

بنام خدا

با سلام،

از خوانندگان محترم تقاضا دارم در صورت مشاهده هرگونه ایرادی از طریق صفحه زیر اطلاع دهند تا پاسخها اصلاح شوند:

۱- کانال تلگرام ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران): @Nezam\_hoseinzadehasl

۲- ارسال پرسش از طریق تلگرام: <https://telegram.me/mhoseinzadehasl>

۳- وبسایت شخصی: <http://www.hoseinzadeh.net/nezam.htm>

در کانال فوق همچنین به سوالات مطرح در این زمینه پاسخ داده خواهد شد.

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل

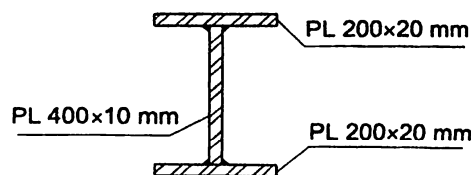
کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۱- با صرف نظر کردن از اثرات بارهای ثقلی، مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال گیردار تقویت نشده

جوشی (WUF-W) تیر ورق فولادی ساخته شده از ورق با مشخصات  $F_u=360 \text{ MPa}$

و  $F_y=235 \text{ MPa}$  و با مقطع نشان داده شده در شکل زیر و طول دهانه آزاد 6 m در قاب

خمشی متوسط حدوداً چند kN.m می باشد؟



489 (۱)

562 (۲)

684 (۳)

787 (۴)

گزینه ۴ (سطح سوال آسان)

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p = 1.4 \times 1.15 \times \left( \left( 200 \times 20 \times 420 + \frac{10 \times 400^2}{4} \right) \times 235 \right) = 787 \text{ kN.m}$$

با توجه به اینکه  $S_h$  صفر می باشد، نیازی به محاسبه  $V_{pr}$  نیست و مستقیماً می توان  $M_u$  را محاسبه کرد:

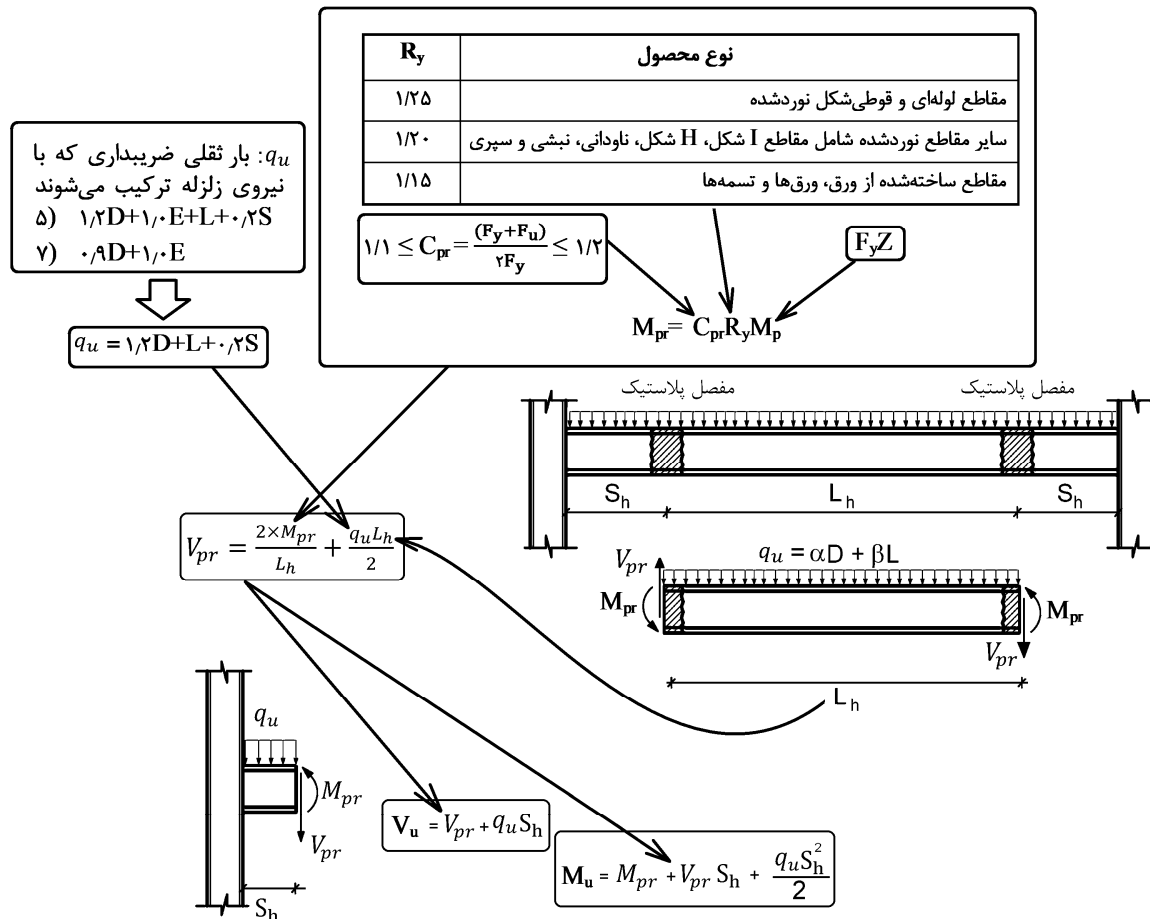
$$\left. \begin{matrix} S_h = 0 \\ q_u = 0 \end{matrix} \right\} \rightarrow M_u = M_{pr} + V_{pr} \times S_h + \frac{q_u S_h^2}{2} = 787 \text{ kN.m}$$

۱۰-۳-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک ( $S_h$ ) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود ( $S_h=0$ ).

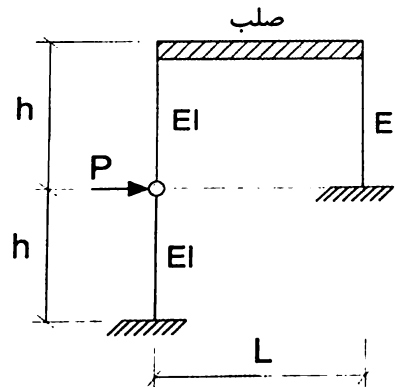
(۱۲) در این گونه اتصالات ضریب  $C_{pr}$  باید برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود.

فلوچارت زیر بر گرفته از جزوه فولاد می باشد:



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۲- در قاب شکل زیر که در آن ستون با ارتفاع بلند در وسط خود دارای یک مفصل است، حداکثر لنگر خمشی در تکیه‌گاه ستون با ارتفاع بلند به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (تیر کاملاً صلب بوده و از تغییر شکل محوری ستون‌ها صرف‌نظر شود).



(۱)  $\frac{5}{9}Ph$

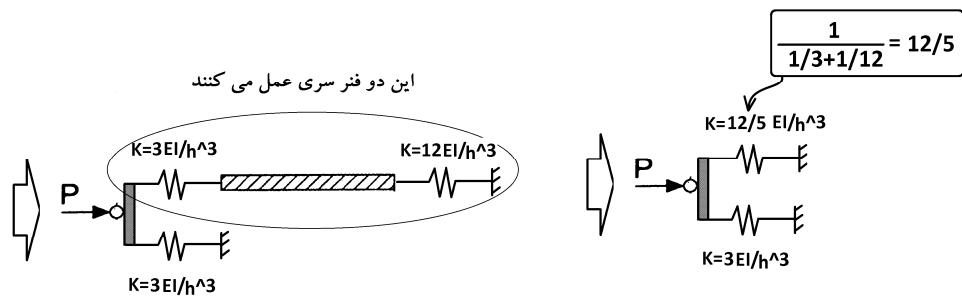
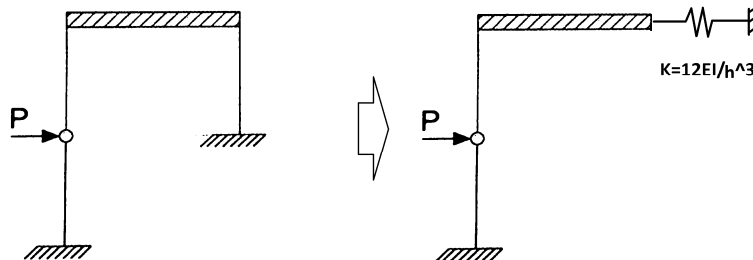
(۲)  $Ph$

(۳)  $\frac{1}{2}Ph$

(۴)  $\frac{2}{3}Ph$

گزینه ۱ (سطح سوال متوسط)

با معادلسازی ستونها با فنر معادل می‌توان سهم ستون مورد نظر را بدست آورد:



سهم ستون مورد نظر از بار  $P$  برابر است با:

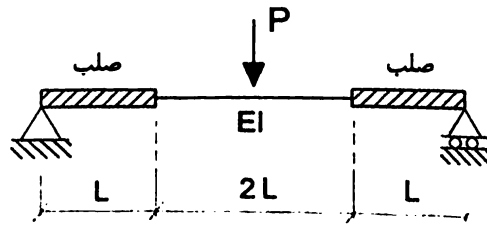
$$P_{col} = P \frac{3}{3 + \frac{12}{5}} = \frac{5}{9}P$$

با توجه به اینکه ستون طره عمل می‌کند لنگر انتهای ستون برابر خواهد بود با:

$$M = P_{col} \times h = \frac{5}{9}Ph$$

۳- حداکثر خیز تیر شکل زیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (بار  $P$  درست در وسط

دهانه قرار دارد).



(۱)  $\frac{35}{48} \frac{PL^3}{EI}$

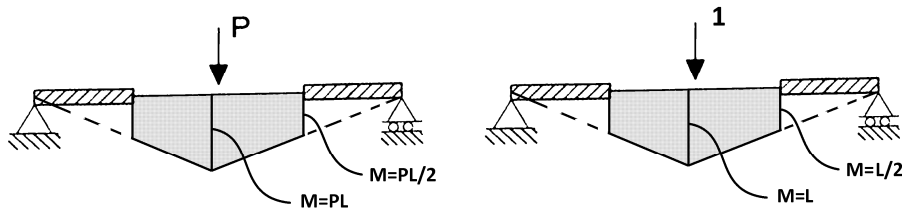
(۲)  $\frac{7}{6} \frac{PL^3}{EI}$

(۳)  $\frac{36}{35} \frac{PL^3}{EI}$

(۴)  $\frac{4}{3} \frac{PL^3}{EI}$

گزینه ۲ (سطح سوال متوسط)

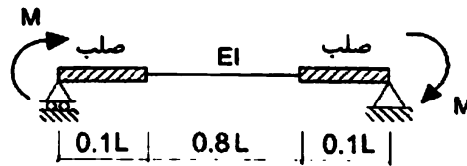
با استفاده از روش کار مجازی و ضرب نمودارهای لنگر خیز تیر در وسط بدست می آید:



$$\Delta = 2 \left( \left( \frac{PL}{2} \times L \right) \times \frac{L}{2} + \left( \frac{PL}{2} \times L \right) \times \frac{L}{4} + \left( \frac{\frac{PL}{2} \times L}{2} \right) \times \frac{L}{2} + \left( \frac{\frac{PL}{2} \times L}{2} \right) \times \frac{L}{3} \right) / EI = \frac{7PL^3}{6EI}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

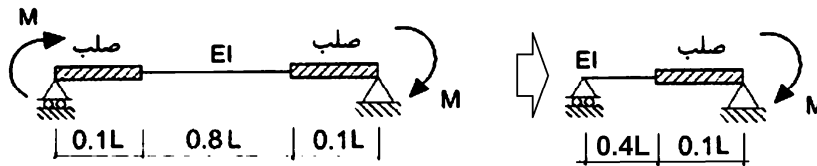
۴- اگر دو طرف تیر شکل زیر هریک به طول  $0.1L$  صلبیت خمشی خیلی زیاد (صلب) داشته باشد و تیر تحت اثر خمش  $M$  در دو انتها مطابق شکل قرار گیرد و هریک از دو انتها به اندازه زاویه  $\theta$  دوران کند، سختی خمشی  $K=M/\theta$  به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



- (۱)  $4.8 \frac{EI}{L}$
- (۲)  $11.7 \frac{EI}{L}$
- (۳)  $13.2 \frac{EI}{L}$
- (۴)  $9.2 \frac{EI}{L}$

گزینه ۲ (سطح سوال متوسط)

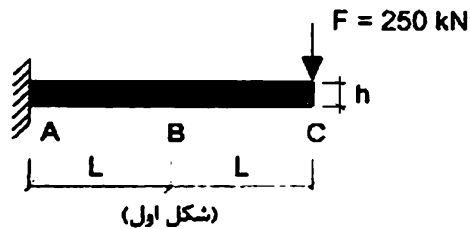
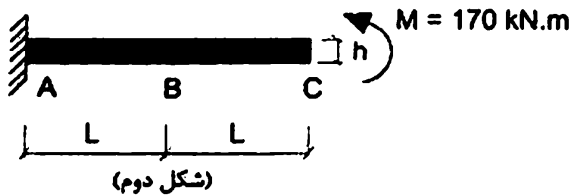
با توجه به تقارن، برای راحتی محاسبه می توان نصف تیر را تحلیل کرد:



با استفاده از روش کار مجازی و ضرب نمودارهای لنگر دوران انتهای تیر بدست می آید:

$$\theta = \frac{\left( \left( \frac{0.8M \times 0.4L}{2} \right) \times \frac{2}{3} \times 0.8 \right)}{EI} = 0.08533 \frac{ML}{EI} \rightarrow \frac{M}{\theta} = 11.72 \frac{EI}{L}$$

۵- ابعاد مقطع مستطیلی شکل طره نشان داده شده. در حد فاصل AB برابر با  $2b \times h$  و در حد فاصل BC برابر با  $b \times h$  است. در بارگذاری شکل اول، تحت بار متمرکز  $250 \text{ kN}$  نقطه C به اندازه  $14.4 \text{ mm}$  در امتداد قائم جابجا شده و به اندازه  $0.00115$  رادیان دوران می کند. در بارگذاری شکل دوم، تحت اثر لنگر خمشی  $170 \text{ kN.m}$  وارد به انتهای همان طره، جابجایی قائم نقطه C به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (در هر دو بارگذاری رفتار تیر الاستیک خطی فرض شده و از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود).

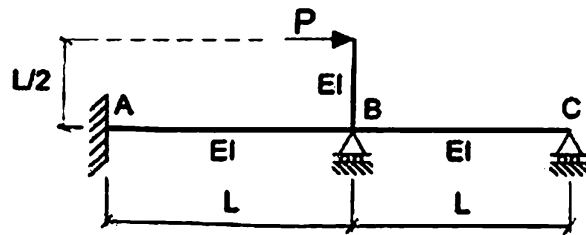
(۱)  $21.2 \text{ mm}$ (۲)  $14.4 \text{ mm}$ (۳)  $9.8 \text{ mm}$ (۴)  $0.78 \text{ mm}$ 

گزینه ۴ (سطح سوال متوسط)

با استفاده از قضیه بتی ماکسول:

$$F_{\text{شکل اول}} \times \Delta_{\text{شکل دوم}} = M_{\text{شکل دوم}} \times \theta_{\text{شکل اول}} \rightarrow 250 \times \Delta_C = 170 \times 0.00115 \rightarrow \Delta_C = 0.000782 \text{ m} = 0.782 \text{ mm}$$

۶ - در تیر شکل زیر خمشی در تکیه‌گاه A به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

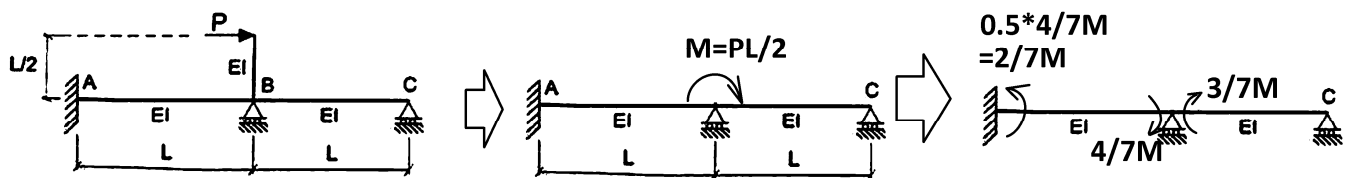


- (۱)  $\frac{PL}{8}$
- (۲)  $\frac{2PL}{7}$
- (۳)  $\frac{PL}{7}$
- (۴)  $\frac{PL}{4}$

گزینه ۳ (سطح سوال متوسط)

با استفاده از روش پخش لنگر می‌توان مقدار لنگر تکیه‌گاه را بدست آورد:

$$M_A = \frac{2}{7} M = \frac{2}{7} \times \frac{PL}{2} = \frac{PL}{7}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

- ۷- فرض کنید زمان تناوب نوسان اصلی یک سازه غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها برابر ۰.۰۵ ثانیه محاسبه شده است. این سازه در شهر رشت واقع بوده و قرار است بر روی زمین نوع III ساخته شود. اگر ضریب اهمیت این سازه برابر ۱.۰ و وزن مؤثر لرزه‌ای آن برابر ۹۰۰ kN باشد. نیروی جانبی آن ناشی از زلزله به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۲) ۲۲۳ kN

۱) ۲۶۰ kN

۴) ۳۲ kN

۳) ۲۰۳ kN

گزینه ۲ (سطح سوال آسان)

$$V_u = 0.3A(S + 1)W = 0.3 \times 0.3(1.75 + 1) \times 900 = 222.75 \text{ kN}$$

۵-۲ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

۵-۲-۱ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها مطابق فصل

سوم می‌باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه‌ها در بندهای (۵-۲-۲) تا (۵-۲-۱۰) آورده شده است.

۵-۲-۶ حداقل نیروی جانبی، برش پایه

برش پایه در این سازه نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$V_{u_{\min}} = 0.12 AIW \quad (۱-۵)$$

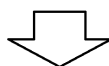
۵-۲-۷ نیروی جانبی در سازه‌های صلب

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

$$V_u = 0.3 A(S + 1)W \quad (۲-۵)$$

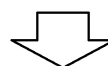
توزیع این نیرو در ارتفاع سازه طبق ضوابط بند (۳-۳-۶) صورت می‌گیرد.

$$T < 0.06$$



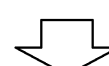
$$V_u = 0.3 A(S + 1)W$$

$$0.06 \leq T \leq 0.5$$



$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W$$

$$0.5 < T$$



تحلیل دینامیکی الزامی است



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

(۱) 0.5 ثانیه

(۲) 1.21 ثانیه

(۳) 1.85 ثانیه

(۴) 2.12 ثانیه

گزینه ۳ (سطح سوال متوسط)

اصفهان در منطقه با خطر نسبی متوسط ( $A=0.25$ ) و مشهد در منطقه با خطر نسبی زیاد ( $A=0.3$ ) قرار گرفته است. بنابراین

$$\left. \begin{aligned} N_{\text{مشهد}} &= \frac{0.7}{4-0.5}(T-0.5) + 1 = 0.2T + 0.9 \\ N_{\text{اصفهان}} &= \frac{0.4}{4-0.5}(T-0.5) + 1 = 0.114T + 0.943 \end{aligned} \right\} \frac{N_{\text{مشهد}}}{N_{\text{اصفهان}}} = \frac{0.2T + 0.9}{0.114T + 0.943} = 1.1 \rightarrow T = 1.84 \text{ sec}$$

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

الف- برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد

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

$$\begin{aligned} N &= 1.7 & T > 4 \text{ sec} \\ \text{ب- برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم} \end{aligned}$$

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

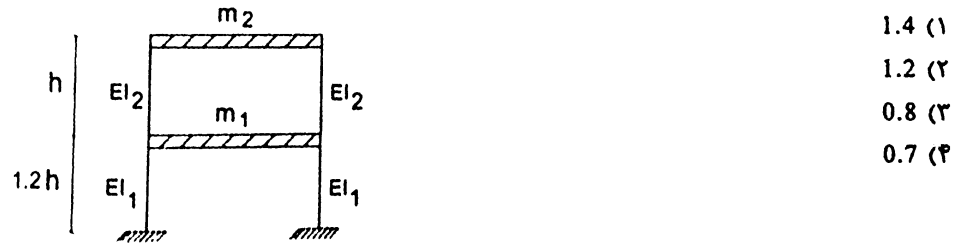
جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

نوع زمین	$T_0$	$T_s$	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			$S_0$	$S$	$S_0$	$S$
I	۰/۱	۰/۴	۱	۱/۵	۱	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱	۱/۵	۱	۱/۵
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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۹- در قاب شکل زیر تیرها هم به لحاظ محوری و هم به لحاظ خمشی کاملاً صلب هستند. حداقل

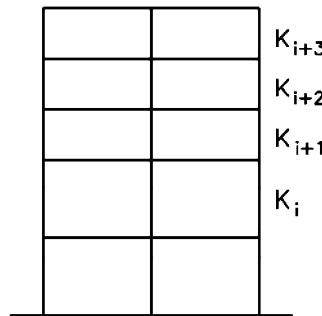
نسبت  $EI_1 / EI_2$  حدوداً چقدر باشد تا پایین‌ترین طبقه قاب به عنوان طبقه نرم تلقی نشود؟



گزینه ۲ (سطح سوال متوسط)

در مواردی که تیرها به لحاظ خمشی صلب باشند، سختی طبقه برابر مجموع سختی ستونهای طبقه خواهد بود. سختی جانبی ستونها در این حالت برابر  $\frac{12EI}{L^3}$  می باشد.

$$\left. \begin{aligned} K_{\text{طبقه اول}} &= 2 \left( \frac{12EI_1}{(1.2h)^3} \right) = 1.157 \left( \frac{12EI_1}{h^3} \right) \\ K_{\text{طبقه دوم}} &= 2 \left( \frac{12EI_2}{h^3} \right) \end{aligned} \right\} K_{\text{اول}} > 0.7 K_{\text{دوم}} \rightarrow 1.157EI_1 > 0.7 \times 2EI_2 \rightarrow \frac{EI_1}{EI_2} > 1.21$$



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

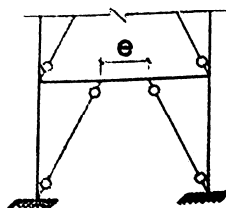
یا

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

طبقه نرم

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

- ۱۰- در یک سیستم قاب ساختمانی با مهاربندی‌های واگرای ویژه فولادی، مقدار طول تیر پیوند (e) برابر  $\frac{3M_p}{V_p}$  محاسبه شده است که در آن  $V_p$  برش پلاستیک و  $M_p$  لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند است. مقدار ضریب رفتار این قاب به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید مقدار نیروی محوری تیر پیوند ناچیز است).



