - ۸ - ۹)$$

$$v_c = 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (پ - ۲۰ - ۸ - ۹)$$

در رابطه‌های فوق، β نسبت وجه بزرگ به وجه کوچک مقطع ستون است. همچنین مقدار α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود. به علاوه λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۱۴-۸-۹) تعیین می‌شود.



۹-۸-۵-۲-۴ اگر یک بازشو در فاصله‌ی کمتر از $4h$ از محیط یک ستون، بار متمرکز یا سطح تکیه‌گاهی قرار گیرد، بخشی از b_0 که با خطوط مستقیم ترسیم شده از مرکز ستون، بار متمرکز و یا سطح تکیه‌گاهی و مماس به محدوده‌ی بازشو محصور می‌گردد، در نظر گرفته نمی‌شود (شکل ۹-۸-۱).

۹-۱۵-۲-۵-۲ در طراحی شالوده‌های سطحی می‌توان از ضریب تاثیر عمق برای مقاومت برشی یک طرفه و مقاومت برشی دو طرفه صرف نظر نمود.

با توجه به این که از آرما تور برشی استفاده نشده است، برای تعیین V_c باید از بند ۹-۸-۵-۳-۱ استفاده کنیم و برای محاسبه روابط این بند نیاز به تعیین پارامترهای λ_s ، β ، α_s و b_0 داریم در نتیجه ابتدا این پارامترها را محاسبه می‌کنیم:

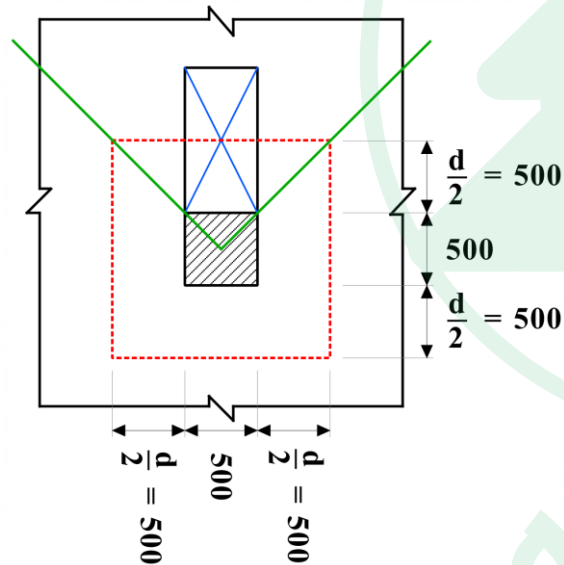
طبق بند ۹-۱۵-۲-۵-۲ مقدار λ_s برابر با یک خواهد بود.

ستون مربعی است در نتیجه $\beta = 1$

ستون میانی است در نتیجه $\alpha_s = 40$



برای تعیین b_0 باید از بند ۹-۸-۵-۲-۴ استفاده کنیم، به این منظور از مرکز ستون دو مماس به محدوده باز شو رسم می کنیم، نواحی از محیط بحرانی که به فاصله $\frac{d}{2}$ از بر ستون رسم شده است و بین این دو مماس قرار می گیرد در محاسبه b_0 لحاظ نمی شود:



سبزسازه



$$\rightarrow b_0 = 3 \times \left(500 + 2 \times \frac{d}{2} \right) = 3 \times \left(500 + 2 \times \frac{1000}{2} \right) = 4500 \text{ mm}$$

در مرحله بعد با داشتن پارامترهای فوق مقدار V_c قابل محاسبه خواهد بود:

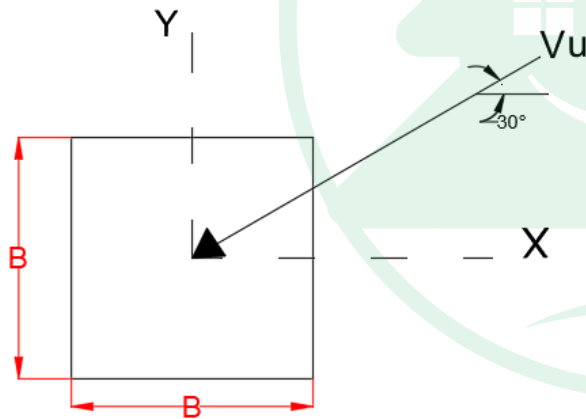
$$V_c = \min \begin{cases} 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c} b_0 d \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c} b_0 d \\ 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c} b_0 d \end{cases}$$

$$\rightarrow V_c = \min \begin{cases} 0.33 \times 1 \times 1 \times \sqrt{25} \times 4500 \times 1000 \times 10^{-3} = 7425 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times 1 \times 1 \times \sqrt{25} \times 4500 \times 1000 \times 10^{-3} = 11475 \\ 0.083 \left(2 + \frac{40 \times 1000}{4500} \right) \times 1 \times 1 \times \sqrt{25} \times 4500 \times 1000 \times 10^{-3} = 20335 \end{cases} = 7425 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.



۳۴- فرض کنید مقاومت برشی یک طرفه اسمی یک مقطع بتنی مربعی شکل، در راستای دو محور متعامد X و Y یکسان و برابر 400kN است. این مقطع در امتداد 30° درجه نسبت به افق تحت اثر نیروی برشی ضریبدار V_u قرار دارد. حداکثر مقدار V_u برای آنکه بتوان از تأثیر متقابل نیروهای برشی در دو محور متعامد X و Y صرف نظر نمود. به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



(۱) 300 kN

(۲) 329 kN

(۳) 173 kN

(۴) 346 kN

سبزسازه



حل سوال ۳۴:

طبق بند ۹-۸-۴-۱-۷ در صفحه ۱۱۷ مبحث ۹:

۹-۸-۴-۱-۷ در صورت تامین یکی از شرایط زیر، از تاثیر متقابل نیروهای برشی که در راستای دو محور متعامد X و Y اثر می کنند، می توان صرف نظر نمود.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} \leq 0.5 \quad (۹-۸-۱۰-الف)$$

$$\frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 0.5 \quad (۹-۸-۱۰-ب)$$

با توجه به این که تامین یکی از شروط فوق برای صرف نظر کردن از تاثیر متقابل نیروهای برشی دو راستا کافی است، باید از هر کدام از روابط یک حداکثر برای مقدار V_u محاسبه کنیم و ماکسیمم دو مورد جواب سوال خواهد بود (اگر بند فوق برقراری هر دو رابطه به صورت همزمان را شرط صرف نظر از تاثیر متقابل نیروهای برشی دو راستا اعلام می کرد باید بین دو مقدار مینیمم گرفته می شد):



برای استفاده از روابط فوق باید $V_{u.x}$ و $V_{u.y}$ را داشته باشیم در نتیجه ابتدا تصویر نیروی برشی وارده را بر محورهای x و y بدست می آوریم:

$$V_{u.x} = V_u \times \cos 30 = \frac{\sqrt{3}}{2} \times V_u$$

$$V_{u.y} = V_u \times \sin 30 = \frac{1}{2} \times V_u$$

در مرحله بعد دو رابطه را کنترل می کنیم:

$$\frac{V_{u.x}}{\phi V_{n.x}} \leq 0.5 \rightarrow \frac{\frac{\sqrt{3}}{2} \times V_u}{0.75 \times 400} \leq 0.5 \rightarrow V_u \leq 173.2 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{u.y}}{\phi V_{n.y}} \leq 0.5 \rightarrow \frac{\frac{1}{2} \times V_u}{0.75 \times 400} \leq 0.5 \rightarrow V_u \leq 300 \text{ kN}$$

در نتیجه پاسخ سوال ۳۰۰ کیلونیوتن است.

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه



۳۵- در دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری زیاد (ویژه)، حداکثر نیروی برشی ضریب‌دار یک تیر همبند در دیوارهای همبسته که با آرماتورهای قطری مسلح می‌شوند، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید محدودیتی برای تأمین هر میزان از مساحت هر گروه از آرماتورهای قطری وجود ندارد. مقطع تیر همبند 500×500 بوده، بتن معمولی و از رده C30 و آرماتورها از رده S400 است.

۱۴۴ kN (۲)

۹۶۶ kN (۱)

۸۵۲ kN (۴)

۱۱۳۷ kN (۳)

سبز سازه



حل سوال ۳۵:

طبق بند ۹-۲۰-۷-۵-۴ در صفحه ۳۸۹ و بند ۹-۷-۴-۵-ت در صفحه ۱۱۰ مبحث ۹:

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

الف- V_n از رابطه‌ی زیر محاسبه گردد:

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

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.

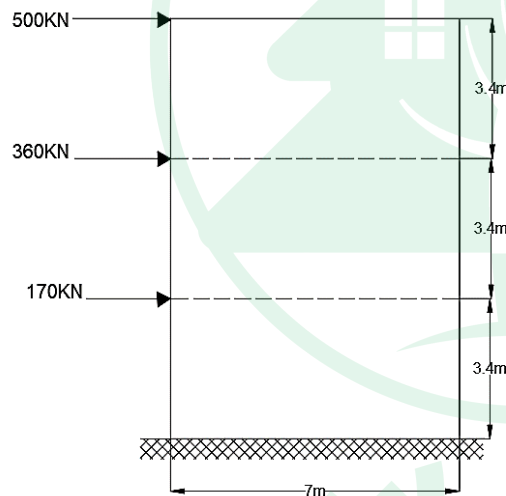
با توجه به این که در تامین مساحت آرماتور محدودیتی وجود ندارد، مقدار V_n برابر با حد بالای معرفی شده در بند ۹-۲۰-۷-۵-۴-الف خواهد بود در نتیجه:

$$V_u \leq \phi V_n = \phi \times 0.83\sqrt{f_c'}A_{cw} = 0.85 \times 0.83 \times \sqrt{30} \times (500 \times 500) = 966045 \text{ N} = 966 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



۳۶- یک دیوار بتنی با شکل‌پذیری زیاد از یک ساختمان سه طبقه مطابق شکل زیر تحت بارگذاری زلزله قرار دارد. در صورتی که ضخامت دیوار 300mm و آرماتورهای افقی دیوار حداقل باشد، کوچکترین نسبت نیرو به مقاومت برشی $\frac{V_u}{\Phi V_n}$ در طبقه اول به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از رده C25 و آرماتور از نوع S340 است. فرض کنید مقاومت برشی اسمی دیوار کمتر از برش متناظر با توسعه مقاومت خمشی اسمی آن است.



(۱) 1.17

(۲) 0.31

(۳) 0.39

(۴) 0.94



حل سوال ۳۶:

طبق بند ۱-۳-۷-۲۰-۹ در صفحه ۳۸۰ و بند ۱-۱-۹-۷-۲۰-۹ در صفحه ۳۹۵ و بند ۲-۹-۷-۲۰-۹ در صفحه ۳۹۶ و بند ۵-۴-۷-۹-۹ الف در صفحه ۱۰۹ مبحث ۹:

۱-۳-۷-۲۰-۹ در دیوارهای سازه‌ای نسبت سطح مقطع آرماتور به کل مقطع دیوار در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۰۲۵ باشد؛ مگر آن که نیروی برشی طرح دیوار، V_u ، از $0.083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$ تجاوز نکند. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز افقی در دیوار، ρ_t ، باید ضوابط بند ۶-۱۳-۹ رعایت شوند.

سبزسازه



۱-۱-۹-۷-۲۰-۹ نیروی برشی طرح V_e مطابق زیر محاسبه می‌شود:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (۱۸-۲۰-۹)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی است که از تحلیل سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به دست می‌آید. Ω_v ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس جدول ۴-۲۰-۹ تعیین می‌شود.

جدول ۴-۲۰-۹ ضریب اضافه مقاومت Ω_v در مقطع بحرانی

Ω_v	هندسه‌ی دیوار
بیش‌ترین مقدار M_{pr}/M_u و ۱.۵۰ در ترکیب باری که بزرگ‌ترین Ω_v را حاصل نماید.	$h_{wcs}/l_w > 1.50$
۱.۰	$h_{wcs}/l_w \leq 1.50$



در صورتی که $h_{wcs}/l_w < 2$ باشد، مقدار ω_v را می‌توان برابر ۱/۰ فرض نمود. در غیر این

صورت ω_v از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad \text{اگر } n_s \leq 6 \text{ باشد:}$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.80 \quad \text{اگر } n_s > 6 \text{ باشد:}$$

سبزسازه



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

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

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

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

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

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

سبزسازه



۹-۷-۴-۵ در تعیین ضریب کاهش مقاومت برای طراحی در مقابل برش، برای سازه‌هایی که با عملکرد قاب خمشی ویژه، دیوار سازه‌ای ویژه، و یا دیوار سازه‌ای متوسط پیش ساخته در مناطق لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد، در مقابل تأثیرات زلزله، E ، مقاومت می‌کنند، باید موارد زیر را رعایت نمود:

الف- در هر عضو طراحی شده جهت مقاومت در مقابل E ، اگر مقاومت برشی اسمی عضو کمتر از برش متناظر با توسعه‌ی مقاومت خمشی اسمی عضو باشد، ضریب کاهش مقاومت در برش $\phi = 0.60$ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت خمشی اسمی مورد اشاره باید مقدار حداکثر محاسبه شده با منظور کردن بارهای محوری با ضریب از آن ترکیب‌های بارگذاری که شامل E است، در نظر گرفته شود.

سبزسازه



برای محاسبه نسبت $\frac{V_u}{\phi V_n}$ باید مقدار V_u و V_n را محاسبه کنیم:

برای محاسبه V_u طبق بند ۹-۲۰-۷-۹-۱ باید پارامترهای Ω_v و ω_v را تعیین کنیم:

$$\frac{h_{wcs}}{l_w} = \frac{3 \times 3.4}{7} = 1.457 \rightarrow \begin{cases} \frac{h_{wcs}}{l_w} \leq 1.5 \rightarrow \Omega_v = 1 \\ \frac{h_{wcs}}{l_w} < 2 \rightarrow \omega_v = 1 \end{cases}$$

در نتیجه:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u = 1 \times 1 \times V_u = V_u = (500 + 360 + 170) = 1030 \text{ kN}$$

برای محاسبه V_n نیاز به پارامترهای ρ_t و α_c داریم:

طبق بند ۹-۲۰-۷-۳-۱:

$$V_u = 1030 \text{ kN} > 0.083 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c} = 0.083 \times (7000 \times 300) \times 1 \times \sqrt{25} \times 10^{-3} = 871.5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \rho_t = 0.0025$$



طبق بند ۹-۲۰-۷-۹-۲:

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{3 \times 3.4}{7} = 1.457 \rightarrow \alpha_c = 0.25$$

در نتیجه:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f_c} + \rho_t f_y) = (7000 \times 300) \times (0.25 \times 1 \times \sqrt{25} + 0.0025 \times 340) \times 10^{-3}$$

$$\rightarrow V_n = 4410 \text{ kN}$$

طبق صورت سوال دیوار با شکل پذیری زیاد است و مقاومت برشی اسمی دیوار کمتر از برش متناظر با توسعه مقاومت خمشی اسمی آن است در نتیجه طبق بند ۹-۷-۴-۵-الف ضریب کاهش مقاومت برابر با 0.6 خواهد بود.

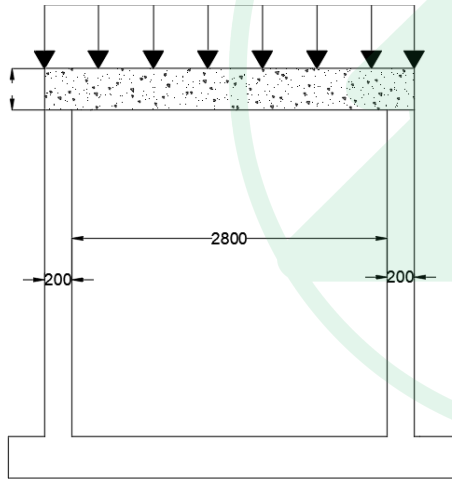
در نتیجه:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{1030}{0.6 \times 4410} = 0.39$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.



