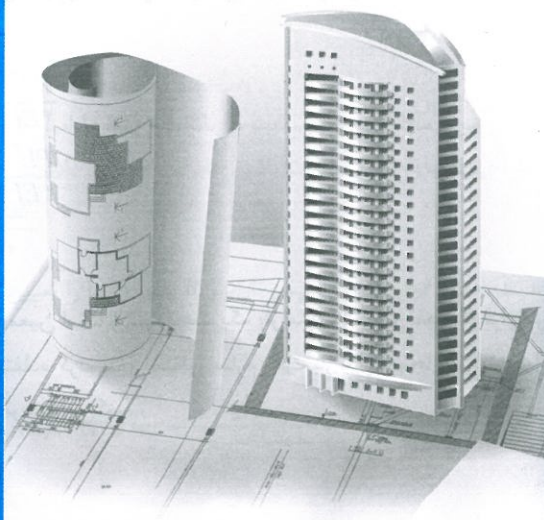


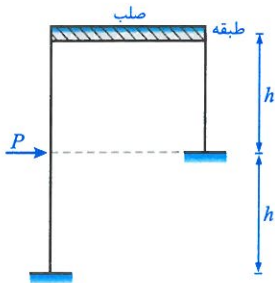


سری عمران

سؤالات و پاسخ‌های تشریحی
آزمون محاسبات سال ۱۴۰۲
(اردیبهشت)

- ۱- به پاسخ‌های اشتباه، نمره منفی تعلق می‌گیرد.
- ۲- امتحان به صورت کتاب باز می‌باشد و هر داوطلبی فقط حق استفاده از کتاب و جزوه خود را دارد.
- ۳- همراه داشتن هر گونه تلفن همراه و رایانه در جلسه آزمون اکیداً ممنوع می‌باشد.
- ۴- کلیه سؤالات با ضریب یکسان محاسبه خواهد شد و حد نصاب قبولی ۵۰ درصد می‌باشد.





۱- در قاب شکل مقابل اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی ستون‌ها صرف نظر شود و تیر کاملاً صلب باشد، جابه‌جایی افقی در تراز طبقه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ صلبیت خمشی ستون‌ها یکسان و برابر EI است.

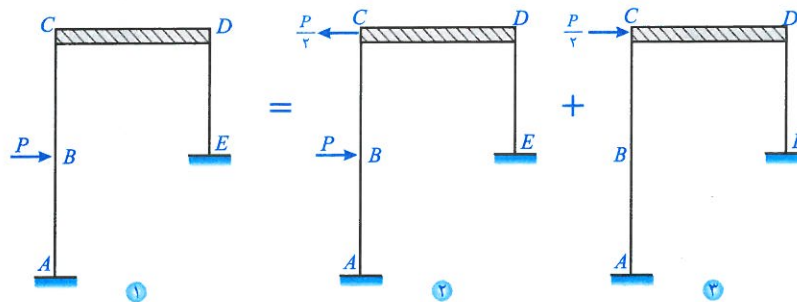
$$\frac{1}{27} \frac{Ph^3}{EI} \quad (2)$$

$$\frac{7}{288} \frac{Ph^3}{EI} \quad (1)$$

$$\frac{5}{198} \frac{Ph^3}{EI} \quad (4)$$

$$\frac{3}{196} \frac{Ph^3}{EI} \quad (3)$$

● **پاسخ:** برای حل این سؤال می‌توان ابتدا با اعمال بار متمرکز $\frac{P}{2}$ در بالای ستون با ارتفاع بلند (نقطه C) و در جهت چپ، سازه را بست و سپس با باز کردن سازه و اعمال همین بار متمرکز در همان نقطه و در جهت راست، سازه جدید را تحلیل کرد.



سازه شماره (۱) را می‌توان به صورت مجموع دو سازه شماره‌های (۲) و (۳) نشان داد. در سازه شماره (۲) ناحیه ABC مانند تیر دو سرگیردار عمل کرده و در نتیجه نقطه C و در نهایت سقف صلب تغییر مکان نخواهد داشت. بنابراین کافی است تنها تغییر مکان سقف صلب در سازه شماره (۳) را به دست آوریم. در سازه شماره (۳) اعضای ABC و DE مانند دو فنر موازی رفتار می‌کنند. بنابراین برای محاسبه تغییر مکان محل اثر بار متمرکز $\frac{P}{2}$ (سقف صلب) می‌توان نوشت:

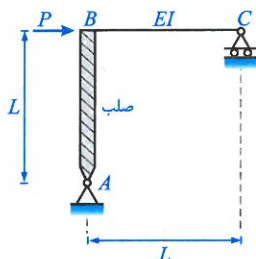
$$\begin{cases} K_{ABC} = \frac{12EI}{(2L)^3} = \frac{3}{2} \frac{EI}{L^3} \\ K_{DE} = \frac{12EI}{L^3} \end{cases} \Rightarrow K_{eq} = K_{ABC} + K_{DE} = \left(\frac{3}{2} + 12\right) \frac{EI}{L^3} = \frac{27}{2} \frac{EI}{L^3}$$

در نهایت تغییر مکان جانبی قاب برابر است با:

$$\Delta = \frac{F}{K_{eq}} = \frac{\frac{P}{2}}{\frac{27}{2} \frac{EI}{L^3}} = \frac{1}{27} \frac{PL^3}{EI}$$

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۲- در قاب شکل مقابل اگر از تغییر شکل‌های محوری و برشی عضو افقی صرف نظر شود، حداکثر جابه‌جایی افقی در نقطه C به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