۶ (۱)

۵.۵ (۲)

۷ (۳)

۳.۵ (۴)

گزینه ۱ (سطح سوال متوسط)

جدول زیر مربوط به استاندارد ۲۸۰۰ می باشد:

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، $R_u$ ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان $H_m$					
$H_m$ (متر)	$C_d$	$\Omega_0$	$R_u$	سیستم سازه	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۵۰	۵	۲/۵	۷	۶- مهاربندی کمانش تاب	

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

در مبحث دهم به صورت صریح در رابطه با مرز بین رفتار خمشی و یا رفتار برشی ارائه صحبت نشده است:

۱۲-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا	
۳-۱۲-۳-۱۰ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند	
مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن، $\phi_v$ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و $V_n$ مقاومت برشی اسمی می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.	
$V_n = V_p$	(الف) تسلیم برشی
	(۱-۱۲-۳-۱۰)
$V_n = \frac{2M_p}{e}$	(ب) تسلیم خمشی
	(۲-۱۲-۳-۱۰)

متن AISC-341-10:

#### 4a. Link Rotation Angle

The inelastic response of a link is strongly influenced by the length of the link as related to the ratio,  $M_p/V_p$ , of the link cross section. When the link length is selected not greater than  $1.6M_p/V_p$ , [shear yielding] will dominate the inelastic response. If the link length is selected greater than  $2.6M_p/V_p$ , [flexural yielding] will dominate the inelastic response. For link lengths intermediate between these values, the inelastic response will occur through some combination of shear and flexural yielding. The inelastic deformation capacity of links is generally greatest for shear yielding links, and smallest for flexural yielding links. Based on experi-

با توجه به متن AISC-341-10 سوال داریم:

رفتار برشی حاکم است  $\rightarrow e < 1.6M_p/V_p$

رفتار خمشی حاکم است  $\rightarrow e > 2.6M_p/V_p$

ترکیبی از برش و خمش حاکم است  $\rightarrow 1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$

در این تیر به علت اینکه طول تیر پیوند بیش از  $e = \frac{3M_p}{V_p}$  می باشد، رفتار خمشی تعیین کننده مقاومت آن می باشد. بنابراین ضریب رفتار آن ۶ خواهد بود.

• در حل این سوال از راهنمایی جناب دکتر آهنگر کمک گرفته ام. با تشکر از ایشان.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehas

۱۱- در روش استاتیکی معادل، ضریب زلزله یک سازه غیرساختمانی مشابه ساختمان با ارتفاع از تراز پایه برابر ۸۵ متر و با سیستم قاب خمشی متوسط فولادی که در شهر خلخال بر روی زمین نوع II قرار است ساخته شود، حدوداً چقدر است؟ (زمان تناوب اصلی نوسان سازه برابر ۲.۲ ثانیه و ضریب اهمیت آن برابر ۱=۱ می‌باشد. فرض کنید از این ضریب زلزله برای اصلاح مقادیر بازتاب‌های دینامیکی استفاده خواهد شد).

(۱) ۰.۱۲۳

(۲) ۰.۱۱۴

(۳) ۰.۰۸۵

(۴) ۰.۰۳۶

گزینه ۲ (سطح سوال متوسط)

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 0.76 \times 1}{2} = 0.114$$

۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

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

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی	$R_u$	$\Omega_0$	$C_d$	$H_m$ (متر)
سیستم قاب ساختمانی	مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۵/۵	۲	۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵ [۱]
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
سیستم قاب خمشی فولادی	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲/۵	۳	۸۰
	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
	معمولی	۳/۵	۳	۳	۱۵ [۲]
	معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰

۱-۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها مطابق فصل سوم می‌باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه‌ها در بندهای (۲-۲-۵) تا (۲-۲-۵) آورده شده است.

۳-۲-۵ زمان تناوب نوسان اصلی سازه،  $T$

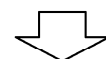
در این سازه‌ها زمان تناوب نوسان اصلی سازه باید با استفاده از روش تحلیل مناسبی محاسبه گردد. استفاده از روابط تجربی بند (۳-۳-۳) مجاز نمی‌باشد.

۶-۲-۵ حداقل نیروی جانبی، برش پایه

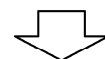
برش پایه در این سازه نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

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

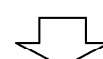
(۱-۵)

 $T < 0.06$  $0.06 \leq T \leq 0.5$  $0.5 < T$ 

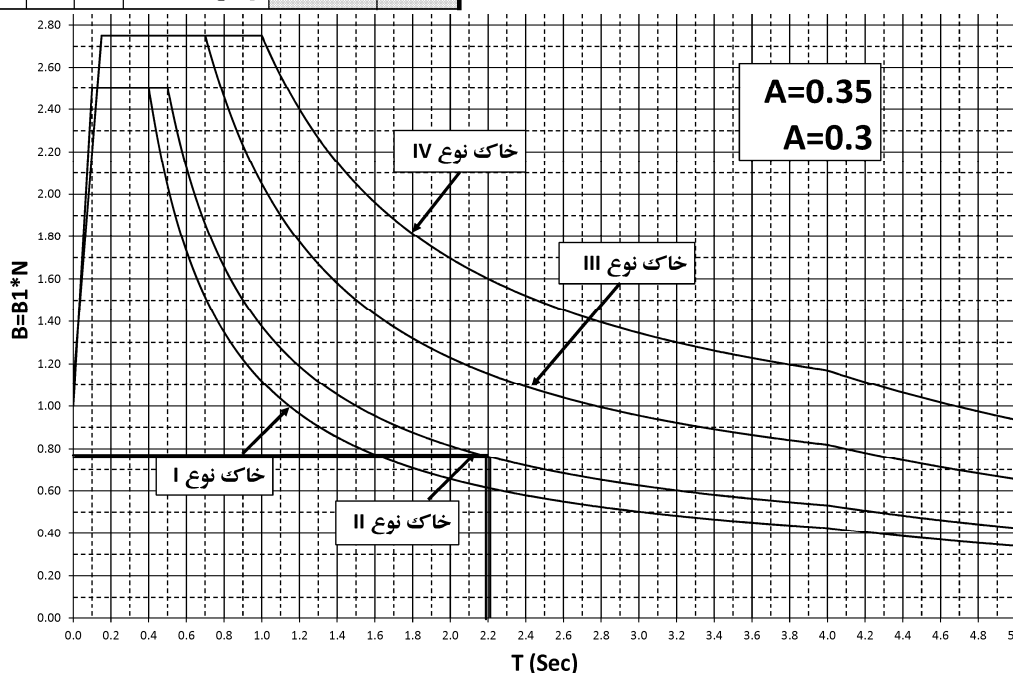
$$V_u = 0.3 A(S + 1)W$$



$$v_u = \frac{ABI}{R_u} W$$

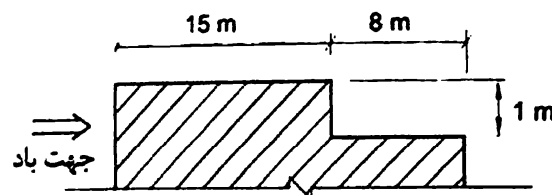


تحلیل دینامیکی الزامی است



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۱۲- در شکل زیر، مقطعی از سقف یک بیمارستان واقع در مشهد نشان داده شده است. چنانچه بار برف متوازن روی بام  $P_r = 1.26 \text{ kN/m}^2$  محاسبه شده باشد، عرض توزیع مثلثی انباشت برف ( $w$ ) در سقف پایین تر، در حالت امکان پشت به باد، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟



۳.۳ m (۱)

۸ m (۲)

۱.۹ m (۳)

۲.۷۰ m (۴)

گزینه ۴ (سطح سوال سخت)

شکل زیر از جزوه بارگذاری میباشد.

مراحل محاسبه انباشت برف در بام پایین تر:

۱- محاسبه  $P_g$ : برای شهر مشهد (منطقه ۴)  $P_g = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

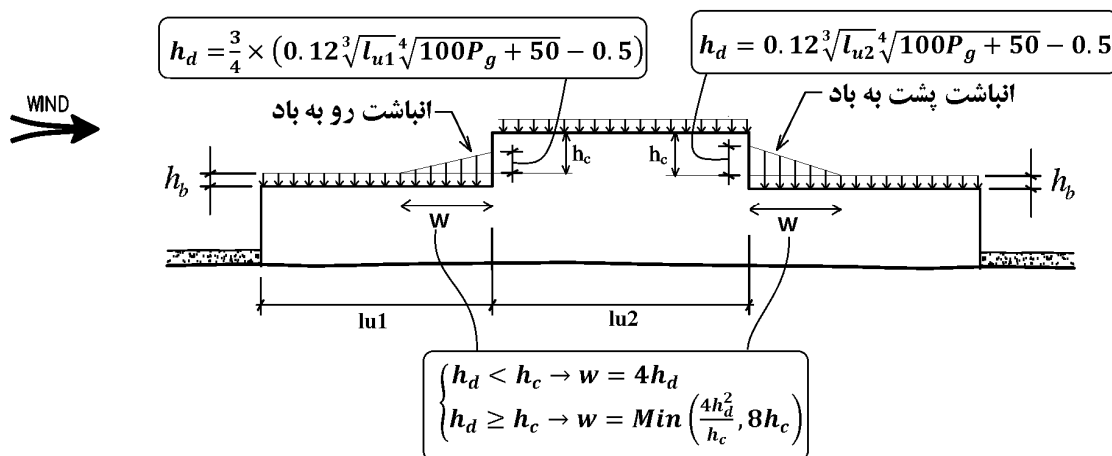
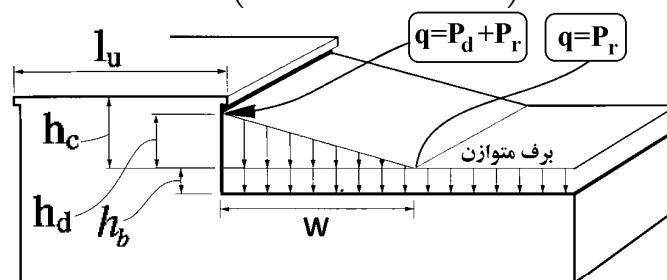
۲-  $h_b = \frac{P_r}{\gamma} = \frac{1.26}{0.43P_g + 2.2} = 0.443 \rightarrow h_c = 1 - h_b = 0.557 \text{ m}$

۳- محاسبه  $h_d$  طبق شکل

$$h_d = 0.12 \sqrt[3]{15^4 \sqrt{100 \times 1.5 + 50}} - 0.5 = 0.61 \text{ m}$$

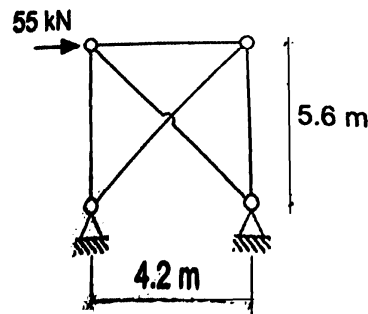
۴- محاسبه عرض  $W$

$$h_d = 0.61 > h_c = 0.557 \text{ m} \rightarrow w = \text{Min} \left( \frac{4 \times 0.61^2}{0.557}, 8 \times 0.557 \right) = 2.67 \text{ m}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۱۳- تحلیل یک سالن صنعتی نشان می‌دهد که بر قاب‌های انتهایی مهاربندی شده مطابق شکل، نیروی ۵۵ kN ناشی از تغییرات حرارتی (بدون ضریب بار) اعمال می‌شود. چنانچه مهاربندها فقط قادر به تحمل کشش باشند، در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، مقاومت مورد نیاز ( $R_m$ ) آن‌ها برای این بارگذاری به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



۳۳ kN (۱)

۵۵ kN (۲)

۹۲ kN (۳)

۱۱۰ kN (۴)

گزینه ۴ (سطح سوال متوسط)

$$T = 55 \times \frac{\sqrt{4.2^2 + 5.6^2}}{4.2} = 91.66 \text{ kN} \rightarrow T_u = 1.2T = 110 \text{ kN}$$

۱)  $\frac{1}{4}D$

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

۳)  $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } \frac{1}{5}(\frac{1}{4}W)]$

۴)  $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}(\frac{1}{4}W) + L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

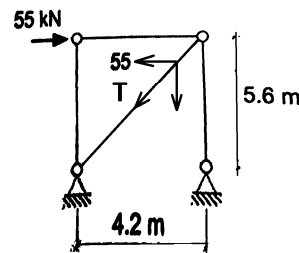
۵)  $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}E + L + \frac{1}{5}S$

۶)  $\frac{1}{8}D + \frac{1}{10}(\frac{1}{4}W)$

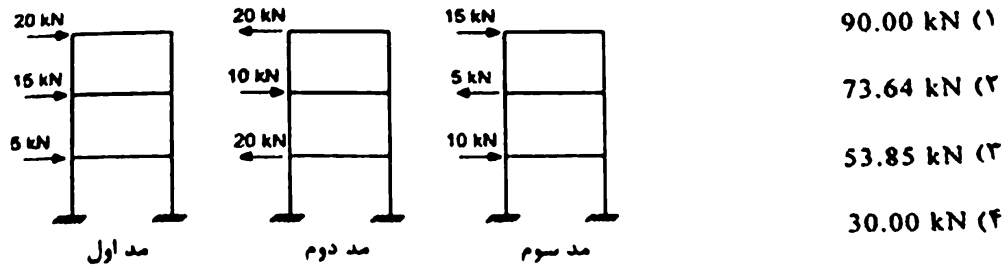
۷)  $\frac{1}{8}D + \frac{1}{10}E$

۸)  $\frac{1}{2}D + \frac{1}{5}L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{2}T$

۹)  $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{10}T$



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



گزینه ۳ (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان)

$$V = \sqrt{V_{\text{برش پایه مد اول}}^2 + V_{\text{برش پایه مد دوم}}^2 + V_{\text{برش پایه مد سوم}}^2}$$

$$= \sqrt{(5 + 15 + 20)^2 + (-20 + 10 - 20)^2 + (10 - 5 + 15)^2} = 53.85 \text{ kN}$$

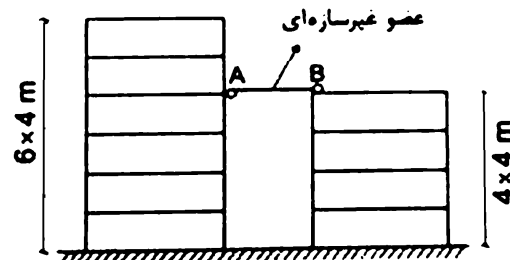
• توجه چیدمان نیروها در مدهای ۲ و ۳ نادرست می باشد. مدهای ۲ و ۳ هم شکل هستند و در سازه ۳ درجه آزادی چنین

چیدمانی غیر ممکن می باشد. بنابراین صورت سوال نادرست می باشد.

این مورد را جناب آقای دکتر آهنگر به بنده تذکر دادند. با سپاس از ایشان.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۱۵ - عضو غیرسازه‌ای AB (شکل زیر) در نقطه A به صورت مفصلی و در نقطه B به صورت تکیه‌گاه غلتکی (در راستای AB) به دو ساختمان مجاور متصل شده است. در صورتی که تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان شش طبقه در نقطه A برابر ۳۷۰ میلی‌متر و تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان چهار طبقه در نقطه B برابر ۴۳۰ میلی‌متر باشد، حداقل تغییر مکان نسبی افقی در اثر زلزله که تکیه‌گاه غلتکی B باید قادر به پذیرش آن باشد بر حسب میلی‌متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



(۱) ۸۸۰

(۲) ۷۲۰

(۳) ۶۴۰

(۴) ۸۰۰

گزینه ۲ (سطح سوال سخت)

$$D_p = \min \left\{ \frac{370 + 430}{(4)} + \frac{(16) \times (0.02 \times 4)}{(4)} + \frac{(16) \times (0.025 \times 4)}{(4)} = \min \begin{cases} 800 \text{ mm} \\ 720 \text{ mm} \end{cases} = 720 \text{ mm} \right.$$

## فصل چهارم

### ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای

۴-۱-۲ محدوده کاربرد

ضوابط این فصل کلیه ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد، زیاد و ساختمان‌های با اهمیت متوسط با تعداد طبقات هشت و بیشتر، بجز موارد عنوان شده در زیر، را شامل می‌شود:

که در آن:

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

$\delta_{xA}$  = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز X سازه A

$\delta_{yA}$  = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز Y سازه A

$\delta_{xB}$  = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز X سازه B

$h_x$  = ارتفاع تراز x (مربوط به اتصال بالایی)

$h_y$  = ارتفاع تراز y (مربوط به اتصال پایینی)

$\Delta_{aA}$  = تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای سازه A

$\Delta_{aB}$  = تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای سازه B

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

۴-۳ تغییر مکان جانبی

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

ب- دو نقطه بر روی دو سازه قرار دارند:

$$D_p = |\delta_{xA}| + |\delta_{xB}| \quad (۸-۴)$$

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

$$D_p = \frac{h_x \Delta_{aA}}{h_{xx}} + \frac{h_y \Delta_{aB}}{h_{yy}} \quad (۹-۴)$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۱۶- سطح بارگیر یک ستون زیر بام با شیب ملایم تقریباً تخت و دارای باغچه و گلخانه برابر 50 مترمربع است. حداقل بار محوری زنده کاهش یافته این ستون بر حسب kN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(۱) 250

(۲) 155

(۳) 162

(۴) 173

گزینه ؟

در بند زیر از مبحث ششم بار زنده بام پس از کاهش به  $1.5 \frac{kN}{m^2}$  محدود شده است. بنابراین پاسخ  $75 kN$  خواهد بود.

$$L = L_0 R_1 R_2 = 5 \times (1.2 - 0.0111 \times 50) \times 1 = 3.225 \frac{kN}{m^2} \left\{ \begin{array}{l} L = 1.5 \frac{kN}{m^2} \rightarrow P_L = L \times 50 = 75 kN \\ L \leq 1.5 \end{array} \right.$$

#### ۶-۸-۲ بام های تخت، شیب دار و قوسی

بام های معمولی تخت، شیب دار و قوسی و سایبان ها به غیر از مواردی مانند سقف های پارچه ای که با استفاده از یک سازه اسکلتی مجزا تحمل شوند، برای بار زنده کاهش یافته بام حاصل از رابطه ۶-۵-۲ و یا سایر ترکیب بارهای کنترل کننده در فصل دو، هر کدام که بیشتر باشد، طراحی می شوند. در سازه هایی مانند گلخانه که در آن از داربست های مخصوص عبور کارگران و حمل مصالح در زمان نگهداری و تعمیر استفاده می شود، مقادیر بار زنده بام نیز نباید کمتر از مقدار داده شده توسط رابطه ۶-۵-۲ باشد.

$$L_r = L_0 R_1 R_r \quad (2-5-6) \quad 0.6 \text{ kN/m}^2 \leq L_r \leq 1.5 \text{ kN/m}^2$$

ضرایب کاهش  $R_1$  و  $R_r$  مطابق روابط زیر تعیین می شوند:

$$R_r = \begin{cases} 1 & \text{برای } A_T \leq 18 m^2 \\ 1/2 - 0.0111 A_T & \text{برای } 18 m^2 \leq A_T < 54 m^2 \\ 0.6 & \text{برای } A_T \geq 54 m^2 \end{cases} \quad (3-5-6)$$

که در آن  $A_T$  سطح بارگیر عضو (بر حسب مترمربع) می باشد. برای بام های شیب دار، با شیب  $S$  (به درصد)، ضریب  $R_r$  از رابطه ۶-۵-۴ محاسبه می شود.

$$R_r = \begin{cases} 1 & \text{برای } S \leq 33 \\ 1/2 - 0.006 S & \text{برای } 33 < S < 100 \\ 0.6 & \text{برای } S \geq 100 \end{cases} \quad (4-5-6)$$

#### ۶-۸-۳ بام های دارای کاربری ویژه

برای بام هایی که محل اجتماع و ازدحام بوده و دارای کاربری های خاصی چون باغچه پشت بام و غیره می باشند، می توان بارهای زنده یکنواخت آن ها را طبق ضوابط بخش ۶-۵-۸ کاهش داد.

جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت  $L_0$  و بار زنده متمرکز کف ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۱	بام ها		
۱-۱	بام های معمولی تخت، شیب دار و قوسی	۱.۵ <sup>(۱)</sup>	۱.۳
۲-۱	بام یا پوشش سبک	۰.۵	۱.۳
۳-۱	بام های دارای باغچه و گلخانه	۵	—

• به نظر می رسد در این قسمت آیین نامه دارای نقص می باشد. به صفحه بعد رجوع کنید.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

هنگام نگارش مبحث ششم به اشتباه مطابق شکل زیر به جای "بخش ۷-۵-۶" از عنوان "بخش ۸-۵-۶" استفاده شده است. در حالیکه در متن ASCE7 این موضوع صحیح نوشته شده است. بنابراین اگر بخواهیم این مسئله را بر اساس ASCE7 حل کنیم باید از رابطه کاهش بار مربوط به بار زنده طبقات استفاده کنیم که در این صورت محدودیت  $1.5 \frac{kN}{m^2}$  وجود نخواهد داشت و پاسخ منطقی بدست می آید.

