

حل سوالات مهر ۹۹

آزمون محاسبات نظام مهندسی



سوال ۱

سطح تست: متوسط

۱- یک تیر دو سر ساده به طول 5 متر متعلق به کف ساختمان سالن اجتماعات بدون صندلی ثابت، که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی را تحمل می‌نماید، تحت اثر بار مرده گسترده یکنواخت برابر 5 kN/m قرار دارد. فقط بر اساس کنترل ارتعاش، حداقل مقطع قابل قبول از نوع IPE برای این تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (بار زنده ناچیز فرض شود). $E = 2 * 10^5 \text{ MPa}$ و $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ و $(f_y = 240 \text{ MPa})$

IPE270 (1)

IPE240 (2)

IPE200 (3)

IPE220 (4)

سبزسازه



جواب ۱

مطابق بند ۱۰-۲-۱۰ و جدول ۴-۱۰-۲-۱۰:

جدول ۱۰-۲-۱۰: حداقل فرکانس نوسانی (دوره‌ای) کف‌ها

نوع کاربری	حداقل فرکانس نوسانی کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5 \text{ Hz}$
ساختمان‌های تجاری-فروشگاه‌ها	$f \geq 4 \text{ Hz}$
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4 \text{ Hz}$
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5 \text{ Hz}$
تعمیرگاه‌ها، سالن‌های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5 \text{ Hz}$
پارکینگ‌ها	$f \geq 4 \text{ Hz}$

برای محاسبه فرکانس نوسانی (f)، می‌توان از رابطه ۱۰-۲-۱۰ استفاده نمود:

$$f = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_{LS}}} \quad (10-2-1)$$

که در آن:

f = فرکانس نوسانی ارتعاش برحسب هرتز

Δ_{LS} = تغییرمکان نسبی قائم حداکثر کف برحسب میلی‌متر تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده

که دائمی فرض می‌شود.

g = شتاب ثقل برابر 9810 mm/s^2



جواب ۱

حداقل ارتعاش قابل قبول 8.5 هرتز می باشد. در نتیجه کافی است رابطه ارتعاش را نوشته و آن را بزرگتر مساوی 8.5 هرتز قرار داد.

$$q_D = 5 \text{ kN/m}$$

$$\Delta_{is} = \frac{5}{384} * \frac{(q_D) * L^4}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} * \frac{(5) * 5000^4}{2 * 10^5 * I} = \frac{203450520.8}{I}$$

$$0.18 \sqrt{\frac{9810}{\frac{203450520.8}{I}}} \geq 8.5$$

$$\frac{9810I}{203450520.8} \geq 2230$$

$$I \geq 46246901.4 \text{ mm}^4$$

$$I_{IPE270} = 5790 * 10^4 \text{ mm}^4 \geq 46246901.4 \text{ mm}^4$$

با مراجعه به جدول اشتایل:

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



جواب ۱

با مراجعه به جدول اشتایل:

IPE	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		I_x
	d	b_f	t_w	t_f	k	h	A	G	
							$\times 10^{-2}$		
	mm	mm					mm^2	kg/m	
80	80	46	3.8	5.2	10.2	59	7.64	6.00	80.1
100	100	55	4.1	5.7	12.7	74	10.3	8.10	171
120	120	64	4.4	6.3	13.3	93	13.2	10.4	318
140	140	73	4.7	6.9	13.9	112	16.4	12.9	541
160	160	82	5.0	7.4	16.4	127	20.1	15.8	869
180	180	91	5.3	8.0	17.0	146	23.9	18.8	1320
200	200	100	5.6	8.5	20.5	159	28.5	22.4	1940
220	220	110	5.9	9.2	21.2	177	33.4	26.2	2770
240	240	120	6.2	9.8	24.8	190	39.1	30.7	3890
270	270	135	6.6	10.2	25.2	219	45.9	36.1	5790

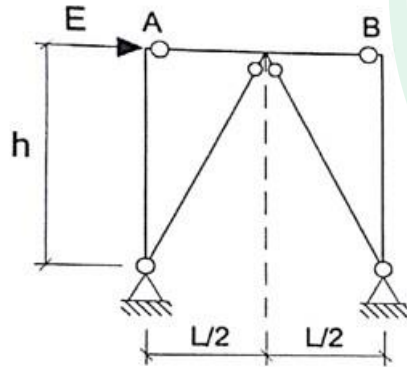
$$\begin{cases} IPE270 \rightarrow I_x = 5790 \text{ cm}^4 \\ IPE200 \rightarrow I_x = 1940 \text{ cm}^4 \\ IPE220 \rightarrow I_x = 2770 \text{ cm}^4 \\ IPE240 \rightarrow I_x = 3890 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

سبزسازه



سطح تست: متوسط

۲- در قاب مهاربندی شده همگرای معمولی شکل زیر فرض نمائید مقادیر بارهای ثقلی وارد بر تیر AB ناچیز بوده و در مهاربند کششی، مقدار نیروی نهایی ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته از حداکثر مقاومت کششی مورد نیاز مهاربندها $(R_y * f_y * A_g)$ بیش تر است. اگر P_n مقاومت فشاری اسمی مهاربندها باشد، حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز تیر بر اساس روش $LRFD$ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر خواهد بود؟



$$(R_y * f_y * A_g - 0.3P_n) \frac{L^2}{\sqrt{L^2 + 4h^2}} \quad (1)$$

$$(R_y * f_y * A_g - 0.3P_n) \frac{h * L}{2\sqrt{L^2 + 4h^2}} \quad (2)$$

$$(R_y * f_y * A_g - 0.3P_n) \frac{h * L}{\sqrt{L^2 + 4h^2}} \quad (3)$$

$$(R_y * f_y * A_g - 0.3P_n) \frac{L^2}{2\sqrt{L^2 + 4h^2}} \quad (4)$$

سبزه سازه



مطابق بند ۱۰-۳-۴-۱-۴-۱ مورد پ:

پ) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده و اتصالات آن‌ها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشند. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری ناشی از زلزله، مقاومت‌های موردنیاز تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار در حضور زلزله) که با آثار لرزه‌ای (با ضرایب بار مربوطه) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. آثار لرزه‌ای، در مهاربند کششی باید برابر کمترین دو مقدار $R_y F_y A_g / \alpha_s$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته $(\Omega_o E)$ و در مهاربند فشاری برابر $0.3 P_n / \alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن، P_n مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

سبزسازه



جواب ۲

برای محاسبه مقاومت خمشی مورد نیاز ابتدا نیروهای ناشی از بادبندهای فشاری و کششی را در محل اتصال به تیر اعمال می‌کنیم و سپس این نیروها را می‌توان در دو راستای طولی و قائم تجزیه نمود. بدیهی است مقدار لنگر خمشی متاثر از نیروهای قائم خواهد بود.

مقدار نیروی بادبند کششی (T_u) کم‌ترین از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$T_u = \min \left\{ \begin{array}{l} R_y * f_y * A_g \\ 1.2T_D + T_L + \Omega * T_E \end{array} \right.$$

مقدار نیروی بادبند فشاری (P_u) از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$P_u = 0.3P_n$$

$$M_u = \frac{W_u * L^2}{8} + \frac{L}{4} * (R_y * f_y * A_g - 0.3P_n) * \sin \theta$$

$$\sin \theta = \frac{h}{\sqrt{h^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2}} = \frac{h}{\sqrt{h^2 + \frac{L^2}{4}}}$$

سبزسازه



جواب ۲

صورت و مخرج کسر را به $\sqrt{4}$ ضرب می کنیم:

$$\sin \theta = \frac{2h}{\sqrt{4h^2 + L^2}}$$

بار ثقلی ناچیز است ($W_u \cong 0$):

$$\begin{aligned} M_u &= 0 + \frac{L}{4} * (R_y * f_y * A_g - 0.3P_n) * \frac{2h}{\sqrt{4h^2 + L^2}} \\ &= (R_y * f_y * A_g - 0.3P_n) \frac{h * L}{2\sqrt{L^2 + 4h^2}} \end{aligned}$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

توضیحات تکمیلی تر:

این تست از بخش ضوابط لرزه‌ای مربوط به مهاربند همگرای معمولی است که نکات آن در آیین نامه دارای پیچیدگی خاصی نیست. می توان با تسلط بر بندهای این قسمت، به آسانی به این تست پاسخ داد.



سطح تست: متوسط

۳- کدام یک از عبارت‌های زیر در خصوص قاب‌های مهاربندی‌شده فولادی صحیح است؟

$$(f_y = 240MPa \text{ و } E = 2 * 10^5 MPa)$$

- (1) در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی با مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸، محدودیت نسبت لاغری اعضای مهاربندی نسبت به قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه با مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸، سخت‌گیرانه‌تر است.
- (2) در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی با مهاربندی‌های ضربدری، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع اعضای مهاربندی نسبت به قاب مهاربندی‌شده همگرای ویژه با مهاربندی‌های ضربدری، سخت‌گیرانه‌تر است.
- (3) در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی با مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸، طراحی اعضای مهاربندی به صورت کششی تنها مجاز است.
- (4) در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه ضربدری، طراحی اعضای مهاربندی به صورت کششی تنها مجاز است.

سبزسازه



جواب ۳

بررسی گزینه ۱:

مطابق بند ۱۰-۳-۴-۱-۵-۲ برای مهاربندی همگرای معمولی با مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸:

۱۰-۳-۴-۱-۵-۲ محدودیت نسبت لاغری اعضای مهاربندی

مقدار نسبت لاغری (KL/r) مهاربند‌های از نوع ۷ یا ۸ نباید از $4\sqrt{E/F_y}$ بزرگ‌تر باشد.

$$\lambda \leq 4 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4 * \sqrt{\frac{2 * 10^5}{240}} = 115.47$$

از طرفی مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲-۵-۲ مورد الف برای مهاربندی همگرای ویژه با مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸ و قطری و ضربدری:

۱۰-۳-۴-۲-۵-۲ اعضای مهاربندی

در قالب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه، اعضای مهاربندی باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) مقدار نسبت لاغری (KL/r) عضو مهاربندی نباید از ۲۰۰ بزرگ‌تر باشد.

$$\lambda \leq 200$$

در نتیجه برای مهاربندی‌های معمولی کنترل لاغری سخت‌گیرانه‌تر است.

گزینه اول صحیح است.



بررسی گزینه ۲:

مطابق بند ۱۰-۳-۴-۱-۵ اعضای مهاربندی از نوع ۷ و ۸ در سیستم همگرای معمولی، بایستی فشرده لرزه ای باشند.

۱۰-۳-۴-۱-۵ الزامات عمومی

مقاطع اعضای مهاربندی باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴-۱ باشند.

از طرفی مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲-۵ اعضای مهاربندی از نوع ۷ و ۸ در سیستم همگرای ویژه، بایستی فشرده لرزه ای باشند.

۱۰-۳-۴-۲-۵ الزامات عمومی

مقاطع ستون‌ها، تیرها و اعضای مهاربندی باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴-۲ باشند. همچنین در مهاربندهای چندردیفی در یک طبقه، مقاطع تیرهای واقع در تراز ردیف‌های مهاربندی باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴-۲ باشند.

با مراجعه به جدول ۱۰-۳-۴-۲ مشاهده می شود که الزامات مربوط به λ_{hd} از الزامات مربوط به λ_{md} سخت گیرانه تر است.

در نتیجه گزینه ۲ صحیح نیست.



بررسی گزینه ۳:

مطابق بند ۱۰-۳-۴-۱-۲ تنها طراحی مهاربندی‌های قطری و ضربدری به صورت کششی تنها مجاز است. (طراحی بادبندی‌های ۷ و ۸ به صورت کششی تنها مجاز نیست).

توضیح: در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرایی معمولی، طراحی مهاربندهای قطری و ضربدری به صورت کششی تنها مجاز است.

این گزینه صحیح نیست.

سبزسازه



بررسی گزینه ۴:

مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲-۴-۴ در این حالت طراحی هیچ مهاربندی به صورت کششی تنها مجاز نیست.

۱۰-۳-۴-۲-۴-۴ مهاربندهای داری رفتار کششی تنها
در قلب‌های مهاربندی شده همگرایی ویژه طراحی مهاربندی‌ها به صورت کششی تنها مجاز نیست.

این گزینه صحیح نیست.

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

توضیحات تکمیلی‌تر:

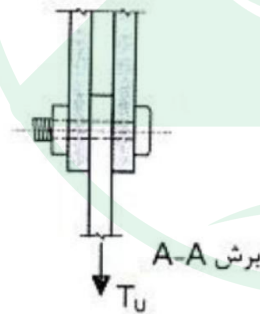
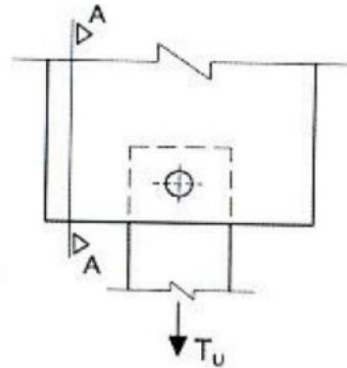
این تست با مطالعه متن آیین‌نامه به راحتی قابل حل است.

سبزسازه



سطح تست: متوسط

۴- در اتصال با عملکرد لغزش بحرانی و دارای وضعیت سطحی فلس دار حداقل با درجه $st2$ و رنگ نشده کاملاً محافظت شده، نشان داده شده در شکل زیر پیچ به قطر 16 میلی متر ($M16$) از رده A490 بوده و سوراخ از نوع بزرگ شده است. اگر لبه های ورق با گیوتین بریده شود، فقط براساس کنترل لغزش اتصال، حداکثر نیروی کششی نهایی قابل تحمل توسط اتصال (T_u) بر اساس روش $LRFD$ و حداقل فاصله مرکز سوراخ تا لبه ورق به ترتیب به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



- (1) 35mm و 65KN
- (2) 32mm و 33KN
- (3) 35mm و 33KN
- (4) 32mm و 65KN

سبزسازه



جواب ۴

بر اساس بند ۱۰-۲-۹-۳-۵ و بند ۱۰-۲-۹-۳-۲ ت:

۱۰-۲-۹-۳-۵ مقاومت کششی و برشی موجود در اتصالات لغزش بحرانی

مقاومت کششی موجود پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات لغزش بحرانی عیناً مشابه مقاومت کششی موجود آن‌ها در اتصالات انکابی و پیش‌تنیده بوده و براساس الزامات بند ۱۰-۲-۹-۳ تعیین می‌شود.

مقاومت برشی موجود پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات لغزش بحرانی براساس حالت حدی لغزش مساوی ϕR_{nv} در طراحی به روش LRFD و مساوی R_{nv}/Ω در طراحی به روش ASD بوده که در آن، ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_{nv} (مقاومت برشی اسمی) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$R_{nv} = \mu D_v h_f T_b n_s \quad (۱۰-۲-۹-۱۱)$$

• برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو

$$\phi = 1.0 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

• برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی یا راستای نیرو

$$\phi = 0.85 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.76 \text{ (ASD)}$$



• برای سوراخ‌های لوبیایی بلند

$$\Omega = 2.14 \text{ (ASD)} \quad \text{و} \quad \phi = 0.70 \text{ (LRFD)}$$

μ = ضریب اصطکاک به شرح زیر:

• برای وضعیت سطحی کلاس A: $\mu = 0.3$

این وضعیت سطحی باید دارای یکی از شرایط زیر باشد:

۱- سطح تمیزشده فلس دار حداقل با درجه St 2 مطابق فصل ۱۰-۴ و رنگ‌نشده کاملاً

محافظت‌شده

$D_u = 1.13$ که معرف نسبت پیش‌تنیدگی متوسط بیج‌ها به پیش‌تنیدگی حداقل اسمی بیج‌ها است

h_f = ضریب کاهش به خاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:

• در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 1

• در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 1

• در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به

یکدیگر مساوی 0.85

T_b = حداقل نیروی پیش‌تنیدگی بیج مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۵

n_g = تعداد صفحات لغزش



جدول ۱۰-۲-۹: حداقل نیروی پیش تنیدگی (T_p) در اتصالات پیش تنیده و لغزش بحرانی

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

سبزسازه



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

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

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



قسمت اول تست:

محاسبه T_u :

نیروی کششی در پیچ ها ایجاد برش می کند:

$$T_u \leq \phi * R_{nv}$$

$$R_{nv} = \mu * D_u * h_f * T_b * n_s$$

سوراخ از نوع بزرگ شده است:

$$\phi = 0.85$$

وضعیت سطحی فلس دار حداقل با درجه 2st و رنگ نشده کاملا محافظت شده است :

$$\mu = 0.3$$

$$D_u = 1.13$$

از ورق سخت کننده استفاده نشده است:

$$h_f = 1$$

$$T_b = 114kN$$

سبزسازه



جواب ۴

تعداد صفحات لغزش دو صفحه است:

$$n_s = 2$$

$$T_u \leq 0.85 * 0.3 * 1.13 * 1 * 114 * 2 = 65.7 kN$$

قسمت دوم تست:

لبه‌های ورق با گیوتین بریده می‌شود و سوراخ نیز از نوع بزرگ شده است.

ابتدا بر اساس بند ۱۰-۲-۹-۳ پ و جدول ۱۰-۲-۹-۷ حداقل فاصله مرکز سوراخ تا لبه ورق را برای سوراخ استاندارد بدست می‌آوریم. در ادامه بر اساس جدول ۱۰-۲-۹-۸، سه میلی‌متر به عدد بدست‌آمده اضافه می‌کنیم:

$$s \geq 2d + 3 = 2 * 16 + 3 = 35 mm$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

توضیحات تکمیلی تر:

این تست آسان بوده و برای حل آن کافی است با روابط مقاومت برشی پیچ‌های اصطکاکی آشنا بود.



سطح تست: سخت

۵- در یک تیر دو سر سازه تحت اثر بار گسترده یکنواخت که مقطع آن نیمرخ $IPE270$ است، در صورتی که مقدار تنش تسلیم فولاد مصرفی برابر $f_y = 275MPa$ باشد، طول مهارنشده عضو در مرز بین حالت حدی کمانش پیچشی-جانبی غیرارجاعی و ارتجاعی بر حسب متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ تیر $IPE270$ تحت اثر لنگر خمشی حول محور قوی قرار دارد.

(1) 5.55

(2) 1.41

(3) 3.25

(4) 4.75

سبزسازه



جواب ۵

بر اساس بند ۱۰-۲-۵-۲:

L_r = طول مهارنشده عضو مطابق رابطه زیر که مرز بین حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک و الاستیک را مشخص می‌کند.

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (۷-۵-۲-۱۰)$$

F_{cr} = تنش بحرانی کمانش الاستیک جانبی-پیچشی مطابق رابطه ۱۰-۲-۵-۸:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (۸-۵-۲-۱۰)$$

توضیح: در رابطه ۱۰-۲-۵-۸ عبارت زیر رادیکال را می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

E = مدول الاستیسیته فولاد

J = ثابت پیچشی که مقدار آن را به‌طور تقریبی می‌توان از طریق رابطه $\frac{1}{3} \sum b t^3$ تعیین نمود که

در آن b بهنا و t ضخامت اجزاء مقطع است.

S_x = اساس مقطع الاستیک حول محور x (محور قوی)

h_o = فاصله مرکز تا مرکز بال‌ها

r_{ts} = شعاع ژیراسیون مؤثر طبق رابطه زیر:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (۹-۵-۲-۱۰)$$



c = ضریبی است طبق روابط زیر:

- برای مقاطع I شکل یا دو محور تقارن $c = 1$

- برای مقاطع ناودانی $c = 0.5h_o\sqrt{I_y/C_w}$

C_w = ثابت تابیدگی

I_y = ممان اینرسی مقطع حول محور y (محور ضعیف)

تبصره ۱: برای مقاطع I شکل دارای دو محور تقارن یا بال مستطیلی، $C_w = I_y \frac{h_o^2}{4}$ بوده و در نتیجه

برای این نوع مقاطع، رابطه ۱۰-۵-۲ به صورت زیر ساده می شود:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x} \quad (10-5-2)$$

همچنین r_{ts} را می توان مطابق با رابطه ۱۰-۵-۲، به طور محافظه کارانه برابر شعاع ژیراسیون مقطعی شامل بال فشاری و یک ششم جان حول محور ماربر جان در نظر گرفت:

سبزسازه



جواب ۵

تیر مورد نظر تحت خمش حول محور قوی است و مقطع آن دارای دو محور تقارن است. همچنین مقاطع جدول اشتایل از نظر بال و جان فشرده هستند. در نتیجه می‌توان از بند ۱۰-۲-۵-۲ اقدام به محاسبه L_r نمود.

خواسته تست پارامتر L_r بوده که از رابطه ۱۰-۲-۵-۷ بدست می‌آید.

پارامترهای این رابطه عبارتند از:

$$r_{ts} = 3.57cm = 35.7mm$$

$$j = 16cm^4 = 16 * 10^4mm^4$$

$$c = 1$$

$$S_x = 429cm^3 = 429 * 10^3mm^3$$

$$h_0 = 259.8mm$$

$$f_y = 275MPa$$

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

	h (cm)	b_f (cm)	t_w (cm)	t_f (cm)	c (cm)	$h - \bar{y}_c$ (cm)	A (cm ²)	I_x (cm ⁴)	S_x (cm ³)	r_x (cm)	Z_x (cm ³)	I_y (cm ⁴)	S_y (cm ³)	r_y (cm)	Z_y (cm ³)	J (cm ⁴)	C_w (cm ⁶)	h_o (cm)	r_{ts} (cm)
IPE 140	14	7.3	0.47	0.69	1.39	11.2	16.4	541	77.3	5.74	88.3	44.9	12.3	1.65	19.2	2.45	1980	13.31	1.97
IPE 160	16	8.2	0.5	0.74	1.64	12.7	20.1	869	109	6.58	124	68.3	16.7	1.84	26.1	3.62	3960	15.26	2.19
IPE 180	18	9.1	0.53	0.8	1.70	14.6	23.9	1320	146	7.42	166	101	22.2	2.05	34.6	4.81	7430	17.2	2.44
IPE 200	20	10	0.56	0.85	2.05	15.9	28.5	1940	194	8.26	221	142	28.5	2.24	44.6	7.01	12990	19.15	2.65
IPE 220	22	11	0.59	0.92	2.12	17.7	33.4	2770	252	9.11	285	205	37.3	2.48	58.1	9.1	22670	21.08	2.93
IPE 240	24	12	0.62	0.98	2.48	19.0	39.1	3890	324	9.97	367	284	47.3	2.69	73.9	12.9	37390	23.02	3.18
IPE 270	27	13.5	0.66	1.02	2.52	21.9	45.9	5790	429	11.2	484	420	62.2	3.02	97	16	70580	25.98	3.57

سبزسازه



جواب ۵

اکنون این پارامترها را در رابطه جایگذاری می کنیم:

$$L_r = 1.95 * 35.7 * \frac{2 * 10^5}{0.7 * 275} * \sqrt{\frac{16 * 10^4 * 1}{429 * 10^3 * 259.8}} + \sqrt{\left(\frac{16 * 10^4 * 1}{429 * 10^3 * 259.8}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 275}{2 * 10^5}\right)^2}$$

$$= 4760mm = 4.76 m$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

توضیحات تکمیلی تر:

این تست وقت گیر و برای حل آن زمان کافی نیاز است. بهتر است حل چنین تست هایی را به ساعت آخر پاسخگویی موکول کنید.

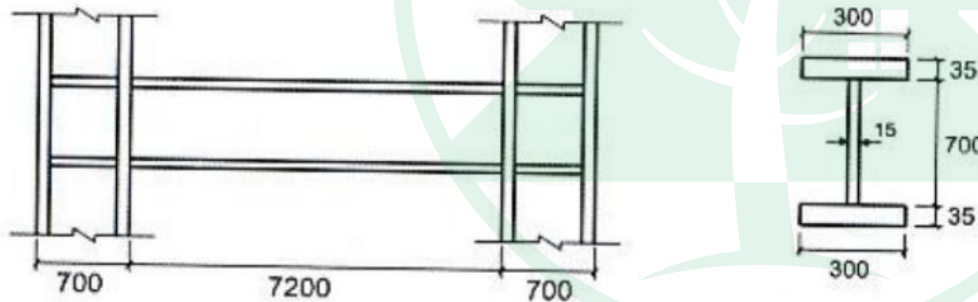
نکته دوم در حل این تست استفاده از یک واحد یکسان برای حل تست است. یا باید از واحد نیوتن و میلی متر استفاده کنیم و یا از واحد سانتی متر و کیلوگرم بر سانتی متر مربع.

سبزسازه



سطح تست: آسان

۶- کدام گزینه نوع اتصال گیردار مجاز از پیش تایید شده تیر فولادی از جنس $S235JR$ با مقطع زیر که به ستون H شکل در قاب خمشی متوسط متصل می شود را مشخص می کند؟ ابعاد در شکل به میلی متر بوده و فرض کنید تیر در سرتاسر طول خود از مهارهای جانبی کافی برخوردار است.



- WFP (1)
- RBS (2)
- WUF – W (3)
- BFP (4)

سبزسازه



مطابق بند ۱۰-۳-۷-۲-۱ موارد ۱ و ۳ و ۴ و بند ۱۰-۳-۷-۲-۲ مورد ۱:

۱۰-۳-۷-۲-۱ تیرها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نورده شده 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 میلی متر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از ۶۰۰ کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۳) ضخامت پال مقطع تیر نباید از ۵۵ میلی متر بیشتر باشد.

(۴) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب های خمشی ویژه و از ۵ در قاب های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۷-۲-۲ ستون ها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نورده شده H شکل، مقاطع ساخته شده دارای مقطع H شکل، جعبه ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق های کناری (مقاطع H شکل جعبه ای شده) و مقاطع صلیبی شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ های نورده شده برای ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقاطع H شکل و عمق و پهنای مقاطع صلیبی شکل نباید از ۱۰۰۰ میلی متر و عمق و پهنای مقاطع جعبه ای شکل و H شکل جعبه ای شده نباید از ۷۵۰ میلی متر بیشتر باشد.



بررسی گزینه ۲:

$$h = 770\text{mm} \leq 1000\text{mm} \quad ok$$

$$t_f = 35\text{mm} \leq 55\text{mm} \quad ok$$

$$\frac{L_n}{h} = \frac{7200}{770} = 9.35 \geq 5 \quad ok$$

$$d_c = 700 \leq 1000 \quad ok$$

در نتیجه الزامات اتصال RBS برای این اتصال برقرار است.

گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



در سایر گزینه‌ها محدودیت ضخامت بال برقرار نیست:

در گزینه ۱ بر اساس بند ۱۰-۳-۷-۵-۱ مورد ۵:

$$t_f \leq 30mm$$

در گزینه ۳ بر اساس بند ۱۰-۳-۷-۶-۱ مورد ۶:

$$t_f \leq 30mm$$

در گزینه ۴ بر اساس بند ۱۰-۳-۷-۴-۱ مورد ۵:

$$t_f \leq 30mm$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

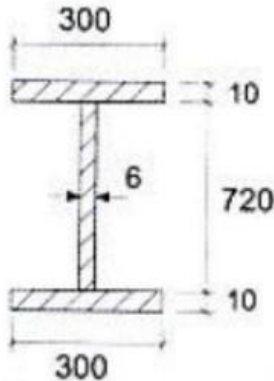
توضیحات تکمیلی تر:

این تست با مطالعه متن آیین‌نامه به راحتی قابل حل است.



سطح تست: متوسط

۷- در یک تیر فولادی ساخته شده از ورق با مقطع شکل زیر، فاصله آزاد بین سخت کننده های عرضی در یک چشمه برابر $1500mm$ است. در صورتی که استفاده از عمل میدان کششی در این چشمه مجاز باشد، نسبت مقاومت برشی اسمی با توجه به عمل میدان کششی به مقاومت برشی اسمی مقطع بدون توجه به عمل میدان کششی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است. $E = 2 * 10^5 MPa$ و $f_y = 235 MPa$



(1) 1.30

(2) 1

(3) 1.10

(4) 1.20

سبzsازه



مطابق بند ۱۰-۲-۶-۲ و بند ۱۰-۲-۶-۲:

۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اسمی بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \quad (۱۰-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد جان

$d t_w = A_w$ = مساحت جان که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان

C_{v1} = ضریب مقاومت برشی جان به شرح زیر:

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده که $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد:

$$C_{v1} = 1 \quad (۲-۶-۲-۱۰)$$

ب) برای جان سایر مقاطع I شکل و ناودانی:

$$\text{ب-۱) برای } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} :$$

$$C_{v1} = 1 \quad (۳-۶-۲-۱۰)$$



ب-۲) برای $\frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_{vt} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (4-2-10)$$

در روابط فوق، k_v ضریب کماتش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود:

- برای جان مقاطع بدون سخت‌کننده:

$$k_v = 5.34 \quad (5-2-10)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h \leq 3$:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (6-2-10)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h > 3$:

$$k_v = 5.34 \quad (7-2-10)$$

در روابط فوق:

t_w ضخامت جان مقطع

a فاصله آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان

h فاصله آزاد بین دو بال منتهای گردی محل اتصال جان به بال، برای تیرهای نورد شده

= فاصله آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته‌شده از ورق با اتصال جان به بال‌ها به وسیله جوش



جواب ۷

۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اسمی با توجه به عمل میدان کششی

در مواردی که قطعات سخت کننده عرضی با $a/h \leq 3$ در جان تیر تعبیه شود، در چشمه‌های داخلی فاقد بازشو در جان می‌توان برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضا از عمل میدان کششی استفاده نمود. در این حالت مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمائنش برشی از روابط زیر تعیین می‌شود:

$$\text{الف) برای } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_y E}{F_y}}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \quad (۱۰-۶-۲-۸)$$

$$\text{ب) برای } \frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{k_y E}{F_y}}$$

$$\text{ب-۱) در صورت برقراری هر سه شرط } \frac{2A_w}{A_{fc} + A_f} \leq 2.5 \text{ و } \frac{h}{b_{fc}} \leq 6 \text{ و } \frac{h}{b_{pf}} \leq 6$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \left(C_{v2} + \frac{1 - C_{v2}}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \quad (۱۰-۶-۲-۹)$$

ب-۲) در غیر این صورت:

$$V_n = 0.6 F_y A_w \left(C_{v2} + \frac{1 - C_{v2}}{1.15 \left((a/h) + \sqrt{1 + (a/h)^2} \right)} \right) \quad (۱۰-۶-۲-۱۰)$$



در روابط فوق:

$$A_{fc} = \text{مساحت بال فشاری}$$

$$A_{ff} = \text{مساحت بال کششی}$$

$$b_{fc} = \text{پهنای بال فشاری}$$

$$b_{ff} = \text{پهنای بال کششی}$$

تعریف سایر پارامترها در بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ آمده است.

C_{v2} = ضریب کماتش برشی جان به شرح زیر:

$$- \text{ برای } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

(۱۰-۶-۲-۱۱)

$$C_{v2} = 1$$

$$- \text{ برای } 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$



$$C_{v2} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (۱۲-۶-۲-۱۰)$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad \text{برای}$$

$$C_{v2} = \frac{1.51 k_v E}{\left(h/t_w\right)^2 F_y} \quad (۱۳-۶-۲-۱۰)$$

تذکره: در صورتی که مقاومت برشی اسمی به دست آمده با توجه به عمل میدان کششی کوچکتر از مقاومت برشی حاصل از رابطه ۱۰-۲-۶-۲-۱ باشد، مقاومت برشی اسمی را می توان بدون توجه به عمل میدان کششی محاسبه نمود.

سبزسازه



جواب ۷

ابتدا ضریب C_{v1} را بدست می آوریم:

$$\frac{a}{h} = \frac{1500}{720} = 2.084 \leq 3$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{2.084^2} = 6.15$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{720}{6} = 120 \geq 1.1 \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} = 1.1 * \sqrt{\frac{6.15 * 2 * 10^5}{235}} = 79.59 \rightarrow C_{v1} = \frac{1.1 \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$= \frac{79.59}{120} = 0.664$$

در ادامه ضریب C_{v2} محاسبه می شود و باید ضریب مربوطه محاسبه شده و با C_{v1} مقایسه شود و حداکثر عدد برداشت شود.

کنترل سه شرط:

شرط اول:

$$\frac{2 * 720 * 6}{2 * 300 * 10} = 1.44 \leq 2.5$$

$$\frac{720}{300} = 2.4 \leq 6$$

کنترل شرط های ۲ و ۳:



بنابراین ضریب مربوطه در رابطه مقاومت برشی اسمی برابر می شود با:

$$C_{v2} + \frac{1 - C_{v2}}{1.15 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}}$$

محاسبه C_{v2} :

$$1.1 \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} = 1.1 * \sqrt{\frac{6.15 * 2 * 10^5}{235}} = 79.59$$

$$1.37 \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} = 1.37 * \sqrt{\frac{6.15 * 2 * 10^5}{235}} = 99.12$$

$$\rightarrow 120 > 99.12$$

$$\rightarrow C_{v2} = \frac{1.51 * 6.15 * 2 * 10^5}{120^2 * 235} = 0.55$$

سبزسازه



$$\rightarrow C_{v2} + \frac{1 - C_{v2}}{1.15\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} = 0.55 + \frac{1 - 0.55}{1.15\sqrt{1 + 2.084^2}} = 0.72$$

$$\max \begin{cases} 0.664 \\ 0.72 \end{cases} = 0.72$$

$$\rightarrow \frac{0.72}{0.664} = 1.08 \cong 1.1$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

توضیحات تکمیلی تر:

حل این تست کمی زمان بر است ولی با تسلط بر موضوع برش و سرعت عمل می توان در زمان مناسب به این تست پاسخ داد.

سبزسازه



سطح تست: آسان

۸- در خصوص تقویت اتصالات پیچی در ساختمان‌های موجود از طریق جوشکاری اگر استفاده از مشارکت جوش و پیچ در مقاومت اتصال مد نظر باشد، کدام یک از عبارت‌های زیر صحیح است؟

- (1) تقویت اتصال به شرطی مجاز است که سهم بخش جوشکاری از کل مقاومت مورد نیاز کم‌تر از ۲۵ درصد بوده و پیچ‌ها پیش‌تنیده نشده باشند.
- (2) تقویت اتصال به شرطی مجاز است که پیچ‌ها از نوع پرمقاومت بوده و اتصال از نوع لغزش بحرانی طراحی و اجرا شده باشد.
- (3) تقویت اتصال به شرطی مجاز است که پیچ‌ها از نوع پرمقاومت بوده و به نوع عملکرد پیچ‌های اتصال بستگی ندارد.
- (4) تقویت اتصال تحت هیچ شرایطی مجاز نیست.



مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱-۶ و بند ۱۰-۲-۹-۳-۱ پ گزینه ۲ صحیح است.

۱۰-۲-۹-۱-۶ ترکیب پیچ و جوش

به طور کلی وقتی در یک اتصال از ترکیب جوش و پیچ استفاده می شود پیچ را نمی توان در تحمل بار با جوش سهمیم دانست. اما در صورت رعایت شرایط زیر، در تعیین مقاومت موجود اتصال مشکل از پیچ های پرمقاومت و جوش های گوشه طولی، مقاومت اسمی آن را می توان برابر مجموع مقاومت لغزشی اسمی پیچ ها و مقاومت اسمی جوش های گوشه طولی در نظر گرفت:

الف) پیچ ها از نوع پرمقاومت بوده و به صورت لغزش بحرانی طراحی شده باشند.

ب) در طراحی به روش LRFD ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi = 0.75$ و در طراحی به روش ASD ضریب اطمینان برابر $\Omega = 2.00$ در نظر گرفته شود.

پ) اگر پیچ های پرمقاومت با استفاده از روش چرخاندن اضافی مهره ها مطابق الزامات فصل ۱۰-۴ پیش تنیده شوند، مقاومت موجود جوش های گوشه طولی از 50 درصد مقاومت مورد نیاز اتصال کمتر نباشد.