۳۷- مقطع یک کانال بتنی مدفون در خاک با سقف دال با بار گسترده یکنواخت ضریبدار برابر 50kN/m^2 (با احتساب وزن دال بتنی) که با اتصال ساده بر روی دیوار قرار دارد، مطابق شکل زیر است. حداقل ضخامت دال برای آنکه به آرماتور عرضی برشی نیاز نباشد به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ نوع بتن معمولی و از رده C25، مقدار درصد آرماتور خمشی 0.0018 و پوشش بتن از مرکز آرماتورهای خمشی دال برابر 50mm فرض شود. اندازه‌ها روی شکل به میلی‌متر است.



$$h_s = 300\text{mm} \quad (۱)$$

$$h_s = 200\text{mm} \quad (۲)$$

$$h_s = 150\text{mm} \quad (۳)$$

$$h_s = 200\text{mm} \quad (۴)$$

سبزسازه



حل سوال ۳۷:

طبق بندهای ۱-۲-۶-۹-۹ در صفحه ۱۴۸ و ۳-۲-۴-۹-۹ در صفحه ۱۴۷ و بندهای ۲-۴-۸-۹ و ۴-۴-۸-۹ و ۵-۴-۴-۸-۹ در صفحه ۱۲۰ مبحث ۹:

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

۳-۲-۴-۹-۹ در صورت برقراری شرایط زیر، مقطع بحرانی در برش در فاصله d از تکیه‌گاه بوده، و می‌توان طراحی در برش را در فاصله بین تکیه‌گاه تا مقطع بحرانی، بر اساس برش در مقطع بحرانی انجام داد:

الف- نیروی عکس العمل تکیه‌گاهی در جهت برش اعمالی، موجب اعمال فشار به ناحیه‌ی انتهایی دال شود.

ب- بارها در سطح فوقانی یا نزدیک به سطح فوقانی دال اعمال گردد.

پ- بار متمرکزی در فاصله‌ی تکیه‌گاه تا مقطع بحرانی وجود نداشته باشد.



۹-۸-۴-۴-۲ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد،
از رابطه‌ی (۹-۸-۱۳) تعیین می‌شود.

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

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

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

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

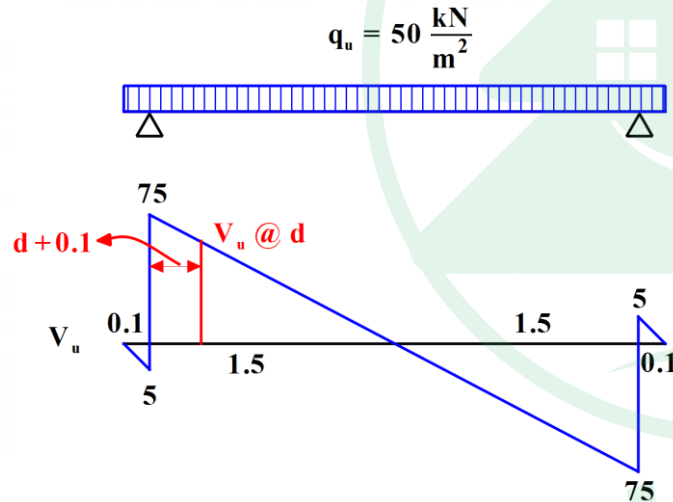
$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + d/250}} \leq 1.0 \quad (9-8-14)$$

سبزسازه



طبق بند ۹-۴-۳ و با توجه به برقراری هر ۳ شرط مقطع بحرانی در برش در فاصله d از بر تکیه گاه خواهد بود، از طرفی بند ۹-۶-۱-۲ شرط عدم نیاز به آرماتور برشی حداقل را کوچکتر مساوی بودن برش وارده نسبت به ϕV_c اعلام می کند، در نتیجه برای حل این سوال باید برش در مقطع بحرانی را بر حسب ضخامت دال بدست آوریم و مقدار آن را برابر با ϕV_c قرار دهیم:

برش در مقطع بحرانی با نوشتن تشابه روی نمودار برش برابر است با:



$$\frac{75 \times 10^3}{1500} = \frac{V_u @ d}{1500 - (d + 100)} \rightarrow V_u @ d = 50 \times (1400 - d)$$

با توجه به گزینه‌های سوال قطعا d از ۲۵۰ میلی‌متر کوچکتر خواهد بود و مقدار λ_s برابر یک خواهد بود در نتیجه برای عرض یک متر $V_u @ d$ را برابر با برش مقاوم بتن قرار می‌دهیم:

$$\phi V_c = \min \left\{ \begin{aligned} \phi \times \left(0.66 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d &= \phi \times \left(0.66 \times 1 \times 1 \times (0.0018)^{\frac{1}{3}} \sqrt{25} \right) \times 10^3 d \\ \phi \times 0.42 \lambda \sqrt{f_c} b_w d &= 0.42 \times 1 \times \sqrt{25} \times 10^3 d \end{aligned} \right.$$

$$\rightarrow \phi V_c = \min \left\{ \begin{aligned} \phi \times 401.425 d \\ \phi \times 2100 d \end{aligned} \right. = \phi \times 401.425 d$$

$$V_u @ d = \phi V_c \rightarrow 50 \times (1400 - d) = \phi \times 401.425 d \rightarrow d = 199.4 \text{ mm}$$

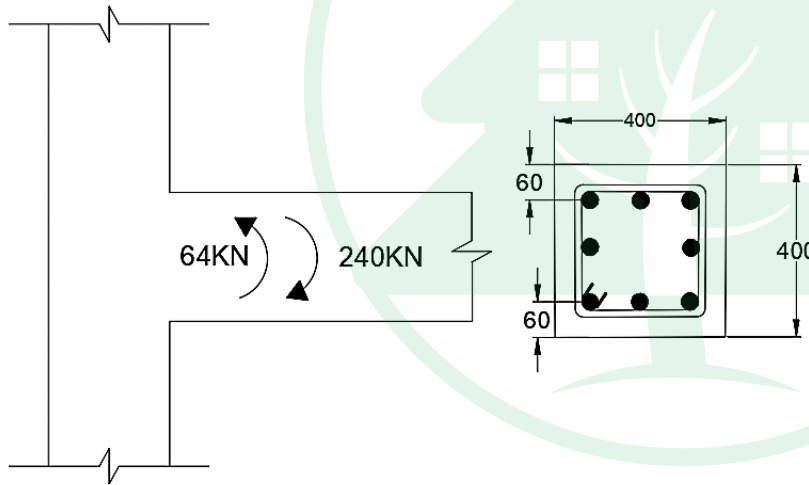
طبق صورت سوال پوشش بتن از مرکز آرماتورهای خمشی برابر است با ۵۰ میلی‌متر، در نتیجه:

$$h_s = d + 50 = 249.4 \text{ mm}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.



۳۸- در یک تیر بتنی از سازه با سیستم قاب خمشی با شکل پذیری متوسط حداکثر لنگرهای حاصل از تحلیل تحت ترکیب بارهای با ضریب در بر ستون برابر -240kN.m و $+64\text{kN.m}$ مطابق شکل به دست آمده است. بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورهای فشاری و براساس همین اطلاعات، مساحت آرماتورهای پایین تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از رده C25 و آرماتور از نوع S340 است. ابعاد در شکل به میلی متر است.



$$A_{S\text{ bot}} = 640\text{mm}^2 \text{ (۱)}$$

$$A_{S\text{ bot}} = 810\text{mm}^2 \text{ (۲)}$$

$$A_{S\text{ bot}} = 560\text{mm}^2 \text{ (۳)}$$

$$A_{S\text{ bot}} = 2790\text{mm}^2 \text{ (۴)}$$

سبزسازه



حل سوال ۳۸:

طبق بند ۹-۲۰-۵-۲-۲ در صفحه ۳۵۳ و بند ۹-۸-۲ در صفحه ۱۱۲ مبحث ۹:

۹-۲۰-۵-۲-۲ در هر طرف تیر در بر تکیه‌گاه، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول تیر، نباید از یک پنجم حداکثر مقاومت خمشی تیر در مقطع بر تکیه‌گاه در دو انتهای تیر کمتر باشد.

سبزسازه



۹-۸-۲ مقاومت خمشی

۹-۸-۲-۱ کلیات

۹-۸-۲-۱-۱ مقاومت خمشی مقطع بر مبنای تامین رابطه‌ی (۹-۸-۱-الف) کنترل می‌شود.

۹-۸-۲-۲ فرضیات طراحی

۹-۸-۲-۲-۱ در هر مقطع لازم است تعادل بین نیروهای موثر برقرار گردد.

۹-۸-۲-۲-۲ کرنش در تارهای مقطع بتنی و نیز در فولادها به صورت خطی متناسب با فاصله‌ی آن تار یا فولاد از محور خنثی تعیین می‌شود.

۹-۸-۲-۲-۳ کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن برابر با 0.003 در نظر گرفته می‌شود.

۹-۸-۲-۲-۴ از مقاومت کششی بتن در مقطع صرف نظر می‌گردد.

۹-۸-۲-۲-۵ رابطه‌ی بین تنش و کرنش فشاری بتن را می‌توان به صورت مستطیلی، دوزنقه‌ای، سهمی و یا هر شکل و منحنی دیگری در نظر گرفت؛ به شرط آن که با نتایج آزمایشات جامع مرتبط تطابق داشته باشد. در این ارتباط می‌توان از توزیع تنش مستطیلی معادل طبق مشخصات بند ۹-۸-۲-۶ استفاده نمود.



۹-۸-۲-۶ تنش فشاری بتن برابر با $0.85 f'_c$ و با توزیع یکنواخت در ناحیه‌ی فشاری معادل که به وجوه جانبی مقطع و یک خط موازی با تار خنثی و به فاصله‌ی a از دورترین تار فشاری مقطع محدود می‌گردد، فرض می‌شود. عمق بلوک فشاری بتن، a ، از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$a = \beta_1 c \quad (۹-۸-۲)$$

در این رابطه:

c عمق تار خنثی، یعنی فاصله‌ی موقعیت تار بتنی با حداکثر کرنش فشاری تا تار خنثی در راستای عمود بر تار خنثی است.

ضریب β_1 که ضریب عمق بلوک مستطیل معادل تنش فشاری است، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{برای } 17 \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \quad (۹-۸-۳-الف)$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (f'_c - 28) \geq 0.65 \quad \text{برای } f'_c > 28 \text{ MPa} \quad (۹-۸-۳-ب)$$



۸-۲-۲-۷ در صورتی که از بتن با مقاومت بیش از ۵۵ مگاپاسکال استفاده شود، تنش فشاری بتن را می‌توان برابر با $\alpha_0 f'_c$ و با توزیع مشابه بند قبلی در نظر گرفت. در این حالت ضریب α_0 به صورت زیر تعیین می‌گردد.

$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7} (f'_c - 55) \geq 0.7 \quad (۴-۸-۹)$$

۸-۲-۲-۸ تنش در فولادهای مقطع، در مواردی که کرنش در آن‌ها کمتر از کرنش تسلیم فولاد، ϵ_y ، است، از حاصل ضرب مدول الاستیسیته‌ی فولاد در کرنش آن محاسبه می‌شود؛ و در مواردی که کرنش مساوی یا بیش‌تر از ϵ_y است، برابر با تنش تسلیم فولاد، f_y ، منظور می‌گردد.

طبق بند ۲-۲-۲-۵-۲۰-۹ و با داشتن لنگر حاصل از تحلیل منفی در تکیه گاه برابر با 240 kN.m ، نتیجه می‌گیریم:

$$M_u^- = 240 \leq \phi M_n^-$$

$$\phi M_n^+ \geq \frac{\phi M_n^-}{3}$$



$$\begin{cases} M_u^- = 240 \leq \phi M_n^- \\ \phi M_n^+ \geq \frac{\phi M_n^-}{3} \end{cases} \rightarrow \phi M_n^+ \geq \frac{240}{3} = 80 \text{ kN.m}$$

در نتیجه با توجه به این که لنگر حاصل از تحلیل مثبت در تکیه‌گاه برابر با 64 kN.m است و کمتر از محدودیت فوق است، طراحی آرماتورهای پایین مقطع باید برای لنگر 80 kN.m انجام شود:

با فرض کشش کنترل بودن مقطع طراحی را انجام می‌دهیم و در نهایت فرض را کنترل می‌کنیم:

$$T = C \rightarrow A_s f_y = 0.85 f_c a b \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{A_s \times 340}{0.85 \times 25 \times 400} \rightarrow a = \frac{A_s}{25}$$

$$\phi M_n^+ = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow 80 \times 10^6 = 0.9 \times A_s \times 340 \times \left(340 - \frac{A_s}{2 \times 25} \right) \rightarrow A_s = 807.27 \text{ mm}^2$$

کنترل فرض اولیه:

$$a = \frac{A_s}{25} = \frac{807.27}{25} = 32.3 \text{ mm}$$

سبزسازه



نوشتن تشابه روی نمودار کرنش:

$$\frac{0.003}{32.3} = \frac{\varepsilon_s}{340 - 32.3} \rightarrow \varepsilon_s = 0.0286 > \varepsilon_{ty} + 0.003 = \frac{340}{2 \times 10^5} + 0.003 = 0.0047$$

در نتیجه فرض اولیه صحیح است.

حداقل مقدار آرماتور خمشی را کنترل می کنیم:

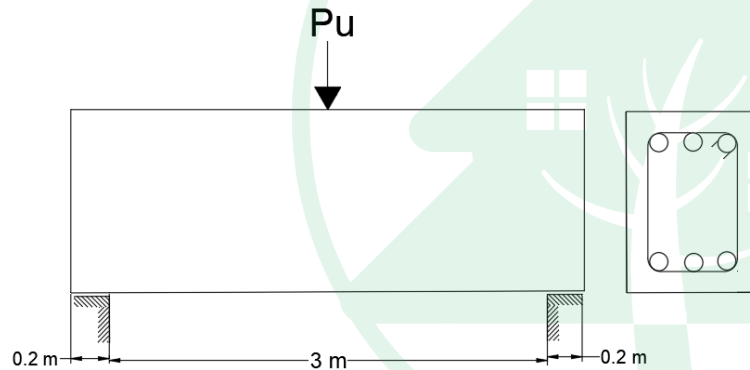
$$A_s = 807.27 \text{ mm}^2 > \max \begin{cases} 0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d = 0.25 \times \frac{\sqrt{25}}{340} \times 400 \times 340 = 500 \\ \frac{1.4}{f_y} b_w d = \frac{1.4}{340} \times 400 \times 340 = 560 \end{cases} = 560 \text{ mm}^2 \text{ ok}$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



۳۹- یک تیر دو سر ساده بتن آرمه مطابق شکل زیر تحت بار متمرکز در وسط دهانه قرار دارد. صرف نظر از مقدار نیروی وارده در صورتی که آرماتورهای برشی عرضی تنها در پیرامون تیر باشند، حداقل مقدار این آرماتورها به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از رده C25 و آرماتور S400 است.



(۱) $\Phi 8@190\text{mm}$

(۲) $\Phi 8@150\text{mm}$

(۳) $\Phi 12@150\text{mm}$

(۴) $\Phi 12@190\text{mm}$

سبزسازه



حل سوال ۳۹: طبق بند ۱-۱-۸-۱۱-۹ در صفحه ۲۱۲ و بندهای ۲-۲-۸-۱۱-۹ و ۵-۲-۸-۱۱-۹ در صفحه ۲۱۳ مبحث ۹:

۱-۱-۸-۱۱-۹ تیرهای عمیق اعضایی هستند که در یک وجه تحت بار قرار گرفته و در وجه مقابل روی تکیه‌گاه‌ها قرار دارند؛ به طوری که امکان به وجود آمدن المان‌های فشاری "بست" از سمت بار به سمت تکیه‌گاه‌ها وجود داشته باشد؛ و نیز حداقل یکی از ضوابط (الف) یا (ب) برقرار باشند:

الف- نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع کل مقطع، l_n / h ، بیش‌تر از ۴ نباشد.

ب- در محدوده‌ی $2h$ از بر تکیه‌گاه، بارهای متمرکز اعمال شده باشند.

۲-۲-۸-۱۱-۹ 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 $0.0025b_w s$ باشد؛ که در آن s ، فاصله‌ی آرماتورهای برشی عرضی است.

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



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

طبق بند ۹-۱۱-۸-۱-۱، این تیر یک تیر عمیق است:

$$\frac{l_n}{h} = \frac{3000}{850} = 3.53 < 4$$

بند ۹-۱۱-۸-۲-۲ را برای میلگردهای به قطر ۸ و ۱۲ که تنها قطرهای موجود در گزینه هاست، کنترل می‌کنیم و بر این مبنا حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی را بدست می‌آوریم:

$$\phi 8 \rightarrow A_v = 2 \times \pi \times \frac{8^2}{4} \geq 0.0025 b_w s = 0.0025 \times 600 \times s \rightarrow s \leq 67.02 \text{ mm}$$

$$\phi 12 \rightarrow A_v = 2 \times \pi \times \frac{12^2}{4} \geq 0.0025 b_w s = 0.0025 \times 600 \times s \rightarrow s \leq 150.8 \text{ mm}$$



در نتیجه فقط گزینه ۳ جوابگو خواهد بود.