## 4.8 REDUCTION IN ROOF LIVE LOADS

### 4.8.1 General

#### 4.8.2 Flat, Pitched, and Curved Roofs

$$L_r = L_o R_1 R_2 \quad \text{where} \quad 0.58 \leq L_r \leq 0.96$$

The reduction factors  $R_1$  and  $R_2$  shall be determined as follows:

$$R_1 = \begin{cases} 1 & \text{for } A_T \leq 18.58 \text{ m}^2 \\ 1.2 - 0.011 A_T & \text{for } 18.58 \text{ m}^2 < A_T < 55.74 \text{ m}^2 \\ 0.6 & \text{for } A_T \geq 55.74 \text{ m}^2 \end{cases}$$

#### 4.8.3 Special Purpose Roofs

Roofs that have an occupancy function, such as roof gardens, assembly purposes, or other special purposes are permitted to have their uniformly distributed live load reduced in accordance with the requirements of

Section 4.7.

## 4.7 REDUCTION IN LIVE LOADS

### 4.7.2 Reduction in Uniform Live Loads

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (4.7-1)$$

۲-۸-۵-۶ بام های تخت، شیب دار و قوسی

$$L_r = L_o R_1 R_2$$

$$0.6 \text{ kN/m}^2 \leq L_r \leq 1.5 \text{ kN/m}^2 \quad (2-5-6)$$

ضرایب کاهش  $R_1$  و  $R_2$  مطابق روابط زیر تعیین می شوند:

$$R_1 = \begin{cases} 1 & \text{برای } A_T \leq 18 \text{ m}^2 \\ 1/2 - 0.011 A_T & \text{برای } 18 \text{ m}^2 \leq A_T < 54 \text{ m}^2 \\ 0.6 & \text{برای } A_T \geq 54 \text{ m}^2 \end{cases} \quad (3-5-6)$$

۳-۸-۵-۶ بام های دارای کاربری ویژه

برای بام هایی که محل اجتماع و ازدحام بوده و دارای کاربری های خاصی چون باغچه پشت بام و غیره می باشند، می توان بارهای زنده یکنواخت آن ها را طبق ضوابط بخش ۸-۵-۶ کاهش داد.

بخش ۷-۵-۶

۷-۵-۶ کاهش بارهای زنده طبقات

۲-۷-۵-۶ کاهش در بارهای زنده یکنواخت

$$L = L_o \left[ 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right] \quad (1-5-6)$$

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

(۱) قاب خمشی فولادی متوسط

(۲) قاب خمشی فولادی معمولی

(۳) دیوار باربر بتن پاششی سه‌بعدی

(۴) دیوار باربر برشی با مصالح بنایی مسلح

گزینه ۱ (سطح سوال متوسط)

تغییر مکان خطی طبقه با احتساب اثر P-delta برابر است با:

$$\Delta_{\text{خطی}} = \frac{25}{1 - 0.11} = 28.09 \text{ mm}$$

$$(\Delta_a = C_d \times 28.09) < (0.025h = 0.025 \times 3500 = 87.5 \text{ mm}) \rightarrow C_d < 3.11$$

### ۳-۶ اثر P-Δ

تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر P-Δ، را می‌توان از رابطه (۳-۱۴) محاسبه کرد:

$$\bar{\Delta}_{eu_i} = \frac{\Delta_{eu_i}}{1 - \theta_i} \quad (۳-۱۴)$$

### ۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

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

در این رابطه:

$\Delta_M$  = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

$C_d$  = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

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

$$\Delta_a = 0.025h$$

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه

$$\Delta_a = 0.020h$$

- در سایر ساختمان‌ها

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

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	$R_u$	$\Omega_0$	$C_d$	$H_m$ (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
پ- سیستم قاب خمشی	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۲/۵	۳	۳	-

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehas

۱۸- بام ساختمانی به ابعاد کل  $25 \times 30$  m شامل دو منطقه زهکشی یکسان برای انتقال بار باران بوده و نوع شبکه زهکشی فرعی آن مجرای ناودان به عرض  $150$  mm می باشد. چنانچه شدت بارندگی طرح در منطقه احداث ساختمان  $50$  میلی متر بر ساعت باشد، ارتفاع هیدرولیکی بر حسب میلی متر به کدام یک از موارد زیر نزدیک تر است؟ (شبکه زهکشی فرعی در امتداد لبه بام، سرریز نمی شود).

۵۰ (۱)

۶۳ (۲)

۷۰ (۳)

۷۵ (۴)

گزینه ۳ (سطح سوال آسان)

$$Q = 0.278 \times 10^{-6} \times 375 \times 50 = 0.00521$$

پس از یافتن دبی باید مقدار  $dh$  از جدول محاسبه شود، با توجه به جدول شکل زیر مقدار  $dh$  عددی بین  $50$  الی  $75$  خواهد بود که باید با درون یابی بدست آید:

$$d_h = 50 + \frac{0.00521 - 0.0032}{0.0057 - 0.0032} \times 25 = 70.1$$

۶-۸-۴ بارهای ناشی از باران طرح

$A$  : مساحت بام بر حسب مترمربع که برای یک شبکه زهکشی به کار می رود.

$$25 \times 30 / 2 = 375 \text{ m}^2$$

$i$  : شدت بارندگی طرح با مدت زمان تداوم  $1$  ساعت و با دوره بازگشت  $100$  سال بر حسب میلی متر بر ساعت.

$$Q = 0.278 \times 10^{-6} A i$$

(۶-۸-۱)

$50 \text{ mm/hr}$

$$Q = 0.00521$$

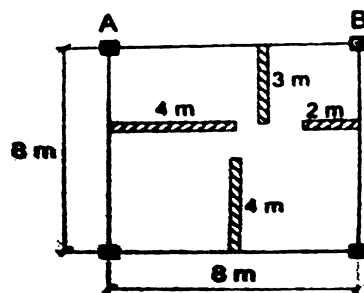
جدول ۶-۸-۱ دبی جریان،  $Q$ ، شبکه های زهکشی مختلف بر حسب مترمکعب بر ثانیه

در ارتفاع های هیدرولیکی،  $d_h$ ، گوناگون بر حسب میلی متر

نوع شبکه زهکشی فرعی	$Q \text{ (m}^3 \text{ / s)}$							
	$d_h \text{ (mm)}$	۲۵	۵۰	۷۵	۱۰۰	۱۲۵	۱۷۵	۲۰۰
زهکش با قطر ۱۰۰ میلی‌متر		۰/۰۰۵۱	۰/۰۱۰۷	-	-	-	-	-
زهکش با قطر ۱۵۰ میلی‌متر		۰/۰۰۶۳	۰/۰۱۲۰	۰/۰۲۴۰	-	-	-	-
زهکش با قطر ۲۰۰ میلی‌متر		۰/۰۰۷۹	۰/۰۱۴۵	۰/۰۳۵۳	۰/۰۶۹۴	-	-	-
مجرای ناودان با عرض ۱۵۰ میلی‌متر		۰/۰۰۱۱	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۵۷	۰/۰۰۸۸	۰/۰۱۲۲	۰/۰۲۰۲	۰/۰۲۴۸
مجرای ناودان با عرض ۶۰۰ میلی‌متر		۰/۰۰۴۵	۰/۰۱۲۶	۰/۰۲۲۷	۰/۰۳۵۳	۰/۰۴۹۰	۰/۰۸۱۰	۰/۰۹۹۲
مجرای ناودان مسدود با عرض ۱۵۰ و ارتفاع ۱۰۰ میلی‌متر		۰/۰۰۱۱	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۵۷	۰/۰۰۸۸	۰/۰۱۱۲	۰/۰۱۴۶	۰/۰۱۶۰
مجرای ناودان مسدود با عرض ۶۰۰ و ارتفاع ۱۰۰ میلی‌متر		۰/۰۰۴۵	۰/۰۱۲۶	۰/۰۲۲۷	۰/۰۳۵۳	۰/۰۴۴۷	۰/۰۵۸۳	۰/۰۶۳۸
مجرای ناودان مسدود با عرض ۱۵۰ و ارتفاع ۱۵۰ میلی‌متر		۰/۰۰۱۱	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۵۷	۰/۰۰۸۸	۰/۰۱۲۲	۰/۰۱۹۱	۰/۰۲۱۶
مجرای ناودان مسدود با عرض ۶۰۰ و ارتفاع ۱۵۰ میلی‌متر		۰/۰۰۴۵	۰/۰۱۲۶	۰/۰۲۲۷	۰/۰۳۵۳	۰/۰۴۹۰	۰/۰۷۶۵	۰/۰۸۶۶

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۱۹- در ساختمان اداری با اسکلت بتن آرمه بار مرده کف برابر  $5.5 \text{ kN/m}^2$  و بار زنده کف بدون لحاظ کردن اثر تیغه برابر  $2.5 \text{ kN/m}^2$  می باشد. چنانچه وزن واحد سطح تیغه ها برابر  $1.8 \text{ kN/m}^2$  باشد و توزیع گسترده یکنواخت بار تیغه ها مدنظر باشد، مجموع بار مرده و زنده بدون توجه به بار مرده دیوارهای پیرامونی و وزن واحد طول تیرها، در حالت حدی نهایی بر تیر AB بر حسب kN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (ارتفاع تیغه ها ۳.۵ متر بوده و سقف از دال بتنی با عملکرد دوطرفه است).



۱) ۱۴۸

۲) ۱۷۰

۳) ۱۹۴

۴) ۲۰۱

گزینه ۴ (سطح سوال متوسط)

"وزن مترمربع سطح تیغه ها" کمتر از  $\frac{2 \text{ kN}}{\text{m}^2}$  می باشد و بار تیغه ها از نوع زنده و به صورت یکنواخت بر روی کف باید منظور شود.

$$81.9 \text{ kN} = 1.8 \times (3.5 \times 13) = 1.8 \times 45.5 = 81.9 \text{ kN}$$

$$\frac{\text{وزن تیغه ها}}{\text{مساحت کف}} = \frac{81.9}{64} = 1.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

• اگر بار معادل کمتر از  $1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  باشد، باید حداقل  $1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  شود.

سطح بار گیر تیر AB با توجه به دوطرفه بودن دال، یک چهارم کل سقف می باشد و بنابراین کل بار مرده و زنده وارد بر آن برابر است با:

$$\begin{aligned} AB &= (1.25q_{\text{Dead}} + 1.5q_{\text{Live}}) \times (\text{سطح بار گیر}) \\ &= \left(\frac{64}{4}\right) \times (1.25 \times 5.5 + 1.5 \times (2.5 + 1.28)) = 200.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### ۶-۵-۲ بار زنده گسترده یکنواخت

#### ۶-۵-۲ ضوابط مربوط به دیوارهای تقسیم کننده

در ساختمان های اداری و یا سایر ساختمان هایی که در آن ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم کننده و یا جابجایی آن ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم کننده بدون توجه به اینکه آن ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم کننده نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان هایی که از تیغه های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می شود، این بار را می توان حداقل به ۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع کاهش داد، مشروط بر آن که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و ملحقات آنها از ۰/۴ کیلونیوتن تجاوز نکند.

در صورتی که وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جداکننده از ۲ کیلونیوتن بیشتر باشد، وزن آن به عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال می گردد.

استثناء: اگر حداقل بار زنده از ۴ کیلونیوتن بر متر مربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده دیوار تقسیم کننده نیست.

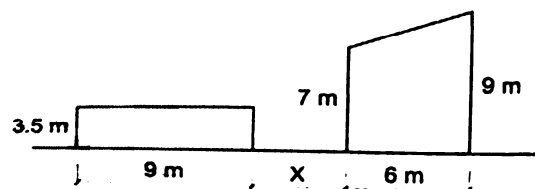
$$0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = \text{حداقل بار زنده کف} \rightarrow 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq \text{وزن متر مربع دیوار کننده تقسیم}$$

$$1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = \text{حداقل بار زنده کف} \rightarrow 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq \text{وزن متر مربع دیوار تقسیم کننده} < 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{وزن دیوار بار مرده خواهد بود} \rightarrow \text{وزن متر مربع دیوار تقسیم کننده} < 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۲۰- دو ساختمان صنعتی در مجاورت یکدیگر در شهر مریوان ساخته شده‌اند. چنانچه با در نظر گرفتن برف لغزنده، حداکثر بار برف روی بام مسطح برابر  $2.77 \text{ kN/m}^2$  باشد فاصله دو ساختمان (X) به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (برای هر دو ساختمان  $C_s=1$  است. همچنین بام شیب‌دار، لغزنده و دارای  $C_s=0.9$  بوده و بام مسطح دارای  $C_s=1$  است).



1.5 m (۱)

2.5 m (۲)

3.5 m (۳)

4.5 m (۴)

گزینه ۲ (سطح سوال متوسط)

ابتدا باید  $P_r$  محاسبه شود:

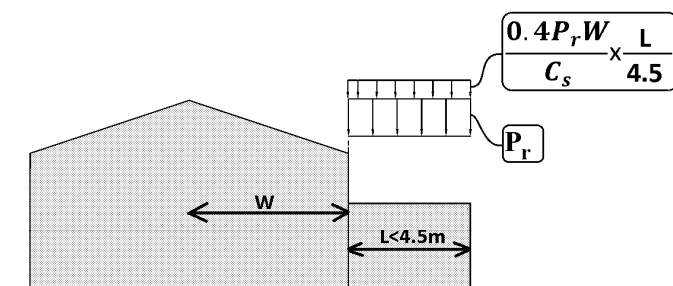
$$P_{r \text{ مسطح}} = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 2 = 1.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{r \text{ شیب}} = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g = 0.7 \times C_s \times 1 \times 0.9 \times 1 \times 2 = 1.26 C_s \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

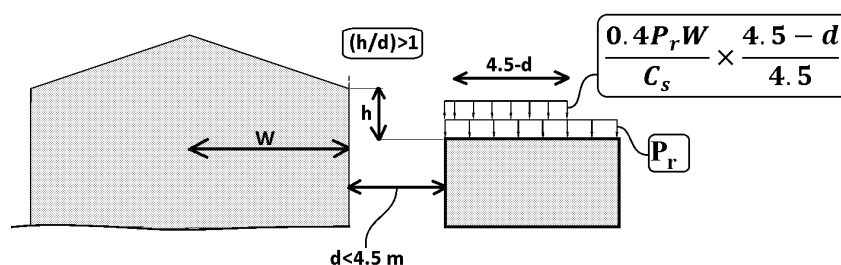
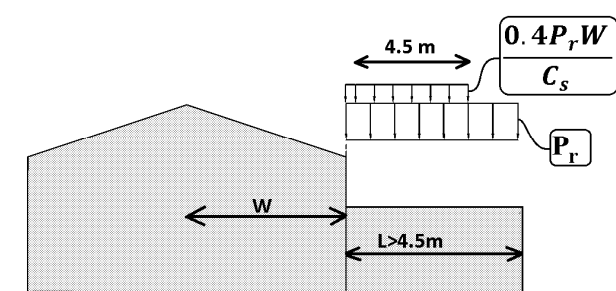
$$2.77 = P_{r \text{ مسطح}} + \frac{0.4 P_{r \text{ شیب}} \times 6}{C_s} \times \frac{4.5 - x}{4.5} \rightarrow 2.77 = 1.4 + 3.024 \times \frac{4.5 - x}{4.5} \rightarrow x = 2.46$$

#### ۶-۱۱ برف لغزنده

بار حاصل از لغزش برف از بام شیب‌دار بالاتر و ریختن آن به سقف پایین‌تر باید برای بام‌های لغزنده با شیب بیشتر از دو درصد و برای سایر بام‌های با شیب بیشتر از ۱۵ درصد باید در نظر گرفته شود. مقدار کل بار بر واحد طول در مجاورت لبه پایین بام بالاتر برابر  $0.4 P_r W / C_s$  بر روی بام پایین در نظر گرفته می‌شود.  $W$ ، فاصله افقی لبه پایین تا خطالرأس سقف شیب‌دار بالاتر است. این بار بطور یکنواخت از بر لبه پایین بام بالاتر تا فاصله  $4.5$  متر از آن بر روی بام پایین به صورت نواری توزیع می‌شود. اگر عرض بام پایینی کمتر از  $4.5$  متر باشد، مقدار بار به نسبت عرض بام بر  $4.5$  متر کاهش می‌یابد.



برای دو سازه جدا، بار برف لغزنده در صورتی در نظر گرفته می‌شود که  $h/d > 1$  و  $d < 4.5$  متر باشد، عرض نوار بار برف لغزیده بر روی بام پایین‌تر برابر  $4.5 - d$  متر بوده و مقدار بار برف بر واحد طول نوار برابر  $0.4 P_r W \left[ \frac{(4.5 - d)}{4.5 C_s} \right]$  در نظر گرفته خواهد شد. اگر اختلاف تراز لبه پایین سقف شیب‌دار با سقف پایین کم باشد به طوری که برف روی بام پایین باعث کاهش لغزش برف از بام بالاتر گردد می‌توان مقدار برف لغزیده شده را کمتر در نظر گرفت. بار برف لغزنده به بار متوازن اضافه می‌شود و اثر آن به صورت همزمان با برف نامتوازن، انباشتی برف، بارگذاری جزیی برف و اثر باران به برف در نظر گرفته نمی‌شود.



۲۱- در یک ساختمان مسکونی قسمتی از ساختمان به عنوان بالکن استفاده می شود. این بالکن در مجاورت راهروی طبقه دوم این ساختمان قرار دارد. اگر بار زنده این راهرو ۴ کیلونیوتن بر مترمربع باشد، حداقل بار زنده گسترده یکنواخت روی بالکن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

- (۱) ۲ کیلونیوتن بر مترمربع
  - (۲) ۴ کیلونیوتن بر مترمربع
  - (۳) ۵ کیلونیوتن بر مترمربع
  - (۴) ۶ کیلونیوتن بر مترمربع
- گزینه ۳ (سطح سوال متوسط)

- دقت شود که در این سوال ابهام وجود دارد. طبق متن آیین نامه بار زنده بالکن ۱.۵ برابر بار زنده "اتاقهای" متصل به آن باید منظور شود. در این سوال اشاره شده که بالکن در مجاورت راهرو قرار دارد و احتمالاً استنباط طراح سوال این بوده که مطابق رابطه زیر بار زنده بالکن ۱.۵ برابر بار زنده راهرو منظور شود.

$$\text{بار زنده بالکن} = \text{Min} \left( \begin{matrix} 5 \frac{kN}{m^2} \\ \text{بار زنده کف اتاق متصل به آن} \times 1.5 \end{matrix} \right) = \text{Min} \left( \begin{matrix} 5 \frac{kN}{m^2} \\ 1.5 \times 4 \end{matrix} \right) = 5 \frac{kN}{m^2}$$

جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت  $L_o$  و بار زنده متمرکز کفها

۶-۳	بالکنها	۱٫۵ برابر بار زنده کف اتاقهای متصل به آنها. لازم نیست بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.
-----	---------	---

- با توجه به متن مربوط به ASCE7-2016 افزایش ۱.۵ برابری بار زنده شامل راهرو هم می شود. و از این جهت ایرادی به متن سوال وارد نیست.

Table 4.3-1 Minimum Uniformly Distributed Live Loads,  $L_o$ , and Minimum Concentrated Live Loads

Occupancy or Use	Uniform, $L_o$ psf (kN/m <sup>2</sup> )	Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Multiple-Story Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Concentrated $I_b$ (kN)	Also See Section
Balconies and decks	1.5 times the live load for the area served. Not required to exceed 100 psf (4.79 kN/m <sup>2</sup> )	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۲۲- برای تحلیل پی‌های انعطاف‌پذیر و به‌دست آوردن تنش زیر پی، استفاده از کدام یک از روش‌های زیر قابل توصیه است؟

۱) مدل‌سازی خاک به صورت فنر با رفتار فشاری تنها به نحوی که سختی فنرها در لبه‌ها بیش از سختی آن‌ها در قسمت‌های میانی باشد.

۲) مدل‌سازی خاک به صورت فنر با رفتار کششی و فشاری به نحوی که سختی فنرها در لبه‌ها بیش از سختی آن‌ها در قسمت‌های میانی باشد.

۳) مدل‌سازی خاک به صورت فنر با رفتار کششی و فشاری و با سختی یکسان در تمام سطح پی

۴) مدل‌سازی خاک به صورت فنر با رفتار فشاری تنها و با سختی یکسان در تمام سطح پی

گزینه ۱ (سطح سوال آسان)

توجه شود که خاک سختی کششی ناچیزی دارد و در محاسبات از سختی و مقاومت خاک در کشش صرف نظر می‌شود. تمامی آزمایشات و محاسبات مربوط به  $K$  در مورد خاک مربوط به فشار در خاک می‌باشد.

#### ۶-۴-۷ پی‌های انعطاف‌پذیر

۶-۴-۷-۱ برای تحلیل پی‌های انعطاف‌پذیر و به دست آوردن تنش زیر پی نمی‌توان از فرض توزیع خطی تنش در زیر پی استفاده کرد.

۶-۴-۷-۲ برای تحلیل سازه پی انعطاف‌پذیر می‌توان خاک را به صورت فنر ( $K_s$ ) شبیه سازی کرد اما لازم است به نکات ذیل توجه شود:

الف- مقدار  $K_s$  از آزمایش‌های معتبری مثل بارگذاری صفحه و یا آزمایش فشارسنج با اصلاحات لازم به دست آید.