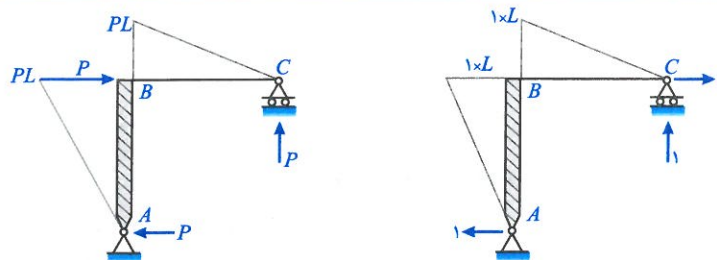
$$\frac{PL^3}{4EI} \quad (2)$$

$$\frac{PL^3}{12EI} \quad (1)$$

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

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

● **پاسخ:** ابتدا باید توجه کرد سازه مورد نظر معین است و تنها تحت یک بار متمرکز P در نقطه B قرار گرفته است. بنابراین می‌توان برای محاسبه تغییر شکل‌های آن از روش کار مجازی استفاده کرد. بدین منظور سازه تحت بارگذاری مجازی را تشکیل داده و سپس نمودار لنگر خمشی در هر دو سازه تحت بارگذاری اصلی و مجازی را ترسیم می‌کنیم.



نمودار لنگر خمشی در سازه تحت بارگذاری اصلی

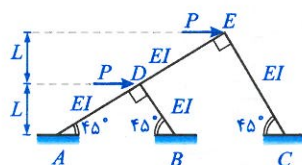
نمودار لنگر خمشی در سازه تحت بارگذاری مجازی

در ادامه کافی است تا حاصل ضرب دو نمودار را به دست آوریم. توجه دارید که در ناحیه AB به دلیل صلبیت بی نهایت عضو، حاصل ضرب برابر صفر است (چرا؟). بنابراین تنها با ضرب مقادیر نمودارها در ناحیه BC می توان نوشت:

$$\Delta_C = \int_B^C \frac{M(x) m(x)}{EI} dx = \frac{abL}{3EI} = \frac{(PL) \times (1 \times L) \times L}{3EI} = \frac{PL^3}{3EI}$$

بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۳- در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود، کدام یک از گزینه های زیر صحیح است؟



- (۱) مقدار لنگر خمشی فقط در تکیه گاه A صفر بوده و در تکیه گاه های B و C غیر صفر است.
- (۲) مقدار لنگر خمشی فقط در تکیه گاه های A و B صفر بوده و در تکیه گاه C غیر صفر است.
- (۳) مقدار لنگر خمشی در هر سه تکیه گاه A ، B و C صفر است.
- (۴) مقدار لنگر خمشی در هیچ یک از تکیه گاه های A ، B و C صفر نیست.

● **هله:** ابتدا باید توجه کرد به دلیل صرف نظر کردن از تغییر شکل محوری، تغییر شکل برشی و همچنین آثار مرتبه دوم، اعضا در امتداد محور خودشان تغییر طول نخواهند داشت. به عبارتی اعضای AD و BD نمی توانند افزایش یا کاهش طول داشته باشند. در این صورت می توان گفت نقطه D و با استدلال مشابه، نقطه E در امتداد افق و قائم جابه جا خواهند شد. در این صورت هیچگونه دوران یا تغییر شکلی در اعضا رخ نخواهد داد و رفتار سازه به صورت صلب می باشد. در این شرایط با توجه به عدم تغییر شکل، در اعضا هیچگونه لنگر خمشی ایجاد نشده و در نتیجه در تکیه گاه ها نیز لنگری ایجاد نخواهد شد. به عبارتی دیگر سازه عملکرد خرابی داشته و در هر سه تکیه گاه لنگر خمشی برابر صفر است.

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۴- در یک ساختمان مسکونی ۱۰ طبقه واقع در شهر مشهد از نوع قاب خمشی بتنی ویژه، زمان تناوب تجربی برابر ۰/۸ ثانیه و زمان تناوب تحلیلی برابر ۱/۲۵ ثانیه محاسبه شده است. نسبت کمترین برش پایه برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی این ساختمان به کمترین برش پایه برای طراحی اعضای آن مطابق کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟ فرض کنید در هیچ حالتی برش پایه حداقل حاکم نبوده و $T_s = 0.5s$ است. همچنین فرض نمائید جداگرهای میانقاب می مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمی نمایند.

۱/۰۰ (۴)

۰/۸۰ (۳)

۰/۶۷ (۲)

۰/۸۴ (۱)

● **هله:** می دانیم برش پایه از رابطه زیر به دست می آید:

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

در این رابطه پارامترهای A ، I ، R_u و W ساختمان مورد سؤال، مقداری ثابت می باشند و فقط پارامتر B (ضریب بازتاب) که تابعی از پریود سازه است، می تواند در کنترل تغییر مکان جانبی و طراحی اعضای سازه متفاوت باشد. بنابراین خواهیم داشت:

$$\frac{V_u \text{ کنترل تغییر مکان}}{V_u \text{ طراحی اعضا}} = \frac{B \text{ کنترل تغییر مکان}}{B \text{ طراحی اعضا}}$$

حال در ادامه ابتدا زمان تناوب سازه را برای هر دو هدف فوق یافته و سپس پارامتر B نظیر آن ها را تعیین می کنیم:

- کنترل تغییر مکان جانبی نسبی

در اینجا با توجه به بند ۳-۵ از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، داریم:

$$T = \max \{T_a, T_m\} = \max \{0.18, 1.25\} = 1.25 \text{ sec} \xrightarrow[\text{شهر مشهد با خطر زیاد}]{\text{زمین نوع II}} B \approx 1.15 \quad (\text{مربوط به کنترل تغییر مکان جانبی})$$