فاصله حداکثر را هم برای این گزینه کنترل می کنیم:

$$s = 150 < s_{max} = \min\left(\frac{d}{5} = \frac{850 - 70}{5} = 156, 300\right) = 156 \text{ mm ok}$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه



۴۰- برای محاسبهٔ صلبیت خمشی مؤثر مقطع یک ستون، مقدار ضریب β_{dns} با اطلاعات زیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بار دائمی را 25 درصد بار زنده در نظر بگیرید. ستون متعلق به یک ساختمان با کاربری محل اجتماع فرض شود. فرض نمایید نیروی محوری ستون ناشی از حالت های بارگذاری مرده، زنده و زلزله به شرح زیر است:

$$P_D=1000\text{kN}, P_L=300\text{kN}, P_E=200\text{kN}$$

۱) 0.875

۲) 0.775

۳) 1.0

۴) 0.5

سبزسازه



حل سوال ۴۰:

طبق بند ۹-۶-۵-۴-۲-۳ در صفحه ۹۱ مبحث ۹:

۹-۶-۵-۴-۲-۳ $(EI)_{eff}$ با استفاده از یکی از روابط زیر تعیین شود:

$$(EI)_{eff} = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (۹-۶-۶)$$

$$(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \quad (۹-۶-۷)$$

$$(EI)_{eff} = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}} \quad (۹-۶-۸)$$

در روابط فوق، β_{dns} برابر با نسبت حداکثر بار محوری دائمی ضریب‌دار ستون به حداکثر بار محوری ضریب‌دار بوده، و ممان اینرسی I در رابطه‌ی (۹-۶-۸) برابر با مقدار تعیین شده از جدول ۹-۶-۲-ب برای ستون‌ها و دیوارها می‌باشد.



ضریب β_{dns} برای ترکیب بارهای مختلف، مقدارهای متفاوتی خواهد داشت و سوال باید ترکیب بار مد نظر را اعلام می کرد، با فرض استفاده از ترکیب بار ۹-۷-۵ در صفحه ۱۰۳ مبحث ۹ و با بار محوری زلزله هم جهت با سایر بارها:

$$\beta_{dns} = \frac{1.2P_D + 0.25P_L}{1.2P_D + P_E + P_L} = \frac{1.2 \times 1000 + 0.25 \times 300}{1.2 \times 1000 + 200 + 300} = 0.75$$

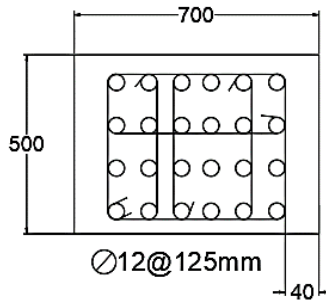
بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



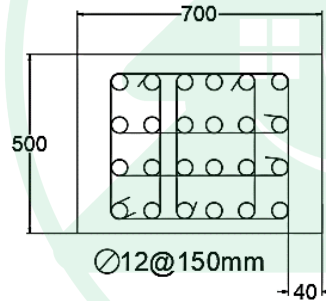
۴۱- در یک قاب خمشی بتنی ویژه کدامیک از مقاطع زیر در ناحیه بحرانی ستون‌ها قابل قبول است؟ حداکثر نیروی برشی ستون‌ها ناشی از کلیه ترکیبات بارگذاری برابر 200 کیلونیوتن بوده و سایر اطلاعات به شرح زیر است: ابعاد در شکل به میلی‌متر است.

$P_u=2200\text{kN}$; $f'_c=25\text{MPa}$; $f_y=400\text{MPa}$; پوشش بتن = 40mm



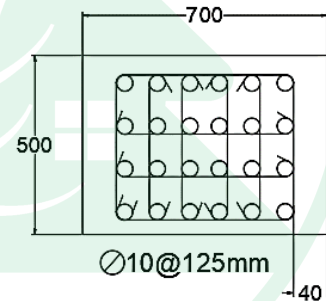
شکل ۴

(۴) شکل ۴



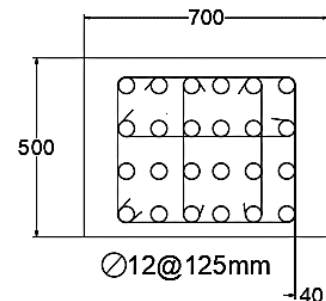
شکل ۳

(۳) شکل ۳



شکل ۲

(۲) شکل ۲



شکل ۱

(۱) شکل ۱



حل سوال ۴۱:

طبق بند ۳-۳-۳-۶-۲۰-۹ در صفحه ۳۶۸ و ۳-۳-۳-۶-۲۰-۹ در صفحه ۳۶۸ و ۳۶۹ مبحث ۹:

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

الف- یک چهارم ضلع کوچک‌تر مقطع ستون؛

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

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

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



۴-۳-۳-۶-۲۰-۹ مقدار آرماتور عرضی ویژه‌ی لازم در ناحیه‌ی بحرانی برای دورگیرهای چند ضلعی باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه گردد:

الف- در صورتی که $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$ باشد، مقدار A_{sh}/sb_c باید برابر با بیش‌ترین مقدار دو رابطه‌ی (۲-۲۰-۹) و (۳-۲۰-۹) باشد.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۲-۲۰-۹)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۳-۲۰-۹)$$

سبزسازه



ب- در صورتی که $P_u > 0.3A_g f'_c$ و یا $f'_c > 70 \text{ MPa}$ باشد، مقدار A_{sh}/s_b باید علاوه بر مقدار حداکثر به دست آمده از روابط (۲-۲۰-۹) و (۳-۲۰-۹)، از مقدار محاسبه شده از رابطه‌ی (۴-۲۰-۹) نیز بیش‌تر باشد.

$$\frac{A_{sh}}{s_b} = 0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (۴-۲۰-۹)$$

ضرایب مقاومت بتن، k_f و تاثیر محصور شدگی، k_n از روابط (۵-۲۰-۹) و (۶-۲۰-۹) محاسبه می‌شوند:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad (۵-۲۰-۹)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (۶-۲۰-۹)$$

در رابطه‌ی فوق، n_l تعداد آرماتورها یا گروه آرماتورهای واقع در محیط هسته‌ی ستون با دورگیرهای با خطوط مستقیم است، که از نظر عرضی به قلاب‌های لرزه‌ای و یا گوشه‌ی دورگیرها متکی هستند.



با کنترل بندهای فوق گزینه‌های غیر قابل قبول را مشخص می‌کنیم:

طبق بند ۹-۲۰-۳-۳-۳ فواصل آرماتورهای عرضی نمی‌تواند از یک چهارم ضلع کوچکتر ستون تجاوز کند، در نتیجه مقطع ۲ نمی‌تواند قابل قبول باشد، در این مقطع فاصله آرماتورهای عرضی ۱۵۰ میلی‌متر است که از $\frac{500}{4}$ بیشتر است.

کنترل بند ۹-۲۰-۳-۳-۴ را انجام می‌دهیم:

$$\begin{cases} f_c = 25 \leq 70 \text{ mpa} \\ P_u = 2200 \leq 0.3A_g f_c = 0.3 \times 500 \times 700 \times 25 \times 10^{-3} = 2625 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\rightarrow A_{sh} \geq \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} s b_c \\ 0.09 \frac{f_c}{f_{yt}} s b_c \end{cases}$$

سبزسازه



ابتدا پارامترهای رابطه فوق را تعیین می کنیم:

در سه گزینه باقیمانده $s = 125 \text{ mm}$

$$A_g = 500 \times 700$$

$$b_{cy} = 500 - 2 \times \text{cover} = 500 - 2 \times 40 = 420$$

$$b_{cx} = 700 - 2 \times \text{cover} = 700 - 2 \times 40 = 620$$

$$A_{ch} = 420 \times 620$$

در نتیجه:

$$A_{sh} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} s b_c = 0.3 \times \left(\frac{500 \times 700}{420 \times 620} - 1 \right) \times \frac{25}{400} \times 125 \times b_c = \frac{25}{31} \times b_c \\ 0.09 \frac{f_c}{f_{yt}} s b_c = 0.09 \times \frac{25}{400} \times 125 \times b_c = \frac{45}{64} \times b_c \end{array} \right.$$

$$\rightarrow A_{sh} \geq \frac{25}{31} \times b_c$$



برای برش راستای x کنترل را انجام می‌دهیم:

برای راستای x ، ساقهای آرماتور عرضی در راستای x در محاسبه A_{sh} لحاظ می‌شود و b_c از ضلع عمود بر x بدست می‌آید:

$$b_c = b_{cy} = 420 \text{ mm}$$

$$A_{sh} \geq \frac{25}{31} \times b_c = \frac{25}{31} \times 420 = 338.71 \rightarrow \begin{cases} \Phi 10 \rightarrow n \times \pi \times \frac{10^2}{4} \geq 338.71 \rightarrow n \geq 4.31 \\ \Phi 12 \rightarrow n \times \pi \times \frac{12^2}{4} \geq 338.71 \rightarrow n \geq 2.99 \end{cases}$$

در نتیجه مقطع ۳ نمی‌تواند قابل قبول باشد.

سبزسازه



برای برش راستای y کنترل را انجام می‌دهیم:

برای راستای y ، ساق‌های آرماتور عرضی در راستای y در محاسبه A_{sh} لحاظ می‌شود و b_c از ضلع عمود بر y بدست می‌آید:

$$b_c = b_{cx} = 620 \text{ mm}$$

$$A_{sh} \geq \frac{25}{31} \times b_c = \frac{25}{31} \times 620 = 500$$

$$\Phi 12 \rightarrow n \times \pi \times \frac{12^2}{4} \geq 500 \rightarrow n \geq 4.421$$

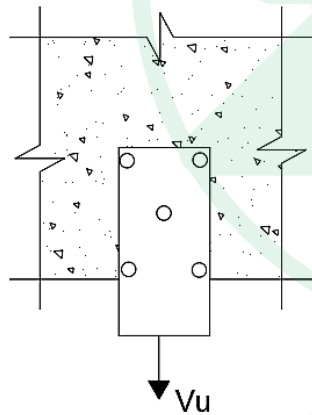
در نتیجه مقطع ۴ نمی‌تواند قابل قبول باشد.

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه



۴۲- مطابق شکل زیر برای انتقال برش به لبه یک قطعه بتنی که در موضع موردنظر فاقد میلگرد است، از پنج گل میخ سردار تعبیه شده که به یک ورق فولادی به ضخامت 15mm جوش شده‌اند استفاده می‌شود. محاسبات نشان می‌دهد مقاومت اسمی فولاد مهارها در برش (که شکل پذیر است) 2.2 برابر بیشترین مقداری است که برای مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن در برش میتوان به دست آورد. حداکثر چند گل میخ سردار را میتوان از طرح حذف کرد بدون آنکه مقاومت طراحی اتصال برای انتقال برش کاهش یابد؟ سطح مقطع مؤثر فولاد مهار در برش برابر با مجموع سطح مقطع گل میخها بوده و لزومی به کنترل مقاومت قلوه کن شدن بتن برای مهار در برش نمی‌باشد. فاصله ورق اتصال از سایر لبه‌های عضو بسیار زیاد است.



(۱) 2 عدد

(۲) 3 عدد

(۳) 1 عدد

(۴) صفر

سبزسازه



حل سوال ۴۲:

طبق جدول ۱-۱۸-۹ در صفحات ۲۹۹ و ۳۰۰ و جدول ۲-۱۸-۹ در صفحه ۳۰۲ مبحث ۹:

جدول ۱-۱۸-۹ مقاومت مهار برای انواع حالات گسیختگی						
نوع بار	حالت گسیختگی	نوع مهار	مهار گروهی		نوع مهار	مهار تک
			هر مهار	مهارها در یک گروه مهار	مهار چسبی	مهار کششی و انبساطی و زیر جاکتی
بزرگ	مقاومت فولاد مهار	۱-۵-۱۸-۹	$\phi V_{sg} \geq V_{ua,i}$	$\phi V_{sg} \geq V_{ua}$	■	■
	مقاومت گسیختگی لبه ی بتن	۲-۵-۱۸-۹ *	$\phi V_{chg} \geq V_{ua,g}$	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$	■	■
	مقاومت قلوه کن شدگی بتن	۳-۵-۱۸-۹	$\phi V_{cpb} \geq V_{ua,g}$	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$	■	■



جدول ۹-۱۸-۲ ضریب کاهش مقاومت مهارها			
مقاومت مهار با مقاومت عضو فولادی کنترل می‌شود			
حالت گسیختگی	بار	ϕ	
مقاومت عضو فولادی شکل پذیر، کنترل کننده مقاومت مهار است.	کششی	۰/۷۵	
	برشی	۰/۶۵	
مقاومت عضو فولادی ترد، کنترل کننده مقاومت مهار است.	کششی	۰/۶۵	
	برشی	۰/۶۰	
مقاومت مهار با یکی از حالات گسیختگی بتن کنترل می‌شود			
نوع مهار	بار	ϕ	
		با آرماتورهای اضافی	بدون آرماتورهای اضافی
تمامی انواع مهارها	برشی	۰/۷۵	۰/۷۰
		۰/۷۵	۰/۷۰
مهارهای کاشتنی	کششی	۰/۷۵	۰/۶۵
		۰/۶۵	۰/۵۵
		۰/۵۵	۰/۴۵
		۰/۴۵	



طبق صورت سوال لزومی به کنترل قله‌کن شدن بتن نیست در نتیجه و با توجه به جدول ۹-۱۸-۱:

$$\text{مقاومت طراحی اتصال} = \min \left\{ \phi V_{sa}, \phi V_{cbg} \right\}$$

برای تعیین ضرایب کاهش مقاومت باید از جدول ۹-۱۸-۲ استفاده کنیم:

طبق صورت سوال عضو فولادی شکل پذیر است و در نتیجه ضریب کاهش مقاومت برشی فولاد مهار ۰.۶۵ خواهد بود.

و همچنین طبق صورت سوال میلگرد اضافی وجود ندارد و در نتیجه ضریب کاهش مقاومت برای گسیختگی لبه بتن در برش ۰.۷ خواهد بود.

صورت سوال مقدار V_{sa} را برای ۵ مهار بر حسب V_{cbg} داده است:

$$V_{sa} = 2.2 \times V_{cbg}$$

در نتیجه مقاومت طراحی اتصال با ۵ مهار برابر است با:

$$\text{مقاومت طراحی اتصال با ۵ مهار} = \min \left\{ \phi V_{sa}, \phi V_{cbg} \right\} = \min \left\{ 0.65 \times 2.2 \times V_{cbg} = 1.43 \times V_{cbg}, 0.7 \times V_{cbg} \right\} = 0.7 \times V_{cbg}$$



در صورتی که n مهر نزدیک به لبه حذف شوند، مقاومت گسیختگی لبه با توجه به این که پارامترهای تعیین کننده آن تغییری نمی کند، ثابت خواهد ماند و در این حالت مقاومت طراحی اتصال برابر خواهد بود با:

$$\phi V_{sa} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.65 \times \frac{5-n}{5} \times 2.2 \times V_{cbg} \\ 0.7 \times V_{cbg} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi V_{sa} \\ \phi V_{cbg} \end{array} \right.$$

مقاومت طراحی اتصال با $5-n$ مهر

برای این که مقاومت طراحی اتصال در این حالت کاهش پیدا نکند، باید:

$$0.65 \times \frac{5-n}{5} \times 2.2 \times V_{cbg} \geq 0.7 \times V_{cbg} \rightarrow n \leq 2.55$$

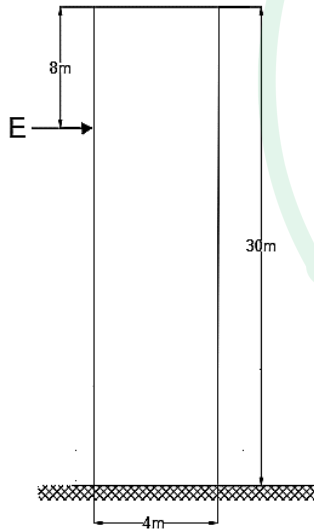
در نتیجه نهایتاً می توان ۲ مهر را حذف کرد تا مقاومت طراحی اتصال کاهش نیابد.