ب- انتخاب مقدار یکنواخت برای  $K_s$  در تمام سطح زیر پی صحیح نمی‌باشد و متناسب با نشست اتفاق افتاده باید تغییر کند و افزایش سختی در لبه‌ها توصیه می‌شود.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

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

۲)  $20 \text{ kN/m}$

۱)  $80 \text{ kN/m}$

۴)  $13 \text{ kN/m}$

۳)  $31 \text{ kN/m}$

گزینه ۱ (سطح سوال آسان)

نیروی وارده باید با ضریب اطمینان ۲ کمتر از مقاومت دیوار در برابر لغزش باشد:

$$80 \frac{kN}{m} > \text{نیروی مقاوم خاک} \rightarrow \left( \text{نیروی مقاوم خاک} + 160 \right) \frac{1}{2} < 120$$

### ۷-۵-۵ روش‌های طراحی سازه‌های نگهدارنده

#### ۷-۵-۵-۱ تنش مجاز

حداقل ضرایب اطمینان برای انواع سازه‌های نگهدارنده در زیر ارائه شده است.

#### ۷-۵-۵-۱-۱ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی

مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای این گونه دیوارها در جدول ۷-۵-۳ آمده است.

جدول ۷-۵-۳ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی

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

۱) در این دیوارها برآیند بار قائم در تراز پی باید در  $0.33$  میانی پی باشد یعنی حداکثر خروج از مرکزیت در تراز کف پی  $0.16$  است و هیچ قسمت از پی به کشش نیفتد. خروج از مرکزیت در سایر ترازها برای دیوارهای وزنی متشکل از قطعات بلوک بتنی کافی است از  $0.25$  بیشتر نشود، یعنی بخش کوچکی از پی به کشش بیفتد.

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

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

۱) بار کششی 250 kN و فشاری 1250 kN

۲) بار کششی 455 kN و فشاری 2273 kN

۳) بار کششی 334 kN و فشاری 1667 kN

۴) بار کششی 400 kN و فشاری 2000 kN

گزینه ۱ (سطح سوال آسان)

$$\text{بار کششی مجاز} = \frac{1000}{4} = 250$$

$$\text{بار فشاری مجاز} = \frac{5000}{4} = 1250$$

۷-۶-۷ بار مجاز طراحی شمع‌ها

۷-۶-۷-۱ روش تنش مجاز

۷-۶-۷-۱-۲ از تقسیم بار نهائی (Q<sub>ult</sub>) حاصله از هر یک از روشهای بند ۷-۶-۴-۱ بر ضریب اطمینان، بار مجاز (Q<sub>allow</sub>) حاصل می‌گردد (رابطه ۷-۶-۹). در روش تنش مجاز، Q<sub>allow</sub> در واقع R<sub>c</sub>، R<sub>t</sub> و R<sub>tr</sub> به ترتیب در شمع تحت بارهای فشاری، کششی و جانبی است.

$$Q_{allow} = \frac{Q_{ult}}{F.S.} \quad (۷-۶-۹)$$

۷-۶-۷-۱-۴ ضریب اطمینان شمع در وضعیت استاتیکی نباید از مقادیر جدول ۷-۶-۱ کمتر باشد. همچنین باید توجه داشت که مقدار نشست کل، دوران و اختلاف نشست نباید از مقادیر مجاز بهره‌برداری بیشتر شود. برای انتخاب ضریب اطمینان در شرایط لرزه‌ای می‌توان به آئین‌نامه‌های معتبر دیگر مراجعه کرد.

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

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

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری	ضریب اطمینان (F.S.)
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	۳
		۴
	آزمایش نفوذ مخروط	
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)	
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	
جانبی	فقط روش تحلیلی	
	آزمایش استاتیک (جانبی)	

**۲۵- در کدام یک از گزینه‌های زیر، مدل‌سازی خاک با فنر به تنهایی قابل قبول نیست؟**

- ۱) تحلیل سازه شالوده‌های گسترده انعطاف پذیر
  - ۲) تحلیل سازه شالوده‌های نواری متعامد (شبکه‌ای) انعطاف پذیر
  - ۳) تحلیل نیروها در گروه شمع با لحاظ نمودن ضرایب اندرکنش بین فنرها، در ساختمان‌های با اهمیت متوسط پنج طبقه
  - ۴) محاسبه نهایی نشست گروه شمع
- گزینه ۴ (سطح سوال متوسط)

۷-۶-۶ گروه شمع

۷-۶-۶-۲ نشست گروه شمع

نشست گروه شمع با توجه به نکات زیر تعیین گردد.

۷-۶-۶-۱-۲ تخمین اولیه نشست گروه شمع را می‌توان با فرض پی گسترده معادل تخمین زد.

عمق پی گسترده معادل باید با توجه به نسبت باربری نوک و جدار شمع تعیین گردد.

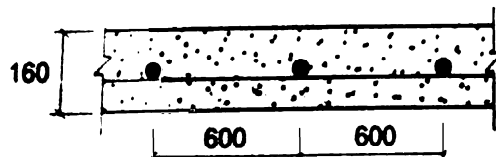
۷-۶-۶-۲-۲ محاسبه نهایی نشست گروه شمع با مدلسازی خاک با فنر (مدل وینکلر) قابل قبول

نیست، زیرا این روش برای محاسبه نشست دقت ندارد. باید تحلیل گروه شمع با لحاظ نمودن

اندرکنش‌های مختلف بین شمع، خاک و سرشمع انجام گیرد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۲۶- در یک ساختمان بنایی مسلح واقع در شهر کرج، اگر برای میلگردهای قائم دیوار از  $\Phi 14@600$  استفاده شود، کدام یک از آرماتورهای زیر می تواند به عنوان حداقل آرماتور افقی مورد نیاز دیوار مورد استفاده قرار گیرد؟ (اندازه ها در شکل به میلی متر است).



۱)  $\Phi 10@500$  mm

۲)  $\Phi 10@600$  mm

۳)  $\Phi 10@800$  mm

۴)  $\Phi 10@700$  mm

گزینه ۴ (سطح سوال سخت)

اگر فاصله میلگردهای افقی از هم را برابر  $x$  فرض کنیم:

$$\left. \begin{array}{l} \varphi 14 = 154 \text{ mm}^2 \\ \varphi 10 = 78.5 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \frac{154}{600 \times 160} + \frac{78.5}{x \times 160} > 0.002 \rightarrow x < 1239 \text{ mm} \\ \frac{78.5}{x \times 160} > 0.0007 \rightarrow x < 701 \text{ mm} \end{array}$$

## ۴-۸ ساختمان های بنایی مسلح

۴-۸-۵ ضوابط ویژه برای مناطق با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد

۴-۸-۳ میلگرد گذاری دیوار

کلیه دیوارها باید بطور افقی و قائم میلگرد گذاری شوند. مجموع مساحت میلگردهای افقی و عمودی باید حداقل  $\boxed{0.002}$  برابر مساحت کل مقطع عرضی دیوار باشد. حداقل مساحت میلگرد در هر جهت نباید کمتر از  $\boxed{0.0007}$  برابر مساحت کل مقطع عرضی دیوار باشد. فواصل میلگردها نباید از  $1/2$  متر تجاوز کند و قطر میلگرد نباید از ۱۰ میلی متر کمتر باشد (به غیر از میلگرد بستر که ممکن است به عنوان تمام یا بخشی از حداقل میلگرد مورد نیاز، در نظر گرفته شود). میلگردها باید در اطراف گوشه های دیوار و در محل تقاطع دیوارها به صورت پیوسته قرار داده شوند، مگر اینکه دیوارهای متقاطع از یکدیگر جدا باشند. فقط میلگردهای افقی که در دیوار یا عضو بصورت پیوسته قرار دارند می بایست در محاسبه سطح میلگرد افقی منظور گردند.

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

۱) 130

۲) 140

۳) 150

۴) 160

گزینه ۳ (سطح سوال سخت)

با توجه به بند زیر برای قرار گیری بلوک سیمانی از هر طرف تیرچه باید به اندازه 20 mm پاشنه داشته باشیم

### ۲-۸ مشخصات مصالح و کنترل کیفیت

۲-۲-۸ مصالح ساختمانی

۲-۲-۴ واحد مصالح بنایی

۲-۲-۴-۲ بلوک سیمانی

ب) بلوک‌های سقفی

ضخامت تیغه‌های بلوک سقفی باید حداقل ۱۵ میلی‌متر و عرض تکیه‌گاه بلوک سقفی بر روی تیرچه دست کم ۲۰ میلی‌متر باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

**۲۸- انبار کشاورزی ساخته شده با مصالح بنایی مسلح در شهر کرمان را در نظر بگیرید. این انبار دارای ستونی مربع شکل به ابعاد  $300 \times 300$  mm و ارتفاع آزاد  $2.9$  m می باشد. برای ستون های این انبار دو طبقه کدام گزینه صحیح می باشد؟**

- (۱) فاصله آزاد میان میلگردهای طولی باید مساوی یا بیشتر از  $1.5$  برابر قطر اسمی میلگرد و بر مساوی یا بیشتر از  $38$  mm باشد.
- (۲) فاصله میلگردهای عرضی ستون در بواحی بحرانی باید بیش از  $200$  mm باشد.
- (۳) طول قسمت بحرانی در بالا و پائین ستون می تواند کمتر از  $450$  mm باشد.
- (۴) میلگرد طولی در ستون می تواند تا  $5$  درصد باشد.

گزینه ۱ صحیح است (سطح سوال سخت)

- گزینه ۲: ناحیه بحرانی تنها برای سازه هایی منظور می شود که با بند ۸-۴-۵ طراحی میشوند. برای سازه هایی که بر اساس بند ۸-۴-۴ طراحی می شوند، ناحیه بحرانی تعریف نشده است. بنابراین گزینه ۲ نادرست است.
- گزینه ۳: طول قسمت بحرانی تنها برای سازه هایی منظور می شود که با بند ۸-۴-۵ طراحی میشوند موضوعیت دارد. برای این سازه ها ناحیه بحرانی تعریف نشده است. بنابراین گزینه ۳ نادرست است.
- گزینه ۴: حداکثر درصد میلگرد طولی طبق بند زیر ۴ درصد می باشد. بنابراین گزینه ۴ نادرست است.

**۸-۴-۵ ضوابط ویژه برای مناطق با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد**

برای این مناطق علاوه بر ضوابط بند ۸-۴-۴، ضوابط این بند نیز باید تأمین شود. ساختمان های یک یا دو طبقه با اهمیت کم که در مناطق با خطر نسبی زلزله زیاد واقع شده اند از این قاعده مستثنی هستند.

**۸-۴-۴ ضوابط جزئیات مسلح کردن برای مناطق با خطر نسبی متوسط**

**۸-۴-۴-۱ میلگردگذاری ستون ها**

در این ساختمان ها ستون ها باید مطابق بند ۸-۴-۳-۷ میلگردگذاری شوند.

**۸-۴-۳-۷ ضوابط میلگردها در ستون و جرز**

بایستی حداقل چهار میلگرد طولی، در هر گوشه ستون و جرز، مطابق با موارد زیر تعبیه شود:

- ۱- درصد میلگرد طولی در ستون ها و جرزها نبایستی کمتر از  $0.15$  درصد و بیشتر از  $4$  درصد باشد.
- ۲- فاصله آزاد میان میلگردهای طولی نباید کمتر از  $1/5$  برابر قطر اسمی میلگرد و نیز کمتر از  $38$  میلی متر باشد.

## ۲۹- در ساختمان اجرای با کلاف و با سقف تیرچه بلوک کدام مورد صحیح نیست؟

- ۱) تیرچه‌های سقف به‌طور مناسب به کلاف‌های افقی متصل شوند.
  - ۲) پوشش بتن روی بلوک‌ها 60 میلی‌متر باشد.
  - ۳) در تیرچه‌ها برای دهانه‌های بیش از 4 متر از کلاف عرضی استفاده شود.
  - ۴) در بتن پوششی سقف از آرماتور با فاصله 300 میلی‌متر استفاده شود.
- گزینه ۴ (سطح سوال متوسط)

توجه شود که در گزینه ۲ پوشش بتن روی بلوک‌ها باید حداقل "۵۰" میلی‌متر باشد. بنابراین 60mm بتن رویه نادرست نمی باشد ولی با توجه به اینکه در گزینه معمولاً حداقل‌های این نامه قید می شود، بهتر بود در گزینه ۲ به جای 60mm مقدار 50 mm بیان می شد.

### ۸-۵ ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف

#### ۸-۵-۵ طرح و اجرا

#### ۸-۵-۵-۱۱ سقف

#### ب) سقف‌های تیرچه بلوک

- ۱- تیرچه‌های سقف به نحو مناسبی به کلاف افقی متصل شوند.
- ۲- میلگرد مورد استفاده در بتن پوشش سقف حداقل به قطر ۶ میلی‌متر به فواصل حداکثر ۲۵۰ میلی‌متر در جهت عمود بر تیرچه‌ها، قرار داده شود.
- ۳- پوشش بتن روی بلوک‌ها حداقل دارای ۵۰ میلی‌متر ضخامت باشد.
- ۴- در صورت تجاوز دهانه تیرچه‌ها از ۴ متر، تیرچه‌ها به وسیله کلاف عرضی که عرض مقطع آن حداقل ۱۰۰ میلی‌متر باشد به هم متصل شوند. این کلاف باید دارای حداقل ۲ میلگرد آجدار سراسری به قطر ۱۰ میلی‌متر (یکی در بالا و یکی در پایین مقطع کلاف) باشد.
- ۵- در صورت وجود طره در سقف، لازم است حداقل به اندازه میلگردهای پایین در بالا و به طول حداقل ۱/۵ متر تعبیه شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

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

(۱)  $200 \text{ kN}$

(۲)  $250 \text{ kN}$

(۳)  $300 \text{ kN}$

(۴)  $400 \text{ kN}$

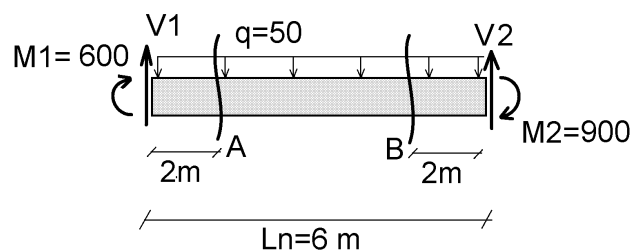
گزینه ۳ (سطح سوال متوسط)

با توجه به اینکه برش حاصل از بار ثقلی برابر  $\frac{q_u L_n}{2} = 150 \text{ kN}$  می باشد، نتیجه می شود که بار گسترده ضریب دار تیر برابر  $q_u = 150 \times \frac{2}{6} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  می باشد. طبق متن سوال نیروهای شکل زیر به تیر وارد می شود. با استفاده از روابط استاتیک باید برش در فاصله ۲ متری تیر محاسبه شود. برای این منظور باید مقادیر  $V_1$  و  $V_2$  محاسبه شود.

$$\begin{aligned} \text{لنگر گیری حول راست تیر} \rightarrow V_1 \times L_n + M_1 + M_2 - \frac{q L_n^2}{2} &= 0 \\ \rightarrow V_1 &= -\frac{M_1 + M_2}{L_n} + \frac{q L_n}{2} = -\frac{600 + 900}{6} + \frac{50 \times 6}{2} = -100 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_A = V_1 - q \times 2 = -100 - 50 \times 2 = -200 \text{ kN}$$

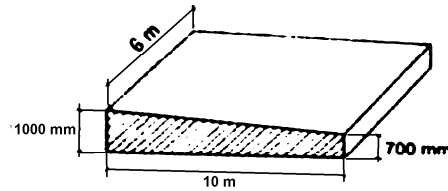
$$\rightarrow V_B = V_1 - q \times 4 = -100 - 50 \times 4 = -300 \text{ kN}$$





کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

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



- (۱) ۸۵۰ میلی‌متر مربع بر متر طول  
(۲) ۱۷۰۰ میلی‌متر مربع بر متر طول  
(۳) ۲۵۰۰ میلی‌متر مربع بر متر طول  
(۴) ۳۰۰۰ میلی‌متر مربع بر متر طول

گزینه ۲ (سطح سوال با توجه به جدید بودن آن سخت)

$$\rho = \frac{0.16\sqrt{0.65 \times 30}}{0.85 \times 400} = 0.00208$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ضخامت معادل} &= \frac{1000 + 700}{2} = 850 \text{ mm} \end{aligned} \right\}$$

$$A_s = \rho \times (t \times 1000) = 0.00208 \times (850 \times 1000) = 1768 \text{ mm}^2$$

افت و حرارت در متر طول

#### ۹-۲۰-۸ آرماتورهای حرارت و جمع‌شدگی در شالوده‌ها

۹-۲۰-۸-۴ در شالوده‌های با ضخامت متغیر، می‌توان ضخامت را برای محاسبه حداقل مقدار آرماتور کششی حرارت و جمع‌شدگی برابر با ضخامت شالوده فرضی هم حجم آن اختیار کرد.

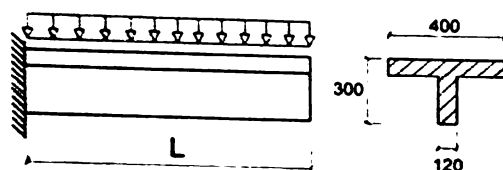
۹-۲۰-۸-۱ نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای شالوده‌های به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلیمتر نباید از مقدار بدست آمده از رابطه ۹-۱۸-۲ کمتر اختیار شود.

$$\frac{0.16\sqrt{f_{cd}}}{f_{yd}}$$

(۹-۱۸-۲)

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehas

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



۱) 231 میلی‌متر مربع یا 1.33 برابر آرماتور کششی لازم ناشی از خمش، هر کدام کمتر است.  
۲) 220 میلی‌متر مربع یا 1.33 برابر آرماتور کششی لازم ناشی از خمش، هر کدام کمتر است.  
۳) 115.5 میلی‌متر مربع یا 1.33 برابر آرماتور کششی لازم ناشی از خمش، هر کدام کمتر است.

۴) 385 میلی‌متر مربع یا 1.33 برابر آرماتور کششی لازم ناشی از خمش، هر کدام کمتر است.

گزینه ۱ (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان)

$$\frac{A_s}{bd} > \rho_{min} \rightarrow \frac{A_s}{Min(2 \times 120, 400) \times 275} > Min \left[ \begin{array}{l} Max \left( \frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right) \\ 1.33 \times \left( \rho_{محاسباتی} \right) \end{array} \right]$$

$$\rightarrow \frac{A_s}{240 \times 275} > Min \left[ \begin{array}{l} 0.0035 \\ 1.33 \times \left( \rho_{محاسباتی} \right) \end{array} \right] \rightarrow A_s > Min \left[ \begin{array}{l} 231 \\ 1.33 \times \left( \rho_{محاسباتی} \right) \times 66000 \end{array} \right]$$

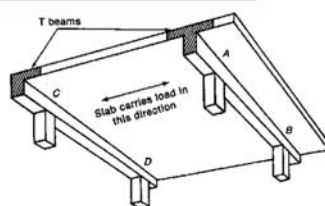
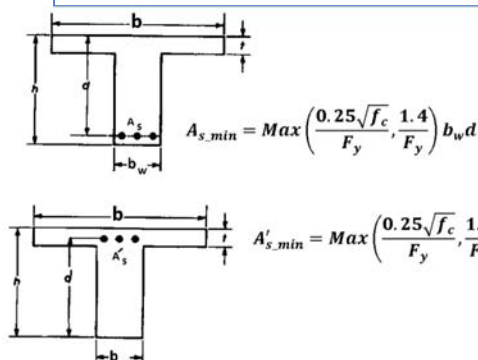
#### ۲-۵-۱۴-۹ حداقل مقدار آرماتور کششی

۲-۵-۱۴-۹ در هر مقطع از قطعات میل‌های تحت خمش (به جز موارد مندرج در بند ۳-۲-۵-۱۴-۹) مقدار آرماتور به کار رفته در مقطع،  $A_s$ ، باید به گونه‌ای باشد که رابطه (۷-۱۴-۹) برقرار باشد:

$$\rho \geq \max \left( \frac{1/4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} \right) \quad (۷-۱۴-۹)$$

۲-۵-۱۴-۹ در تیرهای با مقطع T شکل و تیرچه‌هایی که در آنها جان مقطع در کشش قرار دارد،  $\rho$ ، به دست آمده از بند ۱-۲-۵-۱۴-۹ متناظر با سطح مقطع مؤثر  $A_e = b_w d$  می‌باشد. در اعضای معین استاتیکی با مقطع T شکل که بال مقطع در کشش می‌باشد مقدار بدست آمده از بند ۱-۲-۵-۱۴-۹ متناظر با سطح مقطع مؤثر،  $A_e$ ، که بر اساس جایگزینی  $b_w$  با کمترین دو مقدار  $2b_w$  و عرض‌بال، محاسبه شده باشد، خواهد بود.

۳-۱۴-۹ در صورتی که سطح مقطع فولاد کششی محاسبه شده با فرضیات بند ۳-۱۴-۹ کمتر از مقادیر حاصل از بند ۱-۲-۵-۱۴-۹ و ۲-۵-۱۴-۹ باشد، در همه حالات شکل‌پذیری، قرار دادن ۱/۳ برابر مقدار حاصل از محاسبه به عنوان فولاد کششی مقطع کافی می‌باشد.