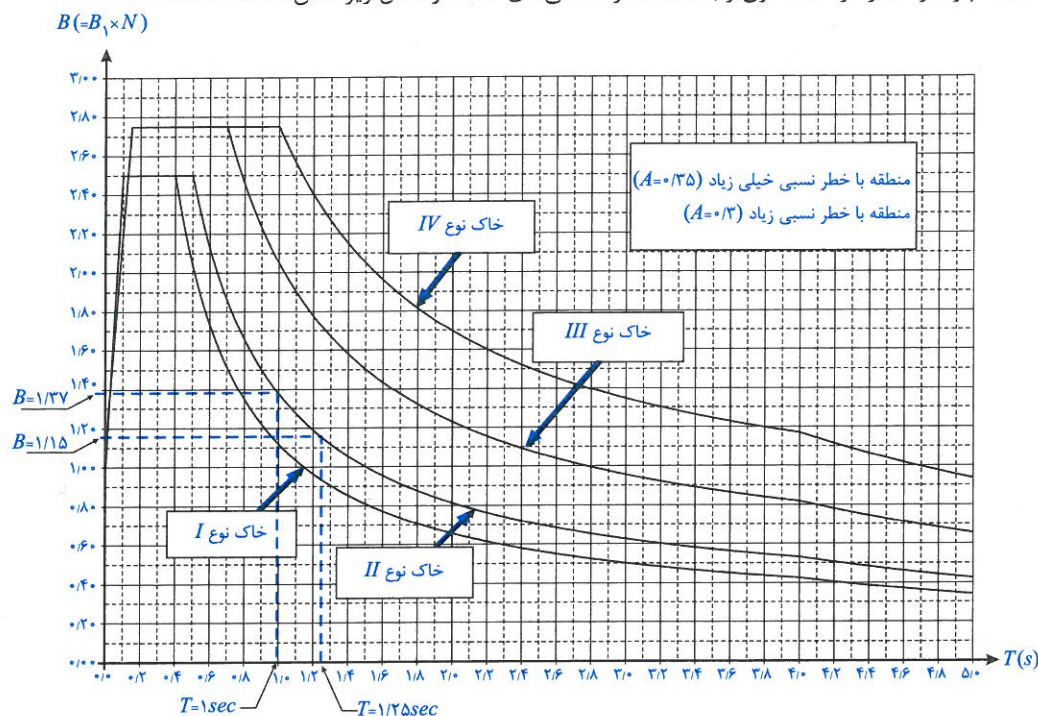
- طراحی اعضای سازه

$$T = \max \{T_a, \min \{T_m, 1/25 T_a\}\} = \max \{0.18, \min \{1/25, 1/25 \times 0.18\}\} = 1 \text{ sec}$$

چون $T_s = 0.15 \text{ sec}$ داده شده، زمین منطقه از نوع II خواهد بود و خواهیم داشت:

$$T = 1 \text{ sec} \xrightarrow[\text{شهر مشهد با خطر زیاد}]{\text{زمین نوع II}} B \approx 1/37 \quad (\text{مربوط به طراحی اعضای سازه})$$

توجه: نحوه محاسبه پارامتر B در دو حالت فوق و با استفاده از منحنی‌های B-T در شکل زیر نشان داده شده است:

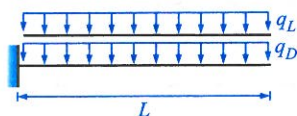


در نهایت خواهیم داشت:

$$\frac{V_u \text{ (کنترل تغییرمکان جانبی نسبی)}}{V_u \text{ (طراحی اعضا)}} = \frac{1/15}{1/37} = 0.84$$

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.

۵- فرض کنید در یک بالکن طره‌ای با مقطع فولادی مربوط به یک ساختمان مسکونی واقع در شهر تهران، مقدار بار گسترده یکنواخت ناشی از بارهای مرده برابر q_D و مقدار بار گسترده یکنواخت ناشی از بارهای زنده برابر q_L است. حداقل نسبت q_L / q_D برای آنکه در طراحی این عضو به روش LRFD مقدار نیروی قائم زلزله تعیین کننده نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بار زنده چه در مقدار و چه در ترکیب بارها، غیرقابل کاهش فرض شود. $q_L / q_D > 0.125$ است. همچنین مقطع تیر دارای دو محور تقارن بوده و جهت



نیروی قائم زلزله به سمت پایین فرض شود)	
۱/۰ (۱)	۰/۵۴ (۲)
۱/۳۵ (۳)	۰/۳۵ (۴)

• **حل:** ترکیب بارهای غیر لرزه‌ای و لرزه‌ای برای طراحی این تیر کنسول برای زلزله قائم رو به پایین، براساس بند ۶-۲-۳ از مبحث ششم به ترتیب به صورت $1/2 q_D + q_L + q_E$ و $1/2 q_D + 1/6 q_L + q_E$ می‌باشند. دقت شود که با توجه به اینکه q_L / q_D بزرگتر از ۰/۱۲۵ است، ترکیب بار $1/4 q_D$ مقدارش از ترکیب بار $1/2 q_D + 1/6 q_L$ کمتر بوده و در طراحی حاکم نمی‌باشد (چرا؟). برای آنکه طبق خواسته سؤال، نیروی قائم زلزله تعیین کننده نباشد، باید مقادیر به دست آمده از ترکیب بار غیرلرزه‌ای بیشتر از ترکیب بار لرزه‌ای باشند، یعنی باید بنویسیم:

$$1/2 q_D + 1/6 q_L \geq 1/2 q_D + q_L + q_E$$

از طرفی زلزله قائم و بار گسترده نظیر آن، طبق بند ۳-۹-۱ از استاندارد ۲۸۰۰، برای بالکن طره‌ای در شهر تهران برابر می‌شود با:

$$F_p = 0.16 A I W_p \xrightarrow[\text{محاسبه بار خطی معادل زلزله قائم}]{} q_E = 0.16 A I q_p$$