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه



۴۳- یک دیوار برشی بتنی با شکل پذیری ویژه تحت نیروی جانبی زلزله طرح (E) که برآیند آن در فاصله 8 متری از بالای دیوار است قرار دارد و طوری طراحی می شود که در آن یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری در پای آن (روی تکیه گاه) وجود داشته باشد. چنانچه براساس معیار تغییر مکان جانبی طرح، عضو مرزی مورد نیاز باشد، آرماتورهای عرضی ویژه در اجزای مرزی حداقل تا چه ارتفاعی باید در بالای مقطع بحرانی قرار داده شوند؟ نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید. از برش و لنگرهای ناشی از سایر بارها در صرف نظر شود.



(۱) 7.5 m

(۲) 4 m

(۳) 5.5 m

(۴) 8 m

سبزسازه



حل سوال ۴۳:

طبق بند ۹-۲۰-۷-۴-۲-ب در صفحه ۳۸۳ مبحث ۹:

۹-۲۰-۷-۴-۲ در دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که در آن‌ها $\frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2.0$ بوده و از شالوده‌ی سازه تا بالای آن به صورت پیوسته ادامه داشته و در آن‌ها طراحی تنها برای یک مقطع بحرانی در خمش و بار محوری انجام شده باشد، باید ضوابط (الف) و (ب) این بند رعایت گردند:

ب- در مواردی که بر اساس ضابطه‌ی (الف) به اجزای مرزی ویژه نیاز باشد، آرماتورهای عرضی ویژه در اجزای مرزی باید، به جز در مواردی که در بند ۹-۲۰-۷-۴-۲(خ) اجازه داده شده اند، در امتداد قائم در بالا و پایین مقطع بحرانی، حداقل به اندازه‌ی بزرگ‌ترین دو مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ ، ادامه یابند. علاوه بر آن یا باید $b \geq 4\sqrt{cl_w}$ بوده و یا $\delta_c/h_{wcs} \geq 1.5 \delta_u/h_{wcs}$ صادق باشد. مقدار δ_c/h_{wcs} از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\delta_c/h_{wcs} = \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \left(\frac{l_w}{b} \right) \left(\frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{0.66 \sqrt{f'_c A_{cv}}} \right) \geq 0.015 \quad (۹-۲۰-۱۲-ب)$$



طبق بند فوق آرماتورهای عرضی ویژه در اجزای مرزی باید حداقل به اندازه بزرگترین دو مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ در بالای مقطع بحرانی ادامه یابند، در نتیجه باید در گام اول M_u و V_u در روی مقطع بحرانی را تعیین کنیم:

$$V_u = E$$

$$M_u = (30 - 8) \times E = 22 \times E$$

در نتیجه:

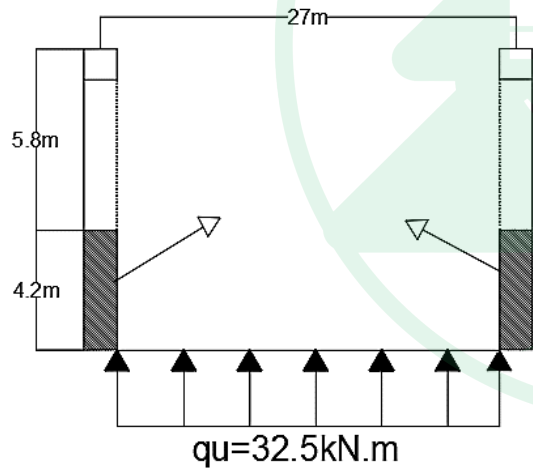
$$\text{امتداد در بالای مقطع بحرانی} = \max \begin{cases} l_w = 4 \text{ m} \\ \frac{M_u}{4V_u} = \frac{22 \times E}{4 \times E} = 5.5 \text{ m} \end{cases} = 5.5 \text{ m}$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه



۴۴- در شکل زیر پلان یک دیافراگم که تحت بار جانبی ناشی از فشار استاتیکی خاک (ضریبدار) قرار دارد نشان داده شده است. محاسبات براساس یک مدل تیر دو سر ساده از دیافراگم نشان می‌دهد که عضو جمع‌کننده (AB همعرض با دیوار) مورد نیاز است. حداقل میلگرد مورد نیاز فقط برای انتقال کشش در جمع‌کننده به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ رده فولاد و بتن به ترتیب S300 و C25 است. فقط دیوارهای برشی به عنوان اعضای قائم سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شوند. همچنین توزیع برش در عرض دیافراگم یکنواخت فرض شود.



۱) 700 mm^2

۲) 1650 mm^2

۳) 1000 mm^2

۴) 1250 mm^2



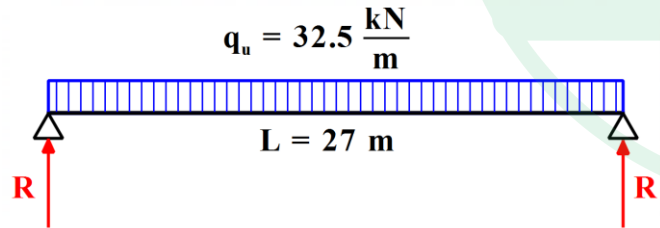
حل سوال ۴۴:

طبق بند ۹-۱۴-۵-۴-۱ در صفحه ۲۴۷ مبحث ۹:

۹-۱۴-۵-۴ جمع کننده‌ها

۹-۱۴-۵-۴-۱ جمع کننده‌ها باید به عنوان اعضای کششی، اعضای فشاری، یا هر دو، و بر اساس ضوابط بند ۹-۸-۳ طراحی شوند.

اگر دیافراگم به صورت تیری دو سر ساده مدل شود، برش در تکیه‌گاه‌ها به صورت زیر محاسبه می‌شود:



$$R = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{32.5 \times 27}{2} = 438.75 \text{ kN}$$



در صورت سوال ذکر شده است که توزیع برش در عرض دیافراگم یکنواخت است، در نتیجه بخشی از برش فوق که توسط کشش در آرماتورهای جمع کننده منتقل می شود، برابر است با:

$$T_u = R \times \frac{5.8}{5.8 + 4.2} = 438.75 \times 0.58 = 254.475 \text{ kN}$$

حال با بدست آمدن نیروی محوری فوق، مساحت آرماتورهای کششی در جمع کننده را محاسبه می کنیم:

$$T_u \leq \phi T_n = \phi A_s f_y \rightarrow 254.475 \leq 0.9 \times A_s \times 300 \times 10^{-3} \rightarrow A_s \geq 942.5 \text{ mm}^2$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه



۴۵- در یک دال بتنی به عمق مؤثر 250 میلیمتر برای کنترل برش پانچ روی ستون وسط دهانه به ابعاد 500×500 میلیمتر از گل‌میخ‌های برشی سردار استفاده میشود. $\frac{A_v}{S}$ براساس این اطلاعات، کمترین مقدار S قابل قبول به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

$$f_y = 400 \text{ MPa} ; f_c = 30 \text{ MPa}$$

۴) $4 \text{ mm}^2/\text{mm}$

۳) $5 \text{ mm}^2/\text{mm}$

۲) $7 \text{ mm}^2/\text{mm}$

۱) $6 \text{ mm}^2/\text{mm}$

سبزسازه



حل سوال ۴۵:

طبق بند ۹-۸-۴-۳ در صفحه ۱۲۹ مبحث ۹:

۹-۸-۴-۳ در صورت استفاده از گل‌میخ‌های برشی سر دار، نسبت A_v / S باید رابطه‌ی زیر

را برآورده نماید:

$$\frac{A_v}{S} \geq 0.17 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}}$$

(۹-۸-۲۵)

بند فوق حداقل مقدار $\frac{A_v}{S}$ قابل قبول در صورت استفاده از گل‌میخ‌های برشی سردار را ارائه داده است و برای حل سوال کافی است مقدار رابطه فوق را محاسبه کنیم:

سبزسازه



برای محاسبه رابطه فوق باید ابتدا b_o محاسبه شود:

ستون از نوع میانی است، در نتیجه:

$$b_o = 4 \times \left(500 + 2 \times \frac{d}{2} \right) = 4 \times \left(500 + 2 \times \frac{250}{2} \right) = 3000 \text{ mm}$$

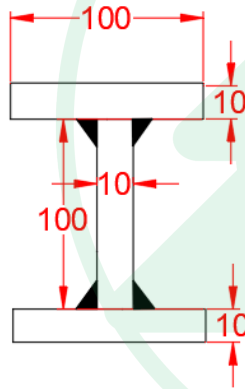
$$\frac{A_v}{s} \geq 0.17 \sqrt{f_c} \frac{b_o}{f_{yt}} = 0.17 \times \sqrt{30} \times \frac{3000}{400} = 6.98 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



۴۶- مقدار پارامتر ثابت تابیدگی (C_w) مقطع I شکل زیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



(۱) $6000 \times 10^6 \text{ mm}^6$

(۲) $3000 \times 10^6 \text{ mm}^6$

(۳) $4000 \times 10^6 \text{ mm}^6$

(۴) $5000 \times 10^6 \text{ mm}^6$

سبزسازه



حل سوال ۴۶:

مطابق تبصره بند ۱۰-۲-۴-۴-پ صفحه ۷۲ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

تبصره: برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن، C_w را می‌توان مساوی $I_y h_o^2 / 4$ در نظر گرفت که در آن h_o فاصله مرکز تا مرکز بال‌ها است. برای مقاطع ناودانی، C_w را می‌توان برابر $\frac{t_f b^3 h^2}{12} \left(\frac{3b t_f + 2h t_w}{6b t_f + h t_w} \right)$ در نظر گرفت که در آن t_f ، b ، h و t_w به ترتیب عرض بال، ضخامت بال، ارتفاع و ضخامت جان ناودانی هستند. برای مقاطع سپری و نیشی جفت پشت‌به‌پشت، در محاسبه F_{ez} می‌توان از جملات حاوی C_w صرف‌نظر کرد و X_o را مساوی صفر در نظر گرفت.

$$C_w = \frac{I_y * h_o^2}{4}$$

$$C_w = \frac{1675 * 10^3 * 110^2}{4} = 5067 * 10^6 \approx 5000 * 10^6 \text{ mm}^6$$

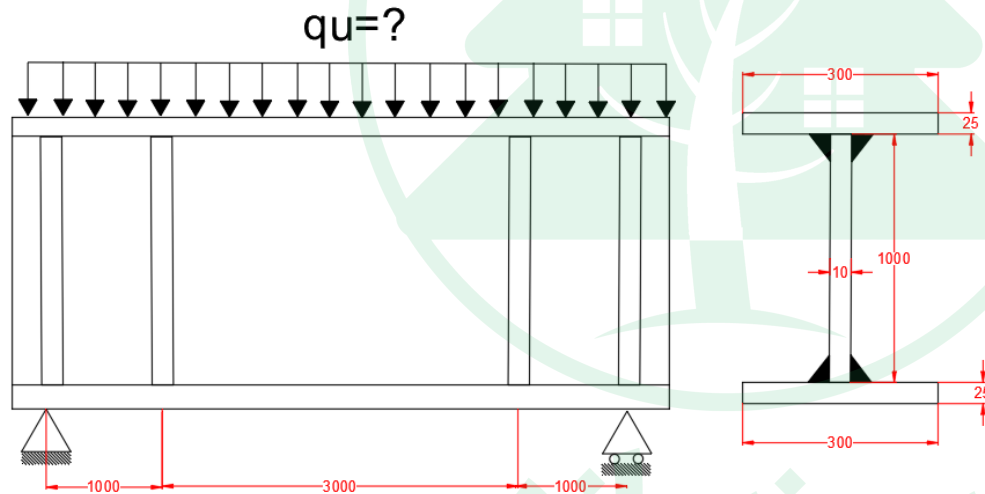
$$I_y = 2 * \frac{10 * 100^3}{12} + \frac{100 * 10^3}{12} = 1675 * 10^3 \text{ mm}^4$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح می باشد.



۴۷- فقط براساس کنترل برش در چشمه‌های ابتدایی و انتهایی، حداکثر مقدار q_u قابل تحمل توسط تیر شکل زیر به کدام یک از گزینه‌ها نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

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



350 kN/m (۱)

605 kN/m (۲)

540 kN/m (۳)

1360 kN/m (۴)



حل سوال ۴۷:

مطابق بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ صفحه ۱۲۵ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

در چشمه های ابتدایی و انتهایی مجاز به در نظر گرفتن عمل میدان کششی نیستیم.

$$\phi * V_n = 0.9 * 0.6 * F_y * A_w * C_{v1}$$

$$\phi * V_n = 0.9 * 0.6 * 240 * 1050 * 10 * 1 = 1360.8 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = \frac{q_u * 5000}{2} \leq 1360.8 * 10^3 \rightarrow q_u \leq 544 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

$$a = 1000 \text{ mm} \rightarrow \frac{a}{h} = 1 < 3 \rightarrow K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 10$$

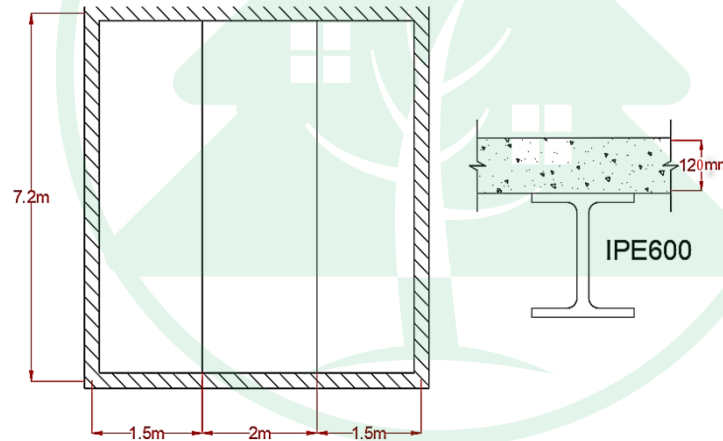
$$\frac{h}{t_w} = 100 \leq 1.1 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} = 1.1 * \sqrt{\frac{10 * 2 * 10^5}{240}} = 100.42 \rightarrow C_v = 1$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.



۴۸- برای پوشش یک سقف از دو تیر دو سر ساده با مقطع مختلط به دهانه ۷.۲ متر و با عملکرد مختلط کامل استفاده شده است. مقاومت خمشی مثبت اسمی این تیرها به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

$$F_y = 240 \text{ MPa} ; f'_c = 30 \text{ MPa}$$



۱) 1600 kN/m

۲) 1800 kN/m

۳) 1200 kN/m

۴) 1400 kN/m

سبزسازه



حل سوال ۴۸:

مطابق بند ۱۰-۲-۸-۳-۱ صفحه ۱۵۴ و بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ صفحه ۱۵۵ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

۱۰-۳-۸-۳-۱ پهنای مؤثر و حداقل ضخامت دال بتنی

الف) پهنای مؤثر

پهنای مؤثر دال بتنی برابر با مجموع پهنای مؤثر در هر طرف محور مقطع فولادی بوده و با تیر فولادی به کمک برشگیرها به صورت مختلط عمل می‌نماید. پهنای مؤثر دال بتنی در هر طرف تیر نباید از کوچک‌ترین مفادیر زیر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود:

۱- یک‌هشتم طول دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)

۲- نصف فاصله محور تیر تا محور تیر مجاور برای تیرهای مختلط میانی

۳- فاصله محور تیر تا لبه آزاد دال بتنی برای تیرهای مختلط کناری



۱۰-۲-۸-۳ مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن

الف) در نواحی لنگر خمشی مثبت

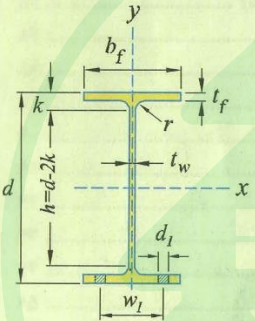
در نواحی لنگر خمشی مثبت، مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن با عملکرد مختلط کامل در روش LRFD برابر $\phi_b M_n^+$ و در روش ASD برابر $\frac{M_n^+}{\Omega_b}$ است که باید براساس حالت حدی تسلیم به شرح زیر تعیین شود:

$\phi_b=0.9$ (LRFD) و $\Omega_b=1.67$ (ASD)

الف-۱) در صورتی که $\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{E/F_y}$ باشد، M_n^+ مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۲ باید براساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع مختلط تعیین شود.