۳۳ - دال بتن مسلح یک طرفه با تکیه‌گاه‌های ساده و به ضخامت ۲۰۰ میلی‌متر از بتن رده C25 ساخته شده است. علاوه بر بار ناشی از وزن، حدوداً به ازای چه میزان بار گسترده یکنواخت اضافی بر روی دال بر حسب  $kN/m^2$  مقطع از نظر خمش ترک‌خورده محسوب می‌شود؟ (دهانه مؤثر تیر ۴ متر بوده و از بتن معمولی استفاده شده است. همچنین مقدار مدول گسیختگی بتن را برابر ۳ مگاپاسکال در نظر بگیرید).

۱۰ (۲)

۲ (۱)

۳ (۴)

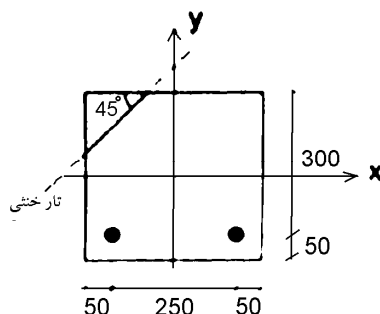
۵ (۳)

گزینه ۳ (سطح سوال متوسط)

اگر لنگر ناشی از بارها (مرده و زنده بدون ضریب) بیش از لنگر ترک خوردگی باشد، مقطع ترک می‌خورد. وزن مترمربع مرده بتن برابر  $0.2 \times 25 = 5 \frac{kN}{m^2}$  می‌باشد بنابراین:

$$M_{D+L} > M_{cr} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{D+L} = \frac{(q)L^2}{8} = \frac{(5 + q_{\text{اضافی}})4^2}{8} = 10 + 2q_{\text{اضافی}} \quad kN.m \\ M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{3 \times \left( \frac{1000 \times 200^3}{12} \right)}{100} = 20 \times 10^6 N.mm = 20 kN.m \end{array} \right\} \quad 10 + 2q > 20 \quad q > 5 \frac{kN}{m^2}$$

۳۴- اگر تیر بتن مسلح شکل زیر با بتن درجا از بتن رده C40 و فولاد رده S400 تحت اثر خمشی دو محوره قرار بگیرد به طوری که محور خمشی به موازات قطر مقطع باشد، مقدار مؤلفه‌های لنگر خمشی مقاوم، حول محور x و حول محور y به ترتیب بر حسب  $kN.m$  به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر خواهد بود؟ (قطر آرماتورها برابر 20 میلی‌متر بوده و اندازه‌ها در شکل به میلی‌متر است).



(۱) 17, 44

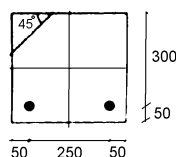
(۲) 34, 34

(۳) 15, 49

(۴) 41, 35

پاسخ در گزینه موجود نیست (سطح سوال به علت جدید بودن آن سخت)

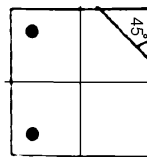
روش تقریبی: با توجه به درصد پایین میلگرد استفاده شده، بارزوی خمشی را می‌توان تقریباً برابر 0.9d در نظر گرفت.



$$M_x = A_s F_{yd} Z$$

$$= (615)(0.85 \times 400)(0.9 \times 300)$$

$$= 57.6 \text{ kN.m}$$



$$M_y = A_s F_{yd} Z$$

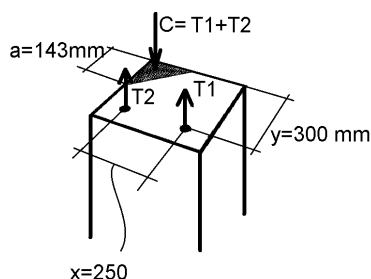
$$= (314)(0.85 \times 400)(0.9 \times 300)$$

$$= 28.8 \text{ kN.m}$$

روش دقیق:

جهت محاسبه لنگر مقاوم مقطع باید مقدار a در شکل بدست آید. با فرض اینکه میلگرد ها به تسلیم برسند داریم مقدار a باید چنان باشد که مقدار فشار برابر 214 kN بدست آید:

$$\left\{ \begin{array}{l} C = \frac{a^2}{2} \times \alpha f_{cd} = \frac{a^2}{2} \times 0.8 \times 0.65 \times 40 = 10.4a^2 \\ T1 + T2 = A_s F_{yd} = 2 \times 314 \times 0.85 \times 400 = 213500 \text{ N} \end{array} \right\} C = T1 + T2 \rightarrow a = 143 \text{ mm}$$



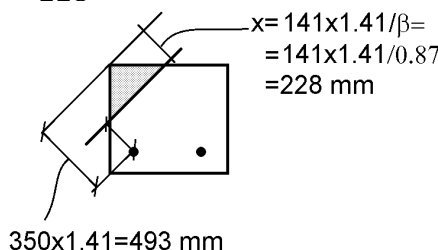
$$M_x = (T1 + T2) \times \left(300 - \frac{a}{3}\right) = (213.5 \text{ kN}) \times \left(300 - \frac{143}{3}\right) = 53.8 \text{ kN.m}$$

$$M_y = (T1) \times \left(300 - \frac{a}{3}\right) + (T2) \times \left(50 - \frac{a}{3}\right)$$

$$= (106.75 \text{ kN}) \times \left(300 - \frac{143}{3}\right) + (106.75 \text{ kN}) \times \left(50 - \frac{143}{3}\right) = 27.18 \text{ kN.m}$$

کنترل تسلیم شدن میلگردها:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{493 - 228}{228} \times 0.0035 = 0.004 > 0.002 \text{ OK}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

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

۱) 0.025

۲) 0.024

۳) 0.022

۴) 0.021

گزینه ۴؟ پاسخ 0.0164 می باشد (سطح سوال آسان)

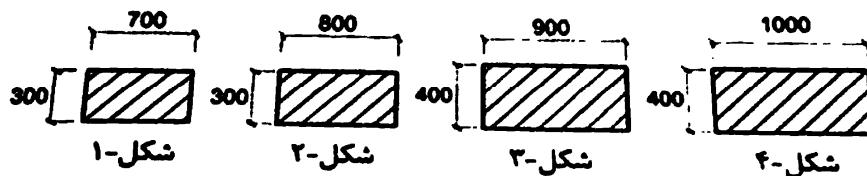
پاسخ در گزینه ها نیست. روابط مربوط به محاسبه درصد حداکثر میلگرد در اصلاحیه تغییر کرده است. احتمالاً طراح این تغییر را منظور نکرده است. دو سال پیش هم مشابه همین تست طراح درصد حداکثر میلگرد را خواسته بود که پاسخ در گزینه نبود و به یاد دارم که تست حذف گردید.

$$\rho_{max} = \alpha \beta \frac{f'_{cd}}{F_{yd}} \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0.004} \right) = 0.81 \times 0.9 \frac{0.65 \times 25}{0.85 \times 400} \left( \frac{0.0035}{0.0035 + 0.004} \right) = 0.0164$$

$$\rho_{bal} = \alpha \beta \frac{f'_{cd}}{F_{yd}} \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{F_y}{E_s}} \right) = 0.81 \times 0.9 \frac{0.65 \times 25}{0.85 \times 400} \left( \frac{0.0035}{0.0035 + 0.002} \right) = 0.0224$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۳۶- برای طراحی یک ستون بتنی به طول آزاد ۴ متر در قاب خمشی ویژه که بار محوری فشاری آن در همه گزینه‌ها بیش از ۳۰ درصد سهم بتن از حداکثر نیروی محوری مقاوم مقطع است، کدام یک از مقاطع زیر را نمی‌توان استفاده نمود؟ (در شکل اندازه‌ها به میلی‌متر است).



شکل ۱- ۲- شکل

۱- شکل

۴- شکل

۳- شکل

گزینه ۲ (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان می‌باشد).

مطابق بند زیر عرض مقطع نباید کمتر از ۰.۴ بعد بزرگتر مقطع باشد. در گزینه ۲ عرض مقطع باید حداقل  $0.4 \times 800 = 320 \text{ mm}$  باشد.

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۹-۲۳-۴-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۴-۲-۱-۱ در این اعضاء محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از چهار دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضو آن در اعضایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو

انتها در دو جهت خم می‌شوند، نباید کمتر از  $\frac{1}{16}$  و در اعضای طره‌ای نباید کمتر از  $\frac{1}{10}$  باشد.

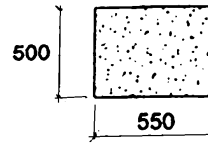
کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۳۷- در یک مقطع از یک تیر بتنی لازم است میلگردهای خمشی ( $A_s$ ) و میلگردهای طولی پیچشی ( $A_e$ ) تامین شود. کدام یک از آرماتورگذاری‌های زیر جوابگوی نیاز مقطع می‌باشد؟ (پوشش بتن بر روی آرماتورهای طولی برابر ۶۰ میلی‌متر بوده و در شکل ابعاد به میلی‌متر است).

$$A_{s-req}^- = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_e = 600 \text{ mm}^2$$

$$A_{s-req}^+ = 700 \text{ mm}^2$$



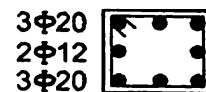
شکل-۱



شکل-۲



شکل-۳



شکل-۴

(۲) شکل-۲

(۴) شکل-۴

(۱) شکل-۱

(۳) شکل-۳

گزینه ۱ (سطح سوال با توجه به تکراری بودن سوال آسان)

$$A_s = \begin{cases} top = 900 + \frac{600}{3} = 1100 \text{ mm}^2 \rightarrow 3\phi 22 \\ mid = \frac{600}{3} = 200 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\phi 12 \\ bot = 700 + \frac{600}{3} = 900 \text{ mm}^2 \rightarrow 3\phi 20 \end{cases}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۳۸- در یک تیر بتنی پیش کشیده، ضریب ارتجاعی آرماتورهای پیش تنیدگی برابر  $203 \text{ GPa}$  و مقاومت نهایی تضمین شده آن‌ها برابر  $1600 \text{ MPa}$  می‌باشد و فولاد پیش تنیدگی با وادادگی کم می‌باشد. در زمان جک زدن، آرماتورها به میزان  $0.75$  مقاومت نهایی خودشان، تحت اثر کشش قرار می‌گیرند. در صورتی که تنش ناشی از نیروی پیش تنیدگی اولیه در مرکز ثقل مقطع عضو برابر  $15.4 \text{ MPa}$  باشد، مقدار اتلاف ناشی از وادادگی فولاد پیش تنیدگی بعد از ۴۸ ساعت از زمان کشیدن فولاد بر حسب مگاپاسکال به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (ضریب ارتجاعی کوتاه مدت بتن  $19.5 \text{ GPa}$  است و از اتلاف ناشی از اصطکاک بین کابل و غلاف و همچنین افت کششی در محل گیره صرف نظر می‌شود).

۱۷.۴ (۴)

۹.۰ (۳)

۳.۹ (۲)

۴۰.۳ (۱)

گزینه ۲ (سطح سوال سخت)

$$f_p = (0.75 \times 1600) - (\Delta_{\pm} + \Delta_{\pm} + \Delta_3) = (1200) - \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cg} = (1200) - \frac{203}{19.5} 15.4 = 1039 \text{ MPa}$$

$$\Delta_p = (1039) \frac{\log 48}{45} \left( \frac{1039}{1600} - 0.55 \right) = 3.88 \text{ MPa}$$

شکل زیر مربوط به جزوه بتن می باشد:

۹-۲۴-۴-۳ اتلاف ناشی از وادادگی فولاد پیش تنیدگی

مقدار اتلاف ناشی از وادادگی فولاد پیش تنیدگی که در حقیقت کاهش کشش کابل در اثر تغییر شکل‌های تابع زمان می‌باشد، از رابطه (۹-۲۴-۱۵) محاسبه می‌شود:

$$\Delta_p = f_p \frac{\log t}{10} \left( \frac{f_p}{f_{pu}} - 0.55 \right) \quad (9-24-15)$$

تنش پیش تنیدگی در کابل پس از افت‌های کوتاه مدت، مگاپاسکال

مقاومت نهایی تضمین شده آرماتور پیش تنیدگی، مگاپاسکال

در این رابطه  $t$ ، زمان سپری شده پس از کشیدن فولاد بر حسب ساعت می‌باشد و  $f_p$ ، تنش پیش تنیدگی پس از اتلاف‌های کوتاه مدت است که از رابطه (۹-۲۴-۱۶) به دست می‌آید:

$$f_p = f_{pi} - (\Delta_1 + \Delta_r + \Delta_p) \quad (9-24-16)$$

تنش در کابل در محل جک و زمان جک زدن، مگاپاسکال

در فولاد با وادادگی کم بجای عدد ۱۰ در مخرج کسر، عدد ۴۵ قرار داده شود. برای در نظر گرفتن اثر متقابل اتلاف‌های درازمدت،  $\frac{5}{6}$  مقدار محاسباتی  $\Delta_p$  ملاک عمل قرار می‌گیرد.

۹-۲۴-۴-۳ اتلاف‌های کوتاه مدت

۹-۲۴-۴-۳-۱۱ اتلاف ناشی از اصطکاک بین کابل و غلاف  $(\Delta_1)$

۹-۲۴-۴-۳-۲ اتلاف کشش در محل گیره  $(\Delta_2)$

۹-۲۴-۴-۳ اتلاف‌های کوتاه مدت

۹-۲۴-۴-۳-۳ اتلاف ناشی از کوتاه شدن الاستیک بتن  $(\Delta_r)$

اتلاف ناشی از تغییر شکل نسبی الاستیک بتن که کوتاه شدن عضو در اثر اعمال نیروهای ناشی از پیش تنیدگی می‌باشد، در اعضای پس کشیده و پیش کشیده از روابط زیر تعیین می‌شود.

مقدار این اتلاف برای اعضای **پس کشیده** از رابطه (۹-۲۴-۱۱) به دست می‌آید:

$$\Delta_r = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cg} \quad (9-24-11)$$

$\Delta_3$  = افت ناشی از کوتاه شدن الاستیک بتن، مگاپاسکال

$E_p$  = ضریب ارتجاعی آرماتورهای پیش تنیده، مگاپاسکال

$E_{ci}$  = ضریب ارتجاعی کوتاه مدت بتن، مگاپاسکال

$f_{cg}$  = تنش ناشی از نیروی پیش تنیدگی اولیه در مرکز ثقل عضو، مگاپاسکال

و برای اعضای **پیش کشیده** از رابطه (۹-۲۴-۱۲) تعیین می‌گردد.

$$\Delta_r = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cg} \quad (9-24-12)$$

در این روابط  $f_{cg}$ ، تنش ناشی از نیروی پیش تنیدگی اولیه در مرکز ثقل عضو است.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۳۹- یک دیوار باربر بتن آرمه درجا دارای ضخامت ۲۰۰ میلی‌متر و طول ۴ متر بوده و فاصله قائم آزاد بین دو تکیه‌گاه بالا و پایین دیوار برابر ۳.۶ متر است. از چرخش دیوار در بالا و پایین آن جلوگیری شده و دیوار در مقابل حرکت جانبی مهار شده است. مقاومت محاسباتی نهایی مقطع در برابر بار محوری با استفاده از رابطه تجربی و با فرض اینکه دیوار فقط تحت اثر بار محوری فشاری باشد، برحسب  $kN$  به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقاومت فشاری مشخصه بتن ۲۵ MPa می‌باشد).

۵۷۰۰ (۴)

۵۳۶۰ (۳)

۴۹۰۰ (۲)

۴۳۶۰ (۱)

گزینه ۴ (سطح سوال با توجه به جدید بودن آن سخت)

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

### ۹-۱۹-۵ دیوارهای باربر

۹-۱۹-۵-۲ در دیوارهای با مقطع مستطیل توپر که در آنها برون محوری بار در حالت حدی نهایی مقاومت کمتر از یک ششم ضخامت دیوار است، کنترل مقاطع دیوار را در حالت حدی نهایی مقاومت می‌توان بر اساس رابطه (۹-۱۴-۲) انجام داد و مقاومت محاسباتی مقطع در برابر بار محوری،  $N_r$ ، را با رابطه تجربی (۹-۱۹-۱) محاسبه کرد:

$$N_r = 0.55 \phi_c f_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{k l_c}{32 h} \right)^2 \right] \quad (9-19-1)$$

در این رابطه مقدار  $k$  از قسمت‌های (الف) تا (پ) این بند بدست می‌آید.

الف- در دیوارهای مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آنها از چرخش در یک یا

در هر دو انتها (بالا و پایین دیوار) جلوگیری به عمل آمده باشد:

$$k = 0.8$$

ب- در دیوارهای مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آنها از چرخش در دو

انتها (بالا و پایین دیوار) جلوگیری به عمل نیامده باشد:

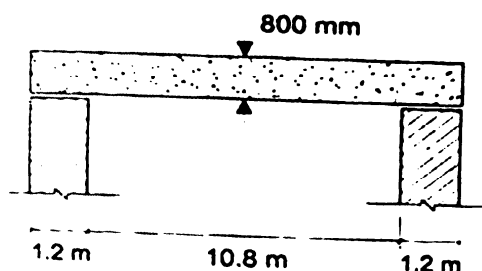
$$k = 1$$

پ- در دیوارهای مهار نشده در مقابل حرکت جانبی:

$$k = 2$$

در حالت کلی هنگامی که از رابطه (۹-۱۹-۱) استفاده نشود، روش طراحی دیوارهای باربر مانند ستون‌ها می‌باشد.

۴۰- یک تیر بتن آرمه با مقطع  $350 \times 800 \text{ mm}$  مطابق شکل به صورت ساده روی دو تکیه گاه قرار دارد. طول دهانه مؤثر تیر بر حسب متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



(۱) 10.8

(۲) 11.6

(۳) 12

(۴) 13.2

گزینه ۲ (سطح سوال با توجه به جدید بودن آن متوسط)

$$l_e = \min \left( \frac{10.8 + 1.2}{10.8 + 0.8} \right) = 11.6 \text{ m}$$

### ۱۳-۹ اصول تحلیل و طراحی

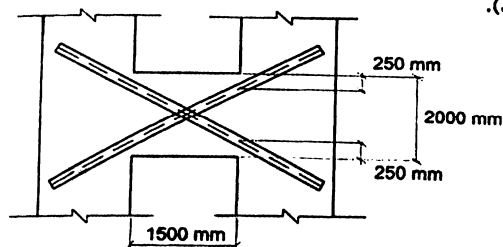
#### ۸-۱۳-۹ مشخصات هندسی

۱-۸-۱۳-۹ طول دهانه موثر برای اعضای غیریکپارچه با تکیه گاه معادل کمترین مقدار بین «فاصله محور به محور تکیه گاه» و «طول آزاد بعلاوه ارتفاع عضو» در نظر گرفته می شود. برای اعضای یکپارچه با تکیه گاه، طول دهانه موثر معادل فاصله محور به محور تکیه گاه خواهد بود. برای اعضای طره ای، این طول معادل طول آزاد آنها منظور می گردد.

۲-۸-۱۳-۹ طول دهانه آزاد بر تا بر تکیه گاه ها در امتدادی که لنگرها برای آن محاسبه می شوند، منظور می گردد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۴۱- تحلیل سازه نشان می‌دهد که لنگر خمشی نهایی ( $M_u$ ) در دو انتهای تیر همبند نشان داده شده در شکل برابر ۷۰۰ kN.m است. حداقل مساحت مقطع میلگردهای قطری مورد نیاز (در هر قطر) به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک تر است؟ (سازه با شکل پذیری زیاد فرض شده و رده بتن C25، نوع میلگرد S400 و عرض تیر همبند ۲۵۰ میلی متر است. اثر بارهای ثقلی در تحلیل بسیار ناچیز فرض شود).