$\rightarrow q_D + q_L$

$$\Rightarrow q_E = 0.16 \times 0.35 \times 1 \times (q_D + q_L) = 0.12 q_D + 0.12 q_L$$

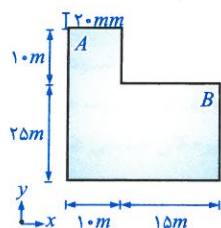
با جایگذاری رابطه به دست آمده در ترکیب بار لرزه‌ای خواهیم داشت:

$$1/2 q_D + 1/6 q_L \geq 1/2 q_D + q_L + 0/21 q_D + 0/21 q_L \Rightarrow 0/39 q_L \geq 0/21 q_D$$

$$\Rightarrow \frac{q_L}{q_D} \geq 0/54 \Rightarrow \text{حداقل نسبت } \left(\frac{q_L}{q_D}\right) \text{ برابر } 0/54 \text{ است.}$$

بنابراین گزینه (۲) صحیح است.

۶- یک ساختمان مسکونی ۵ طبقه با پلان مطابق شکل زیر مفروض است. فرض کنید ساختمان در ارتفاع دارای نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم نیست. در بحرانی‌ترین طبقه ناشی از نیروی زلزله در امتداد y با احتساب پیچش تصادفی و با منظور نمودن $A_j = 1$ ، در نقطه A تغییر مکان جانبی نسبتی برابر 20 mm و در نقطه B تغییر مکان جانبی نسبتی برابر Δ محاسبه شده است. محدوده مجاز Δ برای آنکه ساختمان



مذکور را بتوان به روش استاتیکی معادل تحلیل نمود، مطابق کدام یک از گزینه‌های زیر است؟

$$(1) \quad 13/33 \text{ mm} \leq \Delta \leq 30 \text{ mm}$$

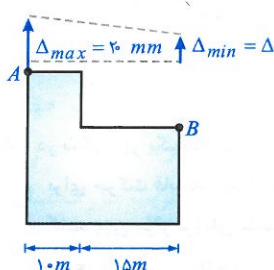
$$(2) \quad 13/33 \text{ mm} \leq \Delta \leq 46/67 \text{ mm}$$

$$(3) \quad 8/57 \text{ mm} \leq \Delta \leq 30 \text{ mm}$$

$$(4) \quad 8/57 \text{ mm} \leq \Delta \leq 46/67 \text{ mm}$$

● **هله:** طبق بند ۲-۳ از استاندارد ۲۸۰۰ برای آنکه بتوان ساختمان را با روش استاتیکی معادل تحلیل نمود، یکی از شرایط آن است که ساختمان از نوع نامنظم پیچشی نباشد. یعنی داشته باشیم:

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 1/2$$



در ادامه دو حالت را برای کنترل رابطه فوق در نظر قرار می‌دهیم:

حالت (۱): در پلان داده شده Δ_{max} در A اتفاق افتاده باشد که در این صورت داریم:

$$\Delta_{ave} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2} = \frac{20 + \Delta}{2}$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 1/2 \Rightarrow \frac{20}{\frac{20 + \Delta}{2}} \leq 1/2 \Rightarrow 20 + \Delta \geq 33/33 \Rightarrow \Delta \geq 13/33 \text{ mm}$$

حالت (۲): در پلان داده شده، Δ_{max} در B اتفاق افتاده باشد که در این صورت خواهیم داشت:

$$\Delta_{ave} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2} = \frac{\Delta + 20}{2}$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 1/2 \Rightarrow \frac{\Delta}{\frac{\Delta + 20}{2}} \leq 1/2 \Rightarrow 0/8 \Delta \leq 24 \Rightarrow \Delta \leq 30 \text{ mm}$$

در نهایت برای آنکه این پلان منظم پیچشی باشد، باید هر دو محدوده به دست آمده از حالت‌های (الف) و (ب) برقرار باشند و یعنی $13/33 \text{ mm} \leq \Delta \leq 30 \text{ mm}$ باشد.

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.

۷- یک ساختمان فولادی با سیستم دوگانه (قاب خمشی فولادی ویژه + دیوار برشی بتن آرمه ویژه) در شهر تهران با کاربری مسکونی واقع بر روی خاک نوع II مفروض است. حداکثر زمان تناوب اصلی نوسان مورد استفاده برای محاسبه برش پایه این ساختمان برای آنکه در تعیین نیروی زلزله به روش استاتیکی معادل، مقدار برش پایه حداقل حاکم بر طراحی اعضای آن نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$$(1) \quad 1/56 \text{ ثانیه}$$

$$(2) \quad 1/92 \text{ ثانیه}$$

$$(3) \quad 1/73 \text{ ثانیه}$$

$$(4) \quad 1/38 \text{ ثانیه}$$

● **هله:** فرمول کلی برش پایه V_u و همچنین فرمول مربوط به برش پایه حداقل به صورت زیر می‌باشند:

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W, \quad V_{u_{min}} = 0/12 AIW$$

برای آنکه برش پایه حداقل بر طرح حاکم نباشد، باید $V_u \geq V_{u_{min}}$ باشد:

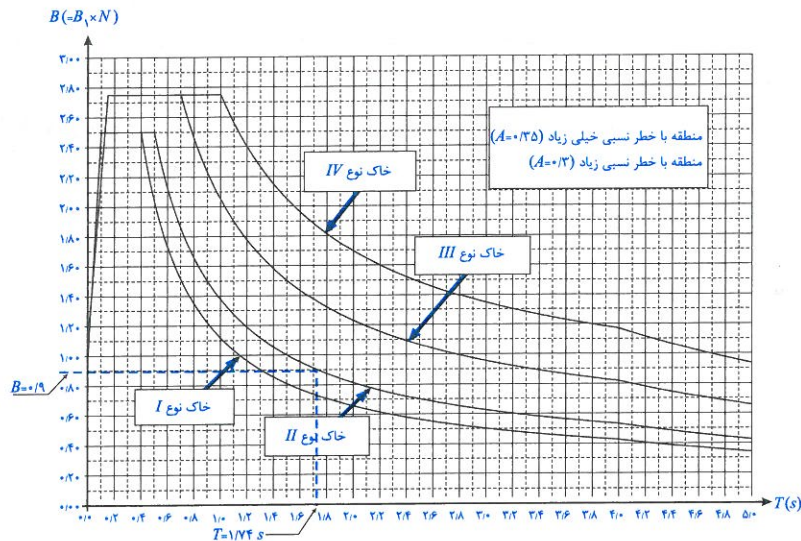
$$\frac{ABI}{R_u} W \geq 0/12 AIW \Rightarrow B \geq 0/12 R_u$$

با توجه به سیستم باربر جانبی ساختمان و با مراجعه به جدول ۳-۴ از استاندارد ۲۸۰۰، ضریب رفتار R_u برای این سازه برابر ۷/۵ خواهد بود. پس می توان نوشت:

$$B \geq 0.12 R_u \Rightarrow B \geq 0.12 \times 7.5 \Rightarrow B \geq 0.9$$

بنابراین باید پریود سازه مقداری باشد که به ازاء آن $B \geq 0.9$ شود. با استفاده از منحنی های $B-T$ برای ساختمان در شهر تهران که بر روی خاک نوع II واقع است، به ازاء $B = 0.9$ ، پریود سازه برابر می شود با:

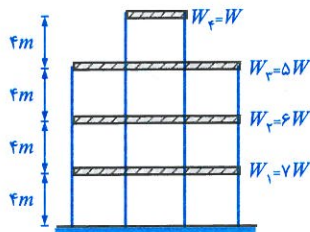
$$B = 0.9 \xrightarrow{\text{طبق نمودار}} T = 1.74 \text{ s}$$



نزدیک ترین جواب به مقدار به دست آمده، ۱/۷۳ ثانیه می باشد.

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۸- در شکل زیر یک ساختمان مسکونی دارای سه طبقه و یک خرپشته از نوع قاب خمشی فولادی نشان داده شده است. اگر جداگرهای میانقبایی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند، زمان تناوب تجربی و وزن مؤثر لرزه ای این ساختمان به ترتیب به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید وزن مؤثر لرزه ای طبقات مطابق شکل مقابل است.



(۱) ۱۹W و ۰/۴۱ ثانیه

(۲) ۱۸W و ۰/۴۱ ثانیه

(۳) ۱۹W و ۰/۵۲ ثانیه

(۴) ۱۸W و ۰/۴۹ ثانیه

● **هله** وزن مؤثر لرزه ای کل سازه شامل مجموع تمام وزن های لرزه ای داده شده برای طبقات و خرپشته سازه می باشد:

$$\text{وزن لرزه ای کل} = \sum W_i = 7W + 6W + 5W + W = 19W$$

از طرفی برای محاسبه زمان تناوب تجربی سازه بایستی ارتفاع آن از روی تراز پایه مشخص شود. با توجه به بند ۳-۳-۱ استاندارد ۲۸۰۰ چون وزن خرپشته (W) از ۲۵ درصد وزن طبقه بام ($5W$) کمتر است، از ارتفاع آن صرف نظر کرده (به هیچ وجه از وزن آن صرف نظر نمی شود) و ارتفاع سازه تا روی تراز بام برای محاسبه T_a در نظر گرفته شده و برابر ۱۲ m است. بنابراین داریم:

$$T_a = 0.18 \times 0.08 H^{0.75} = 0.18 \times 0.08 \times 12^{0.75} = 0.41 \text{ s}$$

جداگرهای میانقبایی مانع برای حرکت قاب هستند

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.

۹- یک ساختمان فولادی کاملاً منظم در هر دو راستا، از نوع قاب خمشی ویژه با ارتفاع و وزن مؤثر لرزه ای یکسان در تمامی طبقات مفروض است. اگر در تحلیل این ساختمان به روش استاتیکی معادل از زمان تناوب تجربی (بدون هر گونه افزایش) استفاده شود و در آن جداگرهای میانقبایی مانعی برای حرکت جانبی قاب ایجاد نمایند، حداکثر ارتفاع ساختمان برای آنکه توزیع نیروی زلزله در ارتفاع خطی باشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۱۱/۵ (۴) متر

۱۵/۵ (۳) متر

۹/۵ (۲) متر

۱۳/۵ (۱) متر

● **هله:** با توجه به بند ۳-۳-۶ استاندارد ۲۸۰۰، توزیع نیروی زلزله در طبقات سازه از رابطه زیر به دست می آید:

$$F_{u_i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u$$

با توجه به یکسان بودن W برای طبقات، هنگامی رابطه فوق در ارتفاع سازه به صورت خطی تغییر می کند که پارامتر k برابر یک باشد و این اتفاق زمانی رخ می دهد که پریود سازه $T \leq 0.15$ s باشد.

$$\Rightarrow T = T_a = 0.108 H^{0.75} \leq 0.15 \Rightarrow H \leq 11.5 \text{ m}$$

بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۱۰- در یک ساختمان ۱۰ طبقه، طبقه ۵ در مرز نامنظمی پیچشی زیاد و شدید قرار داشته اما سایر طبقات به لحاظ پیچش منظم محسوب می شود. برون مرکزی اتفاقی این ساختمان باید چگونه در نظر گرفته شود؟ فرض نمایید دیافراگم های کفها صلب هستند و در تمامی طبقات نسبت حداکثر تغییرمکان طبقه به میانگین تغییرمکان طبقه در انتهای ساختمان با نسبت حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه به میانگین تغییرمکان نسبی طبقه در انتهای ساختمان یکسان است.