ت) اگر پیچ های پرمقاومت با استفاده از هر روشی به جز روش چرخاندن اضافی مهره ها مطابق الزامات فصل ۱۰-۴ پیش تنیده شوند، مقاومت موجود جوش های گوشه طولی از 70 درصد مقاومت مورد نیاز اتصال کمتر نباشد.

ث) مقاومت موجود پیچ های پرمقاومت از 33 درصد مقاومت مورد نیاز اتصال کمتر نباشد.



تبصره ۱: در اتصالات ترکیبی (ترکیب پیچ و جوش‌های طولی) مقاومت موجود اتصال لزومی ندارد کمتر از مقاومت پیچ‌ها به تنهایی و مقاومت جوش‌ها به تنهایی در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: در خصوص ساختمان‌های موجودی که اتصالات آن‌ها از نوع پیچی است، تقویت اتصال از طریق جوش، به شرطی مجاز است که پیچ‌های موجود از نوع پرمقاومت و با عملکرد لغزش بحرانی طراحی و اجرا شده باشند. در این‌گونه موارد جوش باید نیروهای مازاد بر آنچه پیچ تحمل می‌کند را انتقال دهد و در هر حال مقاومت موجود جوش نباید کمتر از 25 درصد مقاومت مورد نیاز اتصال باشد.

سبزسازه



پ) **اتصالات لغزش بحرانی:** اتصالات لغزش بحرانی اتصالاتی هستند که در آنها پیچ‌ها مانند پیچ‌های پیش‌تنیده به یکی از روش‌های مجاز سفت می‌شوند؛ لیکن انتقال نیروی برشی در اتصال، توسط مقاومت در برابر لغزش بین سطوح در تماس اتصال انجام می‌پذیرد. در اتصالات لغزش بحرانی، سطوح تماس باید دارای وضعیت سطحی کلاس A یا B مطابق بند ۱۰-۳-۹-۵ باشند. در سطوح در تماس این نوع اتصالات نباید لغزش رخ دهد و پیچ به جداره سوراخ اتکاء نمی‌یابد. باین‌وجود، مقاومت اتکایی و پارگی موجود باید مطابق بندهای ۱۰-۳-۹-۷ و ۱۰-۳-۹-۸ کنترل شود. مقاومت موجود این پیچ‌ها مطابق بند ۱۰-۳-۹-۵ و ۱۰-۳-۹-۶ انجام می‌پذیرد.

بررسی گزینه ۱:

مطابق مورد پ بند ۱۰-۳-۹-۲ پیچ‌های پرمقاومت باید پیش‌تنیده شوند.

این گزینه صحیح نیست.

توضیحات تکمیلی‌تر: این تست به راحتی با مطالعه متن مبحث دهم قابل حل است.



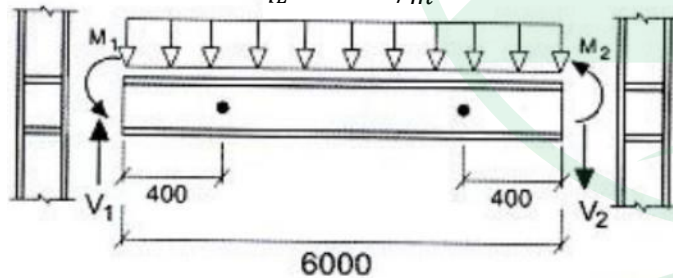
سطح تست: سخت

۹- تیر نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک قاب خمشی ویژه با اتصالات گیردار از نوع BFP بوده و مقدار لنگر پلاستیک تیر ساخته شده از ورق برابر 375.6 kN.m است. اگر طول دهانه آزاد تیر برابر ۶ متر و محل مفصل پلاستیک در فاصله ۴۰۰ میلی متر از بر ستون در هر دو سمت تیر و بار ثقلی ضریب دار ناشی از بارهای مرده و زنده (با ضرایب بار مربوطه به ترکیب بارگذاری شامل نیروی زلزله) برابر 34 kN/m باشد، حداکثر لنگرهای خمشی مورد انتظار M_1 و M_2 در وجه اتصال تیر به ستون (براساس جهت لنگرهای نشان داده شده در شکل) به ترتیب به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ابعاد روی شکل به میلی متر است. (فرض کنید علی رغم برابر بودن لنگر پلاستیک تیر، مقطع در حد فاصل بین دو ستون ثابت نباشد.)

$$q_D = 20 \text{ kN/m}$$

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

$$F_y = 240 \text{ MPa} \text{ و } F_u = 360 \text{ MPa}$$

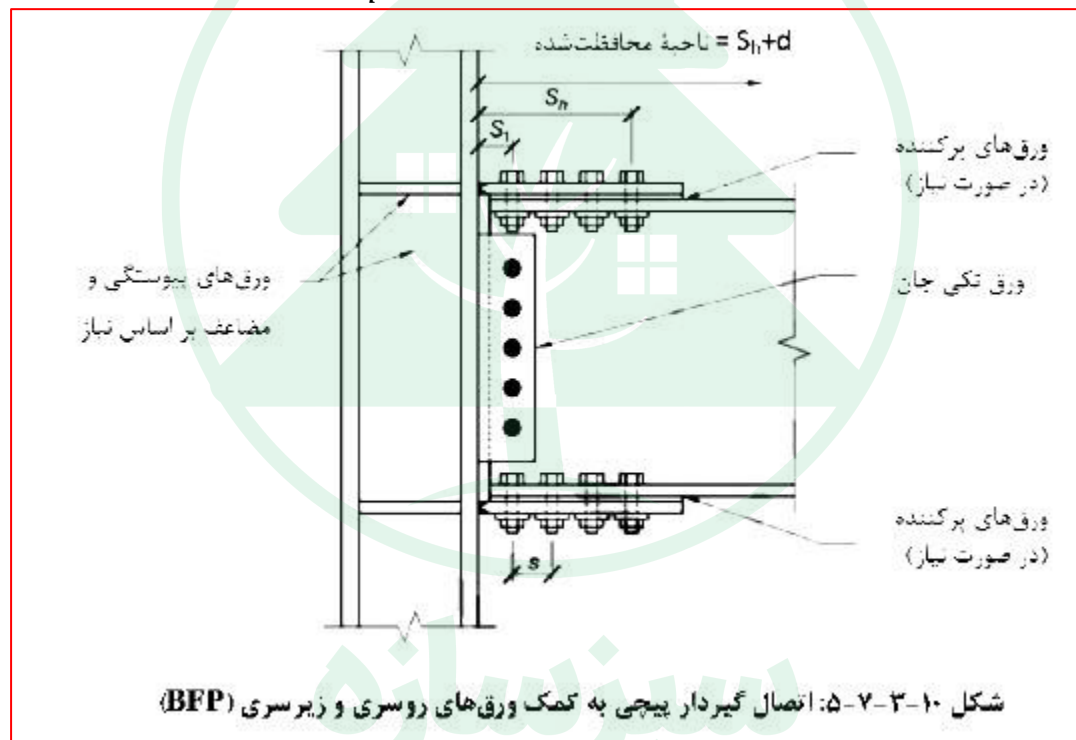


- (1) 458 kN.m و 558 kN.m
- (2) 636 kN.m و 636 kN.m
- (3) 560 kN.m و 636 kN.m
- (4) 558 kN.m و 558 kN.m

سبزسازه



مطابق بند ۴-۷-۳-۱۰ و بند ۷-۳-۳-۱۰ مورد ب و بند ۶-۳-۳-۱۰ تعریف C_{pr} :

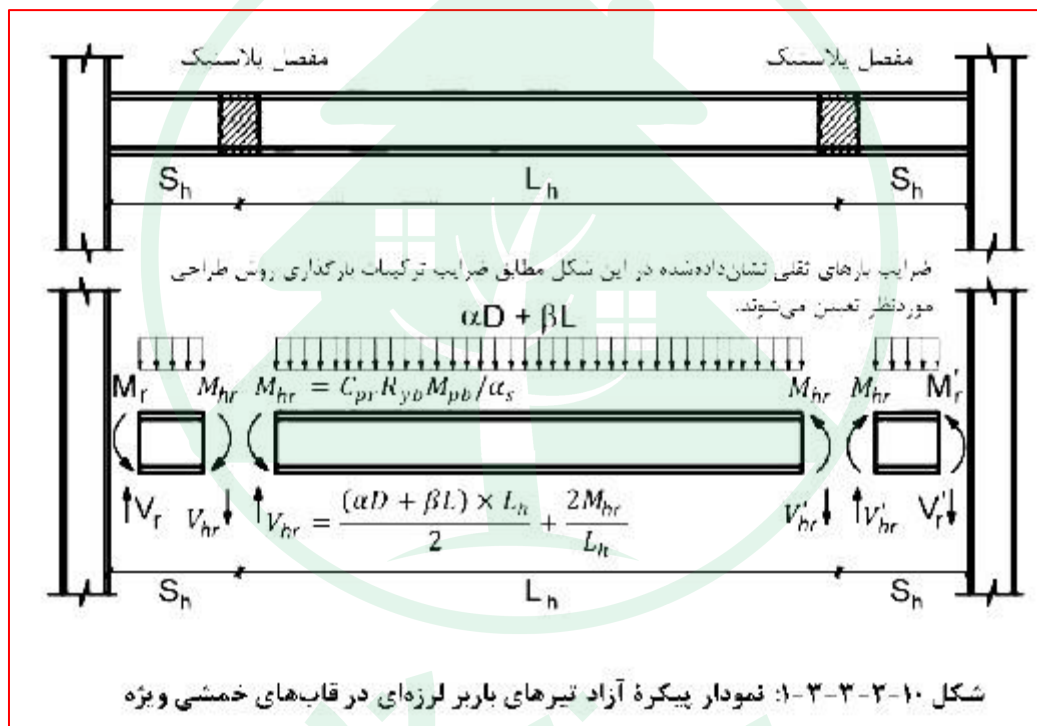


شکل ۱۰-۷-۵: اتصال گیردار پیچی به کمک ورق های روسری و زیرسری (BFP)



ب) در صورتی که مقطع تیر در فاصله بین دو ستون ثابت باشد، مقاومت خمشی مورد نیاز تیر صرفاً براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین می شود و نیازی به کنترل اضافی نیست. در غیر این صورت، علاوه بر آن محاسبات، مقاومت خمشی مورد نیاز تیر در فاصله بین دو مفصل پلاستیک با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقی (یا ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزله محدود به ظرفیت (E_d) به ترتیبی که در بند (الف) ذکر شد، ترکیب می شوند، تعیین می گردد. در این حالت در کنترل کفایت مقطع تیر برای تأمین مقاومت خمشی مورد نیاز، مقاومت خمشی موجود تیر را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ محاسبه می شود، می توان در R_y ضرب کرد.





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

مقادیر R_y و R_t فولاد		
نوع مصالح	R_y	R_t
مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده	1.25	1.1
سایر مقاطع نورد شده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی	1.2	1.1
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15	1.1

C_{pr} = ضریبی است که دربرگیرنده آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبه حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل اتصال استفاده می‌شود. به جز در مواردی که مطابق پندهای ۱۰-۳-۶ و ۱۰-۳-۷ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطه زیر تعیین شود:

$$1.1 \leq C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{2F_y} \leq 1.2 \quad (۱۰-۳-۳-۴)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد تیر

F_u = تنش کششی نهائی مشخصه فولاد تیر



در این تست نیاز است لنگرهای نهایی بر اتصال محاسبه شود. برای این کار یک بار بایستی برای سمت چپ این اعداد نوشته شود و یک بار هم برای سمت راست.

ابتدا لنگرها بر اساس ظرفیت محاسبه می شود و سپس لنگرها بر اساس ترکیب بار متعارف نوشته می شود و در نهایت بیشترین عدد برداشت می شود.

محاسبه لنگرها بر اساس ظرفیت:

با استفاده از شکل ۱۰-۳-۳-۳ برای سمت چپ روابط به صورت زیر است:

$$M_1 = M_{pr} + V_{pr} * S_h + q_u * \frac{S_h^2}{2}$$

$$M_{pr} = R_y * C_{pr} * M_P$$

در این حالت:

$$q_u = 1.2 * 20 + 10 = 34 \text{ kN/m}$$

از جدول ۱۰-۳-۲-۱ برای ورق‌ها:

$$R_y = 1.15$$



$$1.1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

$$1.1 \leq C_{pr} = \frac{240 + 360}{2 * 240} = 1.25 \leq 1.2$$

$$\rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$$M_{pr} = 1.15 * 1.2 * 375.6 = 518.4 kN.m$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u * L_h}{2}$$

$$L_h = L - 2S_h = 6 - 2 * 0.4 = 5.2m$$

$$= \frac{2 * 518.4}{5.2} + \frac{34 * 5.2}{2} = 288 kN$$

$$M_1 = 518.4 + 288 * 0.4 + \frac{34 * 0.4^2}{2} = 636.32 kN.m$$



برای سمت راست روابط به صورت زیر است:

$$M_2 = M_{pr} + V_{pr} * S_h - q_u * \frac{S_h^2}{2}$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} - \frac{q_u * L_h}{2}$$

$$V_{pr} = \frac{2 * 518.4}{5.2} - \frac{34 * 5.2}{2} = 111 kN$$

$$M_2 = 518.4 + 111 * 0.4 - \frac{34 * 0.4^2}{2} = 560 kN.m$$

سبزسازه



محاسبه لنگرها بر اساس ترکیب بار متعارف:

$$\begin{cases} 1.4 * q_D = 1.4 * 20 = 28 \\ 1.2q_D + 1.6 * q_L = 1.2 * 20 + 1.6 * 10 = 40 = 40 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$M_u = \frac{40 * 6^2}{12} = 120 \text{ kN.m}$$

در نتیجه:

$$M_1 = \max \begin{cases} 636.32 \\ 120 \end{cases} = 636.32$$

$$M_2 = \max \begin{cases} 560 \\ 120 \end{cases} = 560$$

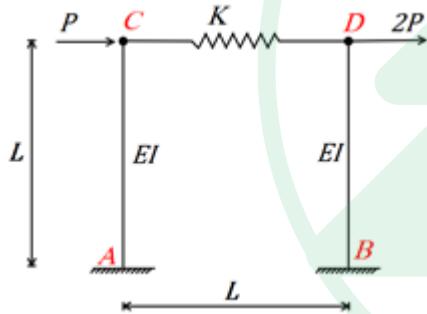
بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۱۰

۱۰- در قاب شکل زیر اگر $K = \frac{3EI}{L^3}$ باشد مقدار لنگر خمشی در پای ستون سمت چپ قاب (تکیه گاه A) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



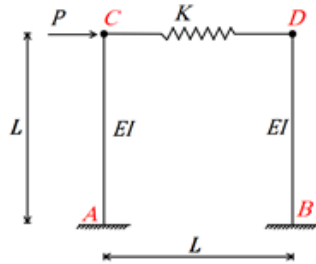
- (1) $2PL$
- (2) $\frac{5PL}{3}$
- (3) $\frac{4PL}{3}$
- (4) $\frac{2PL}{3}$

سبزسازه



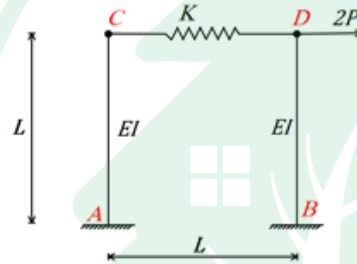
جواب ۱۰

سازه را می‌توان به دو سازه جدا تحت نیروی P و $2P$ تبدیل کرده و در نهایت با استفاده از جمع آثار قوا مقدار لنگر تکیه‌گاه A را بدست آورد.



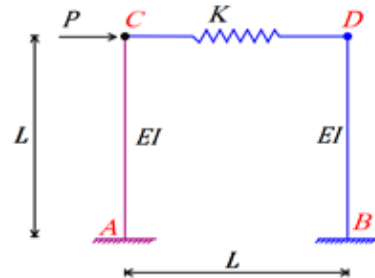
سازه (1)

+



سازه (2)

تحلیل سازه شماره (۱): ستون طره‌ای BD و فنر انتقالی CD با هم به صورت فنر سری رفتار کرده و رفتار آنها با ستون طره‌ای AC به صورت فنرهای موازی می‌باشد.



سازه (1)

$$K_{AC} = \frac{3EI}{L^3}$$

$$K_{BD} = \frac{3EI}{L^3}$$

$$K_{\text{فنر}} = \frac{3EI}{L^3}$$



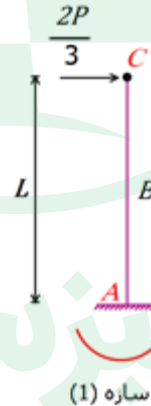
$$K_{\text{سری}} = \frac{\frac{3EI}{L^3} * \frac{3EI}{L^3}}{\frac{3EI}{L^3} + \frac{3EI}{L^3}} = \frac{3EI}{2L^3}$$

$$K_{eq} = \frac{3EI}{L^3} + \frac{3EI}{2L^3} = \frac{9EI}{2L^3}$$

$$F_{AC} = \frac{K_{AC}}{K_{eq}} * P = \frac{\frac{3EI}{L^3}}{\frac{9EI}{2L^3}} * P = \frac{2P}{3}$$

$$M_{A1} = F_{AC} * L = \frac{2}{3} P * L = \frac{2}{3} PL$$

در نهایت داریم:



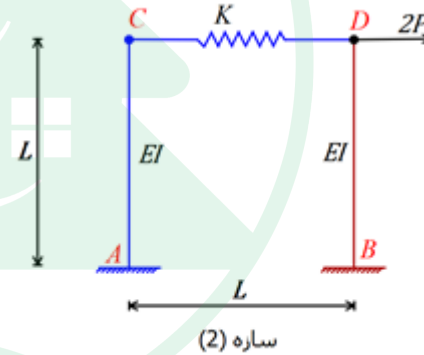
جواب ۱۰

تحلیل سازه شماره (۲): ستون طره‌ای AC و فنر انتقالی CD با هم به صورت فنر سری رفتار کرده و رفتار آن‌ها با ستون طره‌ای BD به صورت فنرهای موازی می‌باشد.

$$K_{\text{سری}} = \frac{\frac{3EI}{L^3} * \frac{3EI}{L^3}}{\frac{3EI}{L^3} + \frac{3EI}{L^3}} = \frac{3EI}{2L^3}$$

$$K_{eq} = \frac{3EI}{L^3} + \frac{3EI}{2L^3} = \frac{9EI}{2L^3}$$

$$F_{AC} = \frac{K_{\text{سری}}}{K_{eq}} * P = \frac{\frac{3EI}{2L^3}}{\frac{9EI}{2L^3}} * 2P = \frac{2P}{3}$$



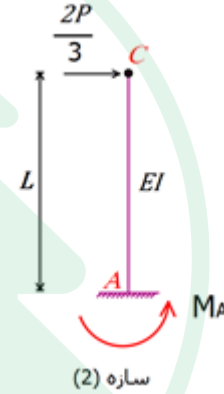
سبزه سازه



جواب ۱۰

در نهایت داریم:

$$M_{A2} = F_{AC} * L = \frac{2}{3} P * L = \frac{2}{3} PL$$



در نهایت با استفاده از اصل جمع آثار قوا داریم:

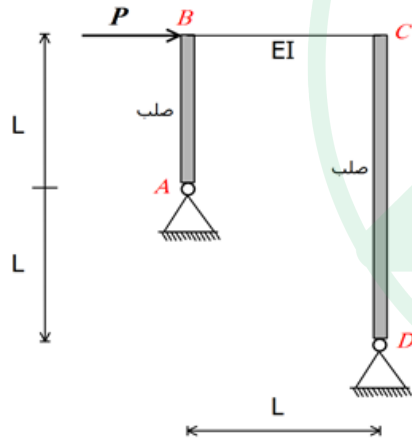
$$M_A = M_{A1} + M_{A2} = \frac{2PL}{3} + \frac{2PL}{3} = \frac{4PL}{3}$$

پاسخ: گزینه (۳)

سبزسازه



۱۱- در قاب شکل زیر اگر اثر تغییر شکل‌های محوری و برشی تیر صرف نظر شود تغییر مکان جانبی قاب به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر خواهد بود؟



(1) $\frac{PL^3}{5EI}$

(2) $\frac{PL^3}{12EI}$

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

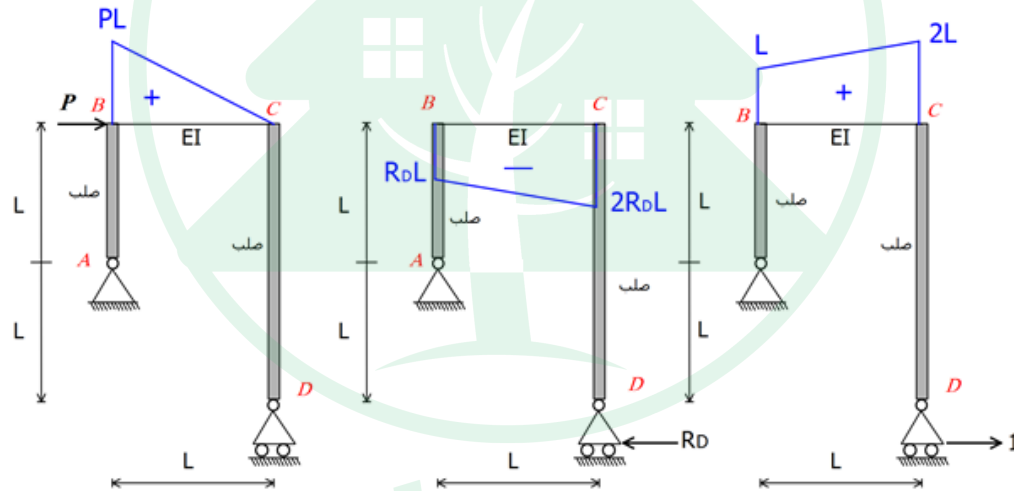
(4) $\frac{PL^3}{7EI}$

سبzsازه



جواب ۱۱

با کمی دقت می‌توان فهمید که سازه یک درجه نامعین می‌باشد و می‌توان با استفاده از روش‌های سازگاری تغییرشکل و کار مجازی عکس‌العمل افقی نقطه D را آزاد کرده و تغییرمکان افقی نقطه D را برابر صفر قرار دهیم و R_{Dx} را بدست آوریم:



جواب ۱۱

با استفاده از رابطه کار مجازی و روش ترسیمی مور داریم:

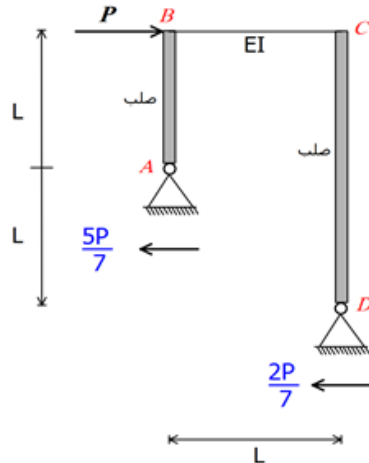
$$\Delta_{Dx} = 0 \rightarrow \underbrace{-\frac{PL * 2L * L}{6EI} - \frac{PL * L * L}{3EI}}_{\text{ضرب مثلث در دوزنقه با قاعده غیر زیر هم مثلث ها}} + \frac{L}{6EI} \left(\underbrace{R_D L * L + R_D L * 2L + 4 * \frac{3R_D L}{2} * \frac{3L}{2}}_{\text{ضرب دوزنقه در دوزنقه با قاعده زیر هم مثلث ها}} \right) = 0$$

$$R_D = \frac{2P}{7} \leftarrow$$

در نهایت با توجه به مشخص شدن عکس العمل افقی تکیه گاه نقطه D داریم:

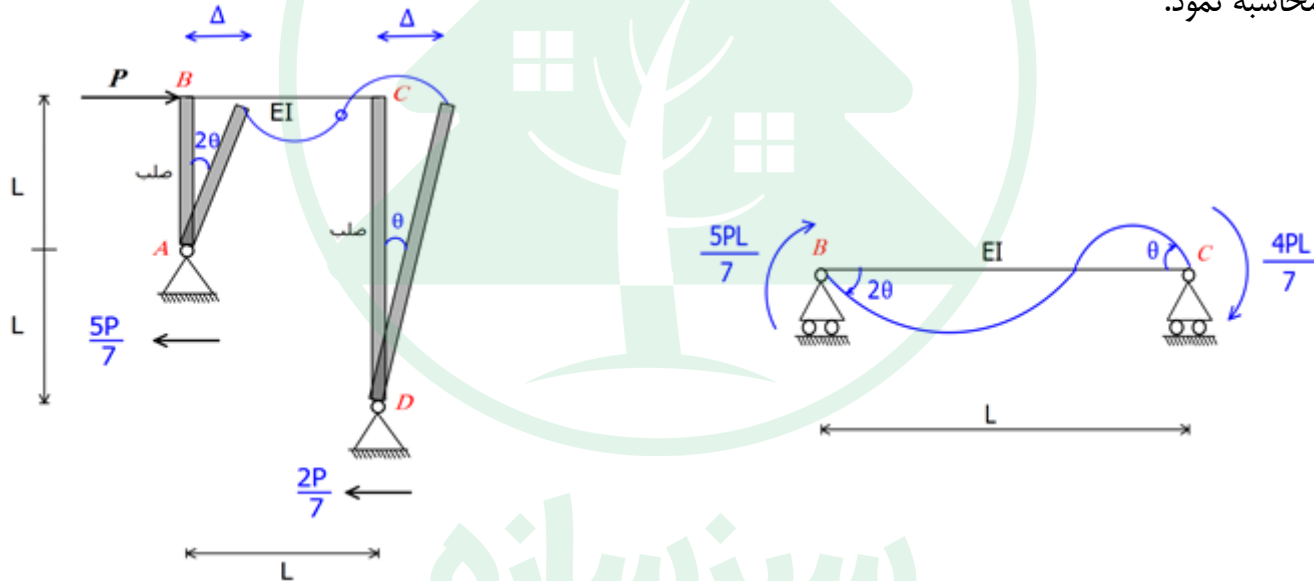
در کل قاب:

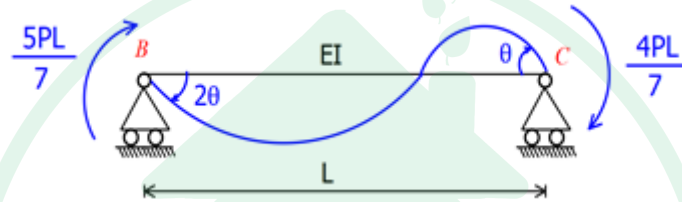
$$\sum F_x = 0 \rightarrow R_A = P - R_D = P - \frac{2P}{7} = \frac{5P}{7} \leftarrow$$



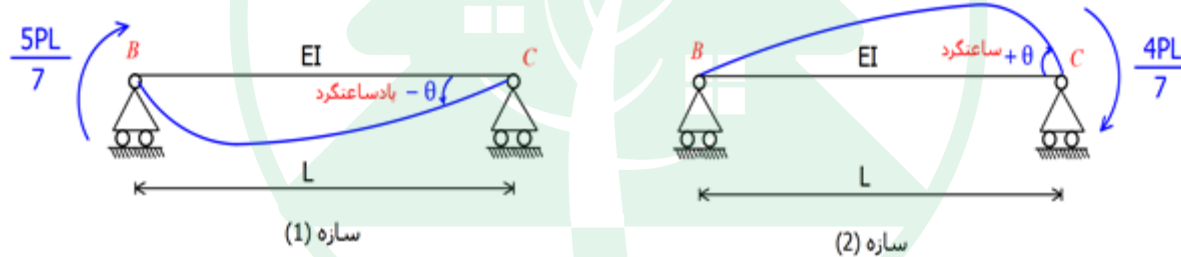
جواب ۱۱

در ادامه می‌توان لنگر ناشی از نیروی افقی پای ستون‌ها را به محل اتصال تیر به ستون انتقال داد و با توجه به تغییر مکان جانبی قاب در محل اتصال تیر به ستون از تکیه‌گاه غلتکی استفاده نمود همچنین با توجه به خطی بودن تغییر شکل ستون‌ها می‌توان از روابط حفظی تیرهای دو سر مفصل شیب نقاط A و D که برابر شیب نقاط B و C می‌باشند بدست آورده و در نهایت با ضرب شیب در ارتفاع ستون می‌توان تغییر مکان جانبی قاب را محاسبه نمود.





تیر شکل بالا را به دو سازه تحت لنگر متمرکز نقاط B و C تبدیل کرده و مقدار شیب نقطه C را از روابط حفظی شیب در تیرهای دو سر مفصل بدست می‌آوریم:



$$\theta_{C1} = -\frac{ML}{6EI} = -\frac{\frac{5PL}{7} * L}{6EI} = -\frac{5PL^2}{42EI}$$

$$\theta_{C2} = +\frac{ML}{3EI} = +\frac{\frac{4PL}{7} * L}{3EI} = +\frac{4PL^2}{21EI}$$



در ادامه از جمع آثار قوا داریم:

$$\theta_C = \theta_{C1} + \theta_{C2} = -\frac{5PL^2}{42EI} + \frac{4PL^2}{21EI} = \frac{PL^2}{14EI}$$

$$\theta_C = \theta_D$$

$$\Delta_{Cx} = \theta_D * 2L = \frac{PL^2}{14EI} * 2L = \frac{PL^3}{7EI}$$

در نهایت داریم:

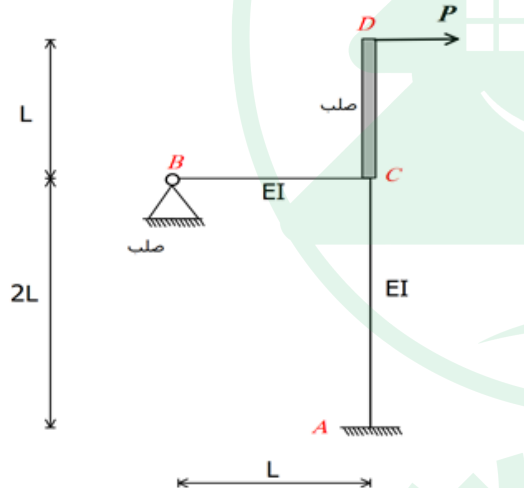
پاسخ: گزینه (۴)

سبزسازه



سوال ۱۲

۱۲- در سازه شکل زیر اگر از تغییر شکل های محوری و برشی اعضای AC و BC صرف نظر شود تغییر مکان افقی نقطه D به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



(1) $\frac{PL^3}{5EI}$

(2) $\frac{PL^3}{12EI}$

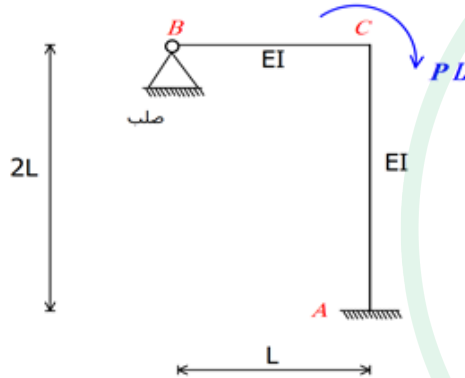
(3) $\frac{PL^3}{4EI}$

(4) $\frac{PL^3}{6EI}$



جواب ۱۲

با انتقال لنگر ناشی از عضو طره‌ای CD به نقطه C شکل کلی سازه به صورت زیر می‌باشد:



با توجه به اینکه لنگر متمرکز وارد بر نقطه C به نسبت سختی بین اعضای AC و BC تقسیم می‌شود لذا سختی این دو عضو به صورت زیر است:



در ادامه شیب نقطه C را بدست آورده و با ضرب شیب نقطه C در طول CD به راحتی تغییر مکان جانبی نقطه D از قاب را بدست می آوریم.

$$\theta_C = \frac{M_C}{\sum K} = \frac{PL}{\frac{3EI}{L} + \frac{2EI}{L}} = \frac{PL^2}{5EI}$$

در نهایت تغییر مکان افقی نقطه D به صورت زیر بدست می آید:

$$\Delta_D = \theta_C * L_{CD} = \frac{PL^2}{5EI} * L = \frac{PL^3}{5EI}$$

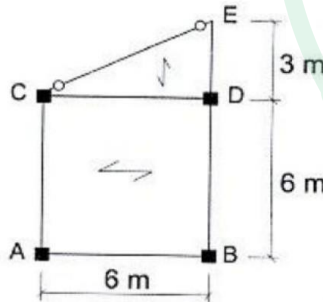
پاسخ: گزینه (۱)

سبز سازه



سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان می باشد.

۱۳- پلان نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک ساختمان اداری فولادی بوده که در آن مقدار بار مرده گسترده یکنواخت کف برابر $q_D = 10 \text{ kN/m}^2$ و مقدار بار زنده گسترده یکنواخت کف برابر $q_L = 2.5 \text{ kN/m}^2$ است. چنانچه از وزن واحد طول اعضا، وزن دیوارهای پیرامونی، وزن دیوارهای تقسیم کننده، اثر بعد ستون و آثار نیروی قائم زلزله صرف نظر شود، در طراحی این ساختمان فولادی به روش ضریب بار و مقاومت، حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز تیر طره‌ای DE در نقطه D به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



- (1) 161 KN.m
- (2) 96 KN.m
- (3) 112.5 KN.m
- (4) 144 KN.m

سبزسازه



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

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

۱) $1/4D$

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

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

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

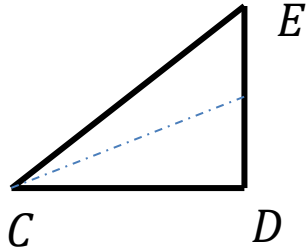
۵) $1/2D + E + L + 0/2S$

۶) $0/9 D + 1/6W$

۷) $0/9D + E$



تیر دو سر مفصل CE با توجه به عملکرد یک طرفه به صورت زیر دارای سطح بارگیر $9m^2$ از چشمه CDE می باشد:



$$A_T = \frac{1}{2} * 6 * 3 = 9m^2$$

با توجه به صورت سوال از آنجایی که سخی از بالکن زده نشده است، در نتیجه بار زنده یکنواخت کل کف (شامل بالکن) در پلان برابر 2.5 kN/m^2 می باشد.

طول تیر CE برابر می شود با:

$$L_{CE} = \sqrt{3^2 + 6^2} = 6.708m$$

سبزسازه



جواب ۱۳

دو ترکیب بار ثقلی زیر نوشته می شود:

$$1.4q_D = 1.4 * 10 = 14 \text{ kN/m}^2$$

$$1.2q_D + 1.6q_L = 1.2 * 10 + 1.6 * 2.5 = 16 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow q_u = 16 \text{ kN/m}^2$$

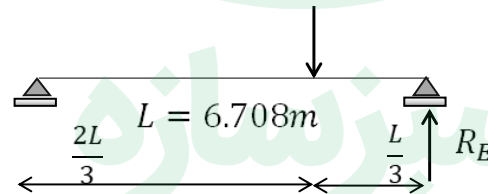
بار منفرد روی تیر به صورت زیر بدست می آید:

$$P = \frac{1}{2} * 9 * 16 = 72 \text{ kN}$$

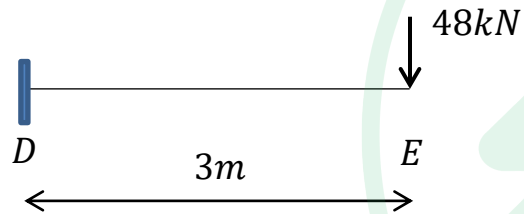
از کل بار 72 kN مقدار $\frac{2}{3}$ سهم تکیه گاه می باشد:

$$P = 72 \text{ kN}$$

$$R_E = \frac{2}{3} * 72 = 48 \text{ kN}$$



در نهایت لنگر در نقطه از تیر طره‌ای زیر بدست می‌آید:



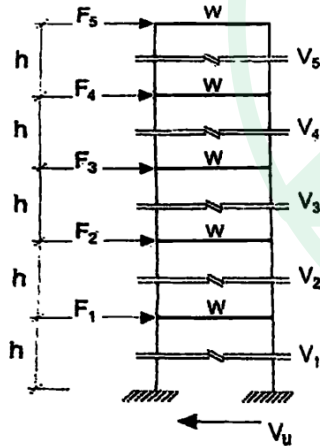
$$M_D = 48 * 3 = 144kN.m$$

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



۱۴- اگر در یک ساختمان فولادی 5 طبقه با ارتفاع و وزن لرزه‌ای مؤثر یکسان طبقات، زمان تناوب اصلی سازه برابر 0.8 ثانیه و مقدار برش پایه این ساختمان بر اساس روش استاتیکی معادل برابر V_u باشد، نسبت برش طبقه در طبقه چهارم (V_4) به برش طبقه در طبقه دوم (V_2) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



(1) 2.22

(2) 0.45

(3) 0.50

(4) 0.66

سبzsازه



برای حل این سؤال از بند ۳-۳-۶ صفحه ۳۸ و ۳۹ استاندارد ۲۸۰۰ استفاده می‌کنیم:

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

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

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

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

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

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از 0.5 ثانیه و بزرگ‌تر از 2.5 ثانیه باید به ترتیب برابر با $1/0$ و $2/0$ در نظر گرفته شود.