۱) ۱۰۰۰ mm<sup>۲</sup>

۲) ۱۵۰۰ mm<sup>۲</sup>

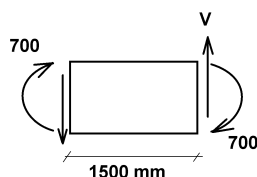
۳) ۲۰۰۰ mm<sup>۲</sup>

۴) ۲۵۰۰ mm<sup>۲</sup>

گزینه ۳ (سطح سوال متوسط)

نیروی برشی در تیر همبند ( $V_u$ ) از استاتیک بدست می آید:

$$\left( V_u = \frac{2M_u}{L} = \frac{2 \times 700}{1.5m} = 933 \text{ kN} \right) > (2A_{cv}v_c = 2 \times 250 \times 2000 \times 0.65 = 650 \text{ kN}) \left. \begin{array}{l} \text{قطری لازم است} \\ L_n < 2h \end{array} \right\} \rightarrow$$



$$\rightarrow A_{vd} = \frac{V_u}{2f_{yd}\sin\alpha} = \frac{933000}{2 \times 0.85 \times 400 \times \sin 45} = 1940$$

۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد

۳-۴-۲۳-۹ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خریاها

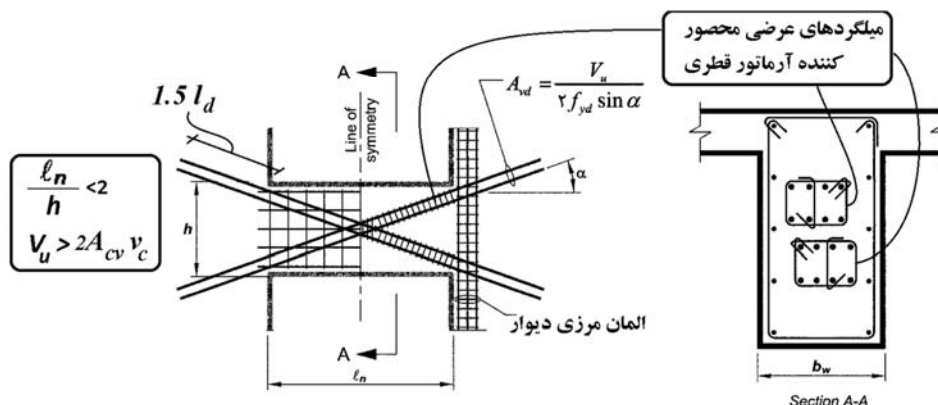
۴-۲-۴-۲۳-۹ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته

۱-۴-۳-۴-۲۳-۹ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته که در آنها نیروی برشی نهایی از  $2A_{cv}v_c$  بیشتر و نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع آنها از ۲ کمتر باشد، باید مطابق ضوابط بندهای ۲-۴-۳-۴-۲۳-۹ و ۳-۴-۳-۴-۲۳-۹ آرماتورگذاری شوند، در غیر این صورت آرماتورگذاری در این تیرها مطابق ضوابط قطعات خمشی انجام می‌شود. عرض این تیرها در هیچ حالت نباید کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۲-۴-۳-۴-۲۳-۹ مقاومت برشی در تیرهای همبند باید کلاً به وسیله آرماتورهای قطری که به صورت ضربدری و متقارن در سراسر طول تیر ادامه داشته و در دیوارهای طرفین تیر در طولی به اندازه یک و نیم برابر طول گیرایی میلگردها مهار می‌شوند، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور قطری در هر یک از شاخه‌های ضربدری از رابطه (۴-۲۳-۹) محاسبه می‌شود:

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2f_{yd}\sin\alpha} \quad (۴-۲۳-۹)$$

در این رابطه  $\alpha$  زاویه بین میلگرد قطری و محور طولی تیر است.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

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

(۱) 65 kN.m

(۲) 90 kN.m

(۳) 155 kN.m

(۴) 180 kN.m

گزینه ۴ (سطح با توجه به تکراری بودن متوسط)

لنگرهای حاصل از تحلیل سازه کم هستند و بنابراین باید قبل از تشدید کنترل شود که آیا min حاکم است یا نه:

$$M_{min} = 3850 \times (15 + 0.03 \times 600) = 127050 \text{ kN.mm} = 127 \text{ kN.m}$$

لنگرهای حاصل از تحلیل کمتر از حداقل می‌باشند و بنابراین حداقل باید منظور شود. لنگر تشدید یافته برابر است با:

$$M_c = \delta_b M_2 = 1.42 \times 127 = 180 \text{ kN.m}$$

#### ۹-۱۶-۹ حداقل برون‌محوری بار

۹-۱۶-۹-۱ در قطعات فشاری مهار شده چنانچه بار محوری و لنگر خمشی حاصل از تحلیل الاستیکی مرتبه اول چنان باشد که برون محوری بار در آنها کمتر از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۶-۱۸) باشد:

$$e_{min} = 15 + 0.03h \quad (9-16-18)$$

باید  $e_{min}$  را به عنوان برون‌محوری بار در محاسبات لنگر خمشی عضو و اثر لاغری منظور کرد. این برون‌محوری باید برای خمش حول هر دو محور اصلی مقطع، بطور جداگانه، به کار گرفته شود. در این صورت لنگر خمشی  $M_{rmin}$  از رابطه (۹-۱۶-۱۹) به دست می‌آید.

$$M_{rmin} = N_u (15 + 0.03h) \quad (9-16-19)$$

در این حالت می‌توان  $C_m$  را برابر با یک در نظر گرفته و یا بر اساس لنگر خمشی  $M_1$  و  $M_2$  در دو انتهای عضو محاسبه نمود.

#### ۹-۱۶-۸-۲ تشدید لنگر در طبقات مهار شده

در قطعات فشاری طبقات مهارشده مقدار  $M_c$  از رابطه (۹-۱۶-۸) محاسبه می‌شود:

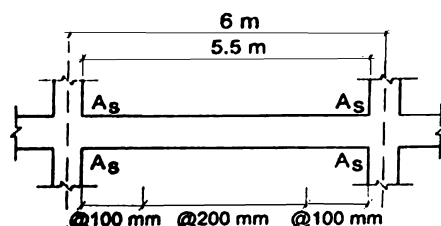
$$M_c = \delta_b M_2 \quad (9-16-8)$$

ضریب  $\delta_b$  از رابطه (۹-۱۶-۹) محاسبه می‌شود:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{1.15 \phi_c N_c}} \geq 1 \quad (9-16-9)$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۴۳- در یکی از تیرهای یک سازه بتن آرمه با شکل پذیری زیاد، فاصله میلگردهای عرضی در نزدیک تکیه گاهها برابر 100 mm و در وسط دهانه برابر 200 mm است. میلگردهای عرضی از یک خاموت بسته و یک رکابی، هر دو از میلگرد به قطر 10 mm تشکیل شده اند. مساحت میلگردهای طولی بالا و پایین در هر دو تکیه گاه برابر با  $A_s$  فرض می شود. چنانچه این تیر فرعی بوده و از وزن و اثر بارهای ثقلی در آن صرف نظر شود، حداکثر لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع در تکیه گاهها به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ (ردۀ بتن ۲۵)، نوع میلگردهای طولی و عرضی S400 و عمق مؤثر مقطع برابر 430 mm فرض می شود. همچنین فرض کنید نیروی محوری تیر ناچیز است).

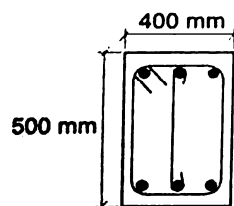


۱) 474 kN.m

۲) 947 kN.m

۳) 781 kN.m

۴) 1255 kN.m



گزینه ؟ مسئله با اطلاعات موجود قابل حل نیست.

در این سوال احتمالاً هدف طراح سوال مهندسی معکوس بوده به طوریکه برآورد کنیم که لنگر محتمل این تیر چقدر بوده که منجر به این طرح خاموت شده است. با توجه به اینکه نیروی محوری صفر است و ۱۰۰٪ نیروی برشی را لنگرهای پلاستیک تشکیل می دهند داریم:

$$\left( V_u = \frac{M_{pr-Left} + M_{pr-Right}}{5.5} \right) < (V_r = V_c + V_s)$$

$$\left( \frac{2M_{pr}}{5.5} \right) < \left( \text{صفر} + \frac{d}{s} A_v F_{yd} \right)$$

$$\left( \frac{2M_{pr}}{5.5} \right) < \left( \text{صفر} + \frac{430}{100} \left( 3 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} \right) \times 0.85 \times 400 \right) = 344 \text{ kN}$$

$$M_{pr} < \frac{5.5}{2} 344 = 947 \text{ kN.m}$$

۹-۲۳-۴-۱-۵-۴ مقاومت برشی نهایی مقاطع میله ای،  $V_r$ ، باید بر اساس رابطه (۹-۱۵-۲) محاسبه شود. در اعضای از قاب که در آنها نیروی فشار محوری کمتر از  $0.75 f_{cd} A_g$  باشد و نیروی برشی ناشی از زلزله در نواحی بحرانی تیرها، مطابق بند ۹-۲۳-۴-۱-۵-۳، و در نواحی  $l_0$ ، ستون ها، مطابق بند ۹-۲۳-۴-۱-۵-۳، بزرگتر از نصف نیروی برشی طرح،  $V_u$ ، باشد نیروی برشی مقاوم بتن،  $V_c$ ، در این نواحی مساوی با صفر منظور می گردد. منظور از نیروی برشی ناشی از زلزله، نیروی برشی ایجاد شده در عضو به علت اختلاف لنگرهای خمشی موجود در مفصل های پلاستیکی ایجاد شده در دو انتهای عضو بر طبق ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۱-۵-۲ است.

فرضیه فوق نادرست است:

ادامه در صفحه بعد

فرضیه فوق نادرست است:

- طرح آرماتور عرضی در قابهای خمشی بر دو اساس انجام میشود:
- ۱- براساس طراحی برش حاصل از تشکیل مفاصل پلاستیک (که مد نظر طراح سوال بوده):

۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد

۵-۴-۲۳-۹ ضوابط طراحی برای برش

۱-۵-۴-۲۳-۹ اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قاب‌ها

۴-۲۳-۹-۱-۵ نیروی برشی نهایی،  $V_u$ ، در اعضای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی عضو با فرض آنکه 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 عضو بیشترین باشد.

۲- بر اساس ضوابط شکل پذیری:

طبق ضوابط شکل پذیری در دو انتهای تیرهای ویژه باید میگردهای طولی همانند ستونها دارای مهار جانبی باشند و بنابراین استفاده از رکابی که در شکل سوال ارائه شده ممکن است به علت مهار میلگرد طولی تیر بوده و نه به جهت بالا بودن نیروی برشی در تیر:

۴-۲۳-۹-۱-۳ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۴-۲۳-۹-۱-۳-۱

تنگ ویژه به کار برده می‌شود، میگردهای طولی در محیط مقطع باید دارای تکیه‌گاه عرضی باشند.

همچنین در ناحیه بحرانی حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی برابر  $d/4 = 430/4 = 107.5 \text{ mm}$  باشد و بنابراین انتخاب فاصله 100mm ممکن است به علت محدودیت فواصل بوده و نه به جهت بالا بودن برش در تیر

نتیجه: اگر تیری خاموت زیاد داشت، به معنای بالا بودن برش در آن تیر نیست و نمی‌توان نتیجه گرفت که حتما  $M_{pr}$  آن مقدار بزرگی بوده است.

نکته جالب در این سوال:

میلگرد طولی تیر در قاب خمشی ویژه نباید بیش از 2.5% باشد. بنابراین با فرض استفاده استفاده از 2.5% میلگرد:

$$M_{pr} = A_s 1.47 F_{yd} Z = A_s 1.47 F_{yd} (0.8d) =$$

$$M_{pr} = (0.025 \times 400 \times 430) \times (1.47 \times 0.85 \times 400) \times (0.8 \times 430) = 740 \text{ kN.m}$$

یعنی حتی اگر حداکثر میلگرد طولی مجاز را هم اگر در تیر قرار دهیم، چنین برشی در تیر ایجاد نخواهد شد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

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

(۱) 6.4 mm

(۲) 8.5 mm

(۳) 9.2 mm

(۴) 11.3 mm

گزینه ۳ (سطح سوال سخت)

$$\left. \begin{aligned} M_D &= \frac{qL^2}{8} = \frac{30 \times 6000^2}{8} = 135 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.6\sqrt{25} \times \frac{400 \times 500^3}{12}}{250} = 50 \text{ kN.m} \end{aligned} \right\} I_{e-Dead} = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left( \frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3$$

$$I_{e-Dead} = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left( \frac{50}{135} \right)^3 = 0.95 I_{cr} + 0.05 I_g$$

با توجه به اینکه تحت بار مرده تیر تقریباً به طور کامل ترک خورده ( $I_{cr}$  تعیین کننده  $I_e$  می باشد) و ممان اینرسی مؤثر مقطع تیر نزدیک به  $I_{cr}$  شده است. پس از افزوده شدن بار زنده تغییر ناچیزی در مقدار  $I_e$  خواهیم داشت (در بدترین حالت  $I_e = I_{cr}$  می شود). بنابراین با توجه به اینکه مقدار بار زنده با بار مرده برابر است، پس از افزوده شدن بار زنده میزان افزایش خیز مشابه بار مرده خواهد بود (اندکی بیش از مقدار بار مرده) و بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

محاسبه دقیق:

$$\Delta_D = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D)L^4}{EI_e} = \frac{5}{384} \times \frac{(30)6000^4}{E \left( I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left( \frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3 \right)} = \frac{5}{384} \times \frac{(30)6000^4}{E(0.95 I_{cr} + 0.05 I_g)}$$

برای محاسبه دقیق باید مقدار  $I_{cr}$  بدست آید:

$$\left. \begin{aligned} E &= (3300\sqrt{25} + 6900) \left( \frac{25}{23} \right)^{1.5} = 26517 \text{ MPa} \\ I_g &= \frac{400 \times 500^3}{12} = 4.1667 \times 10^9 \\ M_{cr} &= \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.6\sqrt{25} \times \frac{400 \times 500^3}{12}}{250} = 50 \text{ kN.m} \\ M_D &= \frac{qL^2}{8} = \frac{30 \times 6000^2}{8} = 135 \text{ kN.m} \end{aligned} \right\} \Delta_D = \frac{5}{384} \times \frac{(30)6000^4}{26517(0.95 I_{cr} + 0.05 \times 4.1667 \times 10^9)} = 8.5$$

$$\rightarrow I_{cr} = 2.145 \times 10^9$$

$$\Delta_D = 8.5$$

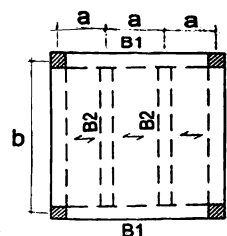
$$\Delta_{D+L} = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{E \left( I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left( \frac{M_{cr}}{M_{D+L}} \right)^3 \right)}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{(60)6000^4}{26517 \left( 2.145 \times 10^9 + (4.1667 \times 10^9 - 2.145 \times 10^9) \left( \frac{50}{270} \right)^3 \right)} = 17.7 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_L = 17.7 - 8.5 = 9.2 \text{ mm}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

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



۱) 265 kN.m

۲) 235 kN.m

۳) 210 kN.m

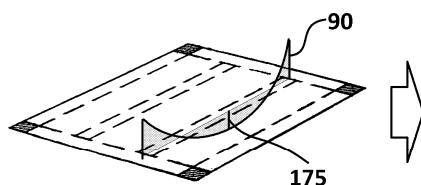
۴) 175 kN.m

گزینه ؟ لنگر خمشی مثبت تیرهای B1 قابل محاسبه نیست.

احتمالاً منظور طراح سوال محاسبه لنگر خمشی مثبت تیرهای B2 بوده است. در این صورت حل مسئله به شرح زیر خواهد بود:

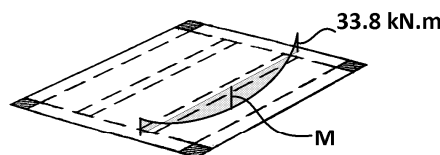
$$0.67T_{cr} = 0.67 \times 1.9 \times \left( \frac{(500 \times 600)^2}{2200} \right) (0.65) = 33.85 \text{ kN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{qL^2}{8} &= 90 + 175 \\ \frac{qL^2}{8} &= 33.8 + M \end{aligned} \right\} M = 90 + 175 - 33.8 = 231.2 \text{ kN.m}$$



$$qL^2/8 = 90+175$$

قبل از کاهش لنگر



$$qL^2/8 = 33.8+M$$

بعد از کاهش لنگر

#### ۹-۱۵-۱۱ لنگر پیچشی نهایی در اعضای ساختمان های نامعین

۹-۱۵-۱۱-۱ در مواردی که مقاومت در برابر لنگر  $T_u$  برای برقراری تعادل عضوی لازم باشد، عضو مورد نظر باید برای تحمل تمام لنگر پیچشی معادل  $T_{cr}$ ، مطابق ضوابط بند ۹-۱۵-۷ طراحی شود.

۹-۱۵-۱۱-۲ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز پخش لنگرهای داخلی در عضوی از یک ساختمان نامعین موجود باشد، می توان مقدار  $T_u$  را به  $0.67T_{cr}$  کاهش داد به شرطی که اثر لنگرها و برش های تعدیل شده عضو در سایر اعضای مجاور با استفاده از روابط تعادل، محاسبه و در طراحی به کار گرفته شود.

#### ۹-۱۵-۷ حالت حدی نهائی پیچش

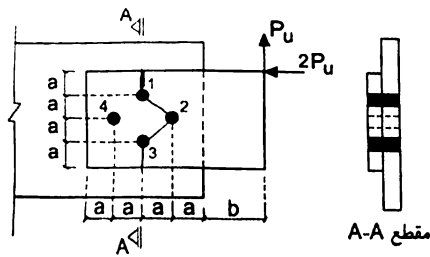
۹-۱۵-۷-۱ در صورتی که مقدار  $T_u$  از مقدار  $0.25T_{cr}$  کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی

ندارد. مقدار  $T_{cr}$  از رابطه (۹-۱۵-۱۵) به دست می آید:

$$T_{cr} = \left( \frac{A_c^v}{P_c} \right) 1/9 v_c \quad (۹-۱۵-۱۵)$$



۴۶- در اتصال پیچی شکل زیر با عملکرد اتکایی، مقاومت برشی موردنیاز کدام یک از پیچ‌ها از

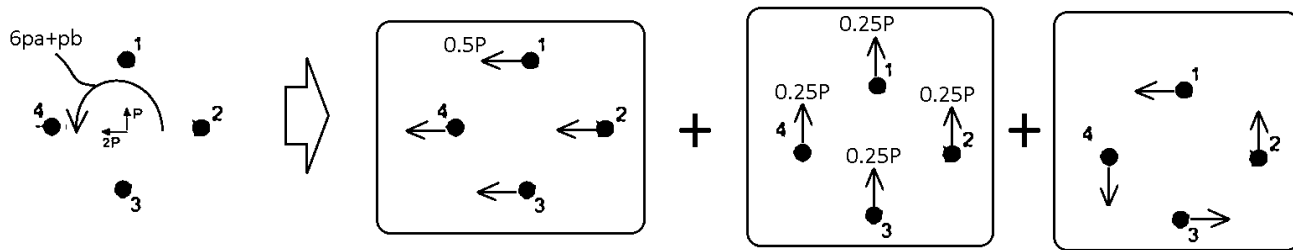


مقاومت برشی موردنیاز سایر پیچ‌ها بیشتر است؟

- (۱) پیچ ۴
- (۲) پیچ ۳
- (۳) پیچ ۲
- (۴) پیچ ۱

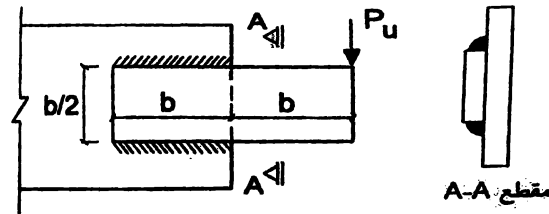
گزینه ۴

تحت اثر مجموع نیروها پیچ شماره ۱ بحرانی می‌باشد.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

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

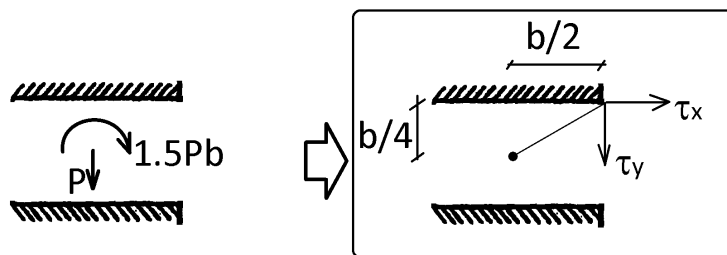


- (۱)  $\frac{4.7P_u}{ab}$
- (۲)  $\frac{3.3P_u}{ab}$
- (۳)  $\frac{2.6P_u}{ab}$
- (۴)  $\frac{2.0P_u}{ab}$

گزینه ۱ (سطح سوال سخت)

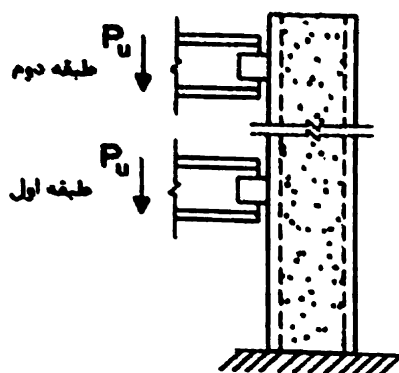
$$J = I_x + I_y = 2 \left( (t_e \times b) \times \left( \frac{b}{4} \right)^2 \right) + 2 \left( \frac{(t_e) \times (b)^3}{12} \right) = 0.291 t_e b^3$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_x &= \frac{T_y}{J} = \frac{(1.5Pb) \times \left( \frac{b}{4} \right)}{0.291 t_e b^3} = 1.289 \frac{P}{t_e b} \\ \tau_y &= \frac{T_x}{J} + \frac{P}{A} = \frac{(1.5Pb) \times \left( \frac{b}{2} \right)}{0.291 t_e b^3} + \frac{P}{2 t_e b} = 3.077 \frac{P}{t_e b} \end{aligned} \right\} \tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} = 3.33 \frac{P}{t_e b} = 333 \frac{P}{0.7ab} = 4.77 \frac{P}{0.7ab}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

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



- (۱)  $0.4P_u$   $F_y = 240 \text{ MPa}$   
 (۲)  $0.6P_u$   $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$   
 (۳)  $0.8P_u$   $f_c = 30 \text{ MPa}$   
 (۴)  $P_u$   $E_c = 2.9 \times 10^4 \text{ MPa}$

گزینه ۱ (سطح سوال سخت)

مقطع لوله فشرده می باشد و بنابراین:

$$\left. \begin{aligned} V'_u &= P_u \left( 1 - \frac{F_y A_s}{P_{no}} \right) \\ P_{no} &= 240(\pi \times 240 \times 10) + 0.95 \left( \frac{\pi \times 230^2}{4} + 0 \right) \times 30 = 2992 \text{ kN} \end{aligned} \right\}$$

$$V'_u = P_u \left( 1 - \frac{240 \times (\pi \times 240 \times 10)}{2992000} \right) = 0.4P_u$$

۱۰-۲-۸ الزامات طراحی اعضای با مقطع مختلف

۱۰-۲-۸-۶ انتقال بار در اعضای با مقطع مختلف محاط در بتن و پر شده با بتن

۱۰-۲-۸-۲-۶ برش طولی مورد نیاز در مقاطع مختلف محاط در بتن و پر شده با بتن

برش طولی مورد نیاز ( $V'_u$ ) در مقاطع مختلف محاط در بتن و پر شده با بتن به شرح زیر تعیین می گردد.