سبزسازه



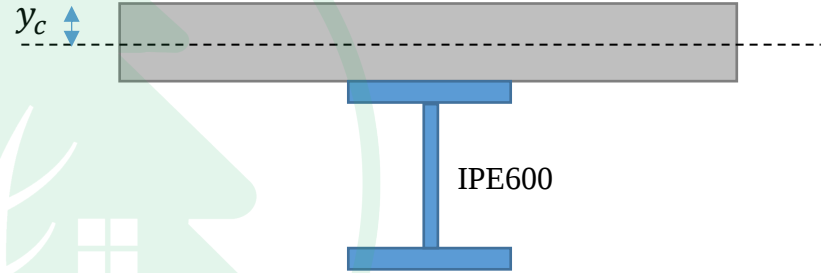
جدول ۱: مشخصات هندسی نیمرخ IPE	
	A = سطح مقطع G = وزن در واحد طول بر حسب کیلوگرم بر متر I_y و I_x = ممان اینرسی مقطع S_y و S_x = اساس مقطع الاستیک Z_y و Z_x = اساس مقطع پلاستیک I_y و I_x = شعاع ژیراسیون a = فاصله بین دو نیمرخ ($I'_x = I'_y = 2I_x$)

IPE	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع									
									محور x-x				محور y-y				a	
	d	b _f	t _w	t _f	k	h	A	G	I _x	S _x	Z _x	r _x	I _y	S _y	Z _y	r _y		
							10 ⁻²		10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻³		10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻³			
	mm			mm			mm ²	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm	
360	360	170	8.0	12.7	30.7	298	72.7	57.1	16 270	904	1 019	150	1 040	123	191	37.9	294	
400	400	180	8.6	13.5	34.5	331	84.5	66.3	23 130	1 160	1 307	165	1 320	146	229	39.5	326	
450	450	190	9.4	14.6	35.6	378	98.8	77.6	33 740	1 500	1 702	185	1 680	176	276	41.2	365	
500	500	200	10.2	16.0	37.0	426	116	90.7	48 200	1 930	2 194	204	2 140	214	336	43.1	404	
550	550	210	11.1	17.2	41.2	467	134	106	67 120	2 440	2 787	223	2 670	254	400	44.5	442	
600	600	220	12.0	19.0	43.0	514	156	122	92 080	3 070	3 512	243	3 390	308	486	46.6	481	



$$b_e = \min\left(\frac{7200}{8}, \frac{2000}{2}\right) + \min\left(\frac{7200}{8}, \frac{1500}{2}\right) = 1650 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{514}{12} = 42.83 \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.54$$



بنابراین با توجه به توزیع پلاستیک →

$$C = 0.85 * f_c * A_c = 0.85 * 30 * 1650 * 120 * 10^{-3} = 5049 \text{ kN}$$

$$T = f_y * A_s = 15600 * 240 * 10^{-3} = 3744 \text{ kN}$$

تار خنثی در بخش بتنی قرار می گیرد $T < C$

$$\sum F_x = 0.85 * f_c * b_c * y_c = f_y * A_s$$



$$0.85 * 30 * 1650 * y_c = 15600 * 240 \rightarrow y_c = 89 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s * f_y * \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{y_c}{2} \right)$$

$$M_n = 15600 * 240 * \left(\frac{600}{2} + 120 - \frac{89}{2} \right) = 1405.9 * 10^6 \text{ N.mm}$$

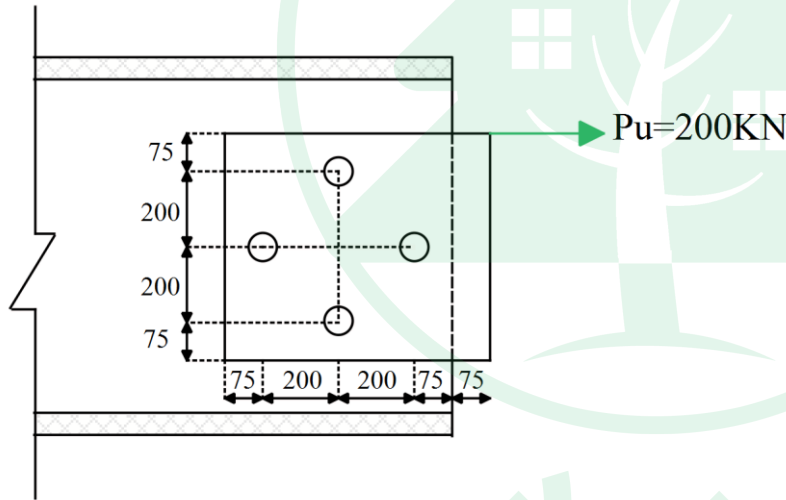
$$M_n \cong 1400 \text{ kN.m}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح می باشد.

سبزسازه



۴۹- در اتصال پیچی شکل زیر که یک ورق به جان یک تیر I شکل متصل شده است، براساس کنترل برش در پیچ‌ها، حداقل قطر قابل قبول پیچ‌های از نوع 10.9 طبق استاندارد *ISO898* به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ فرض نمایید سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد و اتصال از نوع اتکایی است. در شکل ابعاد به میلی‌متر است. (طراحی به روش *LRFD* مد نظر است.)



M20 (۱)

M22 (۲)

M16 (۳)

M24 (۴)



حل سوال ۴۹:

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-۳ صفحه ۲۱۱ و جدول ۱۰-۱-۵ صفحه ۳۴ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

در اتصالات انکابی و پیش‌تنیده، در طراحی به روش LRFD مقاومت کششی و برشی طراحی مساوی ϕR_n و در طراحی به روش ASD مقاومت کششی و برشی مجاز مساوی R_n/Ω بوده که در آن مقدار R_n برای پیچ‌های معمولی، پیچ‌های پرمقاومت و میله‌های دندانه‌شده باید براساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی از رابطه زیر تعیین شود:

$$R_n = F_u A_b \quad (۱۰-۹-۲-۸)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

در روابط فوق:

A_b = سطح مقطع اسمی پیچ یا میله دندانه‌شده

F_u = تنش کششی اسمی یا تنش برشی اسمی (F_{uv})، مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۹

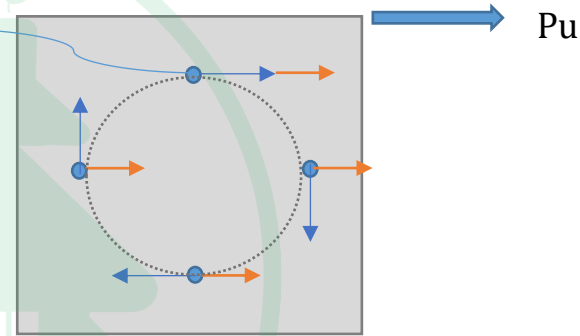


جدول ۱۰-۱-۵: مشخصات مکانیکی پیچ‌ها*

نوع پیچ	ISIRI 2874 EN-ISO 898	ASTM	تنش تسلیم مشخصه (F_y) (MPa)	تنش کششی نهایی (F_u) (MPa)	گرفتگی نهایی (δ_u) (%)
پیچ‌های معمولی	4.6	A307	240	400	22
	4.8	—	320	420	14
	5.6	—	300	500	20
	5.8	—	400	520	10
	6.8	—	480	600	8
پیچ‌های بر مقاومت	8.8	A325 F1852	کاربرد ندارد	800	12
	10.9	A490 F2280	کاربرد ندارد	1000	9
	12.9	—	کاربرد ندارد	1200	8



پیچ بحرانی



پیچ‌ها حول محیط یک دایره به طور یکنواخت قرار دارند.

$$T_u = 200 * 10^3 * 275 = 55 * 10^6 \text{ N.mm}$$

$$J = 4 * A_{nb} * 200^2 = 16 * 10^4 * A_{nb}$$

$$\text{تنش برشی ناشی از برش} \rightarrow R_{vx} = \frac{P_{ux}}{4 * A_{nb}} = \frac{200 * 10^3}{4 * A_{nb}} = \frac{50 * 10^3}{A_{nb}}$$

$$\text{تنش برشی ناشی از پیچش} \rightarrow R_{tx} = \frac{T_u * y_i}{J} = \frac{55 * 10^6 * 200}{16 * 10^4 * A_{nb}} = \frac{68.75 * 10^3}{A_{nb}}$$

$$R_{vu} = \frac{50 * 10^3}{A_{nb}} + \frac{68.75 * 10^3}{A_{nb}} \leq \phi * F_{nv} = 0.75 * 0.45 * F_u = 0.75 * 0.45 * 1000 = 337.5$$

$$A_{nb} \geq 351.85 \approx 352 = \frac{\pi}{4} * d^2 \rightarrow d_b \geq 21 \rightarrow M22$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح می‌باشد.



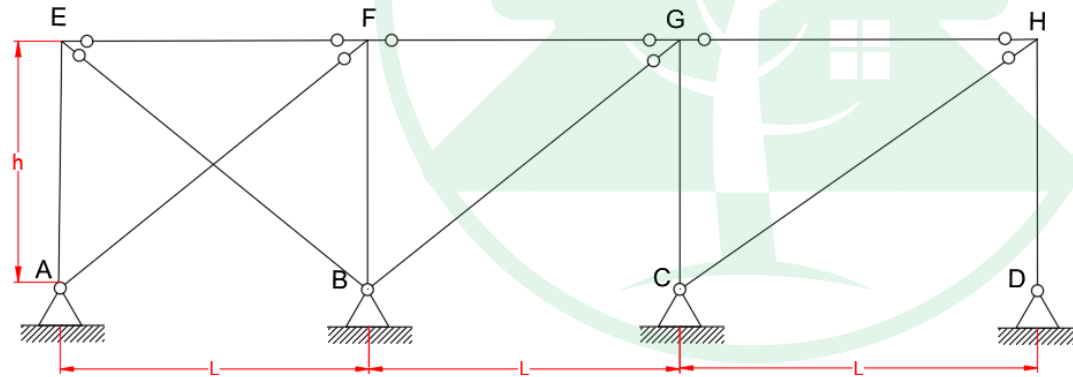
۵۰- در قاب مهاربندی شده شکل زیر، سطح مقطع اعضای AF و BE یکسان و برابر A_1 و سطح مقطع اعضای BG و CH یکسان و برابر A_2 است. حداقل نسبت قابل قبول A_2/A_1 برای آنکه قاب مذکور را بتوان به عنوان یک قاب مهاربندی شده همگرای ویژه در نظر گرفت، به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ از تغییر طول محوری ستون ها صرف نظر نموده و سختی محوری تیرها بی نهایت فرض شود.

$\frac{6}{7}$ (۴)

$\frac{3}{2}$ (۳)

$\frac{9}{7}$ (۲)

$\frac{5}{3}$ (۱)



حل سوال ۵۰:

مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲-۱-۴ صفحه ۳۲۷ بحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

۱۰-۳-۴-۲-۱-۴ توزیع نیروی جانبی

در هر طبقه و در امتداد هر محور، مهاربندها باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر راستای بارگذاری حداقل 30 درصد و حداکثر 70 درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آن که مهاربندهای فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای ترکیبات بار شامل زلزله تشدید یافته نشان می‌دهد، باشند. منظور از محور مهاربندی در این بند، یک یا چند محور مهاربندی شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از 10 درصد بُعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

سبزسازه



نیروی جانبی بر اساس سختی اعضا تقسیم می شود، با توجه به شکل سوال که دهانه ها یکسان می باشد بنابراین بار جانبی صرفاً به نسبت سطح مقطع مهاربندها بین آن ها تقسیم می شود.

در یک مود بار جانبی در صورتی که جهت نیروی زلزله از چپ به راست باشد ۳ مهاربند در کشش و یک مهاربند از دهانه ای که مهاربندها ضربدری هستند در فشار قرار می گیرد، در این صورت با توجه به آئین نامه در خصوص کنترل این بند حداقل ۳۰ درصد نیروی جانبی باید توسط مهاربند کششی تحمل شود:

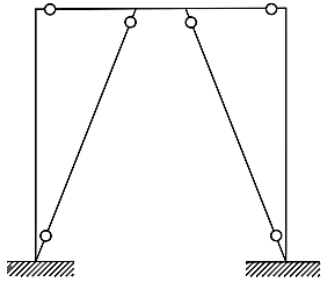
$$\frac{A_1}{2A_1 + 2A_2} \geq 0.3 \rightarrow A_1 \geq 0.6 * A_1 + 0.6 * A_2 \rightarrow \frac{A_1}{A_2} = \frac{3}{2}$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح می باشد.

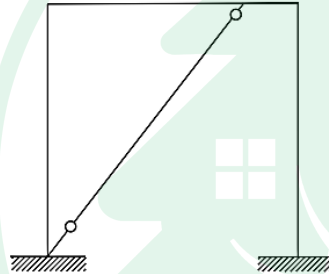
سبزسازه



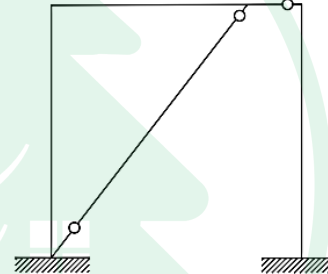
۵۱- کدامیک از قاب‌های شکل زیر نمی‌تواند به‌عنوان قاب مهاربندی شده واگرا در نظر گرفته شود؟



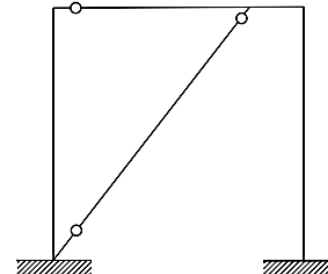
ت



پ



ب



الف

پ (۴)

ب (۳)

ت (۲)

ب (۱)

سبزسازه



حل سوال ۵۱:

مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۲ و موارد الف صفحه ۳۴۷ و ۳۴۸ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

۱۰-۳-۴-۳-۲ اتصالات تیرهای خارج از ناحیه پیوند به ستون

اتصالات تیرهای خارج از ناحیه تیر پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند.
در قابهای مهاربندی شده و اگر اگر اتصال ورق گاست (ورق اتصال) هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت های زیر باشد:

سبزسازه



الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲ به صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به نحوی که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد.

ب) پیکربندی اتصال به صورت یک اتصال گیردار باشد و مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال که باید همراه با مقاومت های مورد نیاز اتصال مهاربندها در نظر گرفته شود، حداقل برابر کوچک ترین دو مقدار زیر باشد:

۱- حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار تیر برابر $1.1R_y M_p / \alpha_s$ است، که در آن M_p برابر لنگر پلاستیک مقطع تیر، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد تیر و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- مجموع حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون های بالا و پایین اتصال برابر $1.1(\sum R_y F_y Z) / \alpha_s$ است که در آن Z برابر اساس مقطع پلاستیک مقطع ستون، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد ستون، F_y برابر تنش تسلیم مشخصه فولاد ستون و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

پ) اتصال تیر به ستون به صورت یک اتصال صلب خمشی مطابق الزامات اتصالات گیردار در قاب های خمشی معمولی طراحی شود.



با توجه به این مورد الف این بند اتصال تیر در ناحیه خارج تیر پیوند می تواند مفصلی یا گیردار باشد.

با توجه به این مورد پ این بند اتصال تیر پیوند به ستون باید به صورت گیردار بوده و دو انتهای آن نباید به صورت اتصال مفصلی باشد.

بنابراین گزینه ۱ صحیح می باشد.

سبزسازه

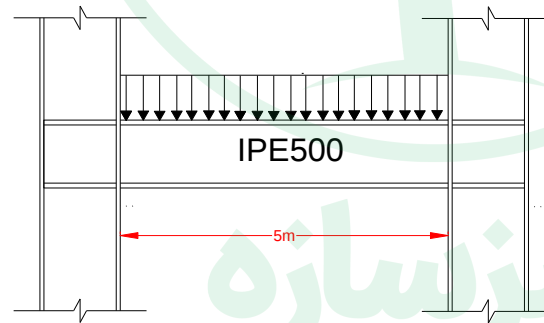


۵۲- در شکل زیر یک دهانه از یک قاب خمشی معمولی با اتصال از نوع W-WUF نشان داده شده است. فرض کنید تیر در یک فضای با کاربری مسکونی (بدون کاهش در مقدار بار زنده ولی کاهش در ضریب بار زنده) قرار دارد. حداقل مقاومت برشی موردنیاز (Vu) اتصال تیر به ستون به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (طراحی به روش LRFD مد نظر است.)