بر اساس اطلاعات داده شده در صورت سؤال، $0.5 \leq T = 0.8 \text{ sec} \leq 2.5$ بوده و لذا داریم:

$$K = 0.5 * 0.8 + 0.75 = 1.15 \text{ sec}$$

با توجه به این نکته که برش در طبقه i ام برابر با مجموع نیروهای جانبی وارد بر سقفهای بالاتر است $(V_i = \sum_{j=i}^n F_j)$ و با توجه به اینکه مقدار وزن مؤثر لرزه‌ای (W) و ارتفاع تمام طبقات (h) یکسان است، با استفاده از رابطه ۳-۶ خواهیم داشت:

$$\frac{V_4}{V_2} = \frac{F_4 + F_5}{F_2 + F_3 + F_4 + F_5} = \frac{\frac{W(4h)^{1.15}}{\sum W_i h_i^{1.15}} V_u + \frac{W(5h)^{1.15}}{\sum W_i h_i^{1.15}} V_u}{\frac{W(2h)^{1.15}}{\sum W_i h_i^{1.15}} V_u + \frac{W(3h)^{1.15}}{\sum W_i h_i^{1.15}} V_u + \frac{W(4h)^{1.15}}{\sum W_i h_i^{1.15}} V_u + \frac{W(5h)^{1.15}}{\sum W_i h_i^{1.15}} V_u} =$$

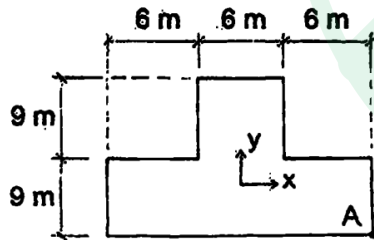
$$\rightarrow \frac{V_4}{V_2} = \frac{\left(\frac{W * h^{1.15}}{\sum W_i h_i^{1.15}} V_u \right) * (4^{1.15} + 5^{1.15})}{\left(\frac{W * h^{1.15}}{\sum W_i h_i^{1.15}} V_u \right) * (2^{1.15} + 3^{1.15} + 4^{1.15} + 5^{1.15})} = 0.66$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.



سوال ۱۵

۱۵- پلان شکل زیر یک ساختمان ۸ طبقه با پلان، ارتفاع و وزن مؤثر لرزه‌ای یکسان در کلیه طبقات را نشان می‌دهد که بر اثر نیروی زلزله در راستای x با در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر ۵ درصد بعد ساختمان، مقدار تغییر مکان حداکثر در راستای x در طبقه ششم که در نقطه A اتفاق می‌افتد، برابر ۶۰ mm محاسبه شده است. اگر سقف‌ها صلب و مرکز جرم طبقات منطبق بر مرکز سطح آن‌ها باشد و مقدار ضریب بزرگنمایی برون مرکزی اتفاقی برای نیروی زلزله در راستای x در این طبقه برابر $A_z = 2$ محاسبه شده باشد، بر این اساس تغییر مکان مرکز جرم طبقه ششم در راستای x بر اثر نیروی زلزله در راستای x با در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر ۵ درصد بعد ساختمان، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



- (1) 28.9 mm
- (2) 51.5 mm
- (3) 41.5 mm
- (4) 35.4 mm

سبزسازه



مطابق بند ۳-۷-۳-۳ صفحه ۴۰ استاندارد ۲۸۰۰:

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

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

در این رابطه:

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

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



ابتدا مختصات مرکز جرم (CM) را محاسبه می کنیم (با فرض شدت بار گسترده یکنواخت در کل پلان):

به دلیل تقارن $\bar{x} = 9 \text{ m}$

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{9 * 18 * 4.5 + 9 * 6 * 13.5}{9 * 18 + 9 * 6} = 6.75 \text{ m}$$

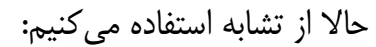
اکنون با داشتن $A_j = 2$ و $\Delta_{max} = 60 \text{ mm}$ به سادگی می توان Δ_{avg} و Δ_{min} را محاسبه کرده و سپس با استفاده از تشابه، تغییر مکان مرکز جرم را به دست آورد:

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2 \Delta_{avg}} \right)^2 \rightarrow 2 = \left(\frac{60}{1.2 * \Delta_{avg}} \right)^2 \rightarrow \Delta_{avg} = 35.36 \text{ mm}$$

$$\Delta_{avg} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2} \rightarrow 35.36 = \frac{60 + \Delta_{min}}{2} \rightarrow \Delta_{avg} = 10.72 \text{ mm}$$

سبز سازه





بنابراین گزینه ۳ صحیح است.



۱۶- در نظر است یک ساختمان فولادی شش طبقه از نوع قاب خمشی در شهر تهران ساخته شود. اگر زمان تناوب اصلی این ساختمان 0.6 ثانیه باشد، نسبت ضریب شکل طیف این ساختمان با فرض قرارگیری بر روی زمین نوع I به ضریب شکل طیف آن با فرض قرارگیری بر روی زمین نوع III به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر خواهد بود؟

(1) 0.8

(2) 0.6

(3) 0.7

(4) 0.75

سبزسازه



جواب ۱۶

مطابق پیوست ۱ استاندارد ۲۸۰۰ تهران در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار دارد. همچنین با توجه به صورت سؤال، $T = 0.6 \text{ sec}$ می باشد:

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۲۳	تنکابن	مازندران			*	
۲۴	تنگ ارم	بوشهر			*	
۲۵	توشک آبسرد	لرستان				*
۲۶	تویسرکان	همدان			*	
۲۷	تویه	سمنان				*
۲۸	تهران	تهران				*
۲۹	تیران	اصفهان		*		

سبزسازه



جواب ۱۶

اکنون مطابق جدول ۲-۲ صفحه ۱۷ استاندارد ۲۸۰۰ پارامترهای لازم را در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد تعیین کرده و سپس مطابق بند ۱-۳-۲ صفحه ۱۴ استاندارد ۲۸۰۰ می‌توان ضریب شکل طیف (B_1) را در دو حالت مذکور (زمین I و زمین III) محاسبه کرد:

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

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

سبزسازه



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

$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned} \quad (2-2)$$

در این روابط:

T : زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند (۳-۳-۳) تعیین می‌شود.
 T_0 ، T_s و S : پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند.
 مقادیر این پارامترها در جدول (۲-۲) و انواع زمین‌ها در بند (۲-۴) مشخص شده‌اند.



جواب ۱۶

زمین نوع I:

$$T_0 = 0.1 \quad , \quad T_s = 0.4 \quad , \quad S = 1.5 \quad , \quad S_0 = 1$$

$$T = 0.6 > T_s = 0.4 \rightarrow B_1 = (S + 1) \frac{T_s}{T} = (1.5 + 1) \frac{0.4}{0.6} = 1.66$$

زمین نوع III:

$$T_0 = 0.15 \quad , \quad T_s = 0.7 \quad , \quad S = 1.75 \quad , \quad S_0 = 1.1$$

$$T_0 = 0.15 < T = 0.6 < T_s = 0.7 \rightarrow B_1 = S + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$$

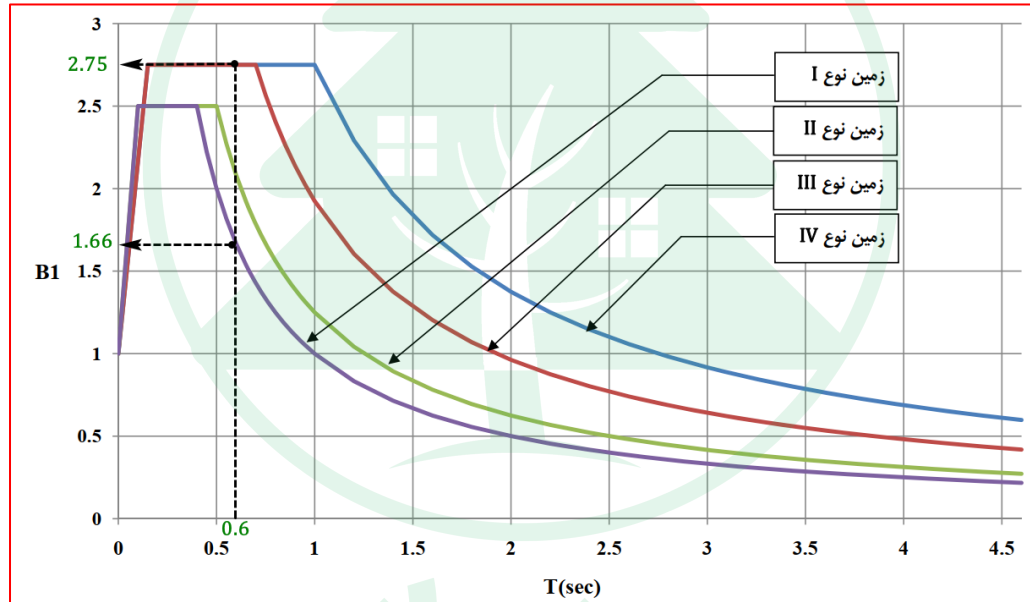
در نتیجه:

$$\frac{1.66}{2.75} = 0.6$$

سبزسازه



نکته: البته با استفاده از نمودارهای شکل ۲-۱-ب صفحه ۱۶ استاندارد ۲۸۰۰، به صورت تقریبی و خیلی سریع تر می توانستیم این سؤال را حل کنیم:



بنابراین گزینه ۲ صحیح است.



۱۷- فرض کنید یک ساختمان سه طبقه فولادی با سیستم باربر جانبی از نوع قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندی‌های همگرای معمولی، تمامی شرایط لازم برای تحلیل و طراحی به روش ساده را دارد. اگر ارتفاع کلیه طبقات یکسان و برابر h ، وزن مؤثر لرزه‌ای کلیه طبقات یکسان و برابر W و زمین محل قرارگیری این ساختمان از نوع II باشد و ساختمان در منطقه‌ای با خطر نسبی خیلی زیاد در برابر زلزله قرار گرفته باشد، مقدار برش پایه این ساختمان در روش ساده شده تحلیل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ مقدار $\frac{A_I}{R_u}$ این ساختمان برابر 0.1 فرض شود.

(1) $0.30 W$

(2) $0.90 W$

(3) $0.75 W$

(4) $0.63 W$

سبزسازه



با استفاده از بند ۱۳-۳-۱ صفحه ۵۵ استاندارد ۲۸۰۰ می توان به سادگی این سؤال را حل نمود:

۱۳-۳-۱ نیروی برش پایه

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

$$C = \frac{ABIF}{R_u} \quad (17-3)$$

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

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

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



با توجه به خطر نسبی خیلی زیاد و زمین نوع II، مطابق جدول ۲-۲ صفحه ۱۷ استاندارد ۲۸۰۰، مقدار $S = 1.5$ خواهد بود. همچنین ساختمان مذکور، سه طبقه بوده و $F = 1.2$ می باشد. در نتیجه اکنون می توان مقدار برش پایه مطابق رابطه ۳-۱۷ محاسبه کرد:

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

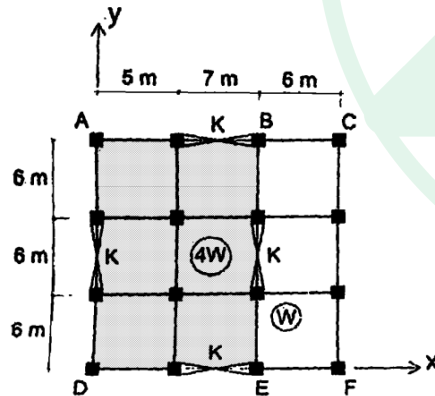
$$V_u = \frac{ABIF}{R_u} W = \left(\frac{AI}{R_u} \right) BF * W = 0.1 * 2.5 * 1.2 * (3W) = 0.9W$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



۱۸- در شکل زیر پلان یک ساختمان یک طبقه نشان داده شده است که در آن مقدار سختی جانبی عناصر مقاوم در برابر زلزله برابر K ، وزن مؤثر لرزه‌ای بخش ADEB در واحد سطح برابر $4W$ و وزن مؤثر لرزه‌ای بخش BEFC در واحد سطح برابر W است. اگر نیروی زلزله وارد بر این ساختمان در راستای y برابر با F_u باشد، لنگر پیچشی کل ایجادشده در طبقه در اثر نیروی زلزله در راستای y (بدون احتساب برون مرکزی اتفاقی) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ فرض کنید واحد F_u بر حسب کیلونیوتن است.



- (1) $2.7F_u$ KN.m
- (2) $0.9F_u$ KN.m
- (3) $1.0F_u$ KN.m
- (4) $1.9F_u$ KN.m



برای حل این تست ابتدا باید مختصات مرکز جرم و مرکز سختی پلان را محاسبه نماییم:

محاسبه مرکز جرم:

توجه کنید که در این تست، وزن واحد سطح تمام کفهای سازه باهم برابر نیستند:

$$X_{CM} = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = \frac{\left(12 * 18 * 4w * \frac{5+7}{2}\right) + \left(18 * 6 * w * \left(\frac{6}{2} + 5 + 7\right)\right)}{(12 * 18 * 4w + 18 * 6 * w)} = 7 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} \rightarrow Y_{CM} = \frac{18}{2} = 9 \text{ m} \quad \text{به دلیل تقارن}$$

سبزسازه



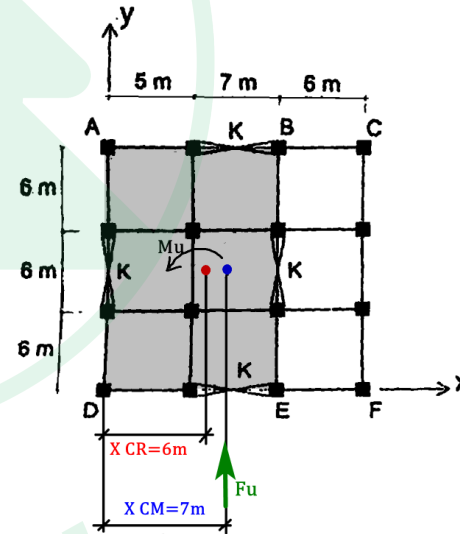
محاسبه مرکز سختی:

توجه کنید که K_{x_i} سختی المان i در جهت x و K_{y_i} سختی المان i در جهت y است:

$$X_{CR} = \frac{\sum K_{y_i} x_i}{\sum K_{y_i}} = \frac{(k * 0) + (k * 12)}{k + k} = 6m$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum K_{x_i} y_i}{\sum K_{x_i}} \rightarrow Y_{CR} = \frac{18}{2} = 9m$$

به دلیل تقارن



۳-۳-۷-۲ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i ، در اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به دست می آید:

$$M_{u_i} = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_{u_j} \quad (۳-۸)$$

در این رابطه:

e_{ij} : برون مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i ، فاصله افقی مرکز

جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i

e_{aj} : برون مرکزی اتفاقی طبقه j ، موضوع بند (۳-۳-۷-۳)

F_{u_j} : نیروی جانبی در تراز طبقه j

$$e_{11} = X_{CM} - X_{CR} = 7 - 6 = 1m$$

$$e_{a1} = 0 \rightarrow \text{بدون احتساب مرکزیت اتفاقی}$$

$$M_{u1} = (e_{11} + e_{a1}) * F_{u1} = (1 + 0) * F_u = F_u$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.



۱۹- برای کنترل محدودیت تغییرمکان جانبی نسبی، کدامیک از عبارات زیر در خصوص تعیین تغییرمکان جانبی نسبی طبقات یک ساختمان در برابر نیروی زلزله صحیح است؟

- 1) اگر ساختمان نامنظم شدید پیچشی باشد، تغییرمکان جانبی نسبی هر طبقه را باید برابر اختلاف بین تغییرمکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان در نظر گرفت.
- 2) تغییرمکان جانبی نسبی هر طبقه همواره برابر اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی حداکثر کف‌های بالا و پایین آن طبقه است.
- 3) اگر ساختمان نامنظم شدید پیچشی باشد، تغییرمکان جانبی نسبی هر طبقه را همواره می‌توان برابر اختلاف بین تغییرمکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه در نظر گرفت.
- 4) تغییرمکان جانبی نسبی هر طبقه را همواره می‌توان برابر اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه در نظر گرفت.



جواب ۱۹

با توجه به بند ۳-۵-۱ صفحه ۴۵ و بند ۳-۵-۴ صفحه ۴۶ استاندارد ۲۸۰۰:

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

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

در این رابطه:

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

c_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

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

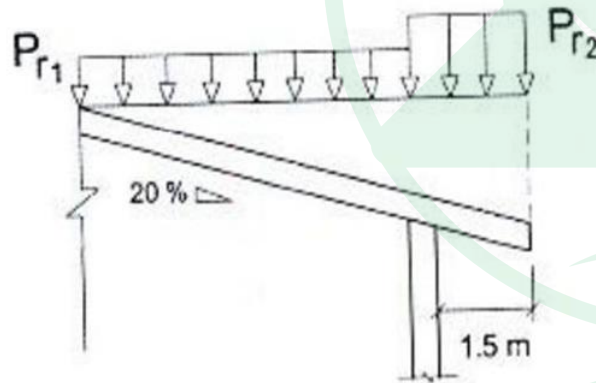
۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



سطح سوال آسان می باشد.

۲۰- در شکل زیر نمای یک بیمارستان واقع در شهر رشت با سقف شیب‌دار با شیب 20% نشان داده شده است. در صورتی که سقف دارای 1.5m طره بوده و بر روی آن امکان تجمع برف وجود داشته باشد، مقادیر بار برف متوازن روی سقف مطابق شکل به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر هستند؟ بام برف ریز در ناحیه پرتراکم و غیرلغزنده است. (با تغییر)

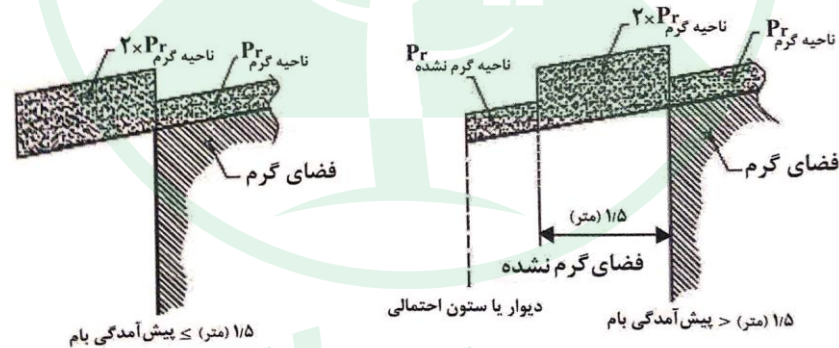


- $P_{r1} = 1.37 \text{ kN/m}^2$ و $P_{r2} = 3 \text{ kN/m}^2$ (1)
 $P_{r1} = 2.16 \text{ kN/m}^2$ و $P_{r2} = 4.32 \text{ kN/m}^2$ (2)
 $P_{r1} = 1.37 \text{ kN/m}^2$ و $P_{r2} = 3.37 \text{ kN/m}^2$ (3)
 $P_{r1} = 2.16 \text{ kN/m}^2$ و $P_{r2} = 2.16 \text{ kN/m}^2$ (4)

سبzsازه



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



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

۶-۷-۳ بار برف مبنا

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

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

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

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

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

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۳۰	بندر لنگه	۱	۶۰	رشت	۵



۶-۷-۲ بار برف بام

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

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

که در آن:

P_s = بار برف مبنا طبق بخش ۶-۷-۳

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

C_n = ضریب برف‌گیری طبق بخش ۶-۷-۴

C_h = ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

است



۶-۷-۴ ضریب برف‌گیری

ضریب برف‌گیری، C_n ، با توجه به اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف‌گیری بام ساختمان بر اساس جدول ۶-۷-۲، در نظر گرفته می‌شود. برای مناطق ۱ الی ۳ بار برف، این ضریب برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_n

نوع ناحیه	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
پرتراکم	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۱
باز	۰٫۸	۰٫۹	۱٫۰

سبزسازه



۵-۷-۶ ضریب شرایط دمایی

ضریب شرایط دمایی، C_h ، از جدول ۳-۷-۶، با توجه به شرایط مورد انتظار ساختمان در سال‌های عمر مفید تعیین می‌شود.

جدول ۳-۷-۶ ضریب شرایط دمایی، C_h

۱/۰	تمام ساختمان‌ها به‌جز موارد زیر
۱/۱	ساختمان‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.
۱/۲	ساختمان‌های بدون گرمایش و ساختمان‌هایی که زیر بام آنها باز است.
۱/۳	ساختمان‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگه‌داشته می‌شود.



۶-۷-۶ ضریب شیب

برای بام‌های مسطح، ضریب شیب، C_s ، برابر واحد می‌باشد. برای بام‌های شیب‌دار ضریب شیب بر حسب زاویه شیب، α ، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$C_s = 1 \quad \alpha \leq \alpha_0 \quad (\text{الف-۳-۷-۶})$$

$$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{70 - \alpha_0} \quad \alpha_0 < \alpha < 70^\circ \quad (\text{ب-۳-۷-۶})$$

$$C_s = 0 \quad \alpha \geq 70^\circ \quad (\text{پ-۳-۷-۶})$$

زاویه α_0 ، طبق بند ۶-۷-۶-۱، با توجه به شرایط سطح شیب‌دار مشخص می‌شود.

۶-۷-۶-۱ اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب‌دار بدون مانع باشد و همچنین فضای پایین‌تر از لبه بام برای ریزش برف موجود باشد، مقدار α_0 برای $C_h=1$ برابر ۵ درجه، برای $C_h=1/1$ برابر ۱۰ درجه و برای مقادیر بیشتر C_h برابر ۱۵ درجه خواهد بود. بام‌های لغزنده شامل پوشش‌های فلزی، سنگ‌برگ، شیشه‌ای و پوشش لاستیکی، پلاستیکی و قیراندود با سطوح صاف و هموار می‌باشند. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی‌توان صاف در نظر گرفت. ورقه‌های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی‌شوند.

در صورت عدم وجود شرایط لغزنده یا مانع‌دار بودن بام، مقدار α_0 برای $C_h=1$ برابر ۳۰ درجه و برای C_h های بیشتر برابر ۴۵ درجه می‌باشد.



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

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

جدول ۲-۱-۶ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۶-۱	ضریب اهمیت I_E بار زلزله	ضریب اهمیت I_W بار باد	ضریب اهمیت I_Z بار یخ	ضریب اهمیت I_S بار برف
۱	۱٫۴	۱٫۲	۱٫۲	۱٫۲
۲	۱٫۳	۱٫۱	۱٫۱	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸



جواب ۲۰

بار متوازن برف وارد بر قسمت طره‌ای به طول $1.5m$ برابر است با:

$$P_{r2} = 2 * C_n * I_s * P_s$$

$$C_n = 0.9$$

$$I_s = 1.2$$

$$P_s = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{r2} = 2 * 0.9 * 1.2 * 2 = 4.32 \text{ kN/m}^2$$

کاربری سازه بیمارستان است:

سازه در شهر رشت واقع شده است:

تا این مرحله تنها گزینه ۲ می‌تواند صحیح باشد.

برای سازه بیمارستان ضریب C_h برابر است با:

$$C_h = 1$$

سبزسازه



شیب سقف 20% است در نتیجه:

$$S = \tan \alpha = 0.2$$

$$\rightarrow \alpha = \tan^{-1} 0.2 = 11.3^\circ$$

$$\alpha_0 = 30^\circ$$

$$\rightarrow \alpha = 11.3^\circ < \alpha_0 = 30^\circ \rightarrow C_s = 1$$

$$P_{r1} = C_s * C_n * C_h * I_s * P_s$$

$$P_{r1} = 1 * 0.9 * 1 * 1.2 * 2 = 2.16 \text{ kN/m}^2$$

سقف غیرلغزنده بوده و $C_h = 1$ در نتیجه:

پاسخ: گزینه ۲

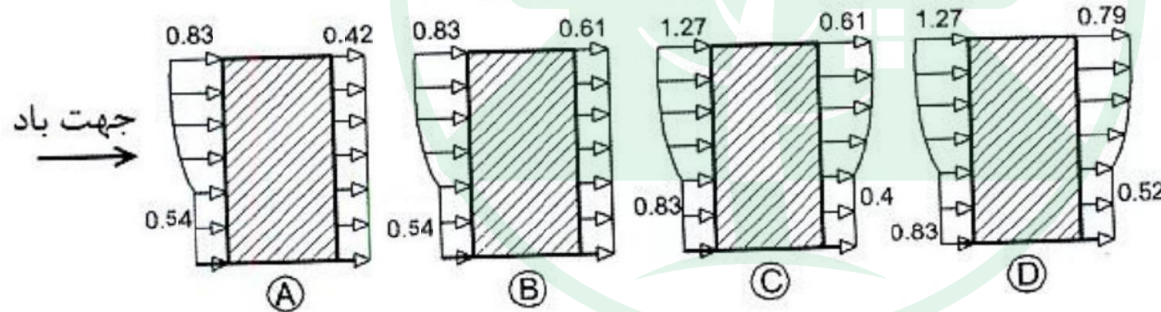
سبزسازه



سوال ۲۱

سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان می باشد.

۲۱- برای طراحی اعضای اصلی یک ساختمان مسکونی با بام تخت واقع در زمین پرتراکم ناهموار شهر اصفهان به ابعاد $25 \times 25m$ و ارتفاع $50m$ از سطح زمین، توزیع فشارهای باد استاتیک وارد بر وجه رو به باد و مکش در وجه پشت به باد در ارتفاع به کدام یک از شکل های زیر نزدیک تر است؟ در شکل ها واحد فشار باد kN/m^2 است. (با تغییر)



- A (1)
- D (2)
- C (3)
- B (4)



مطابق بند ۱-۶-۱۰-۶ و بند ۳-۶-۱۰-۶ و بند ۲-۸-۱۰-۶ و شکل ۲-۱۰-۶ و بند ۱-۸-۱۰-۶ الف و بندهای ۷-۱۰-۶ و ۱۲-۱۰-۶:

۲-۶-۱۰-۶ ضریب C_e در نواحی باز

چنانچه ساختمان یا سازه در محدوده‌ای که در آن ساختمان‌ها، درختان یا موانع دیگر به صورت پراکنده قرار گرفته و یا در مجاورت دریاچه، دریا، ساحل باز یا صحرایی با پوشش گیاهی کوتاه واقع شده باشد، ضریب C_e از رابطه (۵-۱۰-۶) تعیین می‌گردد.

$$C_e = \left(\frac{Z}{10}\right)^{1/2} \geq 0.9 \quad (5-10-6)$$

Z ، ارتفاع مبنای هر نقطه از ساختمان یا سازه، بر حسب متر، نسبت به سطح زمین است.

۳-۶-۱۰-۶ ضریب C_e در نواحی پرتراکم

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

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

۴-۶-۱۰-۶ ضریب C_e در نواحی بینابین محیطی

چنانچه ناهمواری زمین در سمت رو به باد ساختمان، در فاصله بیشینه یک کیلومتری یا ۲۰ برابر ارتفاع ساختمان، بین دو حد ناحیه باز و ناحیه پرتراکم تشخیص داده شود، مقدار C_e از درون‌یابی مقادیر روابط ۵-۱۰-۶ و ۶-۱۰-۶ به دست می‌آید.



۶-۱۰-۱ 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.

ب) برای ساختمان‌های منطبق بر بند ۶-۱۰-۹ این بخش، Z برابر با متوسط ارتفاع سقف (h) یا شش متر (هرکدام که بزرگتر است) اختیار می‌شود. چنانچه زاویه شیب سقف کمتر از ۷ درجه باشد، می‌توان ارتفاع پاشیب را به عنوان ارتفاع مبنا اختیار کرد. در هر حال ارتفاع مبنا نباید کمتر از ۶ متر اختیار شود.

پ) برای هریک از اجزای متصل به ساختمان، مقدار Z برابر با ارتفاع آن جزء از سطح زمین منظور می‌شود.

ت) در محاسبه فشار (مکش) داخلی ساختمان‌ها:

۱- چنانچه بازشو در سمتی غیر از رو به باد بوده و روی وجوه داخلی ساختمان نیروی مکشی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع کل ساختمان است ($Z=H$).

۲- چنانچه بازشو در سمت رو به باد باشد و فشار داخلی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع بالاترین بازشو در وجه رو به باد منظور می‌شود. در جهت اطمینان می‌توان فشار داخلی را نیز با ارتفاع کل ساختمان محاسبه نمود ($Z=H$).

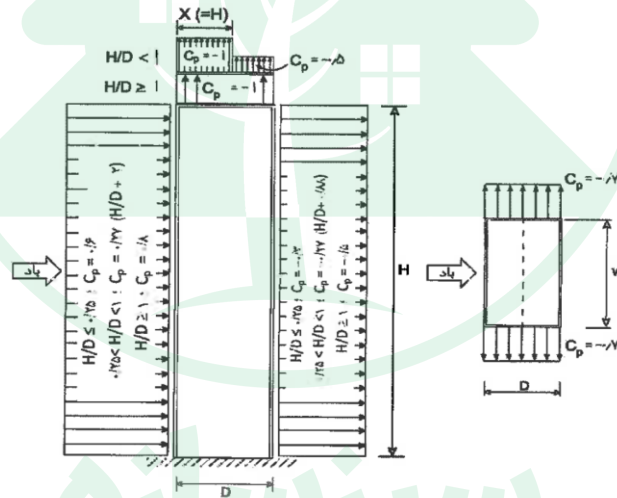


۲-۸-۱۰-۶ ضریب فشار خارجی C_p و C_p^*

ضریب فشار C_p برای تعیین نیروهای کلی وارد بر سازه برابر اصلی در شکل ۲-۱۰-۶ داده شده است. این ضریب متناسب با نسبت ارتفاع ساختمان به عرض آن در جهت باد (H/D) تغییر می‌کند.

ضریب فشار C_p^* برای محاسبه فشار یا مکش جزئی وارد بر پوشش‌ها، نماها و اجزاء پوششی بام و اتصالات آن در شکل ۲-۱۰-۶ تعریف شده است. این ضریب صرفاً برای طراحی اعضاء و اتصالات یادشده به کار می‌رود.

ضریب اثر بازشو، C_{pi} در بند ۲-۱۰-۱۱ تعریف شده است.



شکل ۲-۱۰-۶ ضریب فشار C_p برای بارگذاری سازه برابر اصلی



۶-۱۰-۱ ضریب اثر تند باد C_g و C_{gi}

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

$$C_g = 2/0$$

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)

۶-۱۰-۷ ضریب پستی و بلندی زمین C_t

چنانچه ساختمان یا سازه در بالای تپه، پرتگاه یا سینه‌کش منفردی با شیب متوسط $(\frac{H_h}{L_h})$ بیشتر از ۱۰ درصد قرار گرفته باشد، در نواحی پایینی ساختمان یا سازه سرعت باد افزایش می‌یابد. (شکل ۶-۱۰-۱) این افزایش در نواحی نزدیک به رأس تپه یا پرتگاه زیادتر از دیگر نواحی است. در شرایط

معمولی، $C_t = 1$ خواهد بود.



۶-۱۰-۱۲ ضریب هم راستایی باد C_d

ضریب هم راستایی باد به منظور در نظر گرفتن احتمال هم راستایی جهت باد، ساختمان و ضریب فشار مربوط در همان جهت باد پیش بینی شده است. بجز در ساختمان‌ها و حالات زیر، ضریب هم راستایی C_d برابر با ۰/۸۵ اختیار می شود.

۱- دودکش‌ها، منابع و ساختمان‌های مشابه با مقطع مربع $C_d=0/9$ ، با مقطع دایره یا هشت ضلعی $C_d=0/95$

۲- پایه‌های انتقال نیرو (برج‌های خرابایی) با مقطع مثلث، مربع و مستطیل $C_d=0/85$ ، با سایر مقاطع $C_d=0/95$

با توجه به اینکه ارتفاع سازه بیش از 20 متر و نسبت ارتفاع به بعد کوچکتر بیشتر از 1 است، در نتیجه سازه بلندمرتبه می باشد. در ادامه پارامترهای مورد نیاز را بدست می آوریم:

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



جواب ۲۱

کاربری سازه مسکونی است مطابق جدول ۶-۱-۱ و ۶-۱-۲ ساختمان مسکونی در گروه خطرپذیری ۳ قرار دارد:

$$I_w = 1$$

محل قرارگیری سازه شهرستان اصفهان است مطابق جدول ۶-۱۰-۱:

$$q = 0.57 \text{ kN/m}^2$$

سازه در منطقه پرتراکم واقع شده است. در نتیجه از قسمت ب بند ۶-۱۰-۳ استفاده می کنیم. در این بند در محاسبه C_e در وجه رو به باد مطابق بند ۶-۱۰-۱ از کل ارتفاع استفاده می شود.

پارامتر C_e تا ارتفاع $12m$ ثابت و برابر 0.7 بوده و در ارتفاع $50m$ مقدار آن برابر است با:

$$C_e = \max \left\{ 0.7 \left(\frac{50}{12} \right)^{0.3} \right. \\ \left. 0.7 \right.$$

$$C_e = 1.074$$

سبزسازه



جواب ۲۱

مطابق بند ۶-۱۰-۶ برای وجه پشت باد در محاسبه پارامتر C_e از نصف ارتفاع سازه استفاده می شود.

$$C_e = \max \left\{ \frac{50}{12}, 0.7 \left(\frac{2}{12} \right)^{0.3} \right\}$$

$$C_e = 0.873$$

در ادامه براساس شکل ۶-۱۰-۲ برای وجه رو به باد و پشت به باد اقدام به محاسبه ضریب C_p می کنیم:

در وجه رو به باد:

$$\frac{H}{D} = \frac{50}{25} = 2 \geq 1 \rightarrow C_p = 0.8$$

در وجه پشت به باد:

$$\frac{H}{D} = \frac{50}{25} = 2 \geq 1 \rightarrow C_p = -0.5$$

سبزسازه



جواب ۲۱ از بند ۶-۱۰-۸-۱-الف:

$$C_g = 2$$

مطابق بند ۶-۱۰-۷ ضریب پستی و بلندی زمین در شرایط معمولی برابر $C_t = 1$ می باشد.

مطابق بند ۶-۱۰-۱۲ ضریب همراستایی باد برابر $C_d = 0.85$ می باشد.