الف) هنگامی که نیروی خارجی مستقیماً به مقطع فولادی اعمال می شود، برش طولی مورد نیاز ( $V'_u$ ) باید از رابطه زیر تعیین گردد.

$$(۲۷-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

$F_y$  = تنش تسلیم مصالح مقطع فولادی

$A_s$  = مساحت مقطع فولادی

$P_u$  = نیروی خارجی وارد بر مقطع مختلف

$P_{no}$  = مقاومت محوری فشاری اسمی بدون در نظر

گرفتن اثرات طول موثر.  $P_{no}$  برای اعضای با

مقطع مختلف محاط در بتن از رابطه ۱۰-۲-۸-۴ و

برای اعضای با مقطع مختلف پر شده با بتن از

رابطه ۱۰-۲-۸-۹ تعیین می گردد.

$$V'_u = P_u (1 - F_y A_s / P_{no})$$

۱۰-۲-۸-۲-۲ اعضای محوری با مقطع مختلف پر شده با بتن

ب) مقاومت فشاری

مقاومت فشاری طراحی طراحی محوری با مقطع مختلف پر شده با بتن باید بر اساس الزامات بند

۱۰-۲-۸-۲-۱-ب و با اصلاحات زیر تعیین شود.

۱. برای مقاطع فشرده:

$$P_{no} = P_p \quad (۹-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

$$P_p = F_y A_s + C_r (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) f_c \quad (۱۰-۸-۲-۱۰)$$

$C_r = 0.85$  برای مقاطع فولادی توخالی مستطیلی شکل

$= 0.95$  برای مقاطع فولادی توخالی دایره ای شکل

۴۹- در یک عضو فولادی با مقطع IPE160 نسبت مقاومت برشی طراحی در صفحه جان مقطع به مقاومت برشی طراحی در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ( $E=2 \times 10^5 \text{ MPa}$  و  $F_y=240 \text{ MPa}$ )

۰.۷۳ (۲)

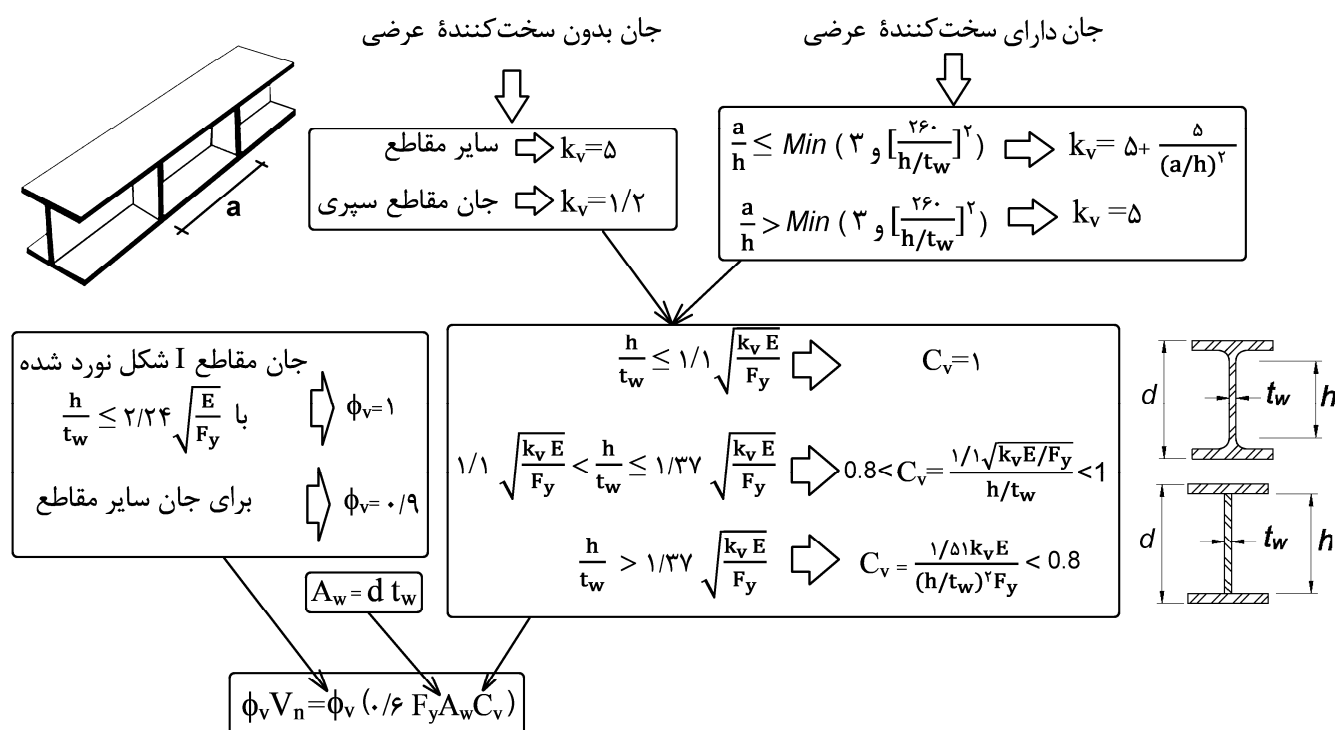
۰.۶۶ (۱)

۱.۴۶ (۴)

۱.۳۷ (۳)

گزینه ۲ (سطح سوال آسان)

$$\frac{\phi A_{w \text{ قوی}} 0.6 F_y}{\phi A_{w \text{ ضعیف}} 0.6 F_y} = \frac{1 \times A_{w \text{ قوی}}}{0.9 \times A_{w \text{ ضعیف}}} = \frac{1 \times \text{مساحت جان IPE160}}{0.9 \times \text{جمع مساحت بال IPE160}} = \frac{1 \times (5 \times 160)}{0.9 \times (2 \times 82 \times 7.4)} = 0.732$$



۱۰-۲-۶-۷ مقاومت برشی اعضایی که تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف

مقطع قرار دارند.

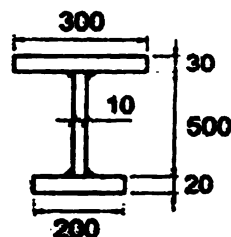
در صورتی که این نوع اعضا تحت اثر پیچش قرار نداشته باشند، مقاومت برشی اسمی ( $V_n$ ) هر یک از اجزای مقاومت کننده در برابر برش باید از طریق رابطه ۱۰-۲-۶-۱ و بر اساس الزامات بند ۱۰-۲-۶-۱-ب با  $A_w = b_f t_f$  و  $h/t_w = b/t_f$  و  $k_v = 1/2$  تعیین شود. که در آن:

$t_f$  = ضخامت جزء مقاوم در مقابل برش

$b_f$  = پهنای جزء مقاوم در مقابل برش

$b$  = نصف پهنای کلی بال برای مقاطع I شکل و پهنای کلی بال برای مقاطع ناودانی شکل

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



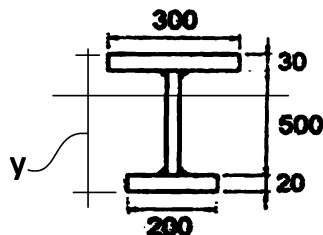
۲.۸۵ (۱)

۵.۸۲ (۲)

۳.۸۶ (۳)

۶.۸۳ (۴)

گزینه ۳ (سطح سوال آسان)



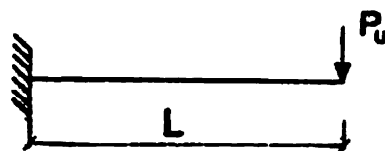
$$200 \times 20 + (y_p - 20) \times 10 = 300 \times 30 + (520 - y_p) \times 10 \rightarrow y_p = 520 \text{ mm}$$

بنابراین تارخشی پلاستیک در مرز بین بال فوقانی و جان تیر قرار می‌گیرد.

$$\left. \begin{aligned} Z_x &= 300 \times 30 \times 15 + 500 \times 10 \times 250 + 200 \times 20 \times 510 = 3425000 \\ Z_y &= \frac{30 \times 300^2}{4} + \frac{500 \times 10^2}{4} + \frac{20 \times 200^2}{4} = 887500 \end{aligned} \right\} \frac{Z_x}{Z_y} = 3.85$$

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

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



۰.۹ $M_p$  (۱)

۰.۷۰ $M_p$  (۲)

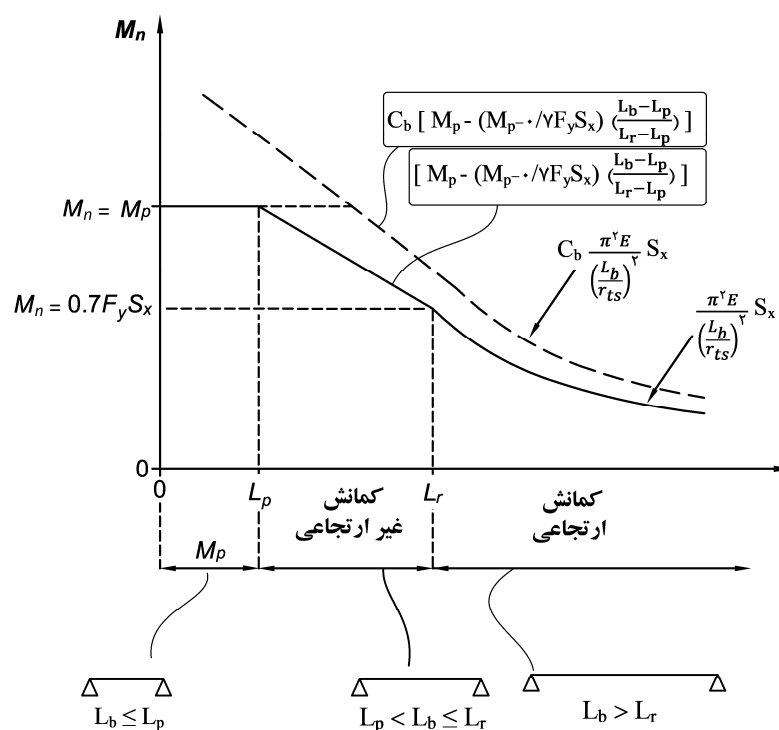
۰.۷۸ $M_p$  (۳)

۰.۵۶ $M_p$  (۴)

گزینه ۲ (سطح سوال متوسط)

با توجه به این تیر طره می باشد ضریب  $C_b=1$  خواهد بود. از طرفی طولی تیر دقیقاً مابین  $L_p$  و  $L_r$  واقع شده است. بنابراین مقاومت خمشی مابین دو مقدار  $\phi M_p$  و  $\phi \times 0.7SF_y$  می باشد:

$$\phi M_n = \frac{\phi M_p + \phi \times 0.7SF_y}{2} = \frac{0.9ZF_y + 0.9 \times 0.7 \left( \frac{Z}{1.25} \right) F_y}{2} = 0.7M_p$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۵۲- مقدار مقاومت فشاری طراحی اعضای فشاری با مقطع بدون اجزای لاغر، در مرز کماتر خمشی غیرالاستیک و الاستیک (  $\frac{KL}{r} = 4.71\sqrt{E/F_y}$  ) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۱)  $0.35A_gF_y$

۲)  $0.39A_gF_y$

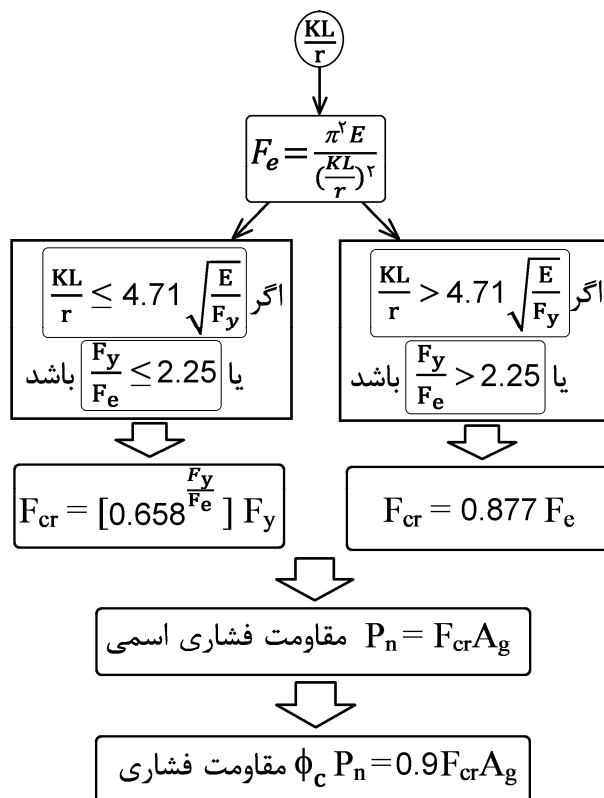
۳)  $0.44A_gF_y$

۴)  $0.877A_gF_y$

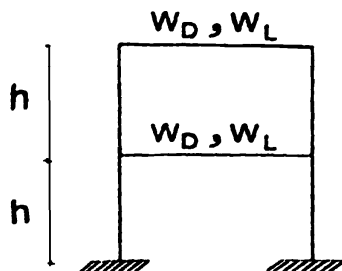
گزینه ۱ (سطح سوال آسان)

$$\left. \begin{aligned} \frac{KL}{r} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \varphi P_n = \varphi F_{cr} A_g = 0.9 \times (0.877 F_e) A_g = 0.9 \times (0.877 \times 0.4444 F_y) A_g \\ F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 0.4444 F_y \end{aligned} \right\} \varphi P_n = 0.35 A_g F_y$$

• به جای محاسبات فوق می توان از جداول مربوط به مقاومت فشاری نیز استفاده کرد.



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



$$V_b = 0.0024W_D + 0.0032W_L \quad (۱)$$

$$V_b = 0.0036W_D + 0.0048W_L \quad (۲)$$

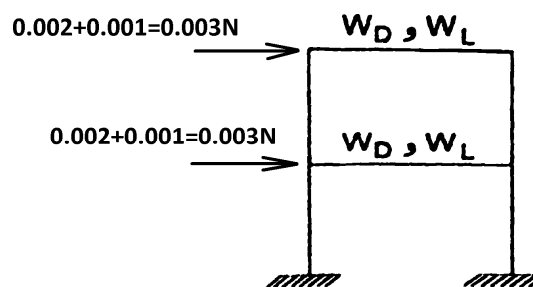
$$V_b = 0.0048W_D + 0.0064W_L \quad (۳)$$

$$V_b = 0.0072W_D + 0.0096W_L \quad (۴)$$

گزینه ۴ (سطح سوال با توجه به تکراری بودن متوسط)

$$1.2N_{dead} + 1.6N_{Live} = 1.2 \times 0.006W_D + 1.6 \times 0.006W_L = 0.0071W_D + 0.0096W_L$$

- بار جانبی در هر طبقه برابر  $0.002N + 0.001N = 0.003N$  خواهد بود.
- بنابراین بار جانبی کل (مطابق شکل زیر) برابر  $0.006N$  خواهد بود.



۱-۲-۱-۵-۱ ملاحظات نواقص هندسی اولیه

$$N_i = 0.002Y_i$$

$$(۴-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

$$N_i = \text{بار جانبی فرضی در طبقه } i$$

$$Y_i = \text{بار ثقلی ضربدار در طبقه } i \text{ ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری}$$

۱-۲-۱-۵-۲ تنظیمات سختی اعضا

$$(EI)^* = 0.8\tau_b EI$$

$$(۴-۱-۲-۱۰)$$

(۳) به جای استفاده از  $\tau_b$  متغیر در رابطه ۱-۲-۱-۶ برای کاهش اضافی سختی خمشی اعضا،

می توان مقدار  $\tau_b$  را برای کلیه نسبت های  $\frac{P_u}{P_y}$  برابر یک فرض کرد مشروط بر اینکه یک بار جانبی

اضافی برابر  $0.001Y_i$  به کلیه طبقات اعمال شود. این بار جانبی اضافی باید در کلیه ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته

شود. مورد (۲) از یادداشت بند ۱-۲-۱-۵-۱ شامل این بار جانبی اضافی نمی شود.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۵۴- در یک تیر فولادی با مقطع I شکل یکنواخت و ساخته شده از ورق به طول دهانه آزاد شش متر مربوط به یک قاب خمشی فولادی ویژه، لنگر پلاستیک مقطع برابر 600 kN.m محاسبه شده است. همچنین نیروی برشی در بر ستون حاصل از بارهای ثقلی ضریب دار (با ضرایب بار در حضور زلزله) برابر 150 kN محاسبه شده است. اگر اتصال گیردار (صلب) تیر به ستون از نوع WUF-W بوده و بارهای ثقلی به صورت گسترده یکنواخت باشد، مقاومت برشی مورد نیاز این تیر در دو انتها به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر خواهد بود؟

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

322 kN (۱)

350 kN (۲)

426 kN (۳)

472 kN (۴)

گزینه ۴ (سطح سوال آسان)

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p = 1.4 \times 1.15 \times 600 = 966 \text{ kN.m}$$

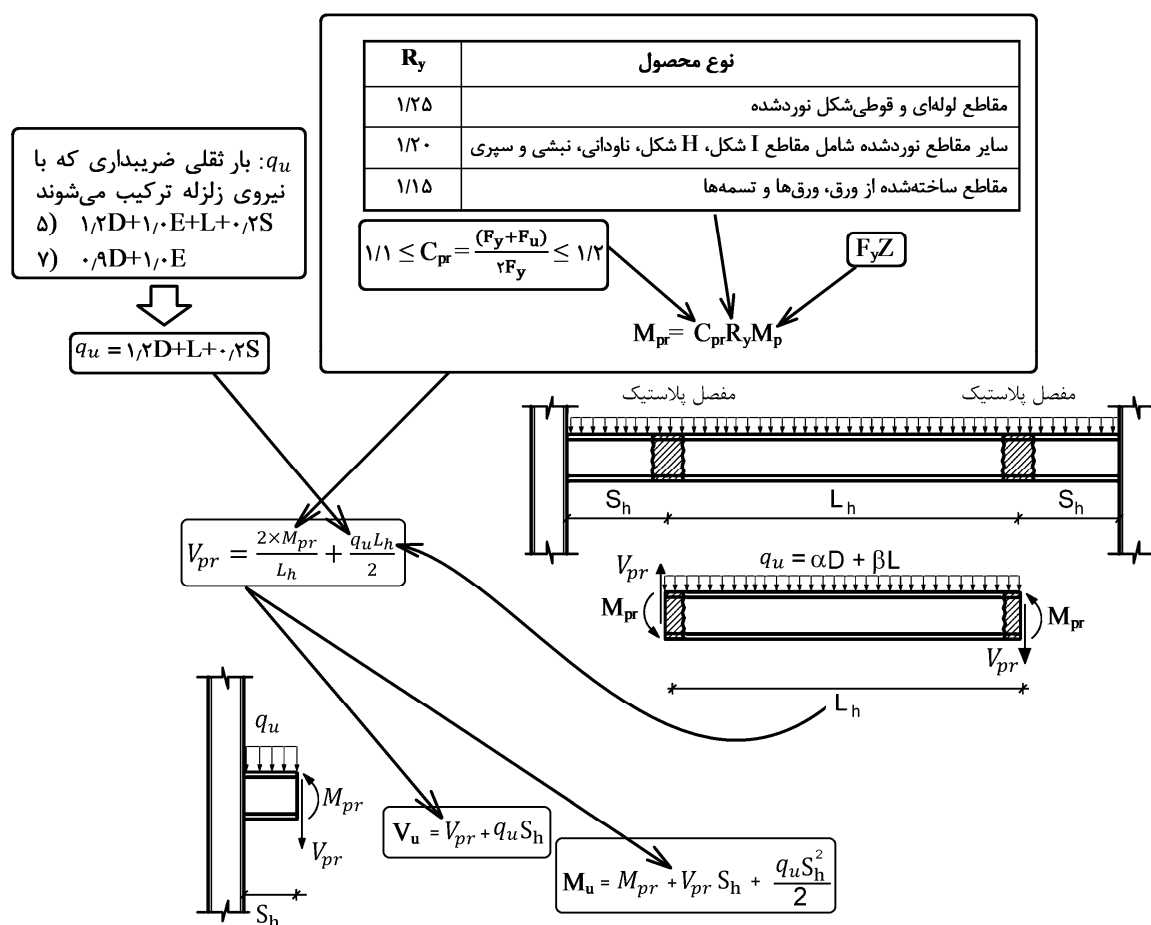
$$\left. \begin{matrix} S_h = 0 \\ q_u = 0 \end{matrix} \right\} \rightarrow V_{pr} = \frac{2 \times 966}{6} + 150 = 472 \text{ kN} \rightarrow V_u = V_{pr} + q_u S_h = 472 + 0 = 472 \text{ kN}$$

۱۰-۳-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک ( $S_h$ ) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود ( $S_h=0$ ).

(۱۲) در این گونه اتصالات ضریب  $C_{pr}$  باید برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود.