(۱) حداکثر ۵ درصد بُعد ساختمان در تمامی طبقات در امتداد عمود بر نیروی جانبی

(۲) حداقل ۵/۸ درصد بُعد ساختمان در طبقه ۵ در امتداد عمود بر نیروی جانبی و حداقل ۵ درصد بُعد ساختمان در سایر طبقات در امتداد عمود بر نیروی جانبی

(۳) حداقل ۶/۸ درصد بُعد ساختمان در طبقه ۵ در امتداد عمود بر نیروی جانبی و حداقل ۵/۸ درصد بُعد ساختمان در سایر طبقات در امتداد عمود بر نیروی جانبی

(۴) حداقل ۶/۸ درصد بُعد ساختمان در طبقه ۵ در امتداد عمود بر نیروی جانبی و حداقل ۵ درصد بُعد ساختمان در سایر طبقات در امتداد عمود بر نیروی جانبی

● **هله:** طبق بند ۳-۳-۳ از استاندارد ۲۸۰۰، برون مرکزی اتفاقی اولیه در هر طبقه از ساختمان، برابر ۵ درصد بعد ساختمان عمود بر جهت زلزله می باشد.

از طرفی با توجه به بند ۳-۳-۷، اگر در سازه نامنظمی پیچشی داشته باشیم، مقدار آن در کلیه طبقات باید در ضریب بزرگ نمایی پیچشی A_j نیز ضرب شود که ضریب A_j در هر طبقه، به شکل مستقل و مربوط به همان طبقه محاسبه می شود:

$$A_j = \left(\frac{U_{max}}{1.2 U_{ave}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3$$

در رابطه فوق U_{ave} و U_{max} جابجایی های کل حداکثر و متوسط در طبقه j ام می باشند. در سؤال گفته شده است که طبقه پنجم این ساختمان، در مرز نامنظمی زیاد و شدید پیچشی قرار دارد، بنابراین خواهیم داشت:

$$\left(\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \right) = 1.4 \xrightarrow{\text{طبق صورت سوال}} \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} = \frac{U_{max}}{U_{ave}} = 1.4 \Rightarrow A_j = \left(\frac{1.4}{1.2} \right)^2 = 1.36$$

نسبت بر مبنای مقادیر نسبی جابجایی

بنابراین e_{aj} در طبقه پنجم این ساختمان برابر می شود با:

$$e_{aj} = (0.05 \times \text{بعد ساختمان}) \times A_j = 0.05 \times \text{بعد ساختمان} \times 1.36 = 0.068 \times \text{بعد ساختمان}$$

معادل ۶/۸ درصد

از طرفی با توجه به صورت سؤال، سایر طبقات سازه باعث نامنظمی پیچشی نشده اند و نسبت $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ در آنها کمتر از ۱/۲ است. با توجه به صورت سؤال

چون نسبت $\frac{U_{max}}{U_{ave}}$ در طبقات با $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ برابر فرض شده است، نسبت $\frac{U_{max}}{U_{ave}}$ نیز در طبقات کمتر از ۱/۲ است و ضریب A_j برای طبقات کمتر از یک به دست می آید که نباید لحاظ شود و این یعنی در سایر طبقات دیگر، خروج از مرکزیت اتفاقی ۵ درصد بُعد عمود بر نیروی زلزله لحاظ می شود.

تذکر: در حالت کلی در یک طبقه از سازه نامنظم پیچشی، نسبت $\frac{\Delta_{max}}{U_{ave}}$ با $\frac{U_{max}}{U_{ave}}$ یکسان نیست و به طور مثال ممکن است در یک

طبقه $\frac{\Delta_{max}}{U_{ave}} < 1.2$ باشد ولی $\frac{U_{max}}{U_{ave}} > 1.2$ باشد و در این حالت برای آن طبقه از سازه، باید ضریب A_j لحاظ شود.

بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۱۱- ساختمانی در منطقه سیل خیز با ارتفاع هیدرواستاتیکی برابر 600 mm مستقر می‌باشد. در صورت وقوع سیل با سرعت $2/5$ متر بر ثانیه و با فرض حداقل مقدار پیشنهادی ضریب شکل، نسبت لنگر محرک ناشی از بار هیدرواستاتیک به لنگر حاصل از بار کل (شامل بار هیدرواستاتیک و هیدرودینامیک) نسبت به پای ساختمان به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ در محاسبات فرض شود توزیع بار هیدرودینامیک دارای شیب مشابه توزیع بار هیدرواستاتیک است.

۰/۴۴ (۴)

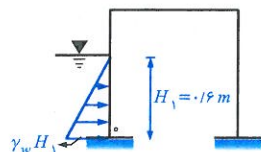
۰/۵۳ (۳)

۰/۲۲ (۲)

۰/۳۶ (۱)

● **حل:** برای بررسی این سؤال، دو حالت زیر را بررسی می‌کنیم:

حالت ۱: تحت بار هیدرواستاتیکی، $H_1 = 0.16\text{ m}$ بوده و با توجه به توزیع مثلثی نیرو، لنگر ناشی از آن در پای سازه برابر است با (بعد عمود بر صفحه، L فرض می‌شود):



(حالت هیدرواستاتیکی)

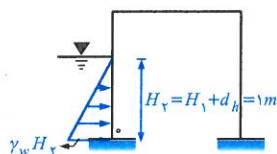
$$\Rightarrow M_{a1} = \frac{\gamma_w H_1^2}{2} \times \frac{H_1}{3} \times L = \frac{1}{6} \gamma_w \times 0.16^3 \times L$$

حالت ۲: برای محاسبه لنگر تحت بار مجموع هیدرواستاتیکی و هیدرودینامیکی، ابتدا باید اضافه ارتفاع d_h را با توجه به بند ۶-۶-۳-۵ از مبحث ۶ محاسبه کنیم (دقت شود استفاده از این بند، زمانی که $V < 3\text{ m/s}$ است، صحیح می‌باشد).