محاسبه نیروی باد تا ارتفاع ۱۲ متر در وجه رو به باد:

$$P = 1 * 0.57 * 0.7 * 1 * 2 * 0.8 * .85 = 0.54 \text{ kN/m}^2$$

محاسبه نیروی باد از ارتفاع ۱۲ متر تا کل ارتفاع در وجه رو به باد:

$$P = 1 * 0.57 * 1.074 * 1 * 2 * 0.8 * .85 = 0.83 \text{ kN/m}^2$$

محاسبه نیروی باد در وجه پشت به باد:

$$P = 1 * 0.57 * 0.873 * 1 * 2 * (-0.5) * 0.85 = -0.42 \text{ kN/m}^2$$

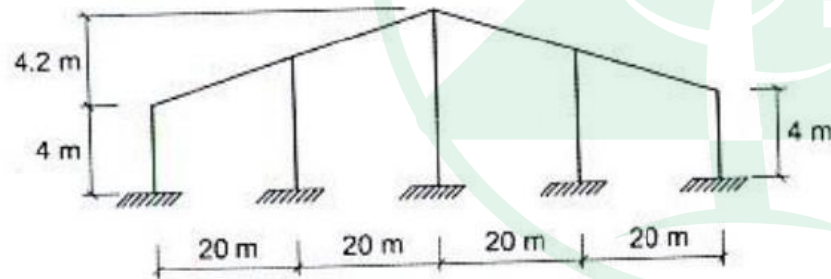
ساختمان A این شرایط را دارد.

پاسخ: گزینه ۱



سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان می باشد.

۲۲- یک سالن صنعتی متعارف در تبریز واقع شده و قاب‌های آن مطابق شکل نشان داده در زیر است. اگر لاپه‌های (پرلین‌های) این سالن صنعتی از یک مقطع ثابت در نظر گرفته شوند، برای طراحی آن‌ها مقدار بار برف در واحد سطح افقی حدوداً چقدر باید در نظر گرفته شود؟ مقدار بار برف روی بام (P_r) ، برابر 1.05 kN/m^2 محاسبه شده است و فاصله لاپه‌ها از یکدیگر برابر یک متر فرض شود.



- (1) 2.05 kN/m^2
- (2) 1.05 kN/m^2
- (3) 1.55 kN/m^2
- (4) 1.75 kN/m^2

سبzsازه



مطابق بند ۶-۷-۱ و بند ۶-۷-۴:

۶-۷-۱ بام‌های با شیب دو یا چند طرفه

برای بام‌های با شیب دو یا چند طرفه، بارگذاری متوازن و نامتوازن برف مطابق شکل ۶-۷-۲ انجام می‌شود. در نظر گرفتن بار نامتوازن برف برای بام‌های با شیب سقف کمتر از ۴٪ و شیب سقف بیشتر از ۶۰٪ لازم نیست.

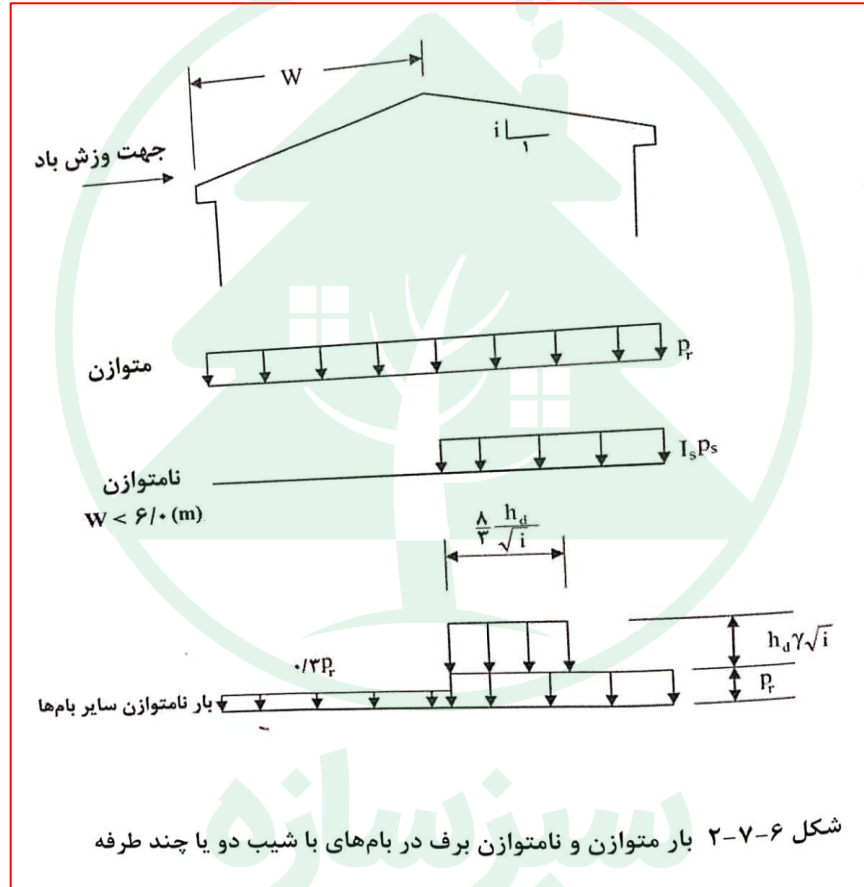
برای بام‌های با فاصله افقی بین تاج و پای شیب (W) کمتر از ۶ متر با تیرهای با تکیه‌گاه ساده بین تاج و پای شیب، بار نامتوازن یکنواخت برف در قسمت پشت به باد مطابق شکل با شدت $I_s P_s$ و در قسمت رو به باد بدون بار برف در نظر گرفته شود.

برای سایر بام‌ها، بار نامتوازن شامل بار گسترده $0.3 P_r$ در سمت بادگیر و در سمت پشت به باد P_r به اضافه سربار به شدت $\gamma h_d \sqrt{i}$ بر واحد سطح افقی و در فاصله افقی $\frac{h_d}{3 \sqrt{i}}$ از تاج شیب به سمت پای شیب خواهد بود. i ، بیانگر شیب سقف (تانژانت زاویه شیب) مطابق شکل می‌باشد. ارتفاع انباشت برف، h_d بر حسب متر از رابطه زیر بدست می‌آید:

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

در رابطه فوق، I_u برابر با W در قسمت رو به باد بر حسب متر می‌باشد. چنانچه W کمتر از ۶ متر باشد، I_u برابر ۶ متر در نظر گرفته می‌شود.





شکل ۶-۷-۲ بار متوازن و نامتوازن برف در بام‌های با شیب دو یا چند طرفه



۴-۷-۶ ضریب برف گیری

ضریب برف گیری، C_n ، با توجه به اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف گیری بام ساختمان بر اساس جدول ۲-۷-۶، در نظر گرفته می شود. برای مناطق ۱ الی ۳ بار برف، این ضریب برابر یک در نظر گرفته می شود.

جدول ۲-۷-۶ ضریب برف گیری، C_n

نوع ناحیه	بام برف ریز	بام نیمه برف گیر	بام برف گیر
پرتراکم	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۱
باز	۰٫۸	۰٫۹	۱٫۰

در جدول ۲-۷-۶، بام برف ریز بامی است که بالاتر از محیط اطراف می باشد و محافظتی از اطراف وجود ندارد. اگر واحدهای تأسیساتی بزرگ بر روی بام وجود داشته باشند یا ارتفاع دست انداز بام و سایر برجستگی ها از روی بام بیشتر از ارتفاع برف متوازن، $h_g = P_r / \gamma$ ، باشد، در این صورت آن بام نمی تواند در گروه بام برف ریز قرار گیرد. موانع اطراف ساختمان تا فاصله ده برابر h_o می توانند برای برف بام آن ساختمان محافظت ایجاد کرده و در آن صورت بام را نمی توان در گروه بام برف ریز دانست. h_o ، فاصله قائم از روی مرتفع ترین مانع تا روی بام می باشد. وزن مخصوص برف، γ ، را می توان از رابطه ۲-۷-۶ محاسبه کرد.

$$\gamma = 0.43 P_s + 2.2 \quad \text{kN/m}^3 \quad (2-7-6)$$

بام برف گیر بامی است که از تمام جوانب، پایین تر از موانع متصل به آن و یا موانع اطراف می باشد. بام های غیر برف گیر و غیر برف ریز، بام های نیمه برف گیر محسوب می شوند.



بار نامتوازن در حالت پشت به باد برای این سقف بحرانی می شود و داریم:

$$4\% < S = \frac{4.2}{40} * 100 = 10.5\% < 60\%$$

بار نامتوازن برف باید در نظر گرفته شود.

$$l_u = w = 40 > 6m$$

$$\rightarrow P = P_r + \gamma * h_d * \sqrt{i}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{4.2}{40} = 6^\circ$$

سبزسازه



محل ساخت پروژه شهرستان تبریز است که در منطقه ۴ با برف زیاد واقع شده است:

$$P_s = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 0.43P_s + 2.2 = 0.43 * 1.5 + 2.2 = 2.845$$

$$h_d = 0.12 \sqrt[3]{40} * \sqrt[4]{100 * 1.5 + 50} - 0.5 = 1.0433 \text{ m}$$

$$\sqrt{i} = \sqrt{\frac{4.2}{40}} = 0.324$$

$$P = 1.05 + 2.845 * 1.0433 * 0.324 = 2.012 \text{ kN/m}^2$$

از آنجایی که فاصله لایه‌ها از هم یک متر است عرض بارگیر یک متر بوده و در عدد بدست آمده تاثیر ندارد.

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



سوال ۲۳

بر اساس فصل خط تاثیر در تحلیل سازه‌ها و بند ۲-۳-۲-۶ و بند ۳-۲-۵-۶:

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

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

۱) $1/4D$

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

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

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

۵) $1/2D + E + L + 0/2S$

۶) $0/9D + 1/6W$

۷) $0/9D + E$



۶-۵-۳ نامناسب‌ترین وضع بارگذاری

در تیرهای یکسره و در قاب‌های نامعین در مواردی که مقدار بار زنده بیشتر از ۴ کیلونیوتن بر مترمربع یا بیشتر از یک‌ونیم برابر بار مرده است، موقعیت قرارگیری بار زنده در دهانه‌های مختلف باید طوری انتخاب شود که بیشترین اثر مورد نظر را در عضو سازه‌ای ایجاد نماید. برای این منظور کافی است علاوه بر حالت قرار دادن بار زنده در تمام دهانه‌ها، حالت‌های بارگذاری زیر نیز در نظر گرفته شوند:

الف- قرار دادن بار زنده در دو دهانه مجاور هم

ب- قرار دادن بار زنده در دهانه‌های یک در میان

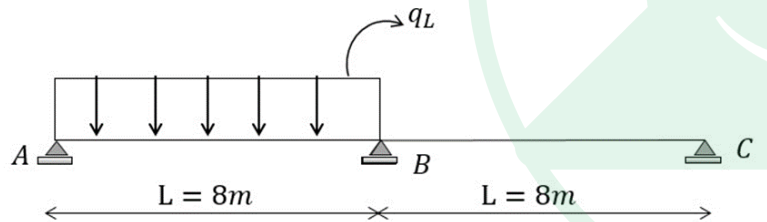
سبزسازه



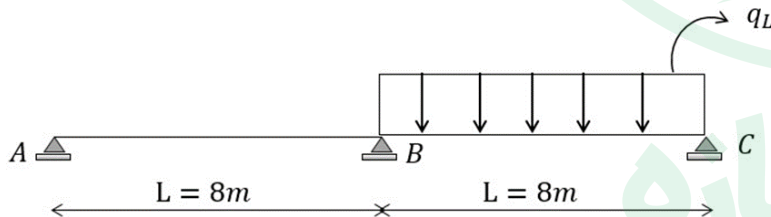
با توجه به ترکیب بار در روش ضریب بار و مقاومت داریم:

$$q_L = 1.6 * 36 = 57.6 \frac{KN}{m}$$

$$q_D = 1.2 * 4 = 4.8 \frac{KN}{m}$$



خط تاثیر R_{yA} رو به بالا:

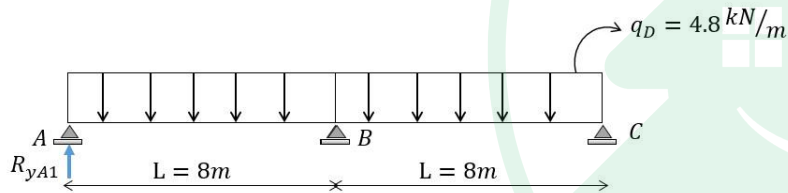
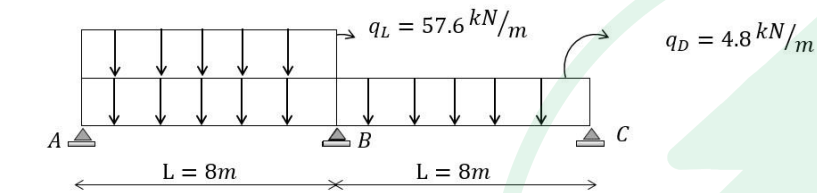


خط تاثیر R_{yA} رو به پایین:

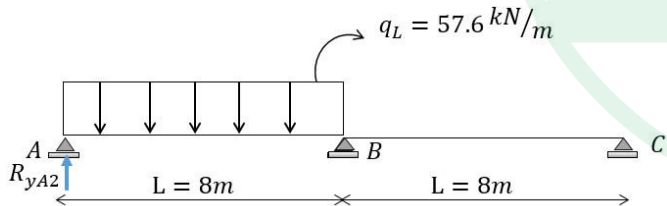


جواب ۲۳ محاسبه R_{yA} رو به بالا:

تبدیل به دو سازه مجزا تحت بارگذاری



$$R_{yA1} = \frac{3}{8} q_D * L = \frac{3}{8} * 4.8 * 8 = 14.4 kN \uparrow$$



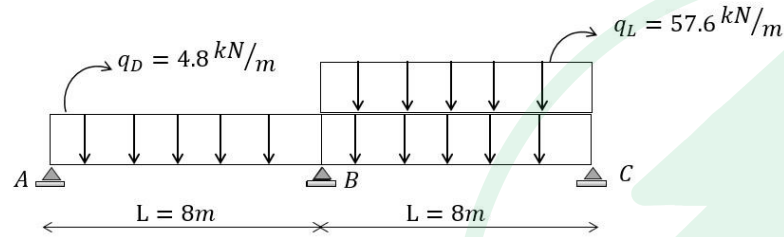
$$R_{yA2} = \frac{7}{16} q_L * L = \frac{7}{16} * 57.6 * 8 = 201.6 kN \uparrow$$

با استفاده از اصل جمع آثار قوا داریم:

$$R_{yA} = R_{yA1} + R_{yA2} = 14.4 + 201.6 = 216 kN \uparrow$$



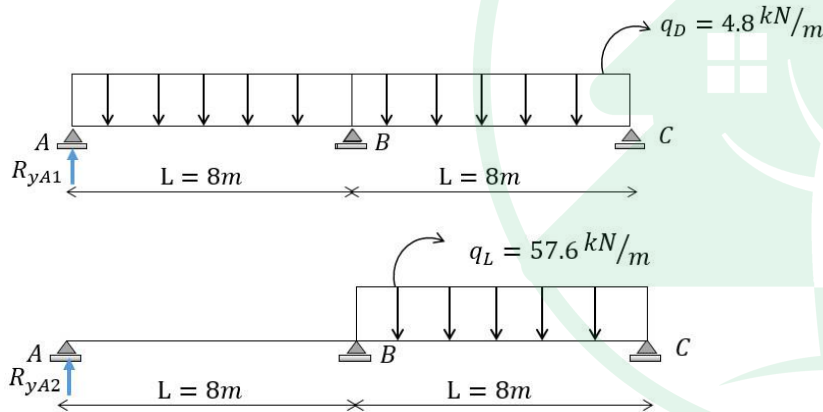
محاسبه R_{yA} رو به پائین:



تبدیل به دو سازه مجزا تحت بارگذاری

$$R_{yA1} = \frac{3}{8} q_D * L = \frac{3}{8} * 4.8 * 8 = 14.4 kN \uparrow$$

$$R_{yA2} = \frac{1}{16} q_L * L = \frac{1}{16} * 57.6 * 8 = 28.8 kN \downarrow$$



با استفاده از اصل جمع آثار قوا داریم:

$$R_{yA} = R_{yA2} - R_{yA1} = 28.8 - 14.4 = 14.4 kN \downarrow$$



در نهایت نسبت خواسته شده برابر است با:

$$\frac{216}{14.4} = 15$$

پاسخ: گزینه ۳

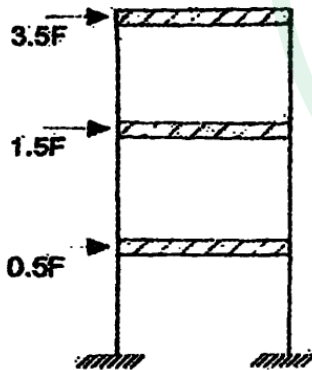


سبزسازه



سوال ۲۴

۲۴- شکل نشان داده شده مدل ساده شده ای از یک قاب دوبعدی برشی، تحت بارگذاری جانبی ناشی از زلزله است. تحت بارگذاری نشان داده شده، جابه جایی طبقات از پایین به بالا نسبت به پای ستون ها (تکیه گاه ها) به ترتیب d ، $1.5d$ و $2.5d$ محاسبه شده است. در ارتباط با نامنظمی این قاب در ارتفاع، کدام یک از گزینه های زیر حتما صحیح است؟ منظور از قاب برشی، قابی با اتصالات صلب تیر به ستون و ستون و شالوده است که در آن سختی خمشی، محوری و برشی تیرها و سختی محوری ستون ها بی نهایت فرض می شود.



(1) سازه فاقد نامنظمی سختی جانبی است.

(2) طبقه اول نه طبقه نرم محسوب می شود و نه طبقه خیلی نرم.

(3) طبقه دوم سازه طبقه نرم است.

(4) سازه دارای طبقه خیلی نرم است.

سبزسازه



در گام اول، باید سختی طبقات را بر اساس برش و جابه‌جایی هر طبقه محاسبه کنیم:

$$K_1 = \frac{V_1}{\Delta_1} = \frac{F_1 + F_2 + F_3}{\Delta_1} = \frac{0.5F + 1.5F + 3.5F}{d} = 5.5 \frac{F}{d}$$

$$K_2 = \frac{V_2}{\Delta_2} = \frac{F_2 + F_3}{\Delta_2} = \frac{1.5F + 3.5F}{1.5d - d} = 10 \frac{F}{d}$$

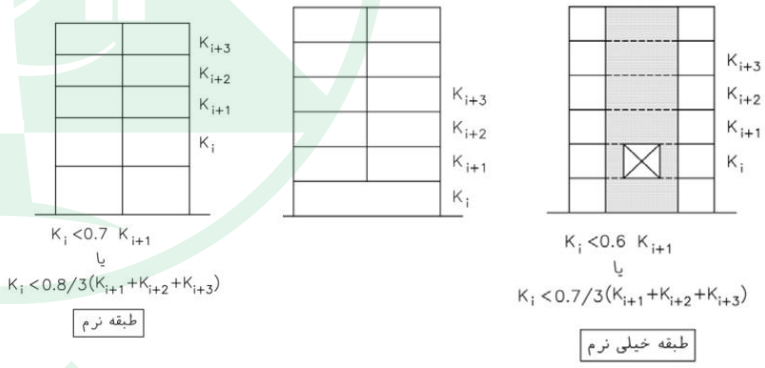
$$K_3 = \frac{V_3}{\Delta_3} = \frac{F_3}{\Delta_3} = \frac{3.5F}{2.5d - 1.5d} = 3.5 \frac{F}{d}$$

سبزسازه



اکنون مطابق بند ۱-۷-۲-ث صفحه ۹ استاندارد ۲۸۰۰، نامنظمی سختی جانبی (طبقه نرم یا خیلی نرم) را کنترل می کنیم:

ث- نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می شود. در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی نرم" توصیف می شود.



$$\text{طبقه خیلی نرم} \rightarrow K_1 = 5.5 \frac{F}{d} < 0.6 * \left(K_2 = 10 \frac{F}{d} \right)$$

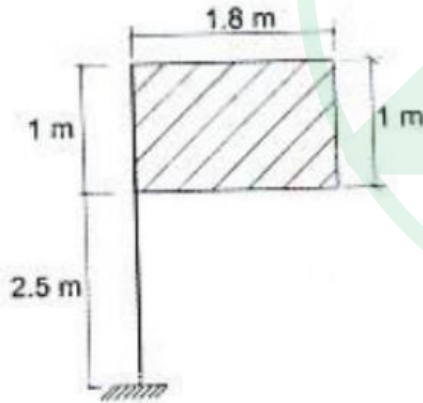
$$\text{منظم} \rightarrow K_2 = 5.5 \frac{F}{d} > 0.7 * \left(K_3 = 3.5 \frac{F}{d} \right)$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.



سطح سوال با توجه به جدید بودن آن سخت می باشد.

۲۵- یک تابلوی تبلیغاتی به ابعاد نشان داده شده در شکل زیر در منطقه شهری با سرعت مبنای باد برابر $120 \frac{km}{h}$ نصب شده است. حداکثر لنگر پیچشی ناشی از وزش باد حول محور قائم میله نگهدارنده تابلو برحسب $kN.m$ به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ جهت باد در راستای عمود بر صفحه تابلو بوده و وزش باد به گونه ای است که روی کل سازه اثر دارد. (با تغییر)



- (1) 1.44
- (2) 0.72
- (3) 1.6
- (4) 2

سبzsازه



مطابق بند ۳-۱۰-۶ و بند ۱-۶-۱۰-۶ و بند ۳-۶-۱۰-۶ و جدول ۱-۱-۶ و جدول ۲-۱-۶ و بند پ-۶-۴-۷ الف :

۳-۱۰-۶ 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.

$$q = 0.00613 V^2$$

(۲-۱۰-۶)

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

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

سبزسازه



۶-۱۰-۱ 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.

ب) برای ساختمان‌های منطبق بر بند ۶-۱۰-۹ این بخش، Z برابر با متوسط ارتفاع سقف (h) یا شش متر (هرکدام که بزرگتر است) اختیار می‌شود. چنانچه زاویه شیب سقف کمتر از ۷ درجه باشد، می‌توان ارتفاع پاشیب را به عنوان ارتفاع مبنا اختیار کرد. در هر حال ارتفاع مبنا نباید کمتر از ۶ متر اختیار شود.

پ) برای هریک از اجزای متصل به ساختمان، مقدار Z برابر با ارتفاع آن جزء از سطح زمین منظور می‌شود.

ت) در محاسبه فشار (مکش) داخلی ساختمان‌ها:

۱- چنانچه بازشو در سمتی غیر از رو به باد بوده و روی وجوه داخلی ساختمان نیروی مکشی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع کل ساختمان است ($Z=H$).

۲- چنانچه بازشو در سمت رو به باد باشد و فشار داخلی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع بالاترین بازشو در وجه رو به باد منظور می‌شود. در جهت اطمینان می‌توان فشار داخلی را نیز با ارتفاع کل ساختمان محاسبه نمود ($Z=H$).



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.

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

سبزسازه



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

گروه خطرپذیری	نوع کاربری
۴	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی و خسارات مالی نسبتاً کم خواهد شد مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های مرغداری. ساختمان‌ها و سایر سازه‌های موقتی که مدت بهره‌برداری از آن‌ها کمتر از دو سال است.

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

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۶-۱	ضریب اهمیت I_e بار زلزله،	ضریب اهمیت I_w بار باد،	ضریب اهمیت I_i بار یخ،	ضریب اهمیت I_s بار برف،
۱	$1/4$	$1/2$	$1/2$	$1/2$
۲	$1/2$	$1/1$	$1/1$	$1/1$
۳	۱	۱	۱	۱
۴	$0/8$	$0/8$	$0/8$	$0/8$



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

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

$$C_g = 2/0$$

الف) برای محاسبه نیروهای کلی خارجی ساختمان

$$C_g = 2/5$$

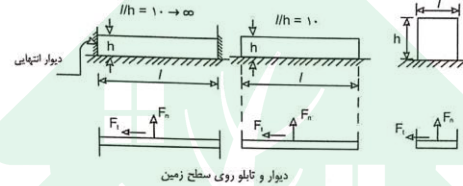
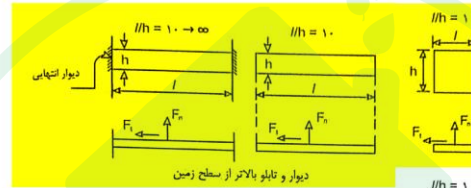
ب) برای محاسبه نیروهای وارد بر اجزاء پوشش نما یا بام (به طور موضعی)

پ-۶-۴-۷ نیروی باد روی سازه‌ها و اجزاء سازه‌ای خاص

برای برخی ساختمان‌ها و اجزاء سازه‌ای به شرح زیر، نیروها یا فشارهای خارجی و داخلی وارد بر آن‌ها، طبق شکل‌های (پ-۶-۴-۵) تا (پ-۶-۴-۱۵) این پیوست داده شده است. برای محاسبه این نیروها، ضریب C_e از روابط پ-۶-۴-۱ یا پ-۶-۴-۲ این پیوست یا روابط ۵-۱۰-۶ یا ۶-۱۰-۶ بند ۴-۱۰-۶ این مبحث و ضریب C_g از رابطه پ-۶-۴-۳ این پیوست یا بند ۶-۱۰-۸-۱ این مبحث به دست می‌آید.

الف- دیوارها- صفحات خودایستا و تابلوهای اعلانات (شکل پ-۶-۴-۵)





ضریب نیروی C_f برای دیوار و تابلو بالاتر از سطح زمین

l/h	$1.0 \rightarrow \infty$ (تکیه‌گاه انتهایی)	۱.۰	۱
C_f	۲/۰	۱/۳	۱/۱۵

ضریب نیروی C_f برای دیوار و تابلو روی سطح زمین

l/h	$1.0 \rightarrow \infty$ (تکیه‌گاه انتهایی)	۱.۰	۱
C_f	۱/۳	۱/۲	۱/۱

ترکیب نیروی عمودی و نیروی مماسی روی دیوارها و تابلوها

حالت	ضریب نیروی عمودی C_n	ضریب نیروی مماسی C_t
۱	۱/۰	۰/۳
۲	۰/۶	۰/۳

مقدار نیروی عمودی بر واحد طول $F_n = C_f C_n q C_g C_e h l w$

مقدار نیروی مماسی بر واحد طول $F_t = C_f C_t q C_g C_e h l w$

شکل پ-۴-۵ دیوارها، صفحات خودایستا و تابلو اعلانات



$$F_n = I_w * C_f * C_n * q * C_g * C_e * h * l$$

سرعت مبنای باد $120 \frac{\text{km}}{\text{h}}$ بوده در نتیجه:

$$q = 0.000613 * \left(120 * \frac{1000}{3600}\right)^2 = 0.681 \text{ kN/m}^2$$

تابلو دارای اهمیت کم می باشد و از جدول ۶-۱-۱ و ۶-۱-۲:

$$I_w = 0.8$$

در محاسبه ضریب C_e از کل ارتفاع تابلو از سطح زمین استفاده می شود:

$$h = 1 + 2.5 = 3.5 \text{ m}$$

سبزسازه



در محاسبه ضریب C_e با توجه به اینکه تابلوی تبلیغاتی در داخل شهر می باشد از رابطه زیر استفاده می شود:

$$C_e = \max \left\{ 0.7 \left(\frac{3.5}{12} \right)^{0.3}, 0.7 \right\}$$

$$C_e = 0.7$$

طبق بند ۶-۱۰-۸-۱ الف داریم:

$$C_g = 2$$

طبق جدول شکل پ-۶-۴-۵ برای تعیین C_f در حالت بالاتر از سطح زمین با توجه به نسبت $\frac{l}{h}$ داریم:

$$\frac{l}{h} = \frac{1.8}{1} = 1.8$$

با استفاده از درونیابی در جدول مقدار C_f به صورت زیر بدست می آید:

$$\frac{10 - 1}{1.3 - 1.15} = \frac{10 - 1.8}{1.3 - C_f} \rightarrow C_f = 1.164$$



جواب ۲۵

آیین نامه برای تعیین مقدار C_n از جدول حالت های ۱ و ۲ را مشخص نکرده است که حالت ۱ مربوط به دیوار و تابلوها بالاتر از سطح زمین و حالت ۲ دیوار و تابلوها روی سطح زمین می باشد. طبق حالت ۱ برای ضریب نیروی عمودی داریم:

$$C_n = 1$$

$$h = 1m$$

$$l = 1.8 m$$

در ادامه نیروی عمودی وارد بر تابلو به صورت زیر بدست می آید:

$$F_n = 0.8 * 1.164 * 1 * 0.681 * 2 * 0.7 * 1 * 1.8 = 1.6 KN$$

حداکثر لنگر حول محور قائم میله نگهدارنده تابلو برابر است با:

$$M = F_n * \frac{1.8}{2} = 1.6 * \frac{1.8}{2} = 1.44 kN.m$$

سبزسازه

پاسخ: گزینه ۱



۲۶- در یک ساختمان فولادی 4 طبقه با اهمیت خیلی زیاد و کاملاً منظم از سیستم قاب خمشی فولادی متوسط در هر دو امتداد ساختمان استفاده شده است. تغییرمکان جانبی طبقه سوم و دوم ناشی از زلزله طرح (با احتساب ضریب نامعیتی برابر یک) به روش استاتیکی معادل در مرکز جرم طبقات ساختمان به ترتیب برابر 50 و 25 میلی متر محاسبه شده است. اگر ارتفاع طبقه سوم برابر 4 متر باشد، براساس این اطلاعات تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی این طبقه چه مقدار بوده و آیا در حد مجاز است؟ اثر $P - \Delta$ منظور شده است و طراحی ساختمان به روش ضرایب بار و مقاومت مدنظر است.

(1) 100 میلی متر، در حد مجاز است.

(2) 25 میلی متر، در حد مجاز است.

(3) 50 میلی متر، در حد مجاز نیست.

(4) 80 میلی متر، در حد مجاز است.

سبزسازه



جواب ۲۶

مطابق بند ۱-۵-۳ و ۲-۵-۳ صفحه ۴۶
استاندارد ۲۸۰۰ و با توجه به منظم بودن سازه:

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

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

در این رابطه:

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

c_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

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

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

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه $\Delta_a = 0.025h$

- در سایر ساختمان‌ها $\Delta_a = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.



Δ_{eu} تغییر مکان جانبی نسبی خطی بوده که برابر با اختلاف تغییر مکان جانبی مرکز جرم کف طبقه بالا با کف پایین طبقه است. همچنین براساس جدول ۳-۴ صفحه ۳۴ استاندارد ۲۸۰۰ ضریب بزرگنمایی برای سیستم قاب خمشی فولادی متوسط $C_d = 4$ می باشد:

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

در نتیجه:

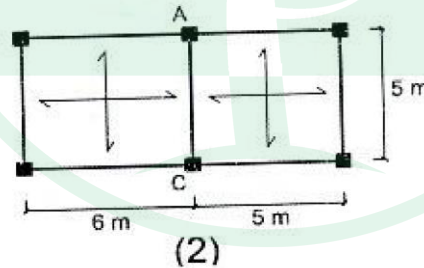
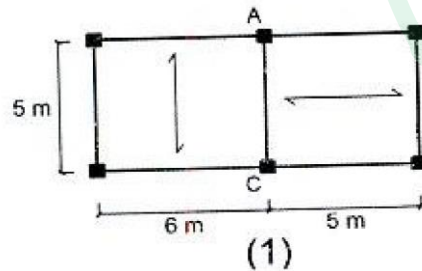
$$\Delta_M = C_d * \Delta_{eu} = 4 * (50 - 25) = 100mm \leq 0.025 * 4000 = 100mm \quad OK$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



سطح سوال آسان می باشد.

۲۷- شکل زیر قسمتی از پلان یک ساختمان مسکونی فولادی می باشد. در هر دو شکل بار مرده کف برابر 5.5 kN/m^2 و بار زنده کاهش نیافته برابر 2 kN/m^2 می باشد. براساس فقط همین بارهای گسترده یکنواخت، در صورتی که بیشترین مقدار کل بارهای ثقلی وارد بر تیر AC در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت با در نظر گرفتن کاهش بار زنده در حالت سقف یک طرفه و دو طرفه به ترتیب برحسب kN برابر Q_1 و Q_2 باشد، نسبت $\frac{Q_1}{Q_2}$ به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ تیر AC مربوط به طبقات غیر از بام بوده و وزن کلیه اعضا و اجزاء سازه ای در بار مرده کف لحاظ شده است. از اثر بعد ستون صرف نظر شود.



- (1) 0.85
- (2) 1.00
- (3) 1.15
- (4) 2.0



مطابق بند ۵-۵-۶ :

۵-۵-۶ کاهش بارهای زنده طبقات

مقادیر حداقل بارهای زنده گسترده (L_0) طبقات راکه در جدول ۵-۵-۶ داده شده ، می‌توان بر طبق ملاحظات بندهای ۵-۵-۶-۱ الی ۵-۵-۶-۵ برای محاسبه بار زنده طراحی (L) کاهش داد. ضوابط مربوط به کاهش بار زنده بامها در بند ۵-۵-۶-۶ ارائه شده است.

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

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

$$L = L_0 \left[0.75 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right] \quad (5-6-1)$$

که در آن:

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

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

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

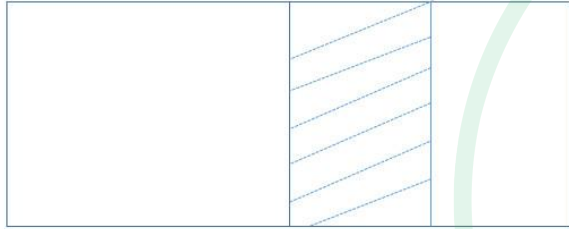
A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضایی که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند نباید از $0.5 L_0$ و برای اعضایی که بار دو طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند از $0.4 L_0$ کمتر باشد.



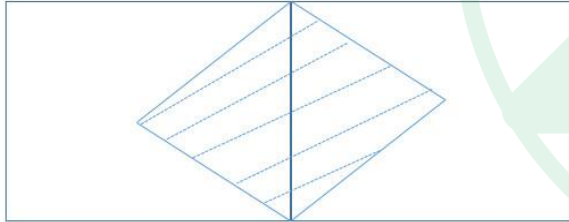
جواب ۲۷

برای محاسبه بارهای کل ثقلی وارد بر تیر میانی AC با توجه به برابر بودن مقادیر بار مرده و زنده کاهش نیافته در هر دو پلان، کافی است سطح بارگیر تیر AC را محاسبه کنیم:



$$A_{T1} = 5 * 2.5 = 12.5m^2$$

عملکرد یک طرفه:



$$A_{T2} = 2 * \frac{1}{2} * 2.5 * 5 = 12.5m^2$$

عملکرد دو طرفه:

سطح بارگیر تیر AC در هر دو پلان برابر است در نتیجه کل بار وارد بر این تیر، در هر دو پلان برابر می باشد:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = 1$$

سبزسازه

پاسخ: گزینه ۲



سوال ۲۸

برای شناسایی ژئوتکنیکی زمین یک ساختمان منفرد با سطح اشغال 500 متر مربع که برای ساخت آن نیاز به گودبرداری به عمق 8 متر بوده و ساختمان پس از ایجاد گودبرداری ساخته خواهد شد، حداقل چند گمانه الزامی است؟ اهمیت ساختمان زیاد و زمین مناسب با لایه بندی ساده فرض شود. همچنین زمین محل احداث ساختمان صاف است. برای تعیین تعداد گمانه اضافی بر اساس ارتفاع گود از جدول زیر استفاده نمایید. (با اصلاح)

عمق گودبرداری	تعداد گمانه
کمتر از 10 متر	۲
بیشتر از 10 متر	۳

3 (۱)

4 (۲)

5 (۳)

6 (۴)

سبزسازه



جدول ۷-۲-۱ حداقل تعداد گمانه مورد نیاز

مساحت	اهمیت ساختمان	تعداد حداقل گمانه
یک ساختمان منفرد با	خیلی زیاد و زیاد	۳

سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ مترمربع	متوسط	۲
	کم	۱
یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ مترمربع	خیلی زیاد و زیاد	۴
	متوسط	۳
	کم	۲

پ- در صورتیکه ساختمان موردنظر پس از ایجاد گودبرداری احداث شود، گمانه‌های لازم برای گودبرداری (جدول ۷-۲-۱) نیز باید به تعداد گمانه‌های تعیین شده برای ساختمان اضافه شود.