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

$$q_L = 30 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_D = 60 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$



۱) 495 kN

۲) 750 kN

۳) 635 kN

۴) 420 kN



حل سوال ۵۲:

مطابق بند ۱۰-۳-۷-۲ صفحه ۲۸۶ و جدول ۱۰-۳-۱-۲ صفحه ۲۵۳ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ و بند ۶-۲-۳-۲ صفحه ۱۰ مبحث ششم ویرایش ۹۸:

۱۰-۳-۳-۱ اتصال تیر به ستون

در طراحی اتصالات تیر به ستون و نیز وصله تیرهای این نوع قاب‌های خمشی، محل تشکیل مفصل پلاستیک را می‌توان در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفت. جوش بال تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری بال تیر به ستون باید به صورت شیاری با نفوذ کامل انجام شود. ضمناً این جوش، بحرانی لرزه‌ای قلمداد شده و باید ضوابط بند ۱۰-۳-۱-۲-۶-ب در مورد آن رعایت شود.

در قاب‌های خمشی معمولی مقاومت‌های موردنیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:
الف) مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون باید از رابطه زیر تعیین شود:

$$M_t = 1.1 R_y M_p / \alpha_s \quad (۱۰-۳-۳-۱)$$

ب) مقاومت برشی موردنیاز (V_t) اتصال تیر به ستون باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزله محدود به ظرفیت مؤلفه خمشی در دو انتهای تیر (V_{Et}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۱-۳ استفاده نمود.



M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون

جدول ۱۰-۳-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

مقادیر R_y و R_t فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
1.1	1.25	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
1.1	1.2	سایر مقاطع نورد شده 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	میله‌گردها

سبز سازه



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

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

$$۱) \frac{1}{4}D$$

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

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

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

$$۵) \frac{1}{2}D + E + L + \frac{1}{3}S$$

$$۶) \frac{1}{9}D + \frac{1}{6}W$$

$$۷) \frac{1}{9}D + E$$

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

الف) ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربریهایی که بار L_0 (طبق جدول ۱-۵-۶) آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها

یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود. مشروط بر آنکه طبق ضوابط بند ۵-۵-۶ کاهش بارهای زنده در محاسبه بار L منظور نشده باشد.



$$\alpha_s = 1$$

$$S_h = 0$$

$$V_u = \frac{2M_c}{L_n} + \frac{q_u * L_n}{2}$$



سبزسازه



جدول ۱: مشخصات هندسی نیمرخ IPE

A = سطح مقطع
 G = وزن در واحد طول بر حسب کیلوگرم بر متر
 I_x و I_y = ممان اینرسی مقطع
 S_x و S_y = اساس مقطع الاستیک
 Z_x و Z_y = اساس مقطع پلاستیک
 r_x و r_y = شعاع زیراسیون
 a = فاصله بین دو نیمرخ ($I'_x = I'_y = 2I_x$)

IPE	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								a
									محور x-x				محور y-y				
	d	b _f	t _w	t _f	k	h	A	G	I _x	S _x	Z _x	r _x	I _y	S _y	Z _y	r _y	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	
360	360	170	8.0	12.7	30.7	298	72.7	57.1	16 270	904	1 019	150	1 040	123	191	37.9	294
400	400	180	8.6	13.5	34.5	331	84.5	66.3	23 130	1 160	1 307	165	1 320	146	229	39.5	326
450	450	190	9.4	14.6	35.6	378	98.8	77.6	33 740	1 500	1 702	185	1 680	176	276	41.2	365
500	500	200	10.2	16.0	37.0	426	116	90.7	48 200	1 930	2 194	204	2 140	214	336	43.1	404
550	550	210	11.1	17.2	41.2	467	134	106	67 120	2 440	2 787	223	2 670	254	400	44.5	442
600	600	220	12.0	19.0	43.0	514	156	122	92 080	3 070	3 512	243	3 390	308	486	46.6	481

$$Z_x = 2194 * 10^3 \text{ mm}^3$$

بر اساس مورد الف بند ۲-۳-۲-۶ می توان ضریب بار زنده در ترکیب بار شماره ۵ را به ضریب 0.5 ضرب نمود.



$$q_u = 1.2 * D + 0.5 * L = 1.2 * 60 + 0.5 * 30 = 87 \frac{kN}{m}$$

$$M_c = \frac{1.1 * R_y * Z_x * F_y}{\alpha_s} = \frac{1.1 * 1.2 * 2194 * 10^3 * 360}{1} = 1042.59 * 10^6 N.mm$$

$$V_u = \frac{2 * 1042.59 * 10^6}{5000} + \frac{87 * 5000}{2} = 634.53 * 10^3 N \cong 635 kN$$

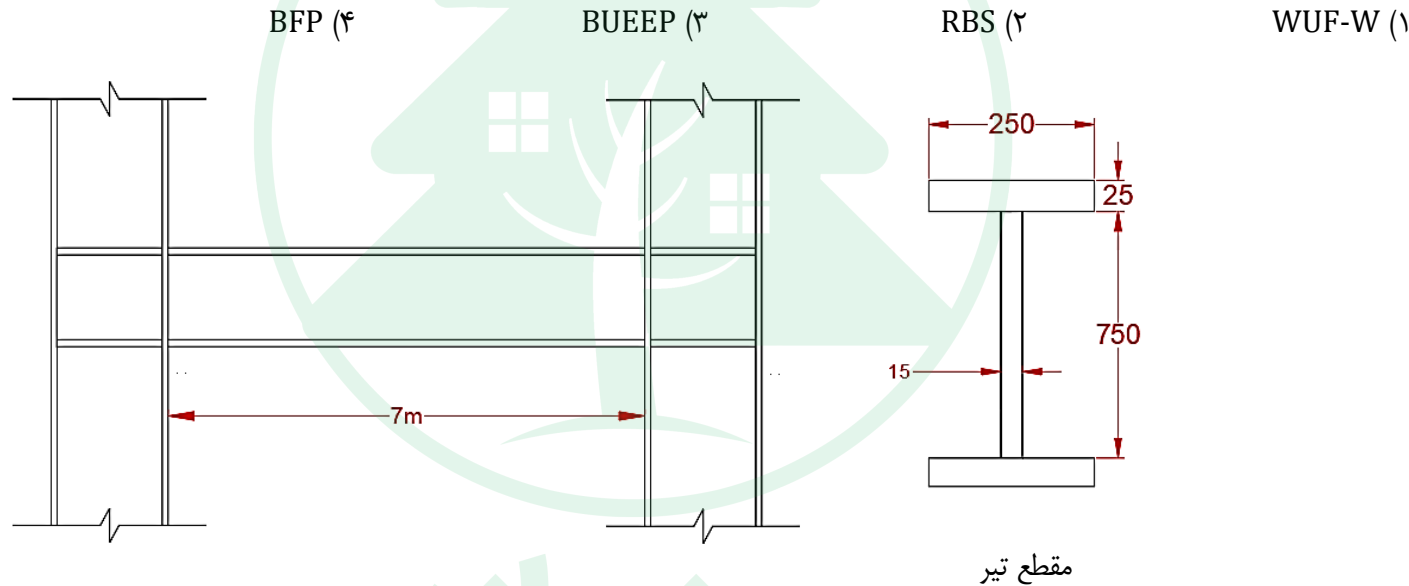
$L_n = L_h - 2 * S_h = 5000 - 2 * 0 = 5000 mm$

بنابراین گزینه ۳ صحیح می باشد.

سبزسازه



۵۳- تیر شکل زیر مربوط به یک دهانه از یک قاب خمشی ویژه است. براساس اطلاعات موجود در شکل، کدامیک از اتصالات از پیش تائیدشده زیر برای اتصال این تیر به ستون مجاز نیست؟ ابعاد مقطع تیر به میلی متر است.



حل سوال ۵۳:

مطابق بند ۱۰-۶-۷-۳-۱۰ صفحه ۴۱۵ و بند ۱۰-۲-۷-۳-۱۰ صفحه ۳۹۸ و بند ۱۰-۳-۷-۳-۱۰ صفحه ۴۰۳ و جدول ۱۰-۷-۳-۱۰ صفحه ۴۰۵ و بند ۱۰-۴-۷-۳-۱۰ صفحه ۴۰۹ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

برای اتصال $w - wuf$:

- (۴) عمق مقطع تیر نباید از ۱۰۰۰ میلی متر بیشتر باشد.
- (۵) جرم تیر نباید از ۳۰۰ کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.
- (۶) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از ۳۰ میلی متر بیشتر باشد.
- (۷) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق آن نباید از ۷ برای قابهای خمشی ویژه و از ۵ برای قابهای خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

سبزسازه



برای اتصال RBS :

۱۰-۳-۷-۲-۱ تیرها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته شده از ورق دارای مقطع I یا H شکل، برای تیر مجاز است. همچنین:

- (۱) عمق مقطع تیر نباید از ۱۱۰۰ میلی‌متر بیشتر باشد.
- (۲) جرم تیر نباید از ۶۰۰ کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.
- (۳) ضخامت پال مقطع تیر نباید از ۵۵ میلی‌متر بیشتر باشد.
- (۴) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

سبزسازه



برای اتصال BUEEP :

۱۰-۳-۷-۳-۱ تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نورددشده I یا H شکل و مقاطع ساخته شده دارای مقطع I یا H شکل، برای تیر مجاز است. همچنین:
(۱) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

سبزسازه



BUEEP		
حد اکثر (mm)	حد اقل (mm)	پارامتر
25	10	t_{bf}
250	150	b_{bf}
700	340	d_b
60	12	t_p
300	180	b_p
160	100	g
120	35	p_{fi}, p_{fo}
-	-	p_b

در جدول فوق:

b_{bf} = پهنای بال تیر

b_p = پهنای ورق انتهایی

d_b = عمق تیر متصل شونده به ورق انتهایی



برای اتصال BFP:

۱۰-۳-۷-۴-۱ تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته شده دارای مقطع I یا H شکل، به عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) در دو انتهای تیر، ناحیه حفاظت شده باید برابر فاصله از بر ستون تا دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون به علاوه عمق تیر در نظر گرفته شود.

(۲) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_H) در روی تیر باید در محل دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون، در نظر گرفته شود.

(۳) جرم تیر نباید از 250 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۴) عمق مقطع تیر نباید از 1000 میلی متر بیشتر باشد.

(۵) ضخامت بال مقطع تیر نباید از 30 میلی متر بیشتر باشد.

(۶) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 9 در قاب های خمشی ویژه و از 7 در قاب های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.



بررسی گزینه (۱)

$$Wuf - w \rightarrow \begin{cases} \text{محدودیت ضخامت بال} & ok \\ \text{محدودیت عمق تیر} & ok \\ \text{نسبت دهانه آزاد به عمق تیر} \rightarrow \frac{L_n}{d} = \frac{7000}{800} = 8.75 \geq 7 & ok \end{cases}$$

بررسی گزینه (۲)

$$RBS \rightarrow \begin{cases} \text{محدودیت ضخامت بال} & ok \\ \text{محدودیت عمق تیر} & ok \\ \text{نسبت دهانه آزاد به عمق تیر} \rightarrow \frac{L_n}{d} = \frac{7000}{800} = 8.75 \geq 7 & ok \end{cases}$$

بررسی گزینه (۳)

سبزسازه



$$BUEEP \rightarrow \begin{cases} \text{محدودیت ضخامت بال} & ok \\ \text{محدودیت عمق تیر} & ok \\ \text{محدودیت عرض بال} & ok \\ \text{نسبت دهانه آزاد به عمق تیر} & \rightarrow \frac{L_n}{d} = \frac{7000}{800} = 8.75 \geq 7 \quad ok \end{cases}$$

بررسی گزینه ۴

$$BFP \rightarrow \begin{cases} \text{محدودیت ضخامت بال} & ok \\ \text{محدودیت عمق تیر} & ok \\ \text{نسبت دهانه آزاد به عمق تیر} & \rightarrow \frac{L_n}{d} = \frac{7000}{800} = 8.75 \geq 9 \quad not \quad ok \end{cases}$$

در صورتی که حتی $S_h = 0$ باشد.

بنابراین گزینه ۴ صحیح می باشد.



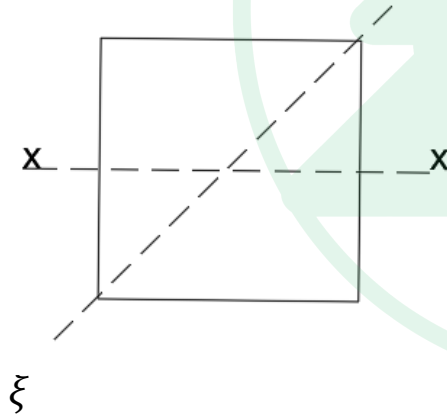
۵۴- در مقطع مربعی شکل توخالی جدار نازک شکل زیر، نسبت اساس مقطع پلاستیک حول محور ξ - ξ به اساس مقطع پلاستیک حول محور X-X به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ضخامت جدارها نسبت به ابعاد مقطع بسیار کوچک فرض شود.

(۱) 0.71

(۲) 1.0

(۳) 1.25

(۴) 0.94



سبزسازه



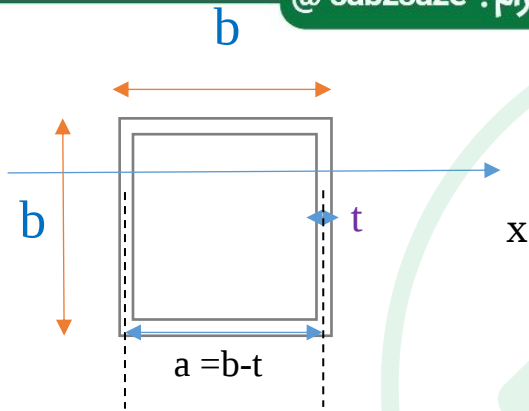
حل سوال ۵۴:

مطابق ضوابط عمومی فولاد و مقاومت مصالح:

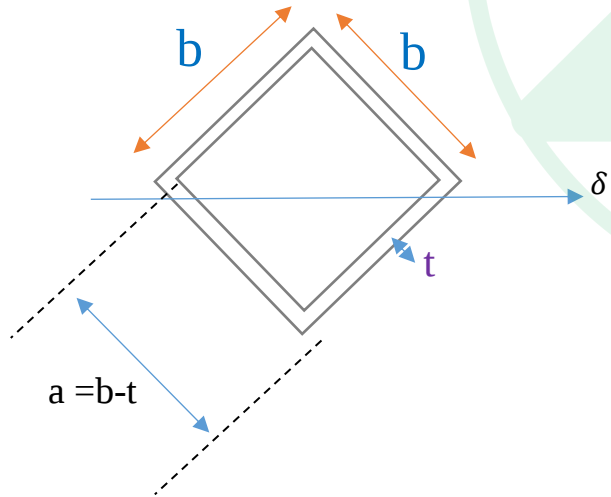
تعریف اساس مقطع پلاستیک: مجموع لنگر سطح‌ها حول محور خنثی در هر راستا، در واقع روند کار به این صورت است که مساحت هر جزء حول هر راستا ضرب در فاصله مرکز سطحش تا تار خنثی پلاستیک می‌شود و نهایتاً با هم جمع می‌کنیم.

سبزسازه





$$Z_x \cong \frac{3}{2} * a^2 * t$$



$$Z_{\delta} \cong \sqrt{2} * a^2 * t$$

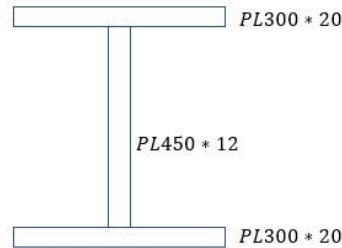
$$\frac{Z_{\delta}}{Z_x} = \frac{\sqrt{2} * a^2 * t}{\frac{3}{2} * a^2 * t} = 0.94$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح می باشد.



۵۵- در صورتی که بخواهیم برای یک تیر با مقطع شکل زیر که در یک قاب خمشی متوسط مورد استفاده قرار گرفته است. مهار جانبی در نظر بگیریم. این مهارهای جانبی باید حدوداً برای حداقل چه نیرویی طراحی شوند؟ در شکل ابعاد به میلی متر است. (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است.)