فلوچارت زیر برگرفته از جزوه فولاد می باشد:



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۵۵- در یک قاب خمشی فولادی ویژه در یک اتصال، مقطع ستون بالا و پایین یکسان است. اگر فرض شود نیروی محوری ستون در حالت‌های مختلف بارگذاری برابر  $P_{Dead}=250kN$  و  $P_{Live}=200 kN$  و  $P_{EQ}=500 kN$  باشد و ستون برای بارهای وارده جوابگو باشد، برای کنترل الزام ستون قوی تیر ضعیف کدام یک از مقاطع زیر برای این ستون بهینه است؟

$$\sum M_{pb} = 50 kN.m, F_y = 240 MPa$$

IPB 220 (۱)

IPB 240 (۲)

IPB 280 (۳)

IPB 300 (۴)

گزینه ۲ (سطح سوال با توجه به تکراری بود آن متوسط)

$$\begin{aligned} \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 &\rightarrow \frac{2 \left[ Z_c \left( F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) \right]}{50} > 1 \rightarrow Z_c \left( F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) > 25 kN.m \\ &\rightarrow Z_c \left( 240 - \frac{1.2D + L + \Omega_0 E}{A_g} \right) > 25 kN.m \\ \rightarrow Z_c \left( 240 - \frac{(1.2 \times 250 + 200 + 3 \times 500)}{A_g} \right) > 25 kN.m &\rightarrow Z_c \left( 240 - \frac{2 \times 10^6}{A_g} \right) > 25 kN.m \end{aligned}$$

باید تک تک گزینه ها امتحان شود:

$$IPB220 \rightarrow 827000 \left( 240 - \frac{2 \times 10^6}{9100} \right) = 16.7 kN.m$$

$$IPB240 \rightarrow 1053000 \left( 240 - \frac{2 \times 10^6}{10600} \right) = 54 kN.m > 25 kN.m \quad OK$$

#### ۱۰-۳-۹ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه

۱۰-۳-۹-۲ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در کلیه گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطه زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1/0 \quad (10-3-9)$$

$\sum M_{pc}^*$  = مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با رابطه زیر:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g) \quad (10-3-9)$$

$\sum M_{pb}^*$  = مجموع تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر. این لنگرهای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضربیداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی  $M_{pr} = C_{pr} R_{yb} M_{pb}$  در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱۰-۸-۳-۱۰).

$Z_c$  = اساس مقطع پلاستیک ستون

$A_g$  = سطح مقطع ستون

$F_y$  = تنش تسلیم فولاد ستون

$P_{uc}$  = مقاومت فشاری مورد نیاز ستون حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته

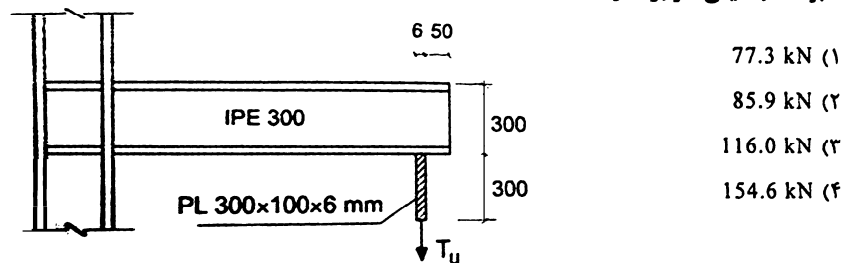
$M_{pb}$  = لنگر خمشی پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

$R_{yb}$  = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱

$C_{pr}$  = مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۴

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۵۶- مطابق شکل زیر، در نزدیک انتهای یک تیر طره‌ای از پروفیل IPE 300 تسمه‌ای متصل است که نیروی کششی  $T_u$  را به تیر وارد می‌کند. مقاومت طراحی خمشی موضعی بال تیر در مقابل این نیروی کششی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (اندازه‌ها در روی شکل برحسب میلی‌متر بوده و  $F_y = 240 \text{ MPa}$  است).



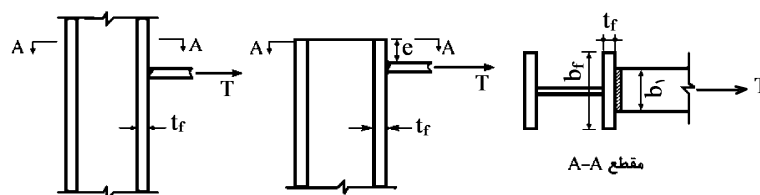
گزینه ۱ (سطح سوال آسان)

$$(e = 50 \text{ mm}) < (10t_f = 107 \text{ mm}) \rightarrow T_u \leq \frac{1}{2} [0.9 \times 6.25 \times 240 \times 10.7^2] = 77.28 \text{ kN}$$

شکل زیر مربوط به جزوه فولاد می باشد:

۱۰-۹-۲-۱۰ **خمشی موضعی بال** در مقابل **نیروی متمرکز کششی**

الزامات این بند برای هر دو حالت نیروی کششی متمرکز تکی و مولفه کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۹-۲-۱۰).



شکل ۱۰-۹-۲-۱۰ خمشی موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

مقاومت طراحی خمشی موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی مساوی  $\phi R_n$  می‌باشد که در آن  $\phi$  ضریب کاهش مقاومت برابر  $0.9$  و  $R_n$  مقاومت اسمی طبق رابطه زیر می‌باشد.

$$e \geq 10t_f \Rightarrow \phi R_n = \phi \frac{6}{25} F_y t_f^2 \quad (۲۳-۹-۲-۱۰)$$

$$e < 10t_f \Rightarrow \phi R_n = \frac{1}{4} \left[ \phi \frac{6}{25} F_y t_f^2 \right] \quad \text{که در آن:}$$

$t_f$  = ضخامت بال تحت نیروی کششی

$F_y$  = تنش تسلیم بال

$R_n$  = مقاومت اسمی با اعمال محدودیت‌های زیر:

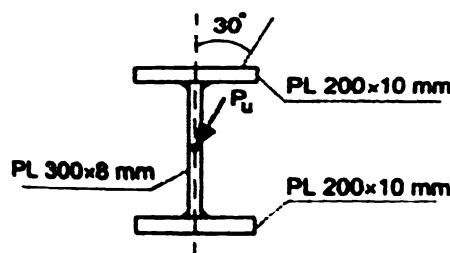
۱- در صورتی که طول بارگذاری شده در امتداد پهنای بال ( $b_1$ )، کوچکتر از  $0.15b_f$  باشد، بررسی رابطه ۱۰-۹-۲-۲۳ الزامی نیست.

۲- در صورتی که نیروی کششی در فاصله‌ای کمتر از  $10t_f$  از انتهای عضو اثر نماید ( $e < 10t_f$ ).

مقدار  $R_n$  حاصل از رابطه ۱۰-۹-۲-۲۳ باید ۵۰ درصد کاهش یابد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۵۷- تیر ساخته شده از ورق فولادی با تنش تسلیم  $F_y = 240 \text{ MPa}$  با دهانه ۴ متر و تکیه گاه های ساده، در وسط دهانه تحت اثر بار  $P_u$  با زاویه ۳۰ درجه مطابق شکل قرار گرفته است. اگر از اثر وزن تیر صرف نظر شده و از کماتش جانبی آن معانعت شود، حداکثر  $P_u$  (بار متمرکز ضریب دار) قابل تحمل توسط تیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



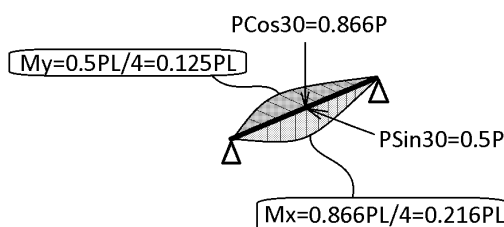
(۱) 49 kN

(۲) 61 kN

(۳) 79 kN

(۴) 92 kN

گزینه ۲ (سطح سوال با توجه به جدید بودن آن متوسط)



تیر تحت اثر خمش دو محوره  $\begin{cases} M_{ux} = 0.216P_u L \\ M_{uy} = 0.125P_u L \end{cases}$  قرار دارد.

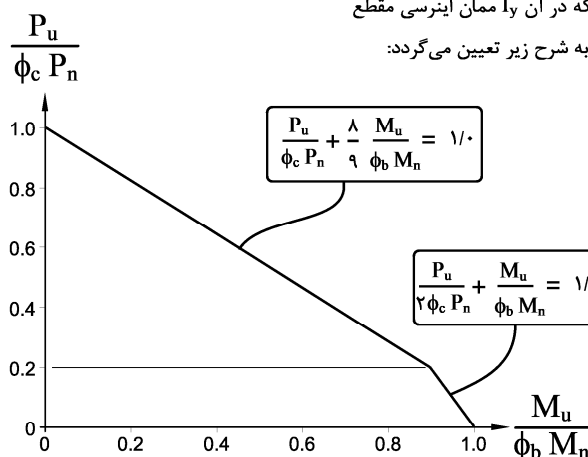
$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} < 1 \rightarrow \frac{0.216P_u L}{0.9Z_x F_y} + \frac{0.125P_u L}{0.9Z_y F_y} < 1$$

$$\left. \begin{aligned} Z_x &= 2000 \times 310 + \frac{8 \times 300^2}{4} = 800000 \\ Z_y &= 2 \left( \frac{10 \times 200^2}{4} \right) + \frac{300 \times 8^2}{4} = 204800 \end{aligned} \right\} \frac{0.216P_u \times 4000}{0.9 \times 800000 \times 240} + \frac{0.125P_u \times 4000}{0.9 \times 204800 \times 240} < 1 \rightarrow P_u < 61 \text{ kN}$$

۱۰-۲-۷-۲ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی

۱۰-۲-۷-۲-۱ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر همزمان لنگر خمشی و نیروی محوری فشاری

اثر توأم لنگر خمشی و نیروی محوری فشاری حول یک یا هر دو محور X و Y در اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن با محدودیت  $(I_y/I_x) \leq 0.1$  که در آن  $I_y$  ممان اینرسی مقطع کل و  $I_{yc}$  ممان اینرسی بال فشاری حول محور ضعیف Y می باشد، به شرح زیر تعیین می گردد:



$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{1}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1/0 \quad \text{الف) برای } \frac{P_u}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{2P_c} + \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1/0 \quad \text{ب) برای } \frac{P_u}{P_c} < 0.2$$

که در آن:

$P_u$  = مقاومت فشاری مورد نیاز

$\phi_c P_n = P_c$  = مقاومت فشاری طراحی

$\phi_c$  = ضریب کاهش مقاومت در فشار مساوی ۰/۹

$M_{ux}$  = مقاومت خمشی مورد نیاز نسبت به محور قوی X

$M_{uy}$  = مقاومت خمشی مورد نیاز نسبت به محور ضعیف Y

$\phi_b M_{nx} = M_{cx}$  = مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور قوی X

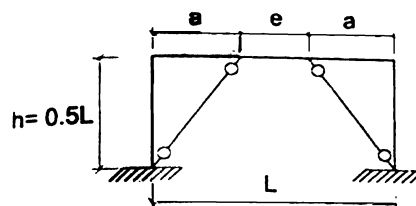
$\phi_b M_{ny} = M_{cy}$  = مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور ضعیف Y

$\phi_b$  = ضریب کاهش مقاومت برای خمش مساوی ۰/۹

• کنترل برش نیز باید انجام شود که با توجه به اینکه تیر کوتاه نمی باشد حاکم نخواهد بود.

• کنترل خیز نیز لازم است ولی با توجه به اینکه تیر بلند نمی باشد، حاکم نخواهد بود.

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



۰.۰۱۱h (۱)

۰.۰۱۵h (۲)

۰.۰۲۰h (۳)

۰.۰۲۵h (۴)

گزینه ۱ (سطح سوال آسان)

$$\left(\gamma_p = \left(\frac{L}{eh}\right)\Delta_i\right) \leq 0.02 + \left(\frac{2.6M_p/V_p - e}{M_p/V_p}\right) 0.6$$

$$\left(\left(\frac{L}{0.2L \times 0.5L}\right)\Delta_i\right) \leq 0.02 + \left(\frac{\frac{2.6M_p}{V_p} - \frac{2M_p}{V_p}}{\frac{M_p}{V_p}}\right) 0.6$$

$$\left(\left(\frac{10}{L}\right)\Delta_i\right) \leq 0.02 + (0.6)0.6$$

$$\Delta_i \leq 0.0056L = 0.0112h$$

شکل زیر مربوط به جزوه فولاد می باشد:

۱۰-۳-۱۲-۵ دوران تیر پیوند

حداکثر دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن، در حالتی که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه ( $\delta_i$ ) برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح ( $\Delta_i$ ) فرض شود، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید.

الف) ۰/۰۸ رادیان برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا کمتر از  $1/6 M_p/V_p$  باشد.

ب) ۰/۰۲ رادیان برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا بزرگتر از  $2/6 M_p/V_p$  باشد.

در روابط فوق:

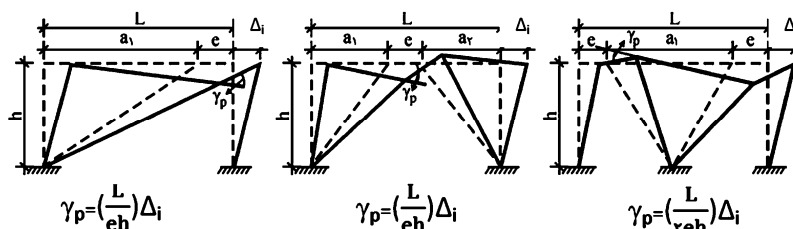
$V_p$  = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطه ۱۰-۳-۱۲

$M_p$  = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطه ۱۰-۳-۱۲

تبصره ۱: برای مقادیر طول پیوند بین دو مقدار (الف) و (ب)، می توان از درون یابی خطی بهره برد.

تبصره ۲: دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن ( $\gamma_p$ ) در حالتی که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح فرض می شود را می توان از روابط

مندرج در شکل ۱۰-۳-۱۲ تعیین نمود.

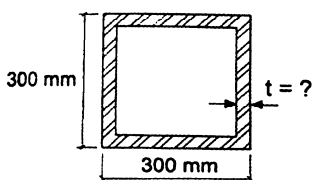


شکل ۱۰-۳-۱۲ دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن ( $\gamma_p$ )

$e \leq 1/6 M_p/V_p$	$\Rightarrow \gamma_p < 0.08$
$1/6 M_p/V_p < e < 2/6 M_p/V_p$	$\Rightarrow \gamma_p < 0.02 + \left(\frac{2/6 M_p/V_p - e}{M_p/V_p}\right) 0.06$
$e \geq 2/6 M_p/V_p$	$\Rightarrow \gamma_p < 0.02$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehas

۵۹- ستون فولادی با مقطع جعبه‌ای مربع شکل با ضخامت یکنواخت به طول ۶ متر که شرایط تکیه‌گاهی آن دو سر مفصل است، تحت اثر بار نهایی ۸۰۰ kN قرار دارد. با فرض اینکه پهنای کلی مقطع ۳۰۰ mm بوده و از فولاد S235 ( $F_y=235$  MPa) در ساخت آن استفاده شود، حداقل ضخامت لازم برای مقطع تحت اثر بار وارده بر حسب میلی‌متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (این ستون جزئی از سیستم قاب مهاربند همگرای معمولی فولادی است).



۴ mm (۱)

۶ mm (۲)

۸ mm (۳)

۱۰ mm (۴)

گزینه ۲ و ۳ (سطح سوال متوسط)

اگر مقطع را یک جدارنازک فرض کنیم، ممان اینرسی آن از رابطه

$$I = \left(\frac{a^4}{12}\right)' = \frac{a^3 a'}{3} = \frac{a^3 \times 2t}{3} = \frac{2}{3} a^3 t$$

در آن  $a$  بعد متوسط مقطع می‌باشد. اگر فرض کنیم پاسخ ۸ mm خواهد بودبعد متوسط برابر  $a = 300 - 8 = 292$  خواهد بود.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \cong \sqrt{\frac{\frac{2}{3} \times a^3 t}{4 \times a t}} = \frac{a}{\sqrt{6}} = \frac{292}{\sqrt{6}} = 119 \rightarrow \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 6000}{119} = 50.4$$

$$\rightarrow F_e = \frac{3.14^2 \times 200000}{50.4^2} = 776 \rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\left(\frac{235}{776}\right)}\right] 235 = 207 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \phi P_{nc} = 0.9 \times 207 \times (4 \times 292t) = 217598t$$

نیروی وارد بر مقطع باید کمتر از مقاومت آن باشد:

$$P_u < \phi P_{nc} \rightarrow 800000 < 217598t \rightarrow t > 3.67 \text{ mm}$$

ضخامت‌هایی مانند ۴ mm و یا ۶ mm برای ستون باکس بسیار کم است و در صورت استفاده از این ضخامت‌ها برای ستون‌ها

۳۰۰x۳۰۰ کماتش موضعی رخ خواهد داد. بنابراین باید کماتش موضعی باید کنترل شود:

جدول ۱۰-۲-۲ نسبت‌های پهنای به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر فشار محوری

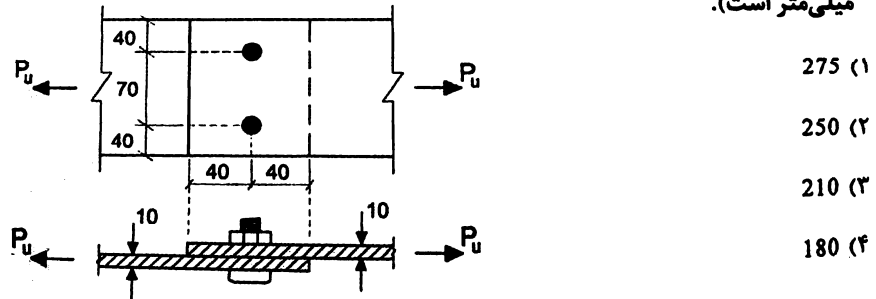
حالت	شرح اجزا	نسبت پهنای به ضخامت	(لاغر/غیرلاغر)	مثال‌های نمونه
۶	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	$b/t$	$1/\sqrt{40} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\frac{b}{t} < 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 40.84 \rightarrow \frac{300 - 2t}{t} < 40.84 \rightarrow t > 7 \text{ mm}$$

• پاسخ بدست آمده برابر  $t_{min} = 7 \text{ mm}$  می‌باشد که به هر دو گزینه ۲ و ۳ به یک میزان نزدیک است!

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۶۰- در صورتی که در اتصال شکل زیر سطوح ماسه‌پاشی شده و رنگ نشده باشد، با فرض استفاده از پیچ M22 و سوراخ استاندارد، مقاومت کششی طراحی اتصال اصطکاکی زیر برحسب کیلونیوتن به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (پیچ مصرفی از نوع A490 و فولاد مصرفی ورق‌ها دارای  $F_u=360 \text{ MPa}$  و  $F_y=235 \text{ MPa}$  است. اندازه‌ها در شکل به میلی‌متر است).

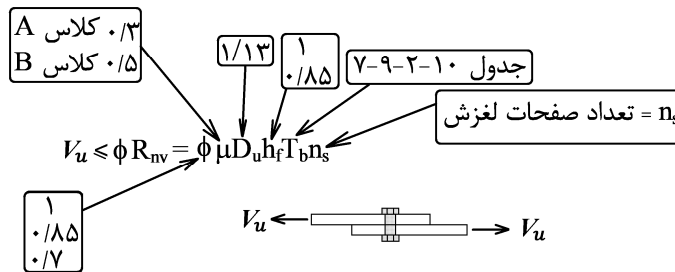


گزینه ۴ (سطح سوال با توجه به طولانی بودن آن سخت)

کنترل لغزش اتصال:

$$P_u < 2 \times (1 \times 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 221 \times 1) = 249 \text{ kN}$$

مقاومت برشی طراحی در اتصالات اصطکاکی



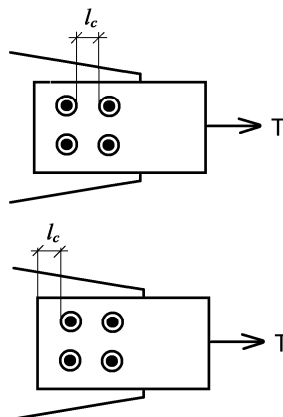
کنترل کشش در ورقها (در این تست ابعاد و هندسه ورقها داده شده و بنابراین باید کنترل شود):

$$P_u < \text{Min} \begin{cases} \phi A_g F_y = 0.9 \times (150 \times 10) \times 240 = 324 \text{ kN} \\ \phi A_e F_u = 0.75 \times (150 \times 10 - 2 \times 26 \times 10) \times 360 = 264.6 \text{ kN} \end{cases}$$

کنترل مقاومت اتکایی در جدار سوراخ:

$$P_u < 2 \times 0.75 \text{Min} \begin{cases} 1.2 \times 28 \times 10 \times 360 \\ 2.4 \times 22 \times 10 \times 360 \end{cases} = 2 \times 0.75 \text{Min} \begin{cases} 121 \text{ kN} \\ 190 \text{ kN} \end{cases} = 181 \text{ kN}$$

مقاومت اتکایی در جدار سوراخ پیچ



برای سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ‌شده، سوراخ لوبیایی کوتاه و سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد طولی باشد:

$l_c$  = فاصله خالص در راستای نیرو، بین لبه سوراخ‌ها برای سوراخ‌های میانی  
= فاصله خالص در راستای نیرو، بین لبه سوراخ تا لبه آزاد ورق اتصال برای سوراخ‌های انتهایی

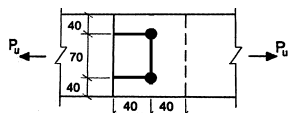
$$\phi R_n = \phi \text{Min} \begin{cases} 1/2 l_c t F_u \\ 2/3 d t F_u \end{cases}$$

$F_u$  = تنش کششی نهایی مصالح ورق اتصال  
 $d$  = قطر اسمی پیچ  
 $t$  = ضخامت قطعه اتصال

کنترل برش قالبی:

$$P_u < 0.75 \text{Min} \begin{cases} 0.6 \times 360 \times 2 \times 27 \times 10 + 360 \times 44 \times 10 = 275 \text{ kN} \\ 0.6 \times 235 \times 2 \times 40 \times 10 + 360 \times 44 \times 10 = 271 \text{ kN} \end{cases} = 203 \text{ kN}$$

(۱۶-۹-۲-۱۰)



$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$