$a = 1/25$ (حداقل ضریب شکل)

$$d_h = \frac{aV^2}{2g} = \frac{1/25 \times (2/5)^2}{2 \times 9.81} = 0.14\text{ m}$$

در نهایت با توجه به این که این ارتفاع، به صورت اضافه ارتفاعی از بار هیدرواستاتیکی تعریف می‌شود، لنگر M_{a2} برابر است با:



$$\Rightarrow M_{a2} = \frac{1}{6} \gamma_w \times H_2^3 \times L = \frac{1}{6} \gamma_w \times 1^3 \times L$$

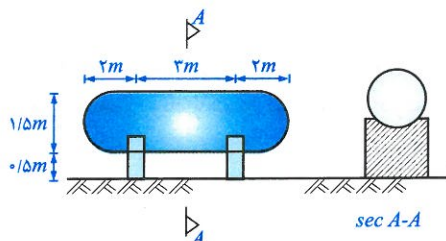
$$\frac{M_{a1}}{M_{a2}} = \left(\frac{0.16}{1}\right)^3 = 0.1216$$

بنابراین گزینه (۲) صحیح است.

۱۲- در شکل زیر یک مخزن گاز فولادی جوش شده با پایه زین شکل فولادی، مربوط به یک بیمارستان در تبریز که در حیاط محوطه نصب خواهد شد، نشان داده شده است. اگر زمینی که این سازه بر آن متکی است از نوع III، ضریب اهمیت آن $1/4$ ، زمان تناوب اصلی نوسان سازه 0.2 ثانیه و وزن

مؤثر لرزه‌ای آن 30 kN باشد، نیروی جانبی زلزله وارد بر آن (نیروی برشی پایه V_u) به

کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ از طیف استاندارد استفاده کنید.



۲۷ kN (۱)

۲۰/۲۵ kN (۲)

۱۳/۵ kN (۳)

۸/۷ kN (۴)

● **حل:** با توجه به جدول (۲-۵) استاندارد ۲۸۰۰، مخزن گاز مطرح شده در این سؤال، یک سازه غیرساختمانی غیرمشابه با ساختمان بوده که متکی بر زمین است. نیروی برشی پایه وارد بر مخزن با توجه به بند ۵-۳-۱ استاندارد ۲۸۰۰، به بند ۵-۲-۱ ارجاع داده شده است و مشابه سازه‌های ساختمانی در نظر گرفته شده و به صورت زیر به دست می‌آید:

$$T_s = 0.15 < T = 0.25 < 0.7 \xrightarrow[\text{خطر نسبی خیلی زیاد}]{\text{خاک نوع III}} B = 2/75 \quad (\text{حداکثر شتاب طیف})$$

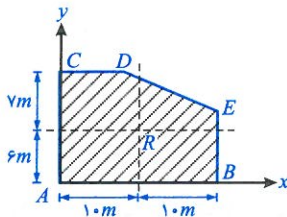
$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W = \frac{0.35 \times 2/75 \times 1/4}{3} \times 30 = 13/475\text{ kN}$$

همچنین با توجه به قرار داشتن بیمارستان در شهر تبریز ($A = 0.35$) و خاک نوع III در زیر این مخزن، با مراجعه به رابطه (۴-۵) از بند ۵-۳-۱ استاندارد ۲۸۰۰ خواهیم داشت:

$$V_{u_{min}} = 1/6 \frac{AIW}{R_u} = 1/6 \times \frac{0.35 \times 1/4 \times 30}{3} = 7/184\text{ kN} \leq V_u = 13/475\text{ kN} \quad \text{ok}$$

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۱۳- نیروی برش پایه زلزله (V_u) یک ساختمان یک طبقه متعارف با اهمیت خیلی زیاد که پلان بام و موقعیت مرکز سختی آن، R ، در شکل نشان داده شده است، در راستای y برابر 400 kN است. بدون احتساب پیچش تصادفی، نیروی زلزله راستای y ، حول محور z (مبدأ مختصات) لنگر پیچشی 3600 kN.m ایجاد می کند و تحت این شرایط نقطه B به اندازه 15 mm + و نقطه C به اندازه 20 mm + در راستای y تغییر مکان می دهند، کدام یک از گزینه های زیر صحیح خواهد بود؟ محاسبات بدون در نظر گرفتن اثر زلزله راستای متعامد مدنظر بوده و فرض می شود نتیجه محاسبات مربوط به زلزله راستای y را می توان به کل سازه تعمیم داد. همچنین روش تحلیل استاتیکی معادل مدنظر بوده و دیافراگم سقف صلب و ارتفاع تمام ستون ها یکسان است.



(۱) سازه دارای نامنظمی پیچشی شدید است.

(۲) سازه دارای نامنظمی پیچشی زیاد است.

(۳) سازه از نظر پیچشی منظم است.

(۴) با اطلاعات موجود نمی توان نامنظمی پیچشی سازه را ارزیابی کرد.