حدافل تعداد گمانه (بدون گود) = ۴

{

- سطح اشغال ساختمان = ۵۰۰ مترمربع
- اهمیت ساختمان زیاد
- زمین مناسب با لایه بندی ساده

با توجه به جدول داده شده و عمق گودبرداری کمتر از ۱۰ متر تعداد ۲ گمانه اضافه می شود به گمانه های بدست آمده از جدول ۱-۲-۷

در نتیجه حداقل تعداد گمانه لازم برابر است با:

$$4 + 2 = 6$$

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



۲۹- فرض کنید برای ساخت یک ساختمان، گودبرداری با دیوار قائم صورت گرفته است. اگر نسبت عمق گود به عمق بحرانی برابر 3، عمق گود از تراز صفر برابر 15 متر و عمق گود از تراز زیر پی ساختمان موجود در محدوده ناپایداری برابر 10 متر باشد، خطر گود کدامیک از گزینه‌های زیر خواهد بود؟ (با اصلاح)

- (1) زیاد
- (2) قابل تعیین نیست.
- (3) معمولی
- (4) بسیار زیاد

سبزسازه



۱-۳-۷ جهت ارزیابی خطر گود قائم لازم است هر سه شرط تعیین شده برای هر دسته در جدول ۱-۳-۷ 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.

عمق h_c از رابطه ۱-۳-۷ محاسبه می شود.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} \quad (۱-۳-۷)$$

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 نگهدار پایداری 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.



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

در این سوال گودبرداری با دیوار قائم صورت گرفته است پس برای ارزیابی خطر گود باید از جدول ۷-۳-۱ استفاده کنیم، این جدول براساس سه فاکتور نسبت عمق گود به عمق بحرانی، عمق گود از تراز صفر و عمق گود از تراز زیر پی همسایه، خطر گود را ارائه می‌دهد:

نسبت عمق گود به عمق بحرانی = ۳ و $۲ < ۳$ ← خطر گود بسیار زیاد

عمق گود از تراز صفر = ۱۵ و $۱۵ > ۱۰$ ← خطر گود بسیار زیاد

عمق گود از تراز زیر پی ساختمان موجود در محدوده ناپایداری = ۱۰ و $۱۰ > ۶$ ← خطر گود بسیار زیاد



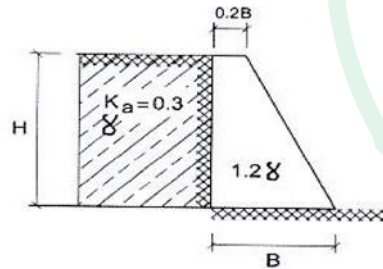
از طرفی مطابق بند ۱-۶-۳-۳-۷ در بین این سه فاکتور جدول ۱-۳-۷، فاکتوری تعیین کننده خطر گود است که بیشترین خطر را نتیجه بدهد بنابراین خطر گود در این سوال بسیار زیاد است.

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



۳۰- دیوار حائل وزنی با وزن مخصوص 1.2γ مطابق شکل جهت نگهداری خاک با وزن مخصوص γ در شرایط استاتیک در نظر گرفته شده است. در صورتی که پی دیوار جزئی از آن باشد، حداقل بعد B برای کنترل واژگونی با فرض فشار محرک در طراحی به روش تنش مجاز به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ از نیروی اصطکاک بین خاک پشت دیوار و دیوار صرف نظر شود. با اصلاح



$$B = 0.52H \quad (1)$$

$$B = 0.36H \quad (2)$$

$$B = 0.4H \quad (3)$$

$$B = 0.43H \quad (4)$$

سبzsازه



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

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

در این سوال نیرویی که ممکن است باعث واژگونی دیوار شود، نیروی ناشی از فشار خاک است و نیرویی که در برابر واژگون شدن دیوار مقاومت می‌کند، نیروی وزن دیوار است. برای حل این مسئله با توجه به اینکه سوال شرایط استاتیکی و روش تنش مجاز را مد نظر دارد، باید ضریب اطمینان موجود را بدست بیاوریم و با ضریب اطمینانی که مبحث ۷ در جدول ۳-۵-۷ برای واژگونی در شرایط استاتیکی ارائه داده مقایسه کنیم، برای این که کنترل واژگونی جواب بدهد، باید ضریب اطمینان موجود بزرگتر یا مساوی ضریب اطمینان آیین‌نامه باشد.



حداقل ضریب اطمینان دیوار وزنی در شرایط استاتیکی برای واژگونی برابر است با:

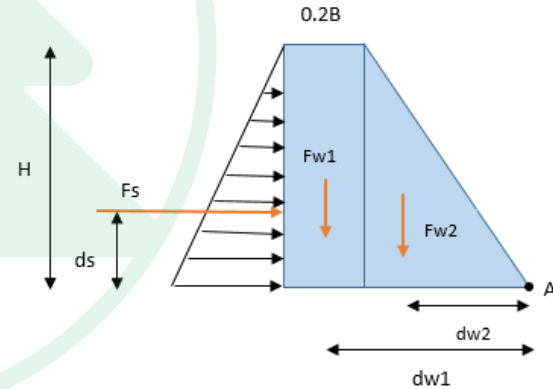
$$F_s = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2 = 0.15 * \gamma * H^2$$

$$F_{w1} = 0.2B * H * 1.2\gamma = 0.24 * \gamma * B * H$$

$$d_{w1} = 0.8B + \frac{0.2B}{2} = 0.9B$$

$$F_{w2} = \frac{0.8B * H}{2} * 1.2\gamma = 0.48 * \gamma * B * H$$

$$d_{w2} = \frac{2}{3} * 0.8B = \frac{1.6B}{3}$$



سبzsازه



$$M_a = F_s * d_s = 0.15 * \gamma * H^2 * \frac{H}{3} = 0.05 * \gamma * H^3$$

$$M_p = F_{w1} * d_{w1} + F_{w2} * d_{w2} = 0.24 * \gamma * B * H * 0.9B + 0.48 * \gamma * B * H * \frac{1.6B}{3}$$
$$= 0.472 * \gamma * B^2 * H$$

$$\frac{M_p}{M_a} = \frac{0.472 * \gamma * B^2 * H}{0.05 * \gamma * H^3} = 9.44 * \frac{B^2}{H^2} \geq 1.75 \rightarrow B \geq 0.43H$$

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



۳۱- بر اساس روش‌های معتبر، بار فشاری طراحی یک شمع استوانه‌ای قائم منفرد برابر 2150KN به دست آمده است که 30 درصد آن ناشی از مقاومت نوک شمع و 70 درصد آن ناشی از مقاومت اصطکاکی جداره شمع است. در صورت عدم وجود آب در زمین در طول شمع و عدم انجام آزمایش بارگذاری استاتیکی کششی، بر اساس این اطلاعات، حداکثر بار محوری کششی طراحی همین شمع بدون احتساب وزن آن را در بهترین شرایط چه مقدار می‌توان لحاظ کرد؟ انتخاب نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ مد نظر است.

1280 KN (1)

1505 KN (2)

1670 KN (3)

1830 KN (4)

سبزسازه



۲-۱-۴-۷ استفاده از روابط تحلیلی

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

$$R_c = R_b + R_s \quad (۷-۶-۲)$$

در رابطه فوق:

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

$$R_b = q_b A_b \quad (۷-۶-۳)$$

$$R_s = \sum_{i=1}^n q_{si} A_{si} \quad (۷-۶-۴)$$



۷-۶-۴-۳ شمع‌های کششی

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

$$R_t \geq F_t \quad (7-6-9)$$

در این نامساوی:

F_t = بار محوری کششی طراحی

R_t = باربری کششی شمع

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

الف- بیرون آمدن شمع‌ها از زمین به صورت منفرد

ب- بالا آمدن بلوک زمین حاوی گروه شمع

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

$$R_t = W_t + F_s - U_{\text{uplift}} \quad (7-6-10)$$

در این رابطه:

W_t = وزن شمع‌ها و وزن بلوک خاک (در گروه‌شمع)

F_s = مقاومت جانبی جدار شمع و خاک یا مقاومت برشی خاک در مرز بلوک خاک (در گروه‌شمع)

U_{uplift} = برآیند نیروهای رو به بالای طراحی ناشی از فشار آب بالا‌برنده در زیر بلوک خاک.



۶-۳-۴-۶-۷ مقاومت اصطکاک جدار کششی شمع‌های منفرد ۰/۷ تا ۰/۸۵ اصطکاک جدار شمع در حالت فشاری لحاظ شود، مگر آنکه آزمایش بارگذاری استاتیکی کششی انجام شده باشد.

در صورت سوال بار فشاری طرح و نسبتی از آن که مربوط به اصطکاک جداره شمع است، داده شده و با استفاده از آن می‌شود مقاومت جداره شمع در حالت فشاری را تعیین کرد.

از طرفی در بند ۶-۳-۴-۶-۷ اشاره شده است که در صورتی که آزمایش بارگذاری استاتیکی کششی انجام نشده باشد، مقاومت اصطکاکی جدار کششی شمع‌های منفرد نسبتی بین ۰.۷ تا ۰.۸۵ اصطکاک جدار شمع در حالت فشاری است در نتیجه مقاومت اصطکاک جدار شمع در حالت کششی را هم می‌توانیم بدست بیاوریم.

پس از تعیین مقدار مقاومت اصطکاک جدار شمع در حالت کششی با استفاده از بند ۶-۳-۴-۶-۷ حداکثر بار محوری کششی شمع را بدست می‌آوریم. البته با توجه به صورت سوال اثر وزن را لحاظ نمی‌کنیم و با توجه به این که سطح آب زیرزمینی در طول شمع قرار ندارد، فشار آب بالا برنده هم نداریم.

سبزسازه



$$R_c = R_b + R_s = 2150 \text{ kN}$$

$$R_s = 0.7 * R_c = 0.7 * 2150 = 1505 \text{ kN}$$

در صورت سوال حداکثر بار محوری کششی طراحی شمع در بهترین شرایط خواسته شده در نتیجه مقدار مقاومت جداره شمع در حالت کششی را 0.85 مقاومت جداره شمع در حالت فشاری انتخاب می کنیم:

$$F_s = 0.85 * R_s = 0.85 * 1505 = 1279.25 \text{ kN}$$

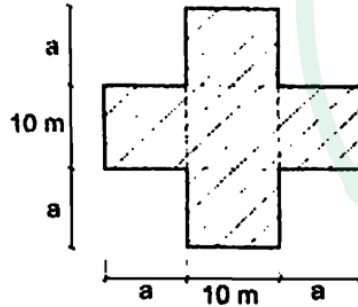
$$W_t = 0, U_{uplift} = 0 \rightarrow R_t = F_s = 1279.25 \text{ kN}$$

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



۳۲- برای ساخت یک ساختمان بنایی محصورشده با کلاف از پلان شکل زیر استفاده شده است. حداکثر مقدار قابل قبول برای a برحسب متر برای آن که در این پلان به درز انقطاع نیاز نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



- (1) 7.5
- (2) 5
- (3) $\frac{10}{3}$
- (4) 2

سبزسازه



مطابق مبحث هشتم ۹۸ - ص ۱۰۶ - بند ۸-۵-۴-۱:

پلان ساختمان باید واجد ویژگی‌های زیر باشد:

۱- طول ساختمان از سه برابر عرض آن یا ۲۵ متر بیشتر نباشد.

۲- نسبت به هر دو محور اصلی تقریباً قرینه باشد.

۳- پیشامدگی‌های آن الزامات زیر را برآورده نماید:

الف- اندازه پیشامدگی در هر امتداد نباید از یک‌پنجم بُعد ساختمان در همان امتداد بیشتر باشد. علاوه بر آن، بعد دیگر پیشامدگی نباید از مقدار پیشامده کمتر باشد.

ب- چنانچه اتصال قسمت پیشامده با ساختمان، بیش از نصف بعد ساختمان در آن امتداد باشد، این قسمت پیشامدگی تلقی نمی‌شود و در این صورت محدودیتی برای بعد دیگر وجود ندارد مشروط بر آن که پلان ساختمان نامتقارن نشود.

در صورت نداشتن هر یک از الزامات فوق، باید با ایجاد درز لرزه‌ای، مطابق بند ۸-۳-۳-۲، ساختمان را به قطعات مناسب تقسیم نمود، به‌گونه‌ای که هر قطعه واجد شرایط یاد شده باشد. لازم نیست که درز لرزه‌ای در پی ساختمان ادامه یابد.



در ابتدا بررسی می‌کنیم که با چه مقادیری از a پیش‌آمدگی محسوب می‌شود و بر اساس این که پیش‌آمدگی است یا نیست کنترل‌ها را انجام می‌دهیم. در حالتی که پیش‌آمدگی محسوب نشود، کنترل بعد پیش‌آمده ضرورتی ندارد:

طبق بند ۸-۵-۴-۱ مورد ۳ قسمت ب :

$$10 < \frac{10 + 2 * a}{2} \rightarrow 5 < a$$

پس اگر a از ۵ بزرگتر باشد، پیش‌آمدگی محسوب می‌شود و برای این که به درز انقطاع نیاز نداشته باشیم باید ضوابط زیر رعایت شود:

$$10 + 2 * a \leq 25 \rightarrow a \leq 7.5$$

$$a \leq \frac{10}{2} \rightarrow a \leq 5$$

$$10 \geq a$$

سبزسازه



پس برای این که هر سه ضابطه رعایت شود باید a از 2 کمتر باشد ولی این با شرط پیش آمدگی محسوب شدن یعنی بزرگتر از 5 بودن در تناقض است و در نتیجه اگر پیش آمدگی محسوب شود باید حتما از درز انقطاع استفاده شود.

این بار حالتی را در نظر می گیریم که پیش آمدگی محسوب نشود: ($a < 5$)
در این حالت فقط باید ضابطه ابعاد پلان را چک کنیم:

$$10 + 2 * a \leq 25 \rightarrow a \leq 7.5$$

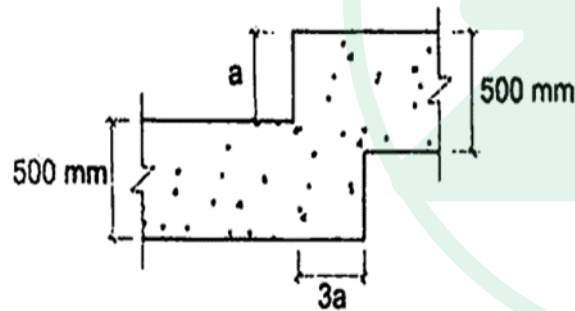
که با توجه به شرط پیش آمدگی محسوب نشدن یعنی کوچکتر از 5 بودن، همواره برقرار است.

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



۳۳- قرار است یک ساختمان بنایی محصورشده با کلاف در یک زمین شیبدار ساخته شود. اگر برای ساخت این ساختمان استفاده از شالوده پلکانی ضرورت داشته باشد، در این صورت در این مقطع مطابق شکل زیر کمترین و بیشترین مقدار قابل قبول برای a به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



(1) حداقل 250 mm و حداکثر 500 mm

(2) حداقل 200 mm و حداکثر 300 mm

(3) حداقل 300 mm و حداکثر 600 mm

(4) حداقل 150 mm و حداکثر 300 mm

سبzsازه



مطابق مبحث هشتم ۹۸- ص ۱۰۸ - بند ۸-۵-۵-۲-۱ مورد ۲:

۸-۵-۵-۲-۱ شالوده

شالوده قسمتی از پی سازی است که زیر پی بتنی و یا کلاف بتنی زیر دیوار اجرا می شود. در ساخت شالوده الزامات زیر باید رعایت شوند.

۱- شالوده باید در یک تراز ساخته شود و هر گاه احداث شالوده، به هر دلیل، در یک تراز ممکن نباشد، هر بخش از شالوده باید به صورت افقی در یک تراز قرار گیرد.

۲- ساخت شالوده شیب دار مجاز نیست. در زمین های شیب دار چنانچه ساخت شالوده ساختمان در یک تراز ممکن نباشد باید از شالوده پلکانی استفاده شود، به طوری که قسمت های مختلف شالوده در جهت افقی حداقل ۶۰۰ میلی متر هم پوشانی داشته و ارتفاع هر پله نباید بیش از ۳۰۰ میلی متر باشد.



برای محاسبه محدوده a باید مقدار همپوشانی افقی و ارتفاع هر پله در پلکان نواری را کنترل کنیم:

$$3 * a \geq 600 \rightarrow a \geq 200$$

$$a \leq 300$$

$$\rightarrow 200 \leq a \leq 300$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



۳۴- در ساختمان‌های با مصالح بنایی مسلح چنانچه از میلگرد به قطر 10 میلی‌متر به عنوان میلگرد برای بازشویی به طول 800 میلی‌متر استفاده شود، حداقل تعداد میلگرد و حداقل طول کل هر یک از میلگردهای افقی در بالای بازشو به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (با اصلاح)

- (1) 3 عدد و 1.5 متر
- (2) 1 عدد و 1.12 متر
- (3) 2 عدد و 1.2 متر
- (4) 1 عدد و 2 متر

سبزسازه



مطابق مبحث هشتم ۹۸ - ص ۹۱ - بند ۸-۴-۶-۹-۲ مورد ۴ و ۷:

۴- لازم است در بالا و پایین بازشو میلگرد افقی تعبیه شود و حداقل به مقدار ۶۰۰ میلی‌متر یا ۴۰ برابر قطر میلگرد، هر کدام که بیشتر است، پس از بازشو ادامه داده شود. بالاترین میلگرد افقی نباید پایین‌تر از ۳۰۰ میلی‌متر از زیر سقف تعبیه شود. میلگرد افقی کنار بازشو لازم نیست برای بازشوهای کوچک‌تر از ۴۰۰ میلی‌متر تامین شود، مگر اینکه میلگردهای طولی توسط این بازشو قطع شده باشند. در این صورت، لازم است به اندازه میلگردهایی که قطع می‌شوند، میلگرد مازاد در بالا و پایین بازشو قرار داده شود. این میلگردها باید به اندازه ۶۰۰ میلی‌متر در هر طرف از گوشه بازشو فراتر روند. چنان‌چه فضای کافی برای این امر تامین نباشد، لازم است انتهای این میلگردها با خم ۹۰ درجه قلاب شوند و یا با قلاب ۱۸۰ درجه به میلگردهای قائم مهار شوند.



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

مطابق مورد ۷ حداقل یک میلگرد $\Phi 10$ نیاز است.

مبحث ۸ در بند فوق به طولی که هر میلگرد باید از انتهای هر طرف باز شو ادامه یابد، اشاره کرده در نتیجه طول میلگرد باید حداقل برابر باشد با:

$$L_{op} = 800 \text{ mm}$$

$$L = L_{op} + 2 * (\max\{600 \text{ mm} . 40 * d\})$$

$$L = 800 + 2 * (\max\{600 \text{ mm} . 40 * 10\}) = 800 + 2 * 600 = 2000 \text{ mm} = 2m$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه



۳۵- در یک دیوار با مصالح بنایی که به صورت دو جداره میان تهی می‌باشد. یکی از جداره‌ها دارای ضخامت خالص برابر 220 میلی‌متر و جداره دیگر دارای ضخامت خالص برابر 105 میلی‌متر است. در صورتی که یک طرف دیوار تحت اثر بار محوری باشد، ضخامت موثر این دیوار میان تهی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ضخامت اندود در هر طرف جدار برابر 15mm فرض شود) (با اصلاح)

(1) 105 میلی‌متر

(2) 355 میلی‌متر

(3) 220 میلی‌متر

(4) 325 میلی‌متر

سبزسازه



مطابق مبحث هشتم ۹۸ - ص ۴۹ - بند ۸-۳-۴-۲-۱ ب :

ب) دیوار چندجداره

عرض مؤثر دیوار چندجداره، چنانچه فضای بین جداره‌ها با ملات یا دوغاب پر شده باشد، برابر با ضخامت کل دیوار و چنانچه فضای بین جداره‌ها پر نشده باشد، برابر با جمع ضخامت‌های جداره‌ها، بدون در نظر گرفتن نازک کاری می‌باشد.

ما بین دو جداره فضای خالی وجود داشته و در نتیجه فضای بین حفره‌ها پر نشده است. عرض مؤثر بدون در نظر گرفتن نازک کاری برابر می شود با:

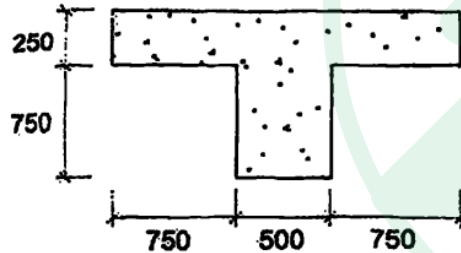
$$b_e = 105 + 220 = 325mm$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه



۳۶- در شکل زیر یک مقطع تیر بتنی T شکل مجزا نشان داده شده است. فرض کنید از بال این تیر برای تأمین سطح فشاری اضافی استفاده خواهد شد. در خصوص این مقطع کدام یک از عبارتهای زیر صحیح است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.



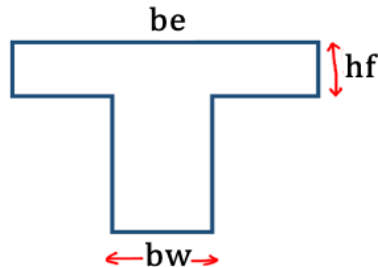
- (1) مقطع قابل قبول است.
- (2) مقطع قابل قبول نیست، چون ضخامت بال کمتر از مقدار مجاز است.
- (3) مقطع قابل قبول نیست، چون عرض بال تیر بیش از مقدار مجاز است.
- (4) مقطع قابل قبول نیست، چون عرض جان تیر بیش از مقدار مجاز است.

سبزسازه



مطابق بند ۹-۶-۳-۳-۲ صفحه ۸۵ مبحث نهم، می توان ابعاد مقطع فوق را کنترل نمود:

۹-۶-۳-۳-۲ در تیرهای T شکل منفرد که از بال تیر برای تامین سطح فشاری اضافی استفاده میشود، حداقل ضخامت بال باید برابر با نصف عرض جان، و حداکثر عرض موثر، برابر با چهار برابر عرض جان در نظر گرفته شود.



$$h_f \geq \frac{1}{2} b_w \rightarrow 250 \geq \frac{1}{2} * 500 = 250 \quad OK$$

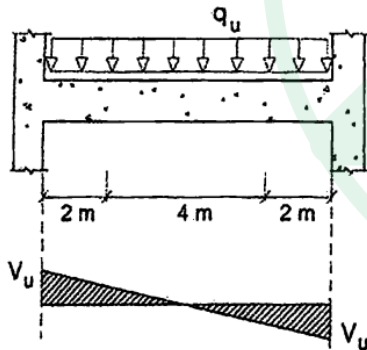
$$b_e \leq 4b_w \rightarrow 750 + 750 + 500 = 2000 \leq 4 * 500 = 2000 \quad OK$$

بنابراین مقطع قابل قبول بوده و گزینه ۱ صحیح است.



سوال ۳۷

۳۷- در شکل زیر نمودار نیروی برشی یک تیر بتنی با مقطع $600 \times 600 \text{ mm}$ و با عمق مؤثر 530 mm نشان داده شده است. قرار است در حد فاصل بر داخلی تکیه‌گاه‌ها تا دو متر به سمت وسط دهانه، از خاموت‌های بسته با قطر و فاصله یکسان استفاده شود. حداقل نیروی برشی محاسباتی برای طراحی این نواحی (دو متر از هر داخلی تکیه‌گاه‌ها) در برابر برش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید این تیر غیرلرزه‌ای بوده و رعایت الزامات لرزه‌ای مدنظر نیست. همچنین فرض نمایید در فاصله دو متر از بر داخلی تکیه‌گاه‌ها به سمت وسط دهانه به آرماتور برشی نیاز است.



(1) $0.75V_u$

(2) V_u

(3) $0.87V_u$

(4) $0.7V_u$

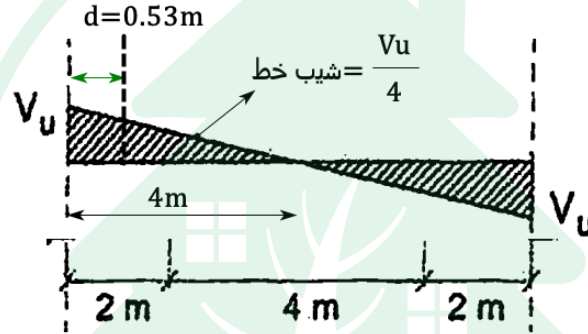
سبزسازه



مطابق بند ۹-۱۱-۳-۳ صفحه ۱۹۷ مبحث نهم، مقاطع در فاصله d از بر تکیه‌گاه را می‌توان برای برش در فاصله d از بر تکیه‌گاه طراحی نمود:

- ۹-۱۱-۳-۳ حداکثر نیروی برشی نهایی، V_u ، در تکیه‌گاه‌ها را برای تمام مقاطعی که در محدوده‌ی بر داخلی تکیه‌گاه تا محل مقطع بحرانی قرار دارند، می‌توان برای برش V_u در فاصله‌ی d از بر تکیه‌گاه طراحی نمود؛ به شرط آن که:
- الف- عکس العمل تکیه‌گاهی در جهت برش اعمال شده در نواحی انتهایی عضو ایجاد فشار کند.
 - ب- بارها در سطح بالایی عضو و یا نزدیک به آن اعمال شوند.
 - پ- هیچ بار متمرکزی در محدوده‌ی بر داخلی تکیه‌گاه تا فاصله‌ی d از بر تکیه‌گاه اعمال نشود.



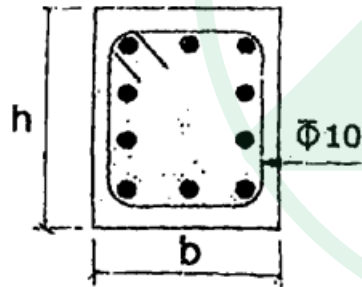


$$V_u @ d = \text{شیب خط} * \Delta x = \frac{V_u}{4} * (4 - d) = \frac{V_u}{4} * (4 - 0.53) = 0.8675 V_u$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.



۳۸- فرض کنید در یک تیر بتنی طراحی برای برش و پیچش الزامی بوده و مقدار سطح مقطع آرماتور برشی موردنیاز برابر $690 \text{ mm}^2/m$ و مقدار سطح مقطع آرماتور پیچشی موردنیاز برابر $690 \text{ mm}^2/m$ است. اگر برای این تیر از خاموت‌های بسته به قطر 10 mm استفاده شود، بدون توجه به سایر الزامات از جمله الزامات لرزه‌ای، حداکثر فاصله قابل قبول این خاموت‌های بسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ پوشش بتن برابر 60 میلی‌متر، میلگردها از رده S340 و بتن از نوع C25 فرض شود.



150 mm (1)

60 mm (2)

75 mm (3)

120 mm (4)

سبزسازه



برای حل این سؤال کافی است مقدار آرماتور محاسباتی تحت اثر همزمان برش و پیچش را محاسبه نموده و با سطح مقطع خاموت موجود ($\Phi 10$) مساوی قرار دهیم. توجه کنید که سطح مقطع محاسباتی آرماتور موردنیاز پیچشی (A_t)، ناشی از یک ساق خاموت بوده و از آنجا که هر خاموت دارای دو ساق می‌باشد، باید مقدار مذکور را در ۲ ضرب نماییم:

$$\frac{A_s}{S} = \frac{A_v}{S} + \frac{2A_t}{S} \rightarrow \frac{A_s}{S} = 690 + 2 * 690 = 2070 \text{ mm}^2/m$$

دقت: با توجه به اینکه در این سؤال، ابعاد تیر داده نشده است، امکان کنترل S_{max} بر اساس بندهای ۲-۳-۵-۱۱-۹ و ۳-۲-۵-۱۱-۹ و ۸-۵-۶-۱۱-۹ وجود ندارد:

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 می‌شود.



۱۱-۹-۲-۳ 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:

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

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

۱۱-۹-۶-۸ فاصله بین آرماتورهای پیچشی عرضی نباید بیش‌تر از دو مقدار $p_h/8$ و 3ϕ میلی متر اختیار شود.

سبزسازه

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.



تشابه! تشریح سوال تالیفی مشابه از مفهوم مساحت آرماتور برشی و پیچشی در فیلم های آموزشی تور محاسبات

تالیفی در یک تیر بتن آرمه مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای برش ۱۰ سانتی متر مربع در هر متر طول و مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای پیچش ۵ سانتی متر مربع در هر متر طول به دست آمده است. بهینه ترین طرح برای خاموت این تیر کدام است؟ رده فولاد S340 و رده بتن C25 می باشد.

آرماتور عرضی مورد نیاز برابر است با:

$$\frac{(A_{sv} + 2A_t)}{S} = \frac{10}{100} + \frac{2 * 5}{100} = 0.2 \frac{cm^2}{cm}$$

گزینه ۱

$$\frac{(A_v)}{S} = \frac{2 * \pi * 0.4^2}{5} = 0.201 \frac{cm^2}{cm}$$

گزینه ۲

$$\frac{(A_v)}{S} = \frac{2 * \pi * 0.5^2}{5} = 0.314 \frac{cm^2}{cm}$$

گزینه ۳

$$\frac{(A_v)}{S} = \frac{2 * \pi * 0.4^2}{10} = 0.1 \frac{cm^2}{cm}$$

گزینه ۴

$$\frac{(A_v)}{S} = \frac{2 * \pi * 0.5^2}{10} = 0.157 \frac{cm^2}{cm}$$

Φ8@5 cm (۱) ✓

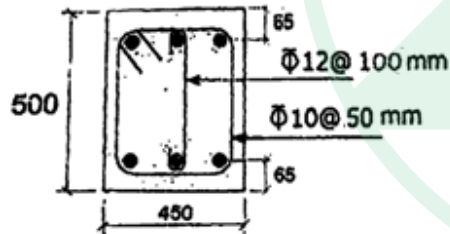
Φ10@5 cm (۲)

Φ8@10 cm (۳)

Φ10@10 cm (۴)



۳۹- مقطع نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک تیر بتنی درجا بوده که در آن بتن از نوع C30 معمولی و فولاد خاموتها از نوع S400 است. اگر از آثار لنگر خمشی و نیروی محوری بر روی نیروی برشی مقاوم مقطع صرف نظر شود، بدون توجه به الزامات لرزه‌ای، حداکثر نیروی برشی مقاوم مقطع به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (در شکل ابعاد به میلی متر است) (ویرایش تصویر سوال)



550 kN (1)

510 kN (2)

695 kN (3)

665 kN (4)

سبزسازه



با توجه به بندهای ۳-۲-۵-۱۱-۹ و ۱-۴-۴-۸-۹ و ۳-۵-۴-۸-۹ و ۲-۱-۴-۸-۹ و ۳-۱-۴-۸-۹ مبحث نهم می‌توان به سادگی این سؤال را حل کرد:

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:

$$0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (۳-۲-۱۱-۹ \text{ الف})$$

$$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (۳-۲-۱۱-۹ \text{ ب})$$



۹-۸-۴-۴ محاسبه‌ی مقاومت برشی تامین شده توسط بتن، V_c

۹-۸-۴-۴-۱ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد،
 $V_c, A_v \geq A_{v,min}$ را می‌توان از رابطه‌ی ساده‌تر (۹-۸-۱۲-الف)، و یا از رابطه‌ی (۹-۸-۱۲-ب)
 محاسبه نمود. در این رابطه‌ها بار محوری، N_u ، در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می-
 شود. همچنین V_c نباید منفی در نظر گرفته شود.

$$V_c = \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۹-۸-۱۲-الف)$$

$$V_c = \left(0.66 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۹-۸-۱۲-ب)$$



۹-۸-۴-۵-۳ مقاومت برشی یک طرفه ناشی از فولاد عرضی عمود بر محور طولی عضو

استفاده از آرماتور برشی عرضی در یکی از حالت‌های زیر با تامین شرایط لازم، مجاز می‌باشد:

(الف) خاموت‌ها، تنگ‌ها یا دورگیرهای متعامد بر محور طولی عضو؛

(ب) شبکه‌ی سیمی جوش شده با سیم‌های متعامد بر محور طولی عضو؛

(پ) دورپیچ‌ها.

در این حالت V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (۹-۸-۱۶)$$

در این رابطه s گام دورپیچ یا فاصله‌ی طولی بین آرماتورهای برشی و A_v سطح مقطع شاخه‌های

عمود بر محور طولی عضو است که مطابق بند ۹-۸-۴-۵-۵ محاسبه می‌شود. همچنین f_{yt}

مقاومت تسلیم فولادهای عرضی می‌باشد.



۲-۱-۴-۸-۹ مقاومت برشی یک طرفه‌ی اسمی مقطع، V_n ، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = V_c + V_s \quad (۸-۸-۹)$$

در این رابطه V_c و V_s به ترتیب مقاومت‌های تامین شده توسط بتن و فولادهای برشی در مقطع هستند که بر اساس بخش‌های ۴-۴-۸-۹ و ۵-۴-۸-۹ تعیین می‌شوند.

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

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

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



جهت تشخیص رابطه‌ای که باید برای تعیین مقاومت برشی بتن استفاده کنیم، باید کنترل کنیم که آیا فولاد حداقل مطابق بند ۹-۱۱-۵-۲-۳ تامین شده است:

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.062 \sqrt{f_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \\ 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.062 \sqrt{30} \frac{450}{400} = 0.382 \\ 0.35 \frac{450}{400} = 0.394 \end{array} \right\} = 0.394$$

$$\frac{A_{v1}}{S_1} + \frac{A_{v2}}{S_2} = \frac{2 * (\pi * 5^2)}{50} + \frac{(\pi * 6^2)}{100} = 4.27 > 0.394$$

در نتیجه حداقل فولاد برشی تامین شده و برای تعیین مقاومت برشی بتن باید از رابطه ۹-۸-۱۲ استفاده کنیم:

$$d = 500 - 65 = 435 \text{ mm}$$

$$\phi * V_c = \phi * 0.17 \lambda \sqrt{f_c} b_w d = 0.75 * 0.17 * 1 * \sqrt{30} * 450 * 435 * 10^{-3} = 136.7 \text{ kN}$$



جواب ۳۹

با توجه به اینکه از دو نوع خاموت با فواصل مختلف استفاده شده است، نیروی برشی مقاوم فولاد از جمع نیروی برشی هر کدام از خاموت‌ها به دست می‌آید:

$$\begin{aligned}\phi * V_s &= \phi * (V_{s1} + V_{s2}) = \phi * \left(A_{v1} f_{yt} \frac{d}{S_1} + A_{v2} f_{yt} \frac{d}{S_2} \right) = \phi * f_{yt} d \left(\frac{A_{v1}}{S_1} + \frac{A_{v2}}{S_2} \right) \\ &= 0.75 * 400 * 435 * 4.27 * 10^{-3} = 557.235 \text{ kN}\end{aligned}$$

در نتیجه:

$$\phi * V_n = \phi * V_c + \phi * V_s = 136.7 + 557.235 = 693.935 \text{ kN}$$

سپس مقدار به دست آمده را طبق بند ۹-۸-۴-۱-۳ با حداکثر مقاومت برشی مقطع کنترل می‌کنیم:

$$V_u < \phi * V_c + \phi * 0.66 * \sqrt{f_c} b_w d = 136.7 + 0.75 * 0.66 * \sqrt{30} * 450 * 435 * 10^{-3} = 667.4 \text{ kN}$$

با توجه به این که مقدار مقاومت برشی مقطع از حداکثر تجاوز کرده است، مقدار مقاومت برشی مقطع را برابر با حداکثر در نظر می‌گیریم یعنی ۶۶۷.۴ کیلونیوتن.