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



۱) 120 kN

۲) 100 kN

۳) 110 kN

۴) 130 kN

سبزسازه



حل سوال ۵۵: مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۳-الف صفحه ۲۶۹ و جدول ۱۰-۳-۲-۱ صفحه ۲۵۳ بحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

۱۰-۳-۲-۸-۳ مهار جانبی اضافی در نواحی مفصل پلاستیک

در مواردی که در الزامات سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، تعبیه مهارهای جانبی اضافی مقرر شده باشد، این مهارهای جانبی اضافی باید در مجاورت نواحی محل مورد انتظار تشکیل مفصل پلاستیک تیر تعبیه شود. در صورت نیاز به این نوع مهارهای جانبی اضافی، الزامات زیر باید رعایت شوند:

الف) تیرهای فولادی

در تیرهای فولادی، مهارهای جانبی اضافی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- هر دو بال تیر باید به صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.

۲- مهارهای جانبی اضافی باید حداقل دارای مقاومت فشاری موجود $\frac{0.06R_y F_y Z}{\alpha_s h_0}$ و مهارهای

پیچشی نقطه‌ای اضافی باید حداقل دارای مقاومت خمشی موجود برابر $\frac{0.06R_y F_y Z}{\alpha_s}$ باشند.

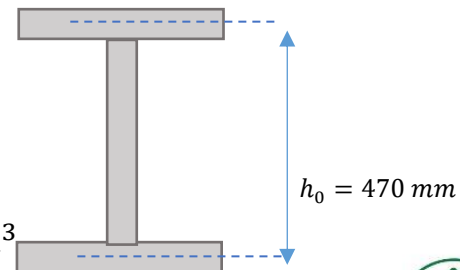


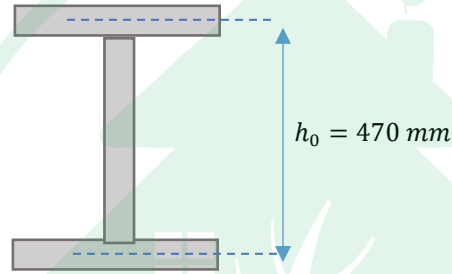
جدول ۱۰-۳-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

مقادیر R_y و R_t فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
1.1	1.25	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
1.1	1.2	سایر مقاطع نورد شده 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	میله‌گردها

$$P_{bu} = \frac{0.06 * R_y * F_y * Z_b}{\alpha_s * h_0} = \frac{0.06 * 1.15 * 240 * 3427500}{1 * 470} = 120.76 \text{ kN}$$

$$Z_b = 2 * 300 * 20 * \left(\frac{450}{2} + 10\right) + 2 * \left(\frac{450}{2}\right) * 12 * \left(\frac{450}{4}\right) = 3427500 \text{ mm}^3$$



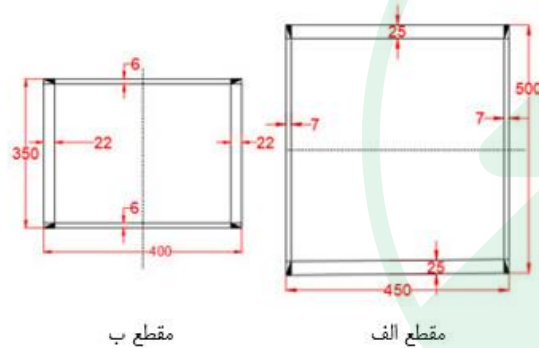


بنابراین گزینه ۱ صحیح می باشد.

سبزسازه



۵۶- در صورتی که مقاطع (الف) و (ب) به عنوان ستون مورد استفاده قرار گیرند، با در نظر گرفتن $C_a=0.15$ کدام گزینه صحیح است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است. ($E=2 \times 10^5 \text{ MPa}$; $F_y = 240 \text{ MPa}$)



(۱) مقاطع الف و ب در قاب خمشی ویژه مجازند.

(۲) مقطع الف در قاب خمشی متوسط و مقطع ب در قاب خمشی ویژه مجاز است.

(۳) مقطع الف در قاب خمشی ویژه و مقطع ب در قاب خمشی متوسط مجاز است.

(۴) مقاطع الف و ب در قاب خمشی ویژه مجاز نیستند.



حل سوال ۵۶: مطابق بند ۱۰-۳-۳-۲-۲ صفحه ۲۸۹ و بند ۱۰-۳-۳-۳-۲ صفحه ۲۹۵ و جدول ۱۰-۳-۳-۴ صفحه ۲۶۳ بحث دهم ویرایش ۱۳۹۲:

قاب خمشی متوسط:

۱۰-۳-۳-۲ محدودیت تیرها و ستونها

در قاب‌های خمشی متوسط، تیرها و ستونها باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) اجزای مقاطع تیرها و ستونها باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{mid} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

قاب خمشی ویژه:

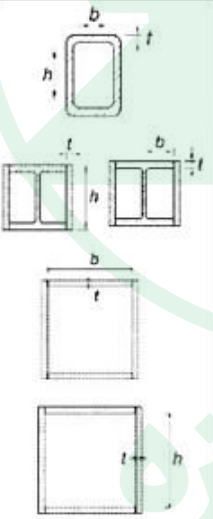
۱۰-۳-۳-۳ محدودیت تیرها و ستونها

تیرها و ستونها در قاب‌های خمشی ویژه باید دارای شرایط زیر باشند:

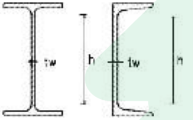
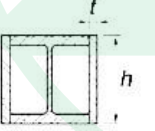
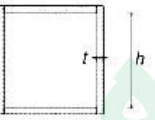
الف) اجزا مقاطع تیرها و ستونها باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.



ادامه جدول ۱۰-۳-۴: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل پذیری متوسط و زیاد

۱- شماره	۲- شرح اجزاء	۳- حد اکثر نسبت پهنا به ضخامت		۴- مثال های نمونه
		۳-۱- اعضای با شکل پذیری متوسط	۳-۲- اعضای با شکل پذیری زیاد	
۵	جزء به تکمیل شده در تیر با ستون یا تنش فشاری یکپارچگی در اثر خمشی بار محوری یا تورکس بار محوری و خمشی			
	۱) بال ها یا جان های مقاطع قوطی شکل (HSS)	$\frac{b}{t}$ $\frac{h}{t}$	$0.55 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	۲) بال ها یا ورق های کناری مقاطع I شکل جعبه ای شده	$\frac{b}{t}$ $\frac{h}{t}$	$1.00 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	۳) بال ها یا جان های مقاطع جعبه ای	$\frac{b}{t}$ $\frac{h}{t}$		



شرح اجزاء	نسبت پهنای به ضخامت	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت		مثال های نمونه
		λ_{mb} اعضای با شکل پذیری متوسط	λ_{mbd} اعضای با شکل پذیری زیاد	
جان یا جلی های به کار رفته در تیرها ، ستون ها و تیرهای پیوند تحت اثر خمشی یا ترکیب خمشی و فشار : (۱) جان مقاطع I شکل و ناودانی نورد شده و ساخته شده از ورق (۲) ورق های کناری مقاطع I شکل جعبه ای شده (۳) جان های مقاطع جعبه ای (به غیر از تیرهای پیونده)	b/t_w b/t b/t	[۱] برای $C_a \leq 0.113$: [۲] برای $C_a > 0.113$: $2.45(1 - 1.04C_a)\sqrt{E/R_y F_y}$ $2.26(1 - 0.38C_a)\sqrt{E/R_y F_y}$ $3.76(1 - 3.05C_a)\sqrt{E/R_y F_y}$ $2.61(1 - 0.49C_a)\sqrt{E/R_y F_y}$	[۱] برای $C_a \leq 0.113$: [۲] برای $C_a > 0.113$: $2.45(1 - 1.04C_a)\sqrt{E/R_y F_y}$ $2.26(1 - 0.38C_a)\sqrt{E/R_y F_y}$ $3.76(1 - 3.05C_a)\sqrt{E/R_y F_y}$ $2.61(1 - 0.49C_a)\sqrt{E/R_y F_y}$	  

۶

اجزای با دوگانه مفید



جدول ۱۰-۳-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

مقادیر R_y و R_t فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
1.1	1.25	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
1.1	1.2	سایر مقاطع نورد شده 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	میله‌گردها

سبز سازه



کنترل فشردگی بال مقاطع قوطی:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{md} = 1 * \sqrt{\frac{E}{R_y * f_y}} = \sqrt{\frac{2 * 10^5}{1.15 * 240}} = 26.92 \\ \lambda_{hd} = 0.55 * \sqrt{\frac{E}{R_y * f_y}} = 14.81 \end{array} \right.$$

کنترل فشردگی جان مقاطع قوطی:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{md} = 2.61 * \sqrt{\frac{E}{R_y * f_y}} * (1 - 0.49 * C_a) = 65 \geq 1.56 * \sqrt{\frac{E}{R_y * f_y}} = 42 \quad \leftarrow C_a = 0.15 > 0.113 \\ \lambda_{hd} = 2.26 * \sqrt{\frac{E}{R_y * f_y}} * (1 - 0.38 * C_a) = 57.37 \geq 1.56 * \sqrt{\frac{E}{R_y * f_y}} = 42 \quad \leftarrow C_a = 0.15 > 0.113 \end{array} \right.$$



شکل (الف):

$$\begin{cases} \frac{b}{t} = \frac{450-2*7}{25} = 17.44 \\ \frac{h}{t} = \frac{500-2*25}{7} = 64.28 \end{cases}$$

→ مقطع صرفا مناسب قاب خمشی متوسط می باشد.

شکل (ب):

$$\begin{cases} \frac{b}{t} = \frac{350-2*6}{22} = 15.36 \\ \frac{h}{t} = \frac{400-2*22}{6} = 59.34 \end{cases}$$

→ مقطع صرفا برای قاب خمشی متوسط مناسب می باشد .

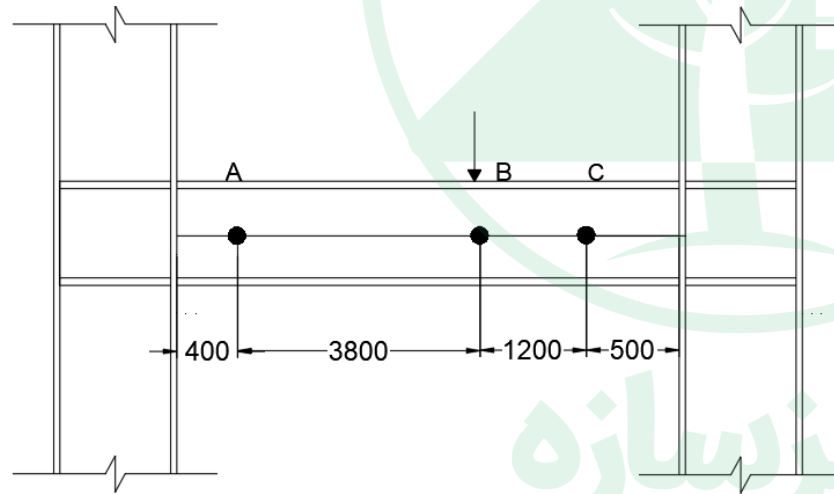
بنابراین گزینه ۴ صحیح می باشد.

سبزسازه



۵۷- مطابق شکل زیر در یک قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط، از تیری استفاده شده است که محل تشکیل مفصل پلاستیک در سمت چپ 400mm و در سمت راست 500mm از بر ستون فاصله دارد. در نقطه B بارهای متمرکز مرده و زنده بدون ضریب، به ترتیب 100kN و 70kN (غیرقابل کاهش چه در مقدار و چه در ضریب بار) به تیر وارد می شود. چنانچه در محل هر دو مفصل پلاستیک $M_{hr}=325\text{kN.m}$ فرض شود، نسبت مقاومت خمشی موردنیاز اتصال C به مقاومت خمشی موردنیاز اتصال A به کدامیک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟ (طراحی بر اساس روش $LRFD$ مد نظر است).

از وزن تیر صرف نظر شود، در شکل ابعاد به میلیمتر است.



۱) 1.3

۲) 1

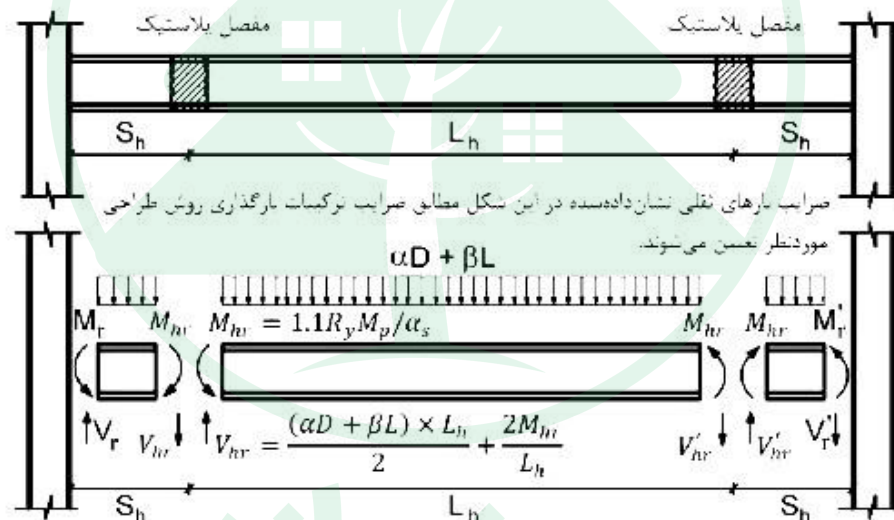
۳) 1.1

۴) 1.2



حل سوال ۵۷: مطابق بند ۵-۲-۳-۳-۱۰ و شکل ۱-۲-۳-۳-۱۰ صفحه ۲۹۲ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

۵-۲-۳-۳-۱۰ مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر



شکل ۱-۲-۳-۳-۱۰: نمودار پیگوره آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط



$$P_u = 1.2 * P_D + P_L = 1.2 * 100 + 70 = 190 \text{ kN}$$

$$M_{uA-max} = M_{pr} + V_{pr1} * S = 325 * 10^6 + 175.6 * 10^3 * 400 = 395.24 \text{ kN.m}$$

برش در سمت چپ تیر در محل مفصل پلاستیک:

$$V_{pr1} = \frac{2 * M_{pr}}{L_n} + P_u * \frac{1200}{5000} = \frac{2 * 325 * 10^6}{5000} + 190 * 10^3 * \frac{1200}{5000} = 175.6 \text{ kN}$$

$$M_{uc-max} = M_{pr} + V_{pr1} * S = 325 * 10^6 + 274.4 * 10^3 * 500 = 462.2 \text{ kN.m}$$

برش در سمت راست تیر در محل مفصل پلاستیک:

$$V_{pr1} = \frac{2 * M_{pr}}{L_n} + P_u * \frac{3800}{5000} = \frac{2 * 325 * 10^6}{5000} + 190 * 10^3 * \frac{3800}{5000} = 274.4 \text{ kN}$$



$$\frac{M_{uc-max}}{M_{uA-max}} = \frac{462.2}{395.24} = 1.17 \cong 1.2$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح می باشد.

سبزسازه



۵۸- در قاب خمشی فولادی ویژه شکل زیر به منظور کنترل ستون قوی - تیر ضعیف نسبت لنگر خمشی ستون به تیر برای گره A به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ نوع اتصال WUF-W است. $F_y=235\text{MPa}$ برای تیر و ستون است. به منظور سهولت حل، فرض نمائید نیروی محوری ستون میانی در تمام طبقات ناشی از حالت‌های بارگذاری مرده، زنده و زلزله به شرح زیر بوده و نیروی محوری ناشی از بارهای زنده چه به لحاظ مقدار و چه به لحاظ ضرایب بار، غیرقابل کاهش میباشد. ابعاد روی شکل مقطع تیر و ستون به میلیمتر هستند. (طراحی بر اساس روش $LRFD$ مد نظر است).