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.



در این تست به دلیل وجود ابهام زیر هر کدام از گزینه‌های ۱ و ۴ می‌توانند صحیح باشند:

دلیل صحیح بودن گزینه اول:

در متن تست ذکر شده که حداکثر مقدار مقاومت برشی مقطع چقدر است. در این صورت گزینه ۱ صحیح است.

دلیل صحیح بودن گزینه ۴:

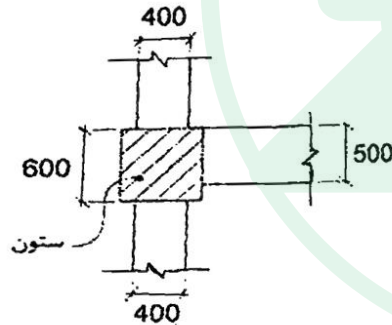
همچنین در متن تست قید شده است که در محاسبه مقاومت برشی بتن از اثر لنگر خمشی و نیروی محوری صرف نظر نمایید. به عبارتی از ما خواسته شده مقاومت برشی بتن محاسبه شود و در محاسبه مقاومت برشی بتن از همان رابطه ساده (رابطه ۹-۱۵-۴) استفاده شود. (در ادامه نیز می‌توان با محاسبه مقاومت برشی ناشی از میلگردها در نهایت مقاومت کلی مقطع را بدست آورد.) در این صورت گزینه ۴ صحیح است. در نتیجه این تست می‌تواند مورد اعتراض واقع گردد.

سبزسازه



سوال ۴۰

۴۰- حداکثر نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال شکل زیر در امتداد محور طولی تیر به عرض ۵۰۰ میلی‌متر (ϕV_n) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ارتفاع تیرها برابر ۵۰۰ میلی‌متر و ابعاد مقطع ستون برابر ۶۰۰*۶۰۰ میلی‌متر می‌باشد. فرض نمایید اتصال مذکور مربوط به یک قاب خمشی ویژه بوده و در آن کلیه الزامات آرماتورگذاری رعایت شده است. ستون در بالای ناحیه اتصال ادامه ندارد. ($f_c = 25 \text{ mpa}$)



890 KN (1)

2268 KN (2)

2100 KN (3)

1890 KN (4)

سبزسازه



مطابق بندهای ۲۰-۶-۵-۴-۲ و ۲۰-۶-۵-۴-۳ و ۲۰-۶-۵-۴-۴ و ۲۰-۶-۵-۴-۷-۵-ت و ۲۰-۶-۵-۴-۷ و ۲۰-۶-۵-۴-۸:

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

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

۲۰-۶-۵-۴-۴ سطح مقطع موثر ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون، A_z ، برابر با حاصل ضرب عمق در عرض موثر ناحیه‌ی اتصال است. عمق ناحیه‌ی اتصال برابر با ارتفاع کل مقطع ستون، h ، است. عرض موثر ناحیه‌ی اتصال، به جز در مواردی که عرض تیر از عرض ستون متصل به آن کم‌تر است، برابر با عرض کل مقطع ستون بوده و نباید از کم‌ترین دو مقدار زیر بیش‌تر در نظر گرفته شود:

الف- عرض تیر به علاوه‌ی عمق ناحیه‌ی اتصال

ب- دو برابر کوچک‌ترین فاصله‌ی محور طولی تیر تا وجوه موازی ستون با محور تیر



۹-۲۰-۶-۳-۴ در اتصال تیر به ستون باید مطابق جدول ۹-۲۰-۲ باشد.

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

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

در جدول فوق، λ برای انواع بتن‌های ساخته شده با دانه‌های سبک برابر ۰.۷۵ و برای بتن با وزن معمولی برابر ۱/۰ می‌باشد.



۹-۱۶-۲-۶ ادامه (توسعه) یک ستون در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی را ایجاد می‌نماید که شرایط زیر برآورده گردند:

الف- ستون در بالای ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق ستون (h) در امتداد برش مورد بررسی ادامه داشته باشد.

ب- میلگردهای طولی و عرضی ستون در پایین ناحیه‌ی اتصال تا انتهای ستون در بالا ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۷ ادامه (توسعه) یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی را ایجاد می‌نماید که شرایط زیر برآورده گردند:

الف- تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) ادامه داشته باشد.

ب- میلگردهای طولی و عرضی تیر در سمت مقابل ناحیه اتصال تیر به ستون تا انتهای تیر ادامه یابند.



۸-۲-۱۶-۹ در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون در امتداد برش مورد بررسی وقتی دارای شرایط محصور شدگی است که در آن دو تیر عرضی مطابق بندهای (الف) و (ب) و (پ) در زیر قرار داده شود:

الف- عرض هر یک از تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب- تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته باشند.

پ- تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق بند ۹-۱۱-۵-۱ باشند؛ و حداقل دارای خاموت‌هایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیش‌تر مطابق بندهای ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۳ باشند.

سبزسازه



ابتدا محصورشدگی اتصال را بررسی می‌کنیم، به این منظور مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸، عرض دو تیر عمود بر راستای برش را چک می‌کنیم که حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد، موارد ب و پ این بند با توجه به شکل و صورت سوال رعایت شده و اگر محدودیت عرض تیر برقرار باشد، اتصال محصورشده است:

$$\frac{400}{600} = 0.66 < 0.75 \quad \text{محصور نشده}$$

کنترل پیوستگی تیر و ستون، به ترتیب با بندهای ۹-۱۶-۲-۷ و ۹-۱۶-۲-۶:

با توجه به صورت سوال، ستون در بالای ناحیه اتصال ادامه ندارد، در نتیجه ستون شرایط پیوستگی را ندارد.

با توجه به تصویر سوال، تیر در راستای برش، بعد از ناحیه اتصال ادامه ندارد، در نتیجه تیر شرایط پیوستگی را ندارد.

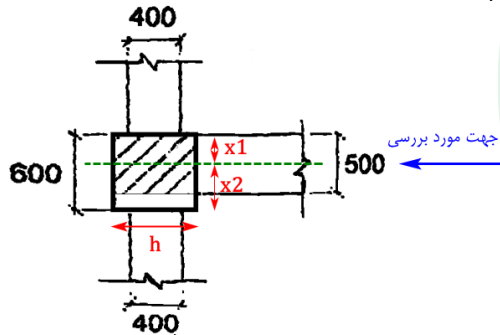
سبزسازه



جواب ۴۰

تیر و ستون شرایط پیوستگی را ندارند و اتصال محصور نشده است، در نتیجه از ردیف هشتم جدول ۹-۲۰-۲ برای تعیین مقاومت برشی اسمی اتصال استفاده می‌کنیم:

ابتدا با استفاده از بند ۹-۲۰-۶-۴-۵-۴، سطح مقطع موثر ناحیه اتصال تیر به ستون را محاسبه می‌کنیم:



با توجه به تعریف فوق، مقدار A_j به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$A_j = h * \min \left\{ \frac{b + h}{2 * \min\{x_1, x_2\}} \right\} = 600 * \min \left\{ \frac{500 + 600}{2 * \min\{250, 350\}} \right\} = 600 * 500 = 300000 \text{ mm}^2$$

در نتیجه مقاومت برشی اتصال برابر است با:

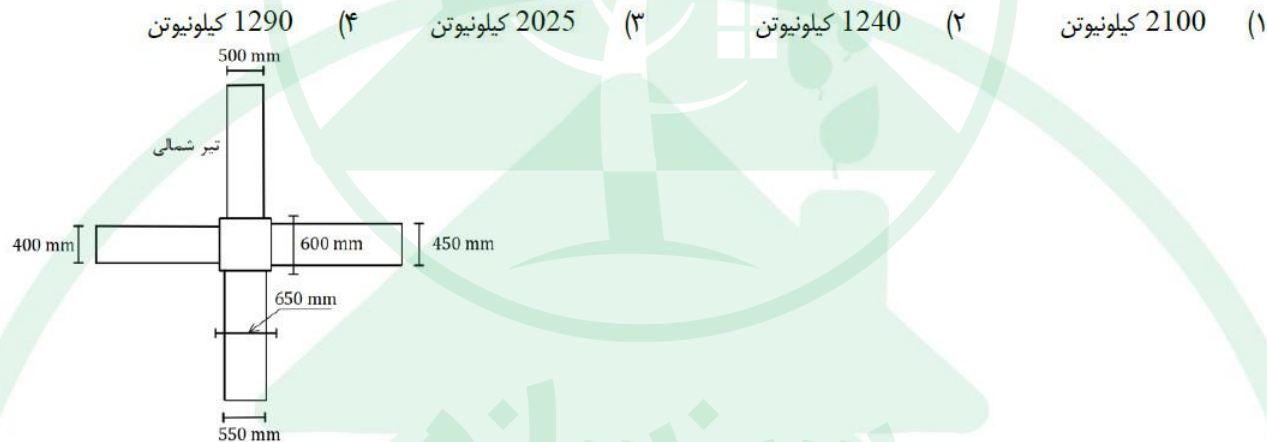
$$\phi V_n = \phi * 0.7 \lambda \sqrt{f_c} A_j = 0.85 * 0.7 * 1 * \sqrt{25} * 300000 * 10^{-3} = 892.5 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است



این تست مشابه تست ۴۲ آزمون جامع دوم سبز سازه می باشد.

۴۲- در یک اتصال تیر به ستون میانی در یک سازه با شکل پذیری زیاد ابعاد ستون 650×600 میلی متر بوده و اتصال تیرها به ستون مشابه شکل است. نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال تیر شمالی به ستون به کدامیک از گزینه های زیر بر حسب کیلونیوتن نزدیک تر است؟ (ارتفاع تمام تیرها 400 میلی متر بوده و سنگدانه ها از نوع سبک می باشند. $f_c = 35 \text{ m.pa}$)



حل سوال ۴۲ (بند ۹-۲۳-۴-۱-۲)

کنترل محصور شدگی تیرها:

تیر سمت راست:

$$450 \geq 0.75 * 600 = 450 \text{ ok}$$

تیر سمت چپ:

$$400 \geq 0.75 * 600 = 450 \text{ N.ok}$$

تیر شمالی:

$$500 \geq 0.75 * 650 = 487.50 \text{ ok}$$

تیر جنوبی:

$$550 \geq 0.75 * 650 = 487.50 \text{ ok}$$

بنابراین اتصال از چهارطرف محصور شده نبوده و از سه سمت محصور شده می باشد. مقاومت برشی در این حالت از بند ۹-۲۳-۴-۱-۲

۳(ب) به صورت زیر بدست می آید:

$$V_r = 9A_j \cdot v_c$$

$$v_c = 0.2 * \theta_c * \sqrt{f_c} * \lambda$$

$$v_c = 0.2 * 0.65 * \sqrt{35} * 0.75 = 0.577 \text{ m.pa}$$

$$A_j = h * \min\{b + h, b + 2x\} = 600 * \min\{500 + 600, 500 + 2(75)\} = 390000 \text{ mm}^2$$

$$V_r = 9 * 390000 * 0.577 = 2025270 \text{ N} = 2025.3 \text{ KN}$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۴۱- براساس محاسبات غیرلرزه‌ای، در یک تیر بتنی طول گیرایی میلگردهای طولی تحتانی و فوقانی در کشش به ترتیب برابر 0.85 m و 1.10 m به دست آمده است. اگر طول گیرایی قلاب دار این میلگردها برابر 400 میلی متر و ارتفاع تیر برابر 500 میلی متر باشد و نیز تیر مربوط به اتصال در هسته محصورشده ستون در یک قاب خمشی ویژه باشد، در محدوده اتصال تیر به ستون حداقل طول گیرایی مستقیم قابل قبول میلگردهای طولی تحتانی و فوقانی به ترتیب به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(1) 1.2 متر و 1.56 متر

(2) 1 متر و 1.4 متر

(3) 0.85 متر و 1.10 متر

(4) 1 متر و 1.3 متر

سبزسازه



با توجه به بند ۹-۲۰-۶-۵-۳ صفحه ۳۷۷ مبحث نهم:

۹-۲۰-۶-۵ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۰-۶-۵-۱ طول گیرایی میلگردها، l_{dh} ، که به قلاب استاندارد ختم شده‌اند، باید با استفاده از رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۱) محاسبه شود؛ ولی نباید کم‌تر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی متر اختیار گردد.

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f_c'}) \quad (۹-۲۰-۱۱)$$

۹-۲۰-۶-۵-۲ قلاب میلگرد تیرها باید در هسته‌ی محصور شده‌ی ستون‌ها و یا در اجزای لبه‌ی دیوارها مهار شده، و خم آن‌ها به طرف داخل ناحیه‌ی اتصال باشد.

۹-۲۰-۶-۵-۳ طول گیرایی میلگردهای مستقیم در کشش، l_d ، با قطر کوچک‌تر از ۳۶ میلی متر، باید برابر با بزرگ‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) در نظر گرفته شود:

الف- در مواردی که حداکثر ۳۰۰ میلی متر بتن در یک مرحله در زیر میلگرد ریخته شده باشد: ۲/۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار، l_{dh} ، در رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۱).

ب- در مواردی که بیش‌تر از ۳۰۰ میلی متر بتن در یک مرحله در زیر میلگرد ریخته شده باشد: ۳/۲۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار، l_{dh} ، در رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۱).



جواب ۴۱

در بند فوق طول گیرایی مستقیم میلگردهای تحتانی و فوقانی، بر حسب ضریبی از طول گیرایی قلابدار معرفی شده در رابطه ۹-۲۰-۱۱ داده شده است، برای استفاده از این بند باید ارتفاع بتن زیر میلگردهای فوقانی و تحتانی را حساب کنیم:

با فرض کاور برابر با ۵ سانتیمتر و قطر آرماتور عرضی و طولی به ترتیب ۱ و ۲ سانتیمتر، ارتفاع بتن زیر آرماتور را حساب می‌کنیم. (h_c)

$$\text{تحتانی : } h_c = \text{cover} + d_v = 5 + 1 = 6 \text{ cm} = 60 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

$$\text{فوقانی : } h_c = h - \text{cover} - d_v - d_b = 50 - 5 - 1 - 2 = 42 \text{ cm} = 420 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

در نتیجه:

$$\text{تحتانی : } l_d = 2.5l_{dh} = 2.5 * 0.4 = 1 \text{ m}$$

$$\text{فوقانی : } l_d = 3.25l_{dh} = 3.25 * 0.4 = 1.3 \text{ m}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه



این تست مشابه تست ۴۱ آزمون جامع اول سبز سازه می باشد.

۴۱- برای میلگرد A نشان داده شده در شکل زیر، مقدار طول گیرایی مستقیم (ld) چه مقداری بر حسب میلی متر می باشد؟ (سازه از نوع شکل پذیری زیاد بوده و در ناحیه گیرایی از میلگرد برشی استفاده نشده است. پوشش بتن 45 میلی متر و قطر خاموت 10 میلی متر و قطر میلگرد طولی 20 میلی مترو مقاومت فشاری نمونه استوانه ای بتن 25 مگاپاسکال و تنش تسلیم میلگردها 400 مگاپاسکال و طول گیرایی میلگرد A در حالت قلابدار 250 میلی متر می باشد.)



755 (۴)

875 (۳)

710 (۲)

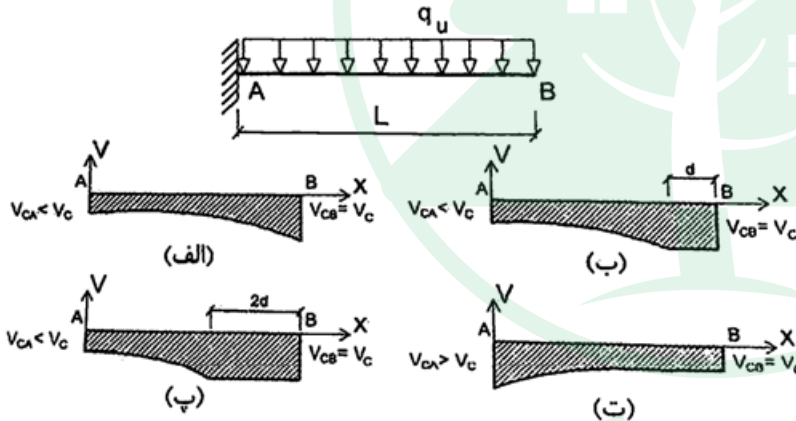
605 (۱)

سبز سازه



سوال ۴۲

۴۲- در یک تیر طره بتنی با مقطع مستطیلی و عمق مؤثر d و با بارگذاری گسترده یکنواخت مفروض است. نمودار نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن با فرض اثرات همزمان لنگر خمشی و نیروی برشی و با مقدار آرما تور طولی حداکثر در مقطع و در سرتاسر طول تیر به کدامیک از نمودارهای زیر نزدیکتر است؟ رده بتن C25 و نوع میلگرد S400 است.



- (1) ت
- (2) الف
- (3) ب
- (4) پ



این سوال در آیین نامه جدید موضوعیتی ندارد و قابل حل نیست.

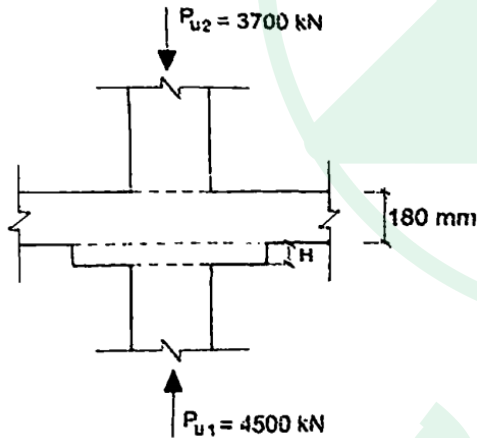


سبزسازه



سوال ۴۳

۴۳- یک دال بتنی تخت به ضخامت 180 mm به یک ستون میانی به ابعاد 400*400 mm متصل شده است. در صورتی که انتقال لنگر ستون به دال ناچیز باشد، در کنترل برش باری عملکرد دوطرفه، حداقل ضخامت لازم برای کتیبه مطابق شکل به کدام یک از اعداد زیر نزدیکتر است؟ فاصله سطح خارجی بتن تا محور آرماتورهای طولی برابر 50 mm بوده و در دال از آرماتورهای برشی یا کلاهی برشی استفاده نشده است. همچنین بتن از نوع معمولی و از رده C25 است. کتیبه مربع و هم مرکز ستون است. ($\lambda_s = 1$)



(1) $H=295$ mm

(2) $H=95$ mm

(3) $H=120$ mm

(4) $H=195$ mm



مطابق بندهای ۲-۱-۵-۸-۹ و ۱-۲-۵-۸-۹ و ۱-۳-۵-۸-۹ مبحث نهم، برش پانچ (دوطرفه) را برای کتیبه ستون کنترل می کنیم:

۵-۸-۹ مقاومت برشی دو طرفه

۲-۱-۵-۸-۹ مقاومت برشی اسمی در اعضای دو طرفه بدون و با فولاد برشی (شامل کلاhek برشی نمی شود)، بر اساس رابطه های زیر تعیین می شود.

- بدون فولاد برشی:

$$v_n = v_c$$

(الف-۱۹-۸-۹)

- با فولاد برشی:

$$v_n = v_c + v_s$$

(ب-۱۹-۸-۹)



۹-۸-۵-۲ مقاطع بحرانی برای برش دو طرفه

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

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

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



۹-۸-۳ مقاومت برشی دو طرفه‌ی تامین شده توسط بتن

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

$$v_c = 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (9-8-20 \text{ الف})$$

$$v_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (9-8-20 \text{ ب})$$

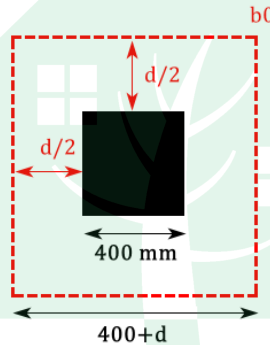
$$v_c = 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (9-8-20 \text{ پ})$$

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 (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.



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

مطابق بند ۹-۸-۵-۲، محیط بحرانی برابر است با:



$$b_0 = 4 * (400 + d)$$

در دال از آرماتور برشی استفاده نشده در نتیجه طبق بند ۹-۸-۵-۲، مقاومت برشی دوطرفه برابر خواهد بود با:

$$\phi * V_n = \phi * v_c * b_0 d$$



حال به کمک بند ۹-۸-۵-۳-۱، مقاومت برشی دوطرفه را محاسبه می کنیم:

$$\phi * V_n = \phi * v_c * b_0 d = \phi * b_0 d * \min \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c} \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c} \\ 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c} \end{array} \right.$$

$$= 0.75 * 4 * (400 + d) d * \min \left\{ \begin{array}{l} 0.33 * 1 * 1 * \sqrt{25} \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\frac{400}{400}} \right) * 1 * 1 * \sqrt{25} \\ 0.083 \left(2 + \frac{40d}{4 * (400 + d)} \right) * 1 * 1 * \sqrt{25} \end{array} \right.$$



$$= 3 * (400 + d)d * \min \left\{ \begin{array}{l} 0.33 * 1 * 1 * \sqrt{25} = 1.65 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\frac{400}{400}} \right) * 1 * 1 * \sqrt{25} = 2.55 \\ 0.083 \left(2 + \frac{40d}{4 * (400 + d)} \right) * 1 * 1 * \sqrt{25} = 0.415 * \left(2 + \frac{10d}{(400 + d)} \right) \end{array} \right.$$

رابطه دوم که به قطع حاکم نمی‌شود، چک می‌کنیم که رابطه اول حاکم می‌شود یا رابطه سوم:

مقدار عمق موثری که به ازای آن رابطه اول حاکم می‌شود را حساب می‌کنیم.

$$1.65 < 0.415 * \left(2 + \frac{10d}{(400 + d)} \right) \rightarrow 1.65 < 0.83 + \frac{4.15d}{(400 + d)} \rightarrow 0.82 < \frac{4.15d}{(400 + d)} \\ \rightarrow 328 + 0.82d < 4.15d \rightarrow 328 < 3.33d \rightarrow 98.5 < d$$

در نتیجه اگر عمق موثر از 98.5 بزرگتر باشد، رابطه اول حاکم می‌شود، با توجه به تصویر صورت سوال، عمق موثر حتما از 180 بزرگتر است، پس رابطه اول تعیین کننده خواهد بود.



جواب ۴۳

حال با محاسبه مقاومت برشی دوطرفه و مقایسه آن با نیروی برشی وارده، ضخامت را محاسبه می‌کنیم:

$$\phi * V_n = \phi * v_c * b_0 d = 3 * (400 + d) d * 1.65 = 4.95 * (400 + d) d \geq (4500 - 3700) * 10^3$$

$$\rightarrow d^2 + 400d - 161616.1616 \geq 0 \rightarrow d \geq 249 \text{ mm}$$

حال با استفاده از عمق موثر، ضخامت کتیبه را حساب می‌کنیم:

$$H \geq d + 50 - 180 = d - 130 = 119 \text{ mm}$$

ضابطه آیین‌نامه‌ای حداقل ضخامت کتیبه را مطابق بند ۹-۱۰-۶-۳ کنترل می‌کنیم:

$$H_{min} = \frac{180}{4} = 45 \text{ mm} \leq 119 \text{ mm} \quad OK$$

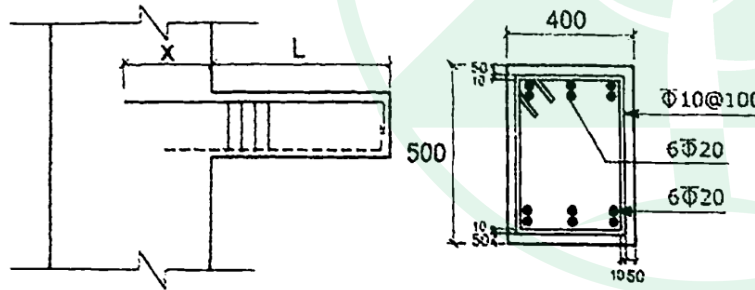
نکته: توجه کنید با توجه به اینکه ابعاد کتیبه داده نشده است، نمی‌توانیم برش پانچ را برای نواحی خارج از کتیبه کنترل کنیم (چون محیط بحرانی برش را نمی‌توانیم از بر کتیبه حساب کنیم)

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه



۴۴- مقدار دقیق‌تر حداقل طول مهاري (X) موردنیاز آرماتورهای طولی فوقانی تیر طره متصل به دیوار برشی به ضخامت عرض تیر براساس آرماتورگذاری موردنیاز (مطابق شکل) در صورتی که خاموت‌ها تنها در طول تیر استفاده شده باشد و به داخل دیوار برشی ادامه داده نشده باشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و میلگرد بدون اندود بوده و آرماتورهای طولی تیر به صورت گروه دوتایی فرض شود. همچنین ابعاد در شکل به میلی‌متر است. (رده بتن C25 و نوع میلگرد S400)



$x = 1160 \text{ mm}$ (1)

$x = 605 \text{ mm}$ (2)

$x = 850 \text{ mm}$ (3)

$x = 1000 \text{ mm}$ (4)

سبزسازه



مطابق روابط و بندهای زیر سوال را حل می‌کنیم:

۹-۲۱-۳ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۳-۱ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، l_d نباید کمتر از مقادیر زیر گرفته شود

الف- طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از رابطه‌ی (۹-۲۱-۱)، یا بر اساس ضوابط ساده شده‌ی بند ۹-۲۱-۳-۲ محاسبه نمود. طول گیرایی از رابطه‌ی زیر یا ضرایب اصلاحی ψ_t ، ψ_e و ψ_s و ψ_g مطابق بند ۹-۲۱-۳-۲ محاسبه می‌شود.

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (۹-۲۱-۱)$$

در این رابطه c_b کوچک‌ترین فاصله‌ی مرکز میلگرد یا سیمی که مهار می‌شود تا نزدیک‌ترین رویه‌ی بتن، و یا نصف فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها و یا سیم‌هایی که مهار می‌شوند، است. K_{tr} شاخص آرماتور عرضی است که از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn} \quad (۹-۲۱-۲)$$

در این رابطه A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله‌ی s و n تعداد میلگردها یا سیم‌هایی است که دارای مهار یا وصله‌ی پوششی در طول صفحه‌ی شکاف خوردگی می‌باشند. استفاده از مقدار صفر برای K_{tr} حتی در صورت وجود یا نیاز به آرماتور عرضی محصور کننده مجاز است. نسبت $(c_b + K_{tr})/d_b$ که نشان‌گر اثرات محصور شدگی است، نباید بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

ب- ۳۰۰ میلی متر.



۲۱-۹-۲-۲ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش بر اساس جدول ۲۱-۹ تعیین می‌شوند؛ ولی در هر حال لازم نیست حاصل ضرب $\psi_e \psi_s$ بیش از ۱/۷ در نظر گرفته شود.

جدول ۲۱-۹ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_g	فولاد S420, S400, S350, S340 و S420	۱/۰
ضریب رده‌ی فولاد	فولاد S520 و S500	۱/۱۵
ψ_e	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی، با پوشش بتن کمتر از سه برابر قطر میلگرد، و یا فاصله‌ی آزاد بین میلگردها کمتر از شش برابر قطر میلگرد	۱/۵
ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی در سایر حالات	۱/۳
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_s	برای میلگردها و سیم‌های با قطر ۲۰ میلی متر و بیشتر	۱/۰
ضریب اندازه	برای میلگردها و سیم‌های با قطر کمتر از ۲۰ میلی متر	۰/۸
ψ_t	برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلی متر بتن تازه در زیر آن‌ها ریخته می‌شود	۱/۳
ضریب موقعیت	برای سایر میلگردها	۱/۰



۹-۲۱-۵-۶ در کنترل محدودیت‌های فاصله، حداقل پوشش، محاسبه‌ی ضریب محصور شدگی بند ۹-۲۱-۳-۲-۱ و ضریب اندود بند ۹-۲۱-۳-۲-۲ که در آن‌ها قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می‌گیرد، قطر گروه میلگرد، معادل قطر میلگرد معادلی فرض می‌شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه میلگرد مساوی است، و مرکز ثقل آن منطبق بر مرکز ثقل گروه میلگرد است.

۹-۲۱-۵-۷ طول گیرایی میلگردها در گروه میلگرد، در کشش یا فشار، برای گروه میلگردهای ۲ تایی برابر با طول گیرایی میلگردهای منفرد، و برای گروه‌های ۳ تایی و ۴ تایی، به ترتیب ۲۰ و ۳۳ درصد بیش‌تر از طول گیرایی میلگردهای منفرد در نظر گرفته می‌شود.

سبزسازه



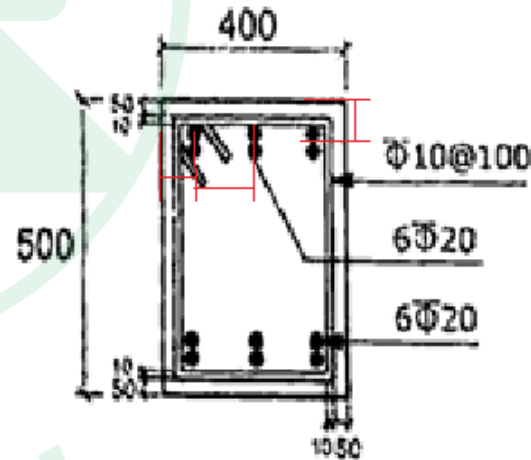
جواب ۴۴

در بند ۹-۲۱-۵-۷ طول گیرایی گروه میلگرد به صورت ضربی از طول گیرایی میلگرد منفرد داده شده است که این ضریب برای گروه دوتایی برابر با یک داده شده، البته باید به این نکته هم توجه کرد که در محاسبه طول گیرایی میلگرد منفرد، مطابق با بند ۹-۲۱-۵-۶ باید در تعیین ضریب محصورشدگی و ضریب پوشش از قطر معادل گروه میلگرد استفاده کنیم، پس ابتدا قطر معادل را محاسبه می‌کنیم و سپس با محاسبه تمام ضرایب، طول گیرایی را بدست می‌آوریم:

$$\frac{\pi * d_{be}^2}{4} = 2 * \frac{\pi * 20^2}{4} \rightarrow d_{be} = 28.28 \text{ mm}$$

$$C_b = \min(C_1, C_2, C_3)$$

$$= \min \begin{cases} C_1 = 50 + 10 + 20 = 80 \text{ mm} \\ C_2 = 50 + 10 + \frac{20}{2} = 70 \text{ mm} = 65 \text{ mm} \\ C_3 = \frac{400 - 2 * 70}{4} = 65 \text{ mm} \end{cases}$$



خاموت‌ها در طول گیرایی ادامه داده نشده‌اند ($k_{tr} = 0$)

در نتیجه:

$$\frac{C_b + k_{tr}}{d_{be}} = \frac{65 + 0}{28.28} = 2.3 \leq 2.5$$

مطابق جدول ۹-۲۱-۳:

$$S400 \rightarrow \psi_g = 1$$

$$Uncoated \rightarrow \psi_e = 1$$

$$d_b = 20 \rightarrow \psi_s = 1$$

سبزسازه



بتن ریخته شده در زیر میلگردهای فوقانی برابر است با:

$$h_c = 500 - 50 - 10 - 2 * 20 = 400 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow \psi_t = 1.3$$

کنترل بند ۹-۲۱-۳-۲-۲ را هم باید انجام دهیم:

$$\psi_t * \psi_e = 1.3 \leq 1.7 \text{ ok}$$

اکنون می‌توانیم حداقل طول مهارى (X) را محاسبه نماییم:

$$l_d = \left[\frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s * \psi_g}{\lambda \left(\frac{C_b + k_{tr}}{d_{be}} \right)} * \frac{0.9 * f_y}{\sqrt{f_c}} \right] * d_b = \left[\frac{1.3 * 1 * 1 * 1}{1 * 2.3} * \frac{0.9 * 400}{\sqrt{25}} \right] * 20 \approx 814 \text{ mm}$$

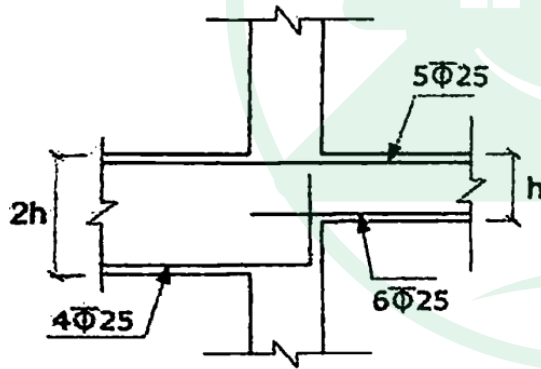
بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۴۵

۴۵- در شکل زیر، اتصال دو تیر با ارتفاع نامساوی به یک ستون در یک سازه با شکل پذیری زیاد نشان داده شده است. حداکثر برش در چشمه اتصال (نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال) بدون در نظر گرفتن برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ رده بتن C30، نوع میلگردهای عرضی S340 و نوع میلگردهای طولی S400 است. در این محاسبات در هر تیر فقط میلگردهای بالا و پایین مؤثر فرض شود.



(1) 1230 KN

(2) 990 KN

(3) 2200 KN

(4) 2700 KN

سبزسازه



مطابق بند ۱-۲-۵-۶-۲۰-۹ و ۱-۴-۵-۶-۲۰-۹:

۵-۶-۲۰-۹ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های ویژه

۱-۲-۵-۶-۲۰-۹ نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه‌ی اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه شوند.

۴-۵-۶-۲۰-۹ مقاومت برشی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون

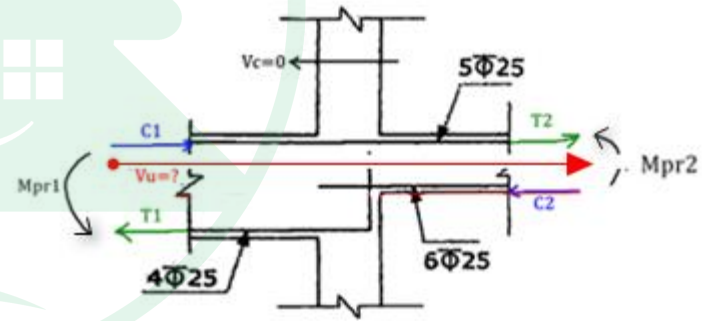
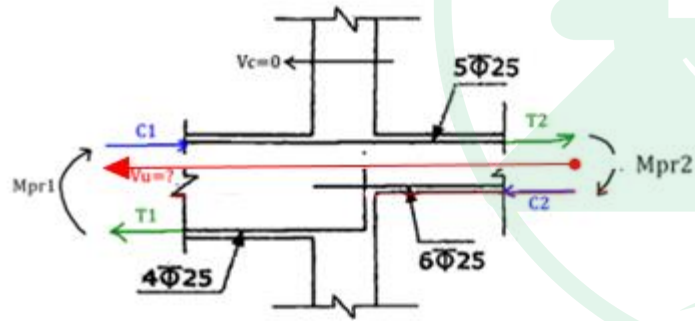
۱-۴-۵-۶-۲۰-۹ نیروی برشی در اتصال تیر به ستون باید در صفحه‌ی افقی وسط ارتفاع این اتصال و بر اساس نیروهای محاسبه شده در بر گره، با توجه به نیروهای فشاری و کششی در تیرها که مطابق بند ۱-۲-۵-۶-۲۰-۹ به دست آمده، و نیروی برشی در ستون‌ها در تطابق با مقاومت خمشی محتمل تیرها، M_{pr} ، محاسبه گردد.

مطابق بند ۱-۴-۵-۶-۲۰-۹، باید نیروی برشی را در صفحه افقی وسط ارتفاع اتصال حساب کنیم، به این منظور یکبار این صفحه را در وسط ارتفاع تیر کوچکتر و یکبار در وسط ارتفاع تیر بزرگتر در نظر میگیریم



جواب ۴۵

در حالتی که صفحه افقی در وسط ارتفاع تیر کوچکتر باشد:
لنگر خمشی مضاعف به دو شکل می تواند در این اتصال ایجاد شود:



سبزسازه



جواب ۴۵

با توجه به اینکه با استفاده از رابطه تعادل در هر مقطع، $T_1 = C_1$ و $T_2 = C_2$ می‌باشد، می‌توان با نوشتن رابطه تعادل در محل صفحه مقطع زده شده در وسط ارتفاع تیر کوچکتر، میتوانیم برش اتصال در هر حالت را حساب کنیم و در نهایت ماکسیمم برش بدست آمده از این دو حالت، برش اتصال در حالتی که صفحه مقطع در وسط ارتفاع تیر کوچکتر قرار بگیرد میشود.

حالت اول:

$$V_u + V_c = C_1 + T_2 \xrightarrow{V_c=0 \text{ و } C_1=T_1} V_u = T_1 + T_2 = 1.25 f_y (A_{4\emptyset 25} + A_{5\emptyset 25})$$

$$= 1.25 * 400 (4 * \pi 12.5^2 + 5 * \pi 12.5^2) * 10^{-3} = 2208.93 \text{ KN}$$

حالت دوم:

$$V_u + V_c = C_2 + T_1 \xrightarrow{V_c=0 \text{ و } C_2=T_2} V_u = T_1 + T_2 = 1.25 f_y (A_{6\emptyset 25} + A_{5\emptyset 25})$$

$$= 1.25 * 400 (11 * \pi 12.5^2) * 10^{-3} = 2699.8 \text{ KN}$$

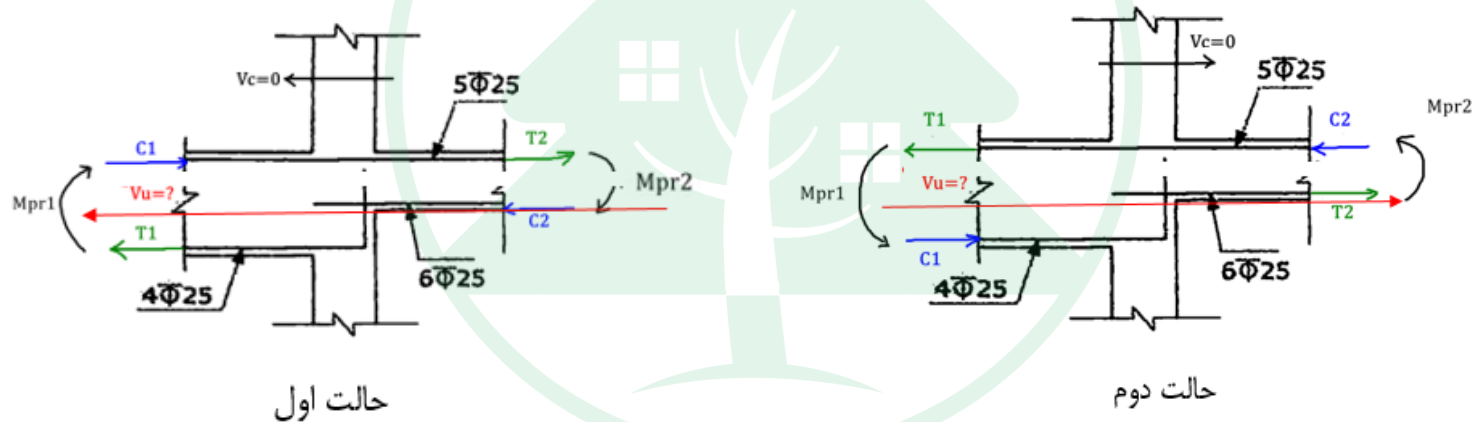
در نتیجه:

$$V_u = \max\{2208.93, 2699.8\} = 2699.8 \text{ KN}$$



جواب ۴۵

در حالتی که صفحه افقی در وسط ارتفاع تیر بزرگتر باشد:
لنگر خمشی مضاعف به دو شکل می‌تواند در این اتصال ایجاد شود:



سبزسازه



جواب ۴۵

با نوشتن رابطه تعادل در محل صفحه مقطع زده شده در وسط ارتفاع تیر بزرگتر، میتوانیم برش اتصال در هر حالت را حساب کنیم و در نهایت ماکسیمم برش بدست آمده از این دو حالت، برش اتصال در حالتی که صفحه مقطع در وسط ارتفاع تیر کوچکتر قرار بگیرد میشود.
حالت اول:

$$V_u + V_c + C_2 = C_1 + T_2 \xrightarrow{V_c=0 \text{ و } C_2=T_2} V_u = C_1 = T_1 = 1.25 f_y A_{4\emptyset 25}$$

$$= 1.25 * 400 (4 * \pi 12.5^2) * 10^{-3} = 981.7 \text{ KN}$$

حالت دوم:

$$V_u + T_2 + V_c = C_2 + T_1 \xrightarrow{V_c=0 \text{ و } C_2=T_2} V_u = T_1 = 1.25 f_y A_{5\emptyset 25}$$

$$= 1.25 * 400 (5 * \pi 12.5^2) * 10^{-3} = 1227.18 \text{ KN}$$

در نتیجه:

$$V_u = \max\{981.7, 1227.18\} = 1227.18 \text{ KN}$$

و در نهایت ماکسیمم برش اتصال به دست آمده از دو فرض بالا پاسخ مسئله خواهد بود.

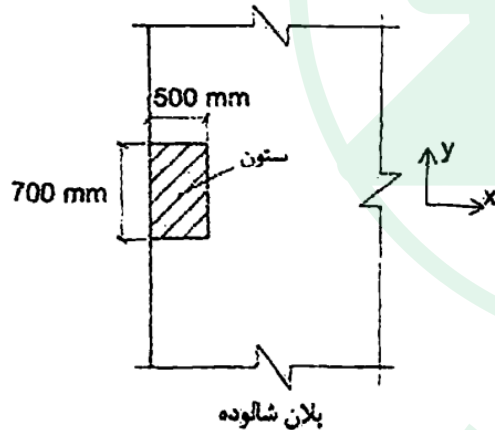
$$V_u = \max\{2699.8, 1227.18\} = 2699.8 \text{ KN}$$

بنابراین گزینه 4 صحیح است.



سوال ۴۶

۴۶- تحلیل سازه نشان می‌دهد که در یکی از ترکیبات بارگذاری، علاوه بر بار محوری، یک لنگر خمشی در نوار پوششی امتداد x ، حول محور y در پای یک ستون کناری با ابعاد مقطع 700×500 میلی‌متر مطابق شکل وجود دارد. حدوداً چند درصد از این لنگر باید برای کنترل برش در حالت حدی مقاوم برای عملکرد دوطرفه شالوده در نظر گرفته شود؟ عمق مؤثر شالوده 900 mm است. ستون کناری است و فاصله آن از ستون‌های دیگر و لبه شالوده در سه طرف دیگر بسیار زیاد است. نزدیک‌ترین گزینه به جواب را انتخاب کنید.



(1) 100 درصد

(2) 33 درصد

(3) 40 درصد

(4) 66 درصد

سبزسازه



مطابق بندهای ۳-۴-۶-۱۰-۹ و ۲-۵-۴-۶-۱۰-۹ و ۵-۴-۶-۱۰-۹ و ۱-۲-۵-۸-۹-۱۰-۹ مبحث نهم:

۳-۴-۶-۱۰-۹ انتقال لنگر خمشی ضریبدار در اتصالات دال به ستون

الف- در مواردی که بارهای ثقیلی، باد یا زلزله موجب میشوند که در اتصال دال به ستون بدون تیر، لنگر ضریب دار نامتعادل، M_{sc} ، ایجاد شود، باید بخشی از این لنگر معادل $\gamma_f M_{sc}$ با عملکرد خمشی، و باقی مانده آن از طریق اثر نیروی برشی که اطراف ستون در دال ایجاد می شود با اثر خروج از مرکزیت آن به ستون منتقل می گردد.
مقدار γ_f از رابطه ی (۱-۱۰-۹) محاسبه می شود:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (1-10-9)$$



۹-۱۰-۶-۴-۵-۲ تنش برشی دوطرفه‌ی نامتعادل ناشی از برش و لنگر ضریب دار دال منتقل شده به ستون

ب- بخشی از M_{sc} که به دلیل خروج از مرکزیت برش انتقال مییابد ($\gamma_v M_{sc}$) باید در مرکز سطح مقطع بحرانی اعمال شود. γ_v از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (۹-۱۰-۲)$$

۹-۱۰-۶-۴-۵ برش دوطرفه‌ی ضریب دار

۹-۱۰-۶-۴-۵-۱ مقطع بحرانی

الف- دال‌ها باید برای برش دوطرفه در مجاورت ستون‌ها، بارهای متمرکز و نواحی تکیه‌گاهی در مقاطع بحرانی، مطابق با بند ۹-۸-۵-۲ ارزیابی شوند.



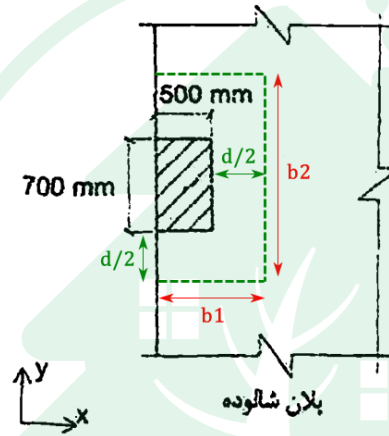
۹-۸-۲ مقاطع بحرانی برای برش دو طرفه

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

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

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





b_1 : بعد مربوط به محیط بحرانی برش دوطرفه در راستای دهانه‌ای که در آن لنگرها تعیین می‌شوند (نوار پوششی جهت X)

$$b_1 = 500 + \frac{900}{2} = 950 \text{ mm}$$

b_2 : بعد مربوط به محیط بحرانی برش دوطرفه عمود بر جهت بارگذاری

$$b_2 = 700 + \frac{900}{2} + \frac{900}{2} = 1600 \text{ mm}$$



در نتیجه:

$$M_{uv} = \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \right) M_u = \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{950}{1600}}} \right) M_u = 0.34 M_u \rightarrow 34\%$$

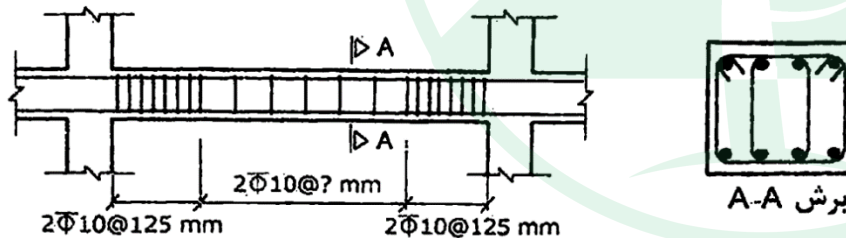
بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



سوال ۴۷

۴۷- در شکل زیر یک دهانه از تیری با شکل پذیری زیاد نشان داده شده است. بر اساس طراحی سازه، فاصله خاموت‌ها در نزدیک تکیه‌گاه‌ها، چنانچه از دو حلقه خاموت از میلگرد به قطر 10 mm استفاده شود، به لحاظ محاسباتی حداکثر باید 125 mm باشد. حداکثر فاصله قابل قبول خاموت‌ها (با قطر و آرایش مشابه) در بخش میانی دهانه به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ عرض مقطع تیر 500 mm و عمق مؤثر آن 530 mm فرض می‌شود. از اثر پیچش در مقطع تیر و برش ناشی از بارهای ثقلی صرف نظر کنید. رده بتن C25 و نوع میلگرد S340 فرض شود. بار محوری فشاری تیر ناچیز است. حداقل فولاد برشی در طول تیر تامین شده است.



- 265 mm (1)
- 210 mm (2)
- 225 mm (3)
- 250 mm (4)

سبزسازه



با استفاده از بندهای زیر:

۹-۸-۴-۱-۲ مقاومت برشی یک طرفه‌ی اسمی مقطع، V_n ، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = V_c + V_s \quad (۹-۸-۸)$$

در این رابطه V_c و V_s به ترتیب مقاومتهای تامین شده توسط بتن و فولادهای برشی در مقطع هستند که بر اساس بخش‌های ۹-۸-۴ و ۹-۸-۴-۵ تعیین می‌شوند.

سبزسازه



۹-۴-۸-۴ محاسبه‌ی مقاومت برشی تامین شده توسط بتن، V_c

۹-۴-۴-۸-۱ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد،
 $V_c, A_v \geq A_{v,min}$ را می‌توان از رابطه‌ی ساده‌تر (۹-۴-۸-الف)، و یا از رابطه‌ی (۹-۴-۸-ب)
 محاسبه نمود. در این رابطه‌ها بار محوری، N_u ، در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می-
 شود. همچنین V_c نباید منفی در نظر گرفته شود.

$$V_c = \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۹-۴-۸-الف)$$

$$V_c = \left(0.66 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۹-۴-۸-ب)$$



۹-۸-۴-۵-۳ مقاومت برشی یک طرفه ناشی از فولاد عرضی عمود بر محور طولی عضو

استفاده از آرماتور برشی عرضی در یکی از حالت‌های زیر با تامین شرایط لازم، مجاز می‌باشد:

الف) خاموت‌ها، تنگ‌ها یا دورگیرهای متعامد بر محور طولی عضو؛

ب) شبکه‌ی سیمی جوش شده با سیم‌های متعامد بر محور طولی عضو؛

پ) دورپیچ‌ها.

در این حالت V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (۹-۸-۱۶)$$

در این رابطه s گام دورپیچ یا فاصله‌ی طولی بین آرماتورهای برشی و A_v سطح مقطع شاخه‌های

عمود بر محور طولی عضو است که مطابق بند ۹-۸-۴-۵-۵ محاسبه می‌شود. هم‌چنین f_{yt}

مقاومت تسلیم فولادهای عرضی می‌باشد.



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

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

سبزسازه



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

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

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

طبق بند ۲-۴-۲-۶-۲۰-۹ باید در نواحی بحرانی تیر از برش مقاوم بتن صرف نظر کنیم، از طرفی نیروی برشی طراحی تیر از بند ۲-۴-۲-۶-۲۰-۹ بدست می‌آید، در نتیجه:

$$V_u = \frac{M_{pr-left} + M_{pr-right}}{l_n} = \frac{2M_{pr}}{l_n}$$

$$V_u = V_c + V_s \rightarrow \frac{2M_{pr}}{l_n} = 0 + \phi A_s f_{yv} \frac{d}{s} = 0.75 * \left(4 * \frac{\pi 10^2}{4} \right) * 340 * \frac{530}{125} * 10^{-3} = 339.6 \text{ KN}$$



مطابق صورت سؤال بار ثقلی نداریم؛ بنابراین برش وارد بر تیر در طول آن تغییر نکرده و ثابت است و فلذا برای طراحی برشی در خارج از ناحیه بحرانی نیز از همان برش ناحیه بحرانی استفاده خواهیم کرد. اما دیگر لزومی به صفر در نظر گرفتن مقاومت برشی بتن نیست و باید آن را در محاسبات وارد کنیم:

$$V_u \leq V_c + V_s \rightarrow \frac{2M_{pr}}{l_n} \leq 0.17\phi\lambda\sqrt{f_c}b_wd + \phi A_s f_{yv} \frac{d}{s}$$

$$\rightarrow 339.6 \leq 0.17 * 0.75 * 1 * \sqrt{25} * 500 * 530 * 10^{-3} + 0.75 * \left(4 * \frac{\pi 10^2}{4}\right) * 340 * \frac{530}{s} * 10^{-3}$$

$$\rightarrow s \leq 248.7 \text{ mm}$$



کنترل S_{max} با توجه به بند ۹-۱۱-۶-۵-۳ مبحث نهم:

۹-۱۱-۶-۵-۳ 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.



$$V_s = A_s f_{yv} \frac{d}{s} = \left(4 * \frac{\pi 10^2}{4} \right) * 340 * \frac{530}{248.7} * 10^{-3} = 227.63$$

$$0.33 * \sqrt{f_c} b_w d = 0.33 * \sqrt{25} * 500 * 530 * 10^{-3} = 437.25$$

$$\rightarrow V_s < 0.33 * \sqrt{f_c} b_w d \rightarrow s_{max} = \min \left\{ 600, \frac{d}{2} = \frac{530}{2} = 265 \right\} = 265 \text{ mm}$$

$$s = 248.7 \text{ mm} < 265 \text{ mm} \text{ ok}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه



۴۸- در ستون دایره‌ای بتنی با قطر 600 میلی‌متر در قاب خمشی ویژه از آرماتور $\phi 12$ به‌عنوان دورپیچ استفاده می‌شود. اگر نسبت حجمی میلگرد دورپیچ به حجم بتن محصورشده برابر 0.0145 باشد، حداکثر گام دورپیچ در امتداد محور طولی ستون در طول l_0 (ناحیه بحرانی ستون) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ رده بتن C25، نوع میلگرد S400 و مقدار پوشش بتن روی آرماتور دورپیچ برابر 40 میلی‌متر فرض شود.

$$P_u = 0.2A_g f'_c$$

(1) 90 میلی‌متر

(2) 60 میلی‌متر

(3) 75 میلی‌متر

(4) 87 میلی‌متر

سبزسازه



نسبت حجمی میلگرد دورپیچ به حجم بتن محصورشده به صورت زیر است (D_c قطر هسته ستون و A_{sp} سطح مقطع دورپیچ):

$$\rho = \frac{\text{محیط هسته ستون} * \text{سطح دورپیچ}}{\text{مساحت هسته ستون} * \text{گام دورپیچ}} = \frac{A_{sp} * \pi D_c}{S * \frac{\pi}{4} D_c^2} = \frac{4A_{sp}}{D_c S}$$

$$D_c = D - 2cover = 600 - 2 * 40 = 520 \text{ mm}$$

سبزسازه



جواب ۴۸ کنترل حداقل نسبت حجمی میلگرد دورپیچ به حجم بتن محصورشده (در شکل پذیری زیاد) مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ مبحث نهم:

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

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

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

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

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

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



$$\begin{cases} P_u = 0.2A_g f'_c < 0.3A_g f'_c \\ f'_c = 25 < 70 \end{cases} \rightarrow \text{حالت الف}$$

$$\rho_{s \min} = \max \left\{ 0.12 \frac{f_c}{f_{yt}}, 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}} \right\}$$

$$\rho_{s \min} = \max \left\{ 0.12 * \frac{25}{400}, 0.45 \left(\frac{\frac{\pi}{4} 600^2}{\frac{\pi}{4} 520^2} - 1 \right) \frac{25}{400} \right\} = \max\{0.0075, 0.0093\} = 0.0093 \leq 0.0145 \quad OK$$

سبزسازه



جواب ۴۸

اکنون می‌توانیم گام دورپیچ را محاسبه نماییم:

$$\frac{4A_{sp}}{D_c S} = 0.0145 \rightarrow \frac{4 * \pi 6^2}{520 * S} = 0.0145 \rightarrow S = 60 \text{ mm}$$

کنترل S_{min} و S_{max} مطابق بندهای ۹-۲۱-۶-۳-۱:

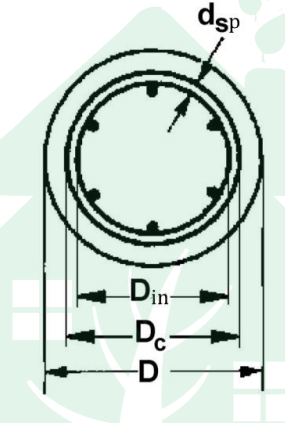
۹-۲۱-۶-۳ دورپیچ‌ها

۹-۲۱-۶-۳-۱ دورپیچ‌ها باید متشکل از میلگرد یا سیم پیوسته با فاصله‌های مساوی بوده، و فاصله‌ی آزاد آن‌ها از یک دیگر شرایط زیر را تامین نماید.

الف- حداقل ۱/۳۳ برابر اندازه‌ی بزرگ‌ترین سنگ دانه و ۲۵ میلی متر، هر کدام بزرگ‌تر است.

ب- حداکثر ۷۵ میلی متر.





$$S_{min} = 25 + d_{sp} = 25 + 12 = 37 \text{ mm} \leq S = 60 \quad OK$$

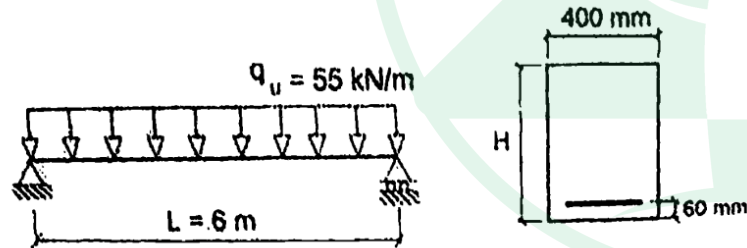
$$S_{max} = 75 + d_{sp} = 75 + 12 = 87 \text{ mm} \geq S = 60 \text{ mm} \quad OK$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



۴۹- تیر بتنی با مقطع مستطیلی با دهانه 6 متری و تکیه گاه ساده تحت بارگذاری گسترده یکنواخت ضریب دار $q_u = 55 \text{ KN/m}$ قرار دارد. به سبب محدودیت های معماری، ارتفاع تیر باید دارای کمترین مقدار باشد. برای این منظور به لحاظ مقاومتی و بدون توجه به حضور آرماتور فشاری در مقطع، ارتفاع تیر در حالتی که عرض آن برابر 400 mm باشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟
(از وزن واحد طول تیر صرف نظر شود. نیروی محوری تیر ناچیز است. $f_c = 25 \text{ MPa}$ و $f_y = 400 \text{ MPa}$)



- (1) $H = 455 \text{ mm}$
- (2) $H = 388 \text{ mm}$
- (3) $H = 368 \text{ mm}$
- (4) $H = 410 \text{ mm}$



برای کاهش عمق تیر، نیازمند استفاده از بیشترین درصد فولاد (ρ_{max}) در مقطع هستیم؛ زیرا با این کار، لنگر خمشی مقاوم به بیشترین مقدار خود رسیده و سبب می‌شود به d (بازوی لنگر) کمتری احتیاج داشته باشیم.

ابتدا بیشترین درصد فولاد مجاز را حساب می‌کنیم:

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

۹-۷-۴-۲ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع کشش-کنترل تلقی میشوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن، ϵ_{cu} ، به مرز ۰/۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ϵ_f ، بزرگ‌تر یا مساوی $\epsilon_{fy} + 0.003$ باشد. ϵ_{fy} کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است؛ و برای میلگردهای آجدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته‌ی فولاد تعیین می‌شود.



$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{2 * 10^5} = 0.002$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty} + 0.003} = \frac{c}{d} \rightarrow c = \frac{0.003}{0.003 + 0.002 + 0.003} d \rightarrow c = \frac{3}{8} d$$

$$17 \leq f_c = 25 \leq 28 \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{55 * 6^2}{8} = 247.5 * 10^6 \text{ N.mm}$$

حال با کنترل کفایت مقطع برای تحمل لنگر خمشی، مقدار عمق موثر مقطع را با وجود فولاد حداکثر در مقطع بدست می آوریم:

$$M_u \leq \phi M_n = \phi * 0.85 f_c \beta_1 c b \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$\rightarrow 247.5 * 10^6 \leq 0.9 * 0.85 * 25 * 0.85 * \frac{3}{8} d * 400 * \left(d - \frac{0.85 * \frac{3}{8} d}{2} \right) \rightarrow d \geq 347.48 \text{ mm}$$

$$\rightarrow H = d + 60 \geq 347.48 + 60 = 407.48 \text{ mm}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.



۵۰- در یک سازه بتن آرمه با شکل پذیری متوسط، در گره محل اتصال تیرها به ستون، میلگرد عرضی عمود بر میلگردهای طولی ستون، کدام یک از مشخصات حداقل زیر را باید دارا باشند؟

- 1) مقدار آن‌ها باید حداقل دوسوم مقدار آرماتور عرضی ستون در ناحیه بحرانی بوده و فواصل آن‌ها نباید بیشتر از 1.5 برابر فاصله نظیر در ناحیه بحرانی ستون باشند.
- 2) مقدار آن‌ها باید حداقل برابر مقدار آرماتور عرضی ستون در ناحیه بحرانی بوده و فواصل آن‌ها نباید بیشتر از فاصله نظیر در ناحیه بحرانی ستون باشند.
- 3) مقدار آن‌ها باید حداقل دوسوم مقدار آرماتور عرضی ستون در ناحیه بحرانی بوده و فواصل آن‌ها نباید بیشتر از فاصله نظیر در ناحیه بحرانی ستون باشند.
- 4) مقدار آن‌ها باید حداقل برابر مقدار آرماتور عرضی ستون در ناحیه بحرانی بوده و فواصل آن‌ها نباید بیشتر از 1.5 برابر فاصله نظیر در ناحیه بحرانی ستون باشند.

سبزسازه



این مبحث از آیین نامه جدید حذف شده است.



سبزسازه



۵۱- در یک ستون بتنی از گروه میلگردهای در تماس استفاده شده است که شامل سه میلگرد به قطر 20 میلی‌متر می‌باشد. قطر معادل این گروه میلگرد برای محاسبه ضخامت پوشش بتن محافظ، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

- (1) 40.2 میلی‌متر
- (2) 20.0 میلی‌متر
- (3) 28.3 میلی‌متر
- (4) 34.6 میلی‌متر

سبزسازه



با توجه به بند ۹-۲۱-۵-۶ مبحث نهم:

۹-۲۱-۵-۶ در کنترل محدودیت‌های فاصله، حداقل پوشش، محاسبه‌ی ضریب محصور شدگی بند ۹-۲۱-۳-۱ و ضریب اندود بند ۹-۲۱-۳-۲ که در آن‌ها قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می‌گیرد، قطر گروه میلگرد، معادل قطر میلگرد معادلی فرض می‌شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه میلگرد مساوی است، و مرکز ثقل آن منطبق بر مرکز ثقل گروه میلگرد است.

$$\bar{A}_s = A_{3\Phi 20} \rightarrow \frac{\pi}{4} d^2 = 3 * \left(\frac{\pi}{4} * 20^2 \right) \rightarrow d = 34.6 \text{ mm}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه



۵۲- یک عضو کششی فولادی به طول 6 متر تحت اثر نیروی کششی نهایی $P_u = 200kN$ قرار دارد. اگر برای مقطع این عضو کششی از یک عدد نیمرخ نبشی دو طرف مساوی استفاده شود و در طراحی آن پدیده تاخیر برش مطرح نباشد، کدام یک از مقاطع زیر، حداقل مقطع قابل قبول برای این عضو کششی خواهد بود؟ (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است).

$$F_y = 240MPa \text{ و } F_u = 370MPa \text{ و } E = 2 * 10^5 MPa$$

(1) $L80 * 80 * 6$

(2) $L80 * 80 * 10$

(3) $L120 * 120 * 10$

(4) $L80 * 80 * 8$

سبزسازه



بر اساس بند ۱۰-۲-۳ و بند ۱۰-۲-۳-۴:

۱۰-۲-۳ محدودیت لاغری در اعضای کششی

نسبت لاغری حداکثر اعضای کششی $(L/r)_{max}$ نباید از 300 بیشتر باشد. برای قلاب‌ها و میل‌مهارهای کششی که دارای پیش‌تنیدگی اولیه به میزان کافی باشند، به‌طوری‌که پس از ایجاد کشش اولیه، عضو به حالت مستقیم درآید، رعایت محدودیت لاغری الزامی نیست.

سبزسازه



۱۰-۲-۳-۴ مقاومت کششی

در اعضای کششی، مقاومت کششی طراحی $(\phi_t P_n)$ و مقاومت کششی مجاز (P_n/Ω_t) باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کل (A_g) و گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو (A_n) در خارج از ناحیه اتصال و نیز مقطع خالص مؤثر (A_e) در محل اتصال در نظر گرفته شود:

الف) براساس تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$P_n = F_y A_g \quad (2-3-2-10)$$

$$\phi_t = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

سبزسازه



ب) براساس گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو و در خارج از ناحیه اتصال عضو کششی:

$$P_n = F_u A_n \quad (3-3-2-10)$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 2.00 \text{ (ASD)}$$

پ) براساس گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر عضو در محل اتصال عضو کششی:

$$P_n = F_u A_e \quad (4-3-2-10)$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 2.00 \text{ (ASD)}$$

در روابط فوق:

A_g = سطح مقطع کل

A_n = سطح مقطع خالص

A_e = سطح مقطع خالص مؤثر

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد

F_u = تنش کششی نهایی مشخصه فولاد



جواب ۵۲

به دلیل داشتن طول عضو، در این تست هم باید معیار لاغری مد نظر قرار بگیرد و هم معیار طراحی کششی. همچنین مطابق داده تست نیاز نیست وارد محاسبات مربوط به سطح مقطع ناخالص و موثر شویم و تنها کافی است از رابطه تسلیم، ظرفیت کششی را محاسبه نماییم.

کنترل لاغری عضو کششی از بند ۱۰-۲-۳-۲:

$$\frac{L}{r_{min}} \leq 300$$

$$\frac{6000}{r_{min}} \leq 300 \rightarrow r_{min} \geq 20mm$$

کنترل رابطه مقاومت کششی:

$$P_u \leq 0.9 * f_y * A_g$$

$$200 * 10^3 \leq 0.9 * 240 * A_g$$

$$\rightarrow A_g \geq 926mm^2$$

اکنون مقطعی جواب خواهد بود که هر دو شرط زیر در آن مقطع همزمان برقرار باشد:

$$\begin{cases} r_{min} \geq 20mm \\ A_g \geq 926mm^2 \end{cases}$$

سبزسازه



از جدول اشتایل:

$$L80 * 80 * 6 \begin{cases} r_{min} = 15.7mm \\ A_g = 935mm^2 \end{cases}$$

$$L80 * 80 * 10 \begin{cases} r_{min} = 15.5mm \\ A_g = 1510mm^2 \end{cases}$$

$$L120 * 120 * 10 \begin{cases} r_{min} = 23.6mm \\ A_g = 2320mm^2 \end{cases}$$

$$L80 * 80 * 8 \begin{cases} r_{min} = 15.6mm \\ A_g = 1230mm^2 \end{cases}$$

مشاهده می شود که برای $L120 * 120 * 10$ هر دو شرط برقرار است.

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

توضیحات تکمیلی تر:

این تست ترکیبی از کنترل لاغری و کنترل مقاومت کششی است. در چنین تست هایی لزوماً باید همه حالات کنترل شود. با تسلط بر مفاهیم کشش می توان به راحتی به این تست پاسخ داد.



ادامه جدول ۱۷: نبشی دو طرف مساوی

A = سطح مقطع

G = وزن در واحد طول بر حسب کیلوگرم بر متر

I_x و I_y = ممان اینرسی نسبت به محورهای x و y

S_x و S_y = اساس مقطع الاستیک نسبت به محورهای x و y

r_x و r_y = شعاع ژیراسیون نسبت به محورهای x و y

I_{ξ} و I_{η} = ممان اینرسی نسبت به محورهای اصلی

r_{ξ} و r_{η} = شعاع ژیراسیون نسبت به محورهای اصلی

ابعاد هندسی مقطع		مساحت و وزن		فاصله محورها			محور خمش									
							x-x = y-y			ξ - ξ		η - η				
							$I_x = I_y$	$S_x = S_y$	$r_x = r_y$	I_{ξ}	r_{ξ}	I_{η}	S_{η}	r_{η}		
a x t	r ₁	r ₂	A	G	e	w	v ₁	$I_x = I_y$	$S_x = S_y$	$r_x = r_y$	I_{ξ}	r_{ξ}	I_{η}	S_{η}	r_{η}	
			x10 ²					x10 ⁴	x10 ³		x10 ⁴		x10 ⁴	x10 ³		
L	mm	mm	mm ²	kg/m	mm	mm	mm	mm ⁴	mm ³	mm	mm ⁴	mm	mm ⁴	mm ³	mm	
75	۷۵x۶	9	4.5	8.73	6.85	20.5	53.0	29.0	45.8	8.41	22.9	72.7	28.9	18.9	6.53	14.7
	7	10	5	10.1	7.94	20.9	53.0	29.5	52.4	9.67	22.8	83.6	28.8	21.1	7.15	14.5
	8	9	4.5	11.4	8.99	21.4	53.0	30.2	59.1	11.0	22.7	93.8	28.6	24.5	8.09	14.6
8۰	۸0x۶	10	5	9.35	7.34	21.7	56.6	30.7	55.8	9.57	24.4	88.5	30.8	23.1	7.54	15.7
	8	10	5	12.3	9.63	22.6	56.6	31.9	72.2	12.6	24.3	115	30.6	29.9	9.37	15.6
	10	10	5	15.1	11.9	23.4	56.6	33.0	87.5	15.4	24.1	139	30.3	36.4	11.0	15.5
۹۰	۹0x7	11	5.5	12.2	9.61	24.5	63.6	34.7	92.6	14.1	27.5	147	34.6	38.3	11.0	17.7
	8	11	5.5	13.9	10.9	25.0	63.6	35.3	104	16.1	27.4	166	34.5	43.1	12.2	17.6
	9	11	5.5	15.5	12.2	25.4	63.6	35.9	116	17.9	27.3	184	34.4	47.9	13.3	17.6
	10	11	5.5	17.1	13.4	25.8	63.6	36.5	127	19.8	27.2	201	34.2	52.6	14.4	17.5
۱۰۰	۱۰0x8	12	6	15.5	12.2	27.4	70.7	38.7	145	19.9	30.6	230	38.5	59.9	15.5	19.6
	10	12	6	19.2	15.0	28.2	70.7	39.9	177	24.6	30.4	280	38.3	73.0	18.3	19.5
	12	12	6	22.7	17.8	29.0	70.7	41.1	207	29.1	30.2	328	38.0	85.7	20.9	19.4
	14	12	6	26.2	20.6	29.8	70.7	42.1	235	33.5	30.0	372	37.7	98.3	23.4	19.4
۱۱۰	۱۱0x10	12	6	21.2	16.6	30.7	77.8	43.4	239	30.1	33.6	379	42.3	98.6	22.7	21.6
	12	13	6.5	25.1	19.7	31.5	77.8	44.5	279	35.5	33.3	443	42.0	115	25.8	21.4
۱۲۰	۱۲0x10	13	6.5	23.2	18.2	33.1	84.9	46.9	313	36.0	36.7	497	46.3	129	27.5	23.6

سطح تست: متوسط

۵۳- فرض کنید تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی یک عضو فشاری دارای دو محور تقارن و نیز دارای نسبت لاغری یکسان نسبت به هر دو محور اصلی برابر $0.25f_y$ محاسبه شده است. اگر مقدار لاغری $(\frac{kl}{r})$ این عضو فشاری نسبت به هر دو محور اصلی نصف شود، تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی این عضو به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر خواهد بود؟

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

(1) $0.877F_y$

(2) $0.46F_y$

(3) $0.5F_y$

(4) $0.69F_y$

سبزسازه



مطابق بند ۱۰-۲-۴-۳:

۱۰-۲-۴-۳ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش خمشی در اعضای با مقطع بدون

اجزای لاغر

مقاومت فشاری اسمی (P_n)، اعضای فشاری با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن بدون اجزای لاغر براساس کمانش خمشی حول محور موردنظر با استفاده از رابطه زیر تعیین می شود:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱۰-۲-۴-۱)$$

که در آن:

A_g = سطح مقطع کلی عضو

F_{cr} = تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می آید:

الف) اگر $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$) باشد:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (۱۰-۲-۴-۲)$$

ب) اگر $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$) باشد:

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (۱۰-۲-۴-۳)$$



در روابط فوق:

$$\frac{KL}{r} = \text{نسبت لاغری عضو حول محور کماتش موردنظر}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم مشخصه فولاد}$$

$$E = \text{مدول الاستیسیته فولاد}$$

$$K = \text{ضریب طول مؤثر حول محور کماتش موردنظر مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۱}$$

$$L = \text{طول مهارنشده عضو حول محور کماتش موردنظر}$$

$$r = \text{شعاع زیراسیون مقطع عضو حول محور کماتش موردنظر}$$

$$F_e = \text{تنش کماتش الاستیک که مقدار آن عبارت است از:}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(۱۰-۲-۴-۴)$$

سبزسازه



تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی همان F_{cr} بوده و داریم:

$$F_{cr} = 0.25F_y$$

رابطه‌ای که در آن، تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی مستقیماً ضریبی از F_y است، رابطه ۱۰-۲-۴-۲ آیین‌نامه بوده و داریم:

$$F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} * F_y = 0.25F_y$$

$$\rightarrow 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} = 0.25$$

سبزسازه



از طرفین L_n می گیریم و با استفاده از روابط لگاریتم:

$$\frac{F_y}{F_e} * L_n 0.658 = L_n 0.25$$

$$\frac{240}{F_e} * L_n 0.658 = L_n 0.25$$

$$\rightarrow F_e = 72.46 \text{ mpa}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\lambda^2} = 72.46$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2 * 10^5}{\lambda^2} = 72.46$$

$$\lambda = 165$$

سبزسازه



در حالت دوم ضریب لاغری نصف شده است:

$$\lambda_2 = \frac{\lambda}{2} = \frac{165}{2} = 82.5$$

با استفاده از جدول زیر داریم:

تغییرات تنش بحرانی کماتش خمشی بر حسب ضریب لاغری برای فولادی با $E = 2 \times 10^6$ و $F_y = 2400$

λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}
1	2400	30	2293	59	2010	88	1618	117	1196	146	812	175	565
2	2400	31	2285	60	1998	89	1604	118	1182	147	801	176	559
3	2399	32	2278	61	1986	90	1589	119	1167	148	790	177	553
4	2398	33	2271	62	1974	91	1575	120	1153	149	780	178	546
5	2397	34	2263	63	1961	92	1560	121	1139	150	769	179	540
6	2396	35	2255	64	1948	93	1545	122	1125	151	759	180	534
7	2394	36	2247	65	1936	94	1531	123	1111	152	749	181	528
8	2392	37	2238	66	1923	95	1516	124	1097	153	740	182	523
9	2390	38	2230	67	1910	96	1502	125	1084	154	730	183	517
10	2388	39	2221	68	1897	97	1487	126	1070	155	721	184	511
11	2385	40	2212	69	1884	98	1472	127	1056	156	711	185	506
12	2382	41	2203	70	1870	99	1457	128	1043	157	702	186	500
13	2379	42	2194	71	1857	100	1443	129	1029	158	693	187	495
14	2376	43	2184	72	1843	101	1428	130	1016	159	685	188	490
15	2373	44	2175	73	1830	102	1413	131	1002	160	676	189	485
16	2369	45	2165	74	1816	103	1399	132	989	161	668	190	480
17	2365	46	2155	75	1803	104	1384	133	976	162	660	191	475
18	2361	47	2145	76	1789	105	1369	134	962	163	652	192	470
19	2356	48	2134	77	1775	106	1355	135	949	164	644	193	465
20	2352	49	2124	78	1761	107	1340	136	936	165	636	194	460
21	2347	50	2113	79	1747	108	1326	137	922	166	628	195	455
22	2342	51	2102	80	1733	109	1311	138	909	167	621	196	451
23	2336	52	2091	81	1719	110	1297	139	896	168	613	197	446
24	2331	53	2080	82	1705	111	1282	140	883	169	606	198	442
25	2325	54	2069	83	1690	112	1268	141	871	170	599	199	437



$$F_{cr} = \frac{1705 + 1690}{2} = 1697.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \frac{F_{cr}}{F_y} = \frac{1697.5}{2400} = 0.7$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

توضیحات تکمیلی تر:

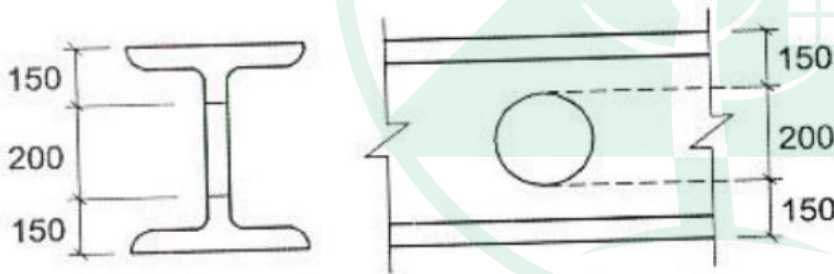
در حل چنین تست‌هایی توصیه می‌شود حتماً از جداول آماده جهت افزایش سرعت استفاده نمایید.