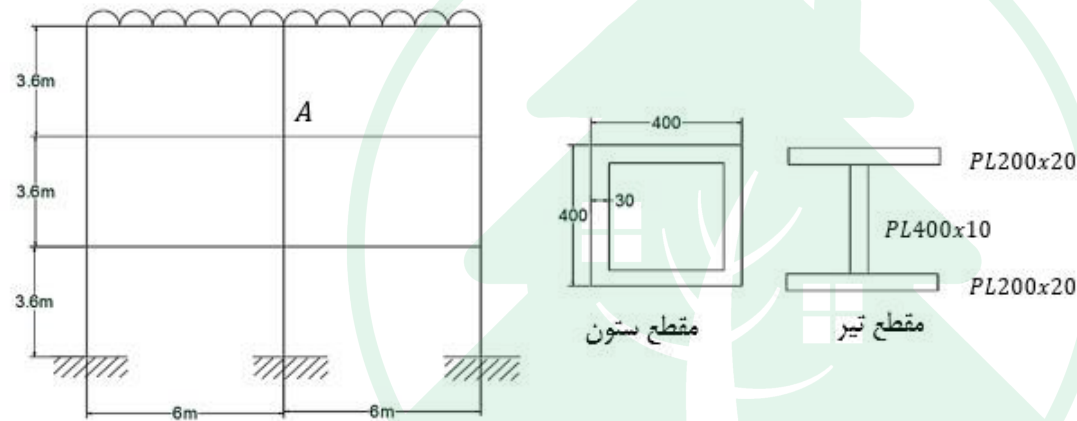
$$PD = 1500kN$$

$$PL = 500kN$$

$$PE = 400KN$$

سبزسازه





۱) 1.27

۲) 1.14

۳) 1.57

۴) 1.72

سبزسازه



حل سوال ۵۸: مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ صفحه ۲۹۸ و بند ۱۰-۳-۳-۷-۶ صفحه ۴۱۴ و بند ۱۰-۳-۳-۲-۴-۳ صفحه ۲۵۸ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ و جدول ۳-۴ صفحه ۳۴ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم:

۱۰-۳-۳-۳-۶ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در قاب‌های خمشی ویژه، در کلیه گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون یک قاب خمشی صفحه‌ای، رعایت رابطه زیر الزامی است:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (۱۰-۳-۳-۳-۶)$$

که در آن:

$\sum M_{pc}^*$ = مجموع مقادیر اسمی مقاومت‌های خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال (شامل ماهیچه‌ها در صورت وجود) در امتداد مورد نظر، که در محور تیر با در نظر گرفتن اثر نیروی محوری ستون محاسبه می‌شود. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطه زیر در نظر گرفت:



$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_g P_r / A_g) \quad (2-3-3-3-10)$$

$\sum M_{pb}^*$ = مجموع مقادیر لنگرهای خمشی مورد انتظار تیرها در گره اتصال نسبت به راستای موردنظر، که در محور ستون محاسبه می‌شود. این لنگرهای خمشی مطابق شکل ۱-۳-۳-۳-۱۰ باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزله محدود به ظرفیت مؤلفه خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_c) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطه زیر در نظر گرفت:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_g M_v) \quad (3-3-3-3-10)$$

سبزسازه



در روابط فوق:

Z_c = اساس مقطع پلاستیک ستون

A_g = سطح مقطع ستون

F_{yc} = تنش تسلیم مشخصه فولاد ستون

P_r = مقاومت محوری موردنیاز ستون حاصل از ترکیبات بارگذاری راستای موردنظر شامل زلزله
تشدید یافته

M_{pr} = حداکثر لنگر خمشی محتمل در محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر که باید برابر
 $M_{pr} = C_{pr} R_{yt} M_{pb}$ در نظر گرفته شود.

R_{yt} = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه مصالح تیر مطابق مقادیر جدول
۱۰-۳-۱

M_{pb} = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

M_v = لنگر خمشی اضافی تیر نسبت به محور ستون که ناشی از برش تیر در محل تشکیل مفصل
پلاستیک و بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) روی تیر است.

$\alpha_g = 1.0$ در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD



۱۰-۳-۷-۶ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

در این نوع اتصال گیردار، چرخش غیرالاستیک از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ای نزدیک به پرستون تأمین می‌شود. نحوه تسلیم در این نوع اتصال از طریق اعمال ضوابط خاص این بخش کنترل می‌شود. در این اتصال مقدار ضریب C_{pr} که در طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید برابر 1.4 در نظر گرفته شود. این ضریب در

(۳) در این نوع اتصال $S_E=0$ در نظر گرفته می‌شود.

۱۰-۳-۲-۳ انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای مورد استفاده در این مبحث باید از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای معرفی شده در استاندارد ۲۸۰۰ باشد که برای آن‌ها مشخصات R ، Ω_0 ، C_e و محدودیت‌های کاربری و ارتفاعی برای مناطق لرزه‌خیزی مختلف داده شده است.



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

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

$$\alpha_s = 1$$

$$P_r = 1.2 * D + L + \Omega_0 * E = 1.2 * 1500 + 500 + 3 * 400 = 3500 \text{ kN}$$

$$A_g = 400^2 - 340^2 = 44400 \text{ mm}^2$$

$$Z_c = \frac{400 * 400^2}{4} - \frac{340 * 340^2}{4} = 6174000 \text{ mm}^3$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c * \left(f_{yc} - \frac{\alpha_s * P_r}{A_g} \right) = 2 * 6174000 * \left(235 - \frac{3500 * 10^3}{44400} \right) = 1928.4 \text{ kN.m}$$



از بارهای زنده اطلاعاتی در دسترس نیست، در نتیجه پارامتر M_v در گره، تنها ناشی از برش ناشی از M_{pr} خواهد بود.

$$\sum M_{pb}^* = 2 * \left(M_{pr} + V_{pr} * \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right) \right) = 2 * \left(786.96 * 10^6 + 281.06 * 10^3 * \left(0 + \frac{400}{2} \right) \right) \\ = 1686.36 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr} = c_{pr} * R_{yb} * Z_x * f_y = 1.4 * 1.15 * 208 * 10^4 * 235 = 786.968 \text{ kN.m}$$

$$Z_x = 2 * 200 * 20 * \frac{420}{2} + 2 * 200 * 10 * 100 = 2080000 \text{ mm}^3$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_n} = \frac{2 * 786.968 * 10^6}{5600} = 281.06 \text{ kN}$$

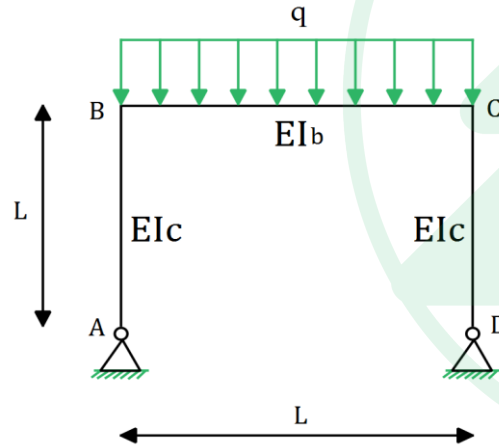
$$L_n = 6000 - 2 * \frac{400}{2} = 5600 \text{ mm}$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{1928.4}{1686.36} = 1.14$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح می باشد.



۵۹- در قاب شکل زیر به ازای چه نسبتی از $\frac{EI_c}{EI_b}$ لنگر خمشی حداکثر در عضو افقی دارای کمترین مقدار است؟ از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا و نیز آثار مرتبه دوم صرف نظر شود.



(۱) 1

(۲) 2

(۳) $\frac{2}{9}$

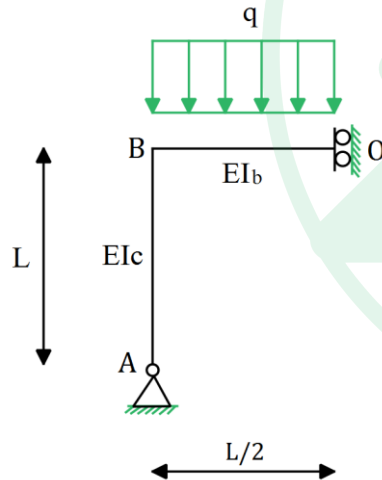
(۴) $\frac{1}{3}$

سبزسازه



حل سوال ۵۹:

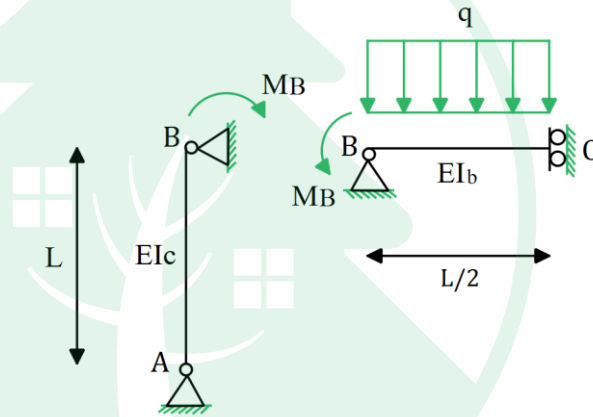
با کمی دقت می توان فهمید که سازه متقارن بوده و تحت بارگذاری متقارن قرار دارد، لذا بجای تحلیل کل سازه می توان سازه نیمه آن را تحلیل نمود. با توجه به داشتن خیز قائم و نداشتن شیب در محل محور تقارن از تکیه گاه لغزنده گیردار استفاده می کنیم بنابراین:



سبزسازه



در ادامه با توجه به برابر بودن شیب در دو سمت B رابطه سازگاری آن به صورت زیر می باشد:

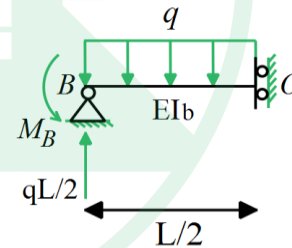


$$\sim^+ \theta_{BL} = \theta_{BR} \rightarrow + \frac{M_B * L}{3EI_c} = - \frac{M_B * \frac{L}{2}}{EI_b} + \frac{q * \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI_b}$$



$$\rightarrow \frac{M_B * L}{3EI_c} + \frac{M_B L}{2EI_b} = \frac{qL^3}{24EI_b} \rightarrow M_B = \frac{qL^2 * EI_c}{8EI_b + 12EI_c}$$

در نهایت با مشخص شدن M_B می توان قطعه BO را تحلیل کرده و با برابر قرار دادن حداکثر لنگر خمشی با حداقل لنگر خمشی در تیر نسبت $\frac{EI_c}{EI_b}$ را محاسبه نمود:



$$\sum M_O = 0 \rightarrow M_O + \frac{qL^2 * EI_c}{8EI_b + 12EI_c} + \frac{qL}{2} * \frac{L}{4} = \frac{qL}{2} * \frac{L}{2}$$



$$\rightarrow M_O = \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^2 * EI_c}{8EI_b + 12EI_c}$$

$$\rightarrow M_O = M_B$$

$$\rightarrow \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^2 * EI_c}{8EI_b + 12EI_c} = \frac{qL^2 * EI_c}{8EI_b + 12EI_c}$$

$$\rightarrow \frac{qL^2}{8} = \frac{2 * qL^2 * EI_c}{8EI_b + 12EI_c} \rightarrow 16EI_c = 8EI_b + 12EI_c \rightarrow 4EI_c = 8EI_b$$

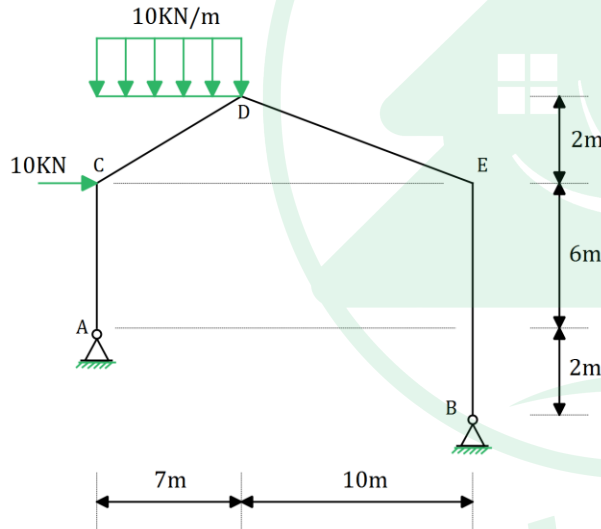
$$\frac{EI_c}{EI_b} = \frac{8}{4} = 2$$

سبzsازه

پاسخ سوال گزینه (۲)



۶۰- در شکل یک قاب دو بعدی شیب‌دار تحت بارهای وارد بر آن نشان داده شده است. تحلیل الاستیک مرتبه اول نشان می‌دهد صرف نظر از علامت، لنگر خمشی ایجاد شده در گره E از تیر DE برابر 100 KN.m است. بر این اساس لنگر خمشی در گره C از تیر CD صرف نظر از علامت به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 25 KN.m

۲) 135 KN.m

۳) 40 KN.m

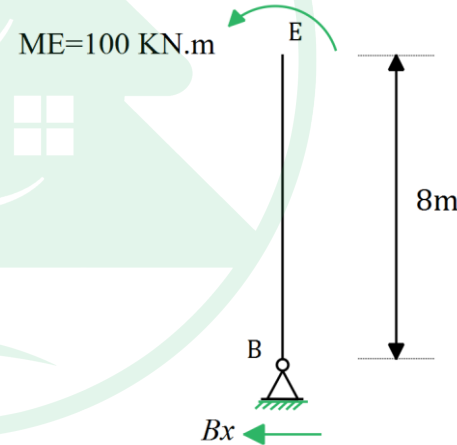
۴) 15 KN.m



حل سوال ۶۰: طبق مفاهیم استاتیک قاب‌ها و با توجه به مشخص بودن لنگر در نقطه E از قاب داریم:

محاسبه لنگر نقطه E به صورت پادساعتگرد برای ستون BE:

$$\sum^+ M_E = 0 \rightarrow B_x = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ KN} \leftarrow$$



سبزسازه



با نوشتن معادله تعادل افقی در کل قاب داریم:

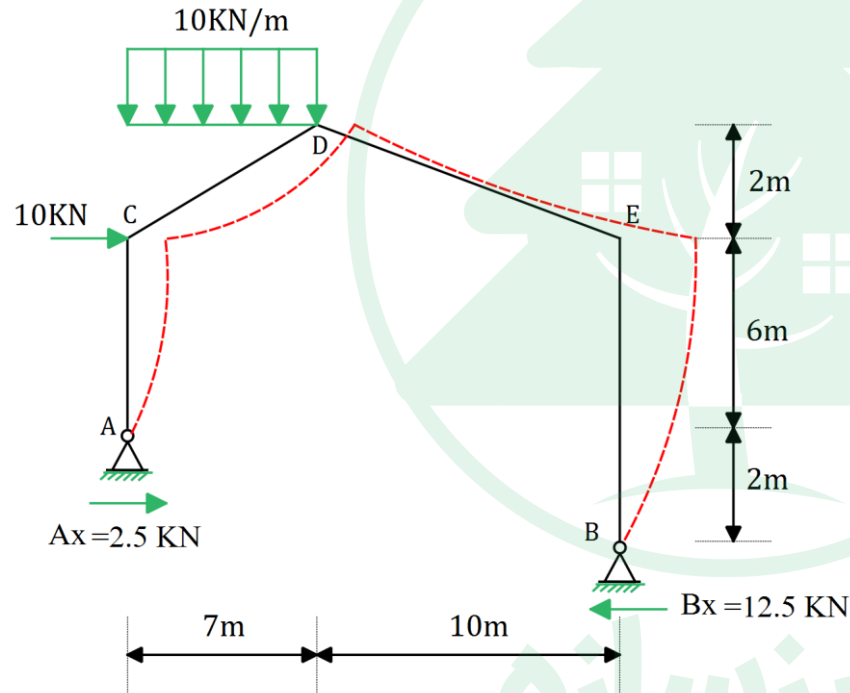
$$\rightarrow^+ \sum F_x = 0 \rightarrow A_x = B_x - 10 = 12.5 - 10 = 2.5 \text{ kN} \rightarrow$$

در نهایت با برش در نقطه C در ستون AC داریم:

$$\curvearrow^+ \sum M_C = 0 \rightarrow M_C = 2.5 * 6 = 15 \text{ kN.m}$$

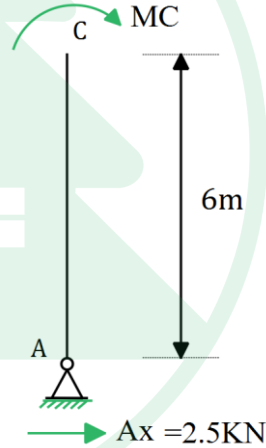


نکته مهم در مورد حل سوال 60 آزمون محاسبات: اگر جهت B_x را بر اساس تغییرشکل قاب تحت بارهای وارده در نظر بگیریم به صورت زیر عمل می‌کنیم:



در نهایت پاسخ سوال به صورت زیر می باشد.

$$\sum^+ M_C = 0 \rightarrow M_C = 2.5 * 6 = 15 \text{ KN.m}$$



پاسخ سوال گزینه (۴)

سبزسازه