سبزسازه



سطح تست: ساده

۵۴- فرض کنید در وسط طول یک عضو خمشی دوسر مفصل با مقطع $IPE500$ به دلیل نیاز تاسیسات یک عدد سوراخ دایره‌ای به قطر 200 میلی‌متر ایجاد شده است. در مقطعی که از محل سوراخ عبور می‌کند، اساس مقطع پلاستیک حول محور قوی نسبت به حالتی که سوراخ وجود ندارد، حدوداً چند درصد کاهش پیدا می‌کند؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



(1) 1.5 درصد

(2) 7.5 درصد

(3) 5 درصد

(4) 2.5 درصد

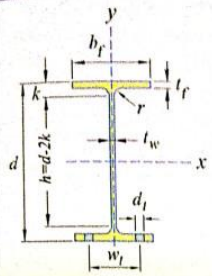
سبزسازه



جواب ۵۴

بر اساس مفاهیم مربوط به تعیین اساس مقطع پلاستیک در مقطع دارای دو محور تقارن و دارای تنش تسلیم یکنواخت در کل مقطع داریم:

بر اساس جدول اشتایل در حالت بدون سوراخ برای مقطع $IPE500$:

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
	d	b _f	t _w	t _f	k	h	وزن		محور x-x				محور y-y						
							A	G	I _x	S _x	Z _x	r _x	I _y	S _y	Z _y	r _y			
							mm ²	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm			
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm			
80	80	46	3.8	5.2	10.2	59	7.64	6.00	80.1	20.0	23.2	32.4	8.49	3.69	5.82	10.5	63		
100	100	55	4.1	5.7	12.7	74	10.3	8.10	171	34.2	39.4	40.7	15.9	5.79	9.15	12.4	79		
120	120	64	4.4	6.3	13.3	93	13.2	10.4	318	53.0	60.7	49.0	27.7	8.65	13.6	14.5	96		
140	140	73	4.7	6.9	13.9	112	16.4	12.9	541	77.3	88.3	57.4	44.9	12.3	19.2	16.5	112		
160	160	82	5.0	7.4	16.4	127	20.1	15.8	869	109	124	65.8	68.3	16.7	26.1	18.4	129		
180	180	91	5.3	8.0	17.0	146	23.9	18.8	1320	146	166	74.2	101	22.2	34.6	20.5	145		
200	200	100	5.6	8.5	20.5	159	28.5	22.4	1940	194	221	82.6	142	28.5	44.6	22.4	162		
220	220	110	5.9	9.2	21.2	177	33.4	26.2	2770	252	285	91.1	205	37.3	58.1	24.8	179		
240	240	120	6.2	9.8	24.8	190	39.1	30.7	3890	324	367	99.7	284	47.3	73.9	26.9	196		
270	270	135	6.6	10.2	25.2	219	45.9	36.1	5790	429	484	112	420	62.2	96.9	30.2	220		
300	300	150	7.1	10.7	25.7	248	53.8	42.2	8360	557	628	125	604	80.5	125	33.5	245		
330	330	160	7.5	11.5	29.5	271	62.6	49.1	11770	713	804	137	788	98.5	154	35.5	270		
360	360	170	8.0	12.7	30.7	298	72.7	57.1	16270	904	1019	150	1040	123	191	37.9	294		
400	400	180	8.6	13.5	34.5	331	84.5	66.3	23130	1160	1307	165	1320	146	229	39.5	326		
450	450	190	9.4	14.6	35.6	378	98.8	77.6	33740	1500	1702	185	1680	176	276	41.2	365		
500	500	200	10.2	16.0	37.0	426	116	90.7	48200	1930	2194	204	2140	214	336	43.1	404		



$$Z_1 = Z_x = 2194 * 10^3 mm^3$$

$$t_w = 10.2 mm$$

در حالت دوم اثر سوراخ به صورت زیر کسر می‌شود:

$$Z_2 = Z_x - \frac{t_w * 200^2}{4} = 2194 * 10^3 - \frac{10.2 * 200^2}{4} = 2092 * 10^3 mm^3$$

در نتیجه:

$$\frac{Z_1 - Z_2}{Z_1} * 100 = \frac{2194 - 2092}{2194} * 100 = 4.65\% \cong 5\%$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

توضیحات تکمیلی‌تر:

در صورت آشنایی با مفاهیم اساس مقطع پلاستیک به راحتی می‌توان به این تست پاسخ داد.



سطح تست: متوسط

۵۵- فرض کنید مقاومت برشی اسمی یک مقطع I شکل ساخته شده از ورق با $\frac{h}{t_w} = 50$ برابر V_n است. اگر ضخامت جان این مقطع نصف شود، مقدار مقاومت برشی اسمی این مقطع حدوداً چقدر خواهد بود؟ فرض کنید مقاومت برشی در امتداد جان مقطع مد نظر است. همچنین فرض کنید عضو در طول خود فاقد سخت‌کننده‌های عرضی بوده و استفاده از آثار عمل میدان کششی مد نظر نیست.

$F_y = 240MPa$ و $E = 2 * 10^5 MPa$

0.31 V_n (1)

0.63 V_n (2)

0.50 V_n (3)

0.37 V_n (4)

سبزسازه



مطابق بند ۱۰-۲-۶-۲-۱:

۱۰-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی
مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین
می‌شود:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \quad (۱۰-۲-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد جان

$d t_w = A_w$ = مساحت جان که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان

C_{v1} = ضریب مقاومت برشی جان به شرح زیر:

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده که $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد:

$$C_{v1} = 1 \quad (۲-۶-۲-۱۰)$$

ب) برای جان سایر مقاطع I شکل و ناودانی:

$$\text{ب-۱) برای } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} :$$

$$C_{v1} = 1 \quad (۳-۶-۲-۱۰)$$



ب-۲) برای $\frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_{vt} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (4-2-10)$$

در روابط فوق، k_v ضریب کماتش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود:
- برای جان مقاطع بدون سخت‌کننده:

$$k_v = 5.34 \quad (5-2-10)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h \leq 3$:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (6-2-10)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h > 3$:

$$k_v = 5.34 \quad (7-2-10)$$

در روابط فوق:

t_w = ضخامت جان مقطع

a = فاصله آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان

h = فاصله آزاد بین دو بال منتهای گردی محل اتصال جان به بال، برای تیرهای نورد شده

= فاصله آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته‌شده از ورق با اتصال جان به بال‌ها به وسیله جوش



جواب ۵۵

مطابق خواسته تست مقاومت برشی در راستای جان مقطع (در امتداد محور ضعیف) مد نظر است.

در حالت اول:

$$\frac{h}{t_w} = 50 \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} = 1.1 * \sqrt{\frac{5.34 * 2 * 10^5}{240}} = 73.38$$

$$\rightarrow C_{v1} = 1$$

در حالت دوم:

$$\frac{h}{t_w} = 100 > 1.1 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} = 1.1 * \sqrt{\frac{5.34 * 2 * 10^5}{240}} = 73.38$$

سبزسازه



$$\rightarrow C_{v1} = \frac{1.1 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} = \frac{73.38}{100} = 0.74$$

$$\frac{V_{n2}}{V_{n1}} = \frac{(0.6 * F_y * A_w * C_{v1})_2}{(0.6 * F_y * A_w * C_{v1})_1}$$

$$= \frac{\frac{A_w}{2}}{A_w} * \frac{0.74}{1} = 0.37$$

$$V_{n2} = 0.37 V_{n1}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

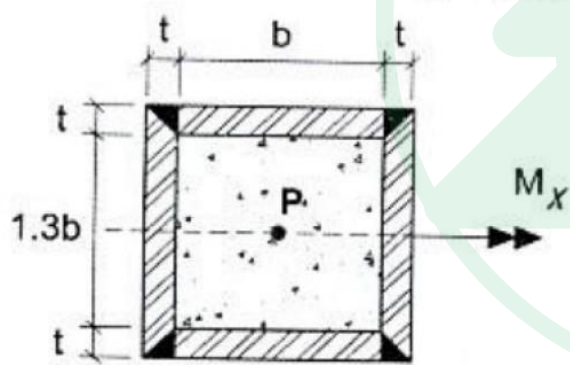
توضیحات تکمیلی تر:

در صورت آشنایی با طراحی برشی تیرها به راحتی می توان به این تست پاسخ داد.



سطح تست: متوسط

۵۶- در شکل زیر یک مقطع مختلط مستطیلی پر شده با بتن و دارای ضخامت یکنواخت نشان داده شده است. فرض کنید مقطع مذکور در برابر لنگر خمشی حول محور x فشرده است. در خصوص شرایط این مقطع در برابر نیروی محوری فشاری (P)، کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟



(1) قطعا لاغر خواهد بود.

(2) به مقدار $\frac{b}{t}$ بستگی دارد و ممکن است فشرده یا غیر فشرده باشد.

(3) قطعا فشرده خواهد بود.

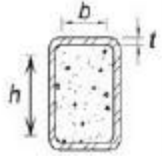
(4) قطعا غیر فشرده خواهد بود.

سبzsازه



مطابق جدول ۱۰-۲-۸ و جدول ۱۰-۲-۸-۲:

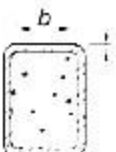
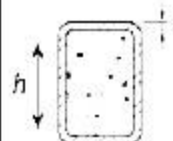
جدول ۱۰-۲-۸: نسبت‌های پهنای ضخامت اجزای فولادی مقطع مختلط پر شده با بتن
در اعضای تحت اثر نیروی محوری فشاری

ردیف	شرح اجزاء	نسبت پهنای ضخامت	حداکثر نسبت پهنای ضخامت		مقاطع فولادی نمونه
			λ_p (غیر فشرده/فشرده)	λ_y (لاغر/غیر فشرده)	
۱	پل‌ها و جان‌های مقاطع فولادی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t و h/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

سبز سازه



جدول ۱۰-۳-۸: نسبت‌های پهن‌به ضخامت اجزای فولادی مقطع مختلط پر شده با بتن در اعضای تحت اثر لنگر خمشی

شرح اجزاء	نسبت پهن‌به ضخامت	حداکثر نسبت پهن‌به ضخامت		حداکثر نسبت مجاز	مقاطع فولادی نمونه
		λ_p (غیر فشرده/فشرده)	λ_y (لاغر/غیر فشرده)		
۱ بال‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای یا ضخامت یکنواخت	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲ جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	h/t	$3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	



جواب ۵۶

مطابق داده تست مقطع در خمش فشرده است. یعنی هم بال و هم جان فشرده هستند:

کنترل فشردگی بال:

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

کنترل فشردگی جان:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1.3b}{t} \leq 3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\rightarrow \frac{b}{t} \leq 2.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

سبزسازه



جواب ۵۶

در مجموع:

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

جهت اینکه مقطع در فشار فشرده باشد باید هم بال‌ها و هم جان، شرایط فشرده‌گی در فشار را داشته باشند:

کنترل فشرده‌گی بال:

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

کنترل فشرده‌گی جان:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1.3b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

سبزسازه



در این قسمت کوچکتر بودن $\frac{1.3b}{t}$ از $2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ به نسبت $\frac{b}{t}$ وابسته است به این صورت که اگر $\frac{b}{t}$ در حدی باشد که منجر به کمتر بودن $\frac{1.3b}{t}$ از $2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ شود مقطع فشرده بوده و در غیر این صورت مقطع غیرفشرده است.

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



جواب ۵۶

توضیحات تکمیلی تر:

سوال: چرا در گزینه دوم اشاره‌ای به این موضوع نشده که مقطع می‌تواند لاغر هم باشد؟؟

جواب سوال:

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{1.3b}{t} \leq 2.938 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$
$$\rightarrow 2.938 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq 3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

در نتیجه این مقطع مرز لاغر بودن را رد نمی‌کند و نمی‌تواند لاغر باشد.

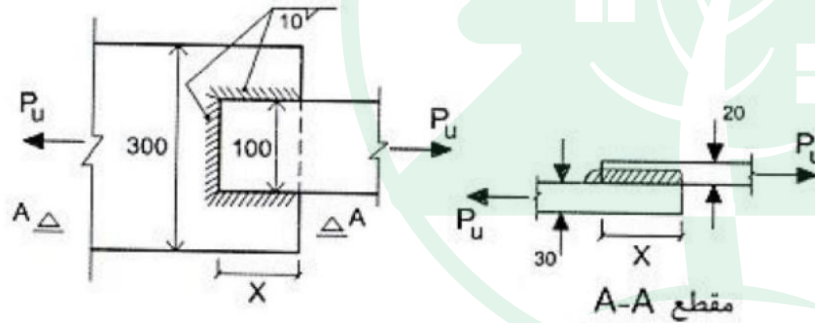
در صورت آشنایی با جداول فشردگی می‌توان به این تست پاسخ داد.

سبزسازه



سطح تست: متوسط

۵۷- در اتصال جوشی شکل زیر اگر مقدار نیروی کششی نهایی (P_u) برابر $340kN$ باشد، بر این اساس حداقل مقدار قابل قبول برای طول X به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ الکتروود مصرفی از نوع $E70$ بوده و در شکل ابعاد به میلی متر است. (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است).



- 150mm (1)
- 60mm (2)
- 100mm (3)
- 120mm (4)

سبزسازه



مطابق بند ۴-۲-۹-۲-۱۰ و جدول ۶-۱-۱۰ و بند ۲-۲-۹-۲-۱۰-ب :

۴-۲-۹-۲-۱۰ مقاومت موجود جوش‌ها

مقاومت موجود جوش در طراحی به روش LRFD مساوی ϕR_n و در طراحی به روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن مقادیر ϕ و Ω مطابق جدول ۳-۹-۲-۱۰ تعیین می‌شوند و R_n مقاومت اسمی جوش است و باید به شرح زیر برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده براساس



حالت‌های حدی مربوط به مصالح فلز پایه و حالت‌های حدی مربوط به فلز جوش در نظر گرفته شود:

الف) براساس مصالح فلز پایه

(۲-۹-۲-۱۰)

$$R_u = F_{uBM} A_{BM}$$

ب) براساس مصالح فلز جوش

(۳-۹-۲-۱۰)

$$R_u = F_{uW} A_{wE}$$

که در آن:

F_{uBM} = تنش اسمی فلز پایه مطابق جدول ۲-۹-۱۰

F_{uW} = تنش اسمی فلز جوش مطابق جدول ۳-۹-۲-۱۰

A_{BM} = سطح مقطع فلز پایه

A_{wE} = سطح مقطع مؤثر جوش

سبزسازه



ادامه جدول ۱۰-۲-۳: مقاومت موجود جوش‌ها

نوع جوش	نوع بار و جهت آن نسبت به محور جوش	نوع فلز حاکم بر تعیین مقاومت جوش	ضریب کاهش مقاومت (ϕ) با افزایش مقاومت مجاز (Ω)	تنش اسمی (F_{uEM} یا F_{uW})
جوش گوشه	برشی	براساس فلز پایه	مطابق بند ۴-۹-۲-۱۰	مطابق بند ۴-۹-۲-۱۰
		براساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.0$	$F_{uW} = 0.6 F_{ue}$
	کششی یا فشاری، موازی یا عمود جوش	طراحی ندارد		

جدول ۱۰-۱: مشخصات مکانیکی فولاد مغزۀ رده‌های اصلی الکتروود جوشکاری براساس استانداردهای مورد قبول این مبحث

ISIRI 871	EN-ISO 2560	AWS A5.1	AWS A5.1M	تنش کششی نهائی مغزۀ الکتروود (F_{ue}) (MPa)	کرنش نهایی (ϵ_{th}) (%)
E-1	—	—	—	430	25
E-2	E43	E60	E43	430	22
E-3	E49	E70	E49	490	18
E-4	—	—	—	510	18
E-5	E55	E80	E55	550	22



جوش تحت نیروی کششی واقع شده است در نتیجه:

$$R_u \leq \phi * R_n$$

از ردیف سوم جدول ۱۰-۲-۹-۳ مربوط به جوش گوشه تحت تنش برشی:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = F_{nw} * A_{we}$$

سبزسازه



$$F_{nw} = 0.6F_{ue} = 0.6 * 490$$

$$A_{we} = 0.707 * a * L = 0.707 * 10 * L$$

$$R_u \leq \phi * R_n$$

$$340 * 10^3 \leq 0.75 * 0.6 * 490 * 0.707 * 10 * L$$

$$\rightarrow L \geq 218mm$$

$$100 + 2x \geq 218mm$$

$$x \geq 59mm$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

بر اساس بند مورد ۶ بند ۱۰-۲-۹-۲-۲ ب، از آنجاییکه اتصال فقط دارای جوش عرضی نیست، (دارای جوش طولی هم هست) در نتیجه رابطه مربوط به همپوشانی کنترل نمی شود.

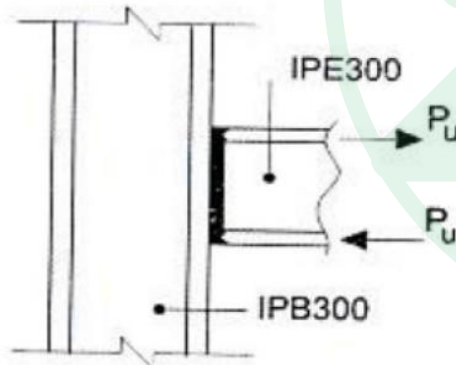
سبزسازه



سطح تست: متوسط

۵۸- در اتصال گیردار شکل زیر که مربوط به طبقات میانی یک ساختمان است، چنانچه در جان ستون از ورق‌های پیوستگی و مضاعف استفاده نشود، فقط براساس حالت حدی لهیدگی (چین خوردگی) جان ستون در مقابل نیروی متمرکز فشاری و در شرایط غیرلرزه‌ای، حداکثر مقدار P_u قابل تحمل توسط اتصال به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است.)

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



- (1) 390KN
- (2) 490KN
- (3) 590KN
- (4) 690KN



مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۳:

۱۰-۲-۹-۱۰-۳ چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری الزامات این بند برای نیروی متمرکز فشاری تکی و مؤلفه فشاری زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۲۵).
مقاومت موجود چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب

سبزسازه



اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری) به شرح زیر تعیین می شوند:

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

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا بزرگتر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می شود:

$$R_n = 0.80t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \quad (۳۳-۹-۲-۱۰)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کوچکتر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می شود:

- در صورتی که $l_b/d \leq 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \quad (۳۳-۹-۲-۱۰)$$

- در صورتی که $l_b/d > 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4l_b}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \quad (۳۴-۹-۲-۱۰)$$



در روابط فوق:

d = ارتفاع کلی مقطع

f_w = ضخامت جان

f_r = ضخامت بال تحت بار

l_b = طول اتکایی بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر گرفته شود).

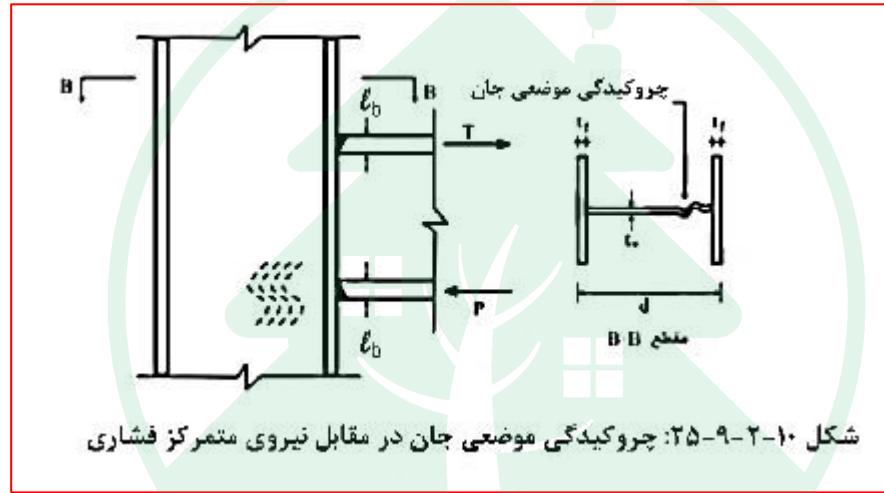
k = فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای دو ماهیچه جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته‌شده از ورق.

F_{yw} = تنش تسلیم مشخصه فولاد جان

E = مدول الاستیسیته فولاد

در صورتی که نیروی متمرکز فشاری از مقاومت موجود چروکیدگی موضعی جان بیشتر باشد، تعبیه یک جفت سخت‌کننده عرضی مطابق با الزامات بند ۱۰-۳-۹-۱۰-۸ ضروری است.





در این تست مقاومت طراحی لهیدگی جان ستون مدنظر است. در این حالت باید در جایگزین کردن پارامترها دقت کرد که از پارامترهای مربوط به ستون استفاده شود:

$$R_u \leq \phi * R_n, \phi = 0.75$$



ستون مربوط به طبقات میانی است در نتیجه $e \geq \frac{d_c}{2}$ بوده و داریم:

$$R_n = 0.8 * t_{wc}^2 \left[1 + 3 \frac{l_b t_{wc}^{1.5}}{d_c t_{fc}^{1.5}} \right] \sqrt{\frac{E * f_{ywc} * t_{fc}}{t_{wc}}}$$

با مراجعه به جدول اشتایل:

$$l_b = t_{f_{IPE300}} = 10.7mm$$

$$IPB300 \begin{cases} t_{wc} = 11mm \\ d_c = 300mm \\ t_{fc} = 19mm \\ f_{ywc} = 240mpa \end{cases}$$

سبزسازه



$$\rightarrow R_n = 0.8 * 11^2 \left[1 + 3 \frac{10.7}{300} * \frac{11^{1.5}}{19^{1.5}} \right] \sqrt{\frac{2 * 10^5 * 240 * 19}{11}} * 10^{-3} = 922.8 kN$$

$$\phi * R_n = 0.75 * 922.8 = 692.13 kN$$

از آنجایی که ستون مربوط به طبقات میانی است در نتیجه $e \geq \frac{d_c}{2}$ بوده در نتیجه نیاز به کنترل محدودیت l_b با k_c نخواهد بود.

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

توضیحات تکمیلی تر:

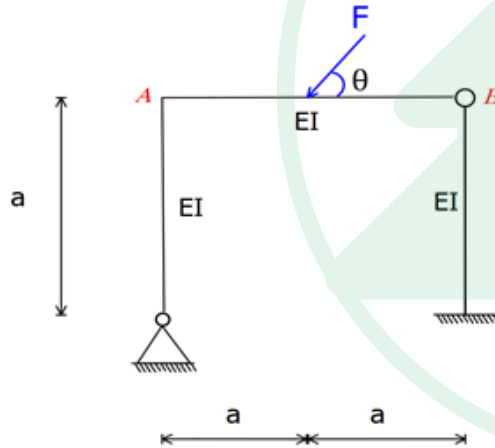
در حل چنین تست‌هایی بهتر است ابتدا پارامترها را از جدول اشتایل استخراج کرده و سپس در رابطه اصلی جایگذاری نمایید.

این تست با توجه به بحث الزامات ویژه بال‌ها و جان مقاطع تحت اثر بارهای متمرکز در بند ۱۰-۲-۹-۱۰ قابل حل بوده و پیچیدگی خاصی ندارد.

سبزسازه



۵۹- در قاب نشان داده شده در شکل زیر تانژانت زاویه θ چقدر باشد تا گره B سازه در هیچ راستایی تغییر مکان نداشته باشد؟ از تغییر شکل های محوری و برشی و آثار مرتبه دوم صرف نظر شود.



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

سبزسازه



با استفاده از رابطه کار مجازی و روش ترسیمی مور داریم:

$$\Delta_{cx} = 0 \rightarrow$$

$$-\frac{\frac{Fa * \sin\theta}{2} * \frac{a}{2} * a}{2EI} - \frac{\frac{Fa * \sin\theta}{2} * \frac{a}{2} * a}{6EI} - \frac{\frac{Fa * \sin\theta}{2} * \frac{a}{2} * a}{3EI} - \frac{Fa * \cos\theta * a * a}{3EI} + 2 * \frac{Ra * a * a}{3EI}$$

$$+ \frac{Ra * a * 2a}{3EI} = 0$$

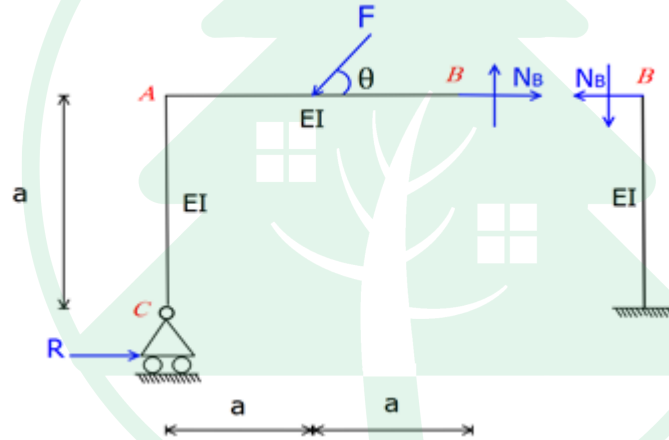
$$\rightarrow \frac{Fa^3 \sin\theta}{4EI} + \frac{Fa^3 \cos\theta}{3EI} = \frac{4Ra^3}{3EI}$$

$$\rightarrow R = \frac{3F \sin\theta}{16} + \frac{F \cos\theta}{4}$$

سبزسازه



در ادامه با توجه به مشخص شدن عکس العمل افقی تکیه گاه مفصلی C با نوشتن رابطه تعادل نیروها حول محور X در قطعه ABC داریم:



$$\sum F_x = 0 \rightarrow N_B - F * \cos\theta + R = 0 \rightarrow N_B = F * \cos\theta - \left(\frac{3F\sin\theta}{16} + \frac{F\cos\theta}{4} \right) = \frac{3F}{4}\cos\theta - \frac{3F}{16}\sin\theta$$



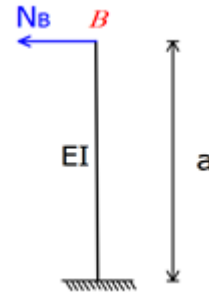
جواب ۵۹

در نهایت با توجه به مشخص شدن مقدار نیروی افقی داخلی مفصل خمشی در نقطه B می‌توانیم با استفاده از روابط حفظی تیرهای طره‌ای تغییر مکان افقی نقطه B را بدست آوریم. بنابراین:

$$\Delta_{Bx} = 0 \rightarrow \frac{N_B * a^3}{3EI} = 0 \rightarrow \frac{\left(\frac{3F}{4} \cos\theta - \frac{3F}{16} \sin\theta\right) * a^3}{3EI} = 0$$

$$\frac{3F}{4} \cos\theta - \frac{3F}{16} \sin\theta = 0 \rightarrow \frac{3F}{4} \cos\theta = \frac{3F}{16} \sin\theta$$

$$\frac{\cos\theta}{4} = \frac{\sin\theta}{16} \rightarrow \frac{\sin\theta}{\cos\theta} = 4 \rightarrow \tan\theta = 4$$

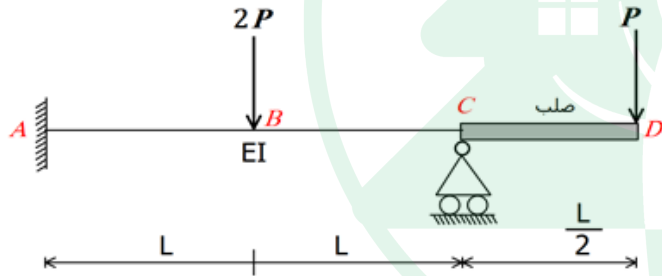


پاسخ: گزینه (۲)

سبزسازه



۶۰- در تیر نشان داده شده در شکل زیر، تغییر مکان قائم در زیر بار متمرکز $2P$ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ از وزن اعضاء صرف نظر شود.

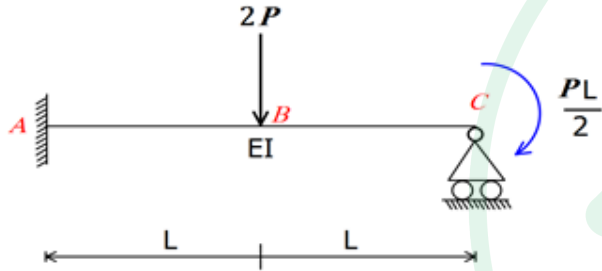


- (1) $\frac{PL^3}{192EI}$
 (2) $\frac{PL^3}{24EI}$
 (3) $\frac{PL^3}{12EI}$
 (4) $\frac{PL^3}{48EI}$

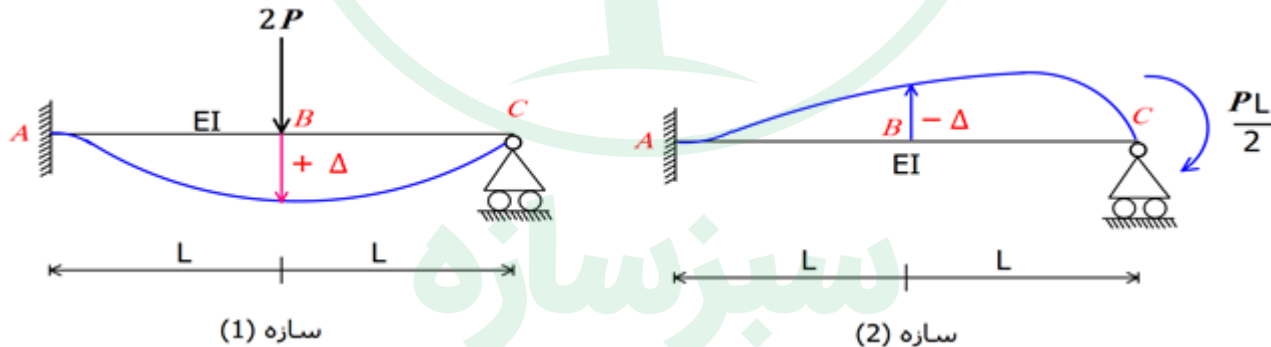
سبzsازه



با انتقال لنگر ناشی از عضو طره‌ای CD به نقطه C شکل کلی سازه به صورت زیر می‌باشد:



در ادامه می‌توان سازه مورد نظر را به دو سازه تحت نیروی متمرکز $2P$ در نقطه B و لنگر متمرکز $\frac{PL}{2}$ در نقطه C تبدیل کرده و در نهایت با استفاده از اصل جمع آثار قوا تغییر مکان قائم در زیر اثر بار متمرکز $2P$ در نقطه B را از روابط حفظی بدست آوریم.



طبق روابط حفظی خیز و شیب در تیرها داریم:

$$\Delta_{B1} = \frac{7PL^3}{768EI} = + \frac{7 * 2P * (2L)^3}{768EI} = + \frac{7PL^3}{48EI}$$

$$\Delta_{B2} = - \frac{ML^2}{32EI} = - \frac{\frac{PL}{2} * (2L)^2}{32EI} = - \frac{PL^3}{16EI}$$

در نهایت با استفاده از اصل جمع آثار قوا تغییر مکان قائم نقطه B به صورت زیر بدست می آید.

$$\Delta_B = \Delta_{B1} + \Delta_{B2} = + \frac{7PL^3}{48EI} - \frac{PL^3}{16EI} = \frac{PL^3}{12EI}$$

پاسخ: گزینه (۳)

سبزسازه