● **حل:** طبق مورد ب از بند ۱-۷-۱ استاندارد ۲۸۰۰، جهت کنترل نامنظمی پیچشی سازه، بایستی تغییرمکان های نسبی در انتهای طبقه را با احتساب پیچش تصادفی و ذاتی حول مرکز سختی با لحاظ کردن $A_j = 1$ در نظر بگیریم. در این سؤال لنگر پیچشی ذاتی 3600 kN.m داده شده، بدون احتساب پیچش تصادفی حول مبدأ (نه مرکز سختی) می باشد. بنابراین ابتدا باید پیچش کل را با احتساب پیچش تصادفی حول مرکز سختی حساب کرد و سپس ببینیم چطور می توان مقادیر تغییرمکان های حداقل و حداکثر طبقه را براساس مقدار پیچش کل محاسبه کرد.

$$\text{خروج از مرکزیت نیروی } F_u \text{ حول مبدأ} = \frac{T}{F_u} = \frac{3600}{400} = 9 \text{ m}$$

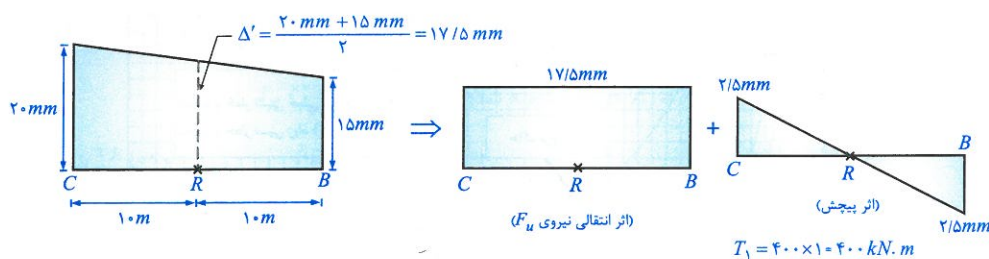
$$\text{خروج از مرکزیت نیروی } F_u \text{ حول مرکز سختی} = e_i = 10 - 9 = 1 \text{ m}$$

$$T_{u\text{کل}} = F_u \times (e_i + e_a)$$

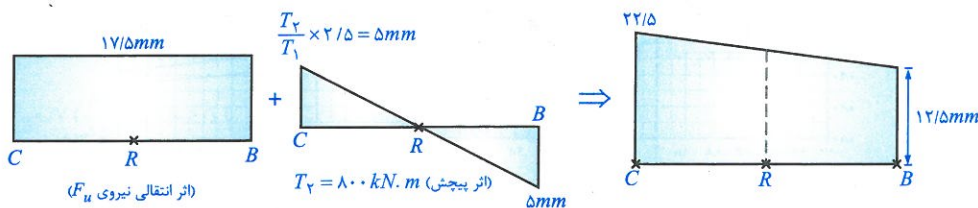
در رابطه فوق e_i خروج از مرکزیت ذاتی و e_a خروج از مرکزیت اتفاقی می باشد که با احتساب $A_j = 1$ ، برابر ۵ درصد بعد ساختمان عمود بر نیروی زلزله است. پس داریم:

$$T_{u\text{کل}} = \underbrace{F_u \times e_i}_{\text{پیچش بدون خروج از مرکزیت تصادفی}} + \underbrace{F_u \times e_a}_{\text{پیچش ناشی از خروج از مرکزیت تصادفی}} = 400 \times 1 + 400 \times (0.05 \times 20) = 800 \text{ kN.m}$$

در ادامه مقادیر تغییرمکان های دو انتهای پلان و در نتیجه دوران پلان ناشی از پیچش 400 kN.m حول مرکز سختی در حالت اول را در نظر گرفته و محاسبه می کنیم که اگر لنگر پیچشی 800 kN.m به پلان وارد شود، مقدار دوران و در نتیجه تغییر مکان دو انتهای پلان چقدر خواهد بود؟
حالت اول: (اثر $T_1 = 400 \text{ kN.m}$)



حالت دوم: (اثر پیچش $T_2 = 800$): در این حالت اثر انتقالی نیروی F_u به مانند حالت اول بوده و اثر پیچش، در نسبت $\frac{T_2}{T_1}$ ضرب خواهد شد:



پس تغییر شکل ایجاد شده در پلان این سازه ناشی از پیچش و با احتساب خروج از مرکزیت تصادفی و ذاتی به شکل فوق خواهد بود.

حال وضعیت نامنظمی پیچشی سازه را کنترل می‌کنیم.

$$\Delta_C = 22/5 \text{ mm} \quad \Delta_B = 12/5 \text{ mm} \quad \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} = \frac{22/5}{(22/5 + 12/5)/2} = 1/28 > 1/2$$

بدین ترتیب سازه از نوع نامنظم پیچشی زیاد می‌باشد.

$$1/2 < \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 1/4$$

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

T (بر حسب ثانیه)	AB
۰	۰/۳۲
۰/۱۵	۰/۸
۰/۳	۰/۸
۰/۵۵	۰/۸
۰/۷۷	۰/۷۲
۰/۹	۰/۶
۱	۰/۵۵
۱/۲	۰/۴۹
۱/۴	۰/۴۴
۱/۶	۰/۴
۱/۸	۰/۳۶
۲	۰/۳۳
۳	۰/۲۵

۱۴- در یک سازه ۱۰ طبقه فولادی مسکونی به ارتفاع کل ۳۷ متر از تراز پایه با قاب خمشی ویژه هرگاه از طیف ویژه ساختگاه (جدول مقابل) استفاده شود ضریب زلزله (نسبت نیروی زلزله به وزن مؤثر لرزه‌ای) آن به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ زمین را نوع III در نظر بگیرید و $\rho = 1$ و سازه در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار دارد. از افزایش زمان تناوب اصلی نوسان با استفاده از تحلیل دینامیکی صرف نظر نمایید. نسبت میرایی برابر ۵ درصد فرض شود و میانقاب‌ها مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمی‌نمایند.

(۱) ۰/۶۶

(۲) ۰/۸۳

(۳) ۰/۴۹

(۴) ۰/۷۲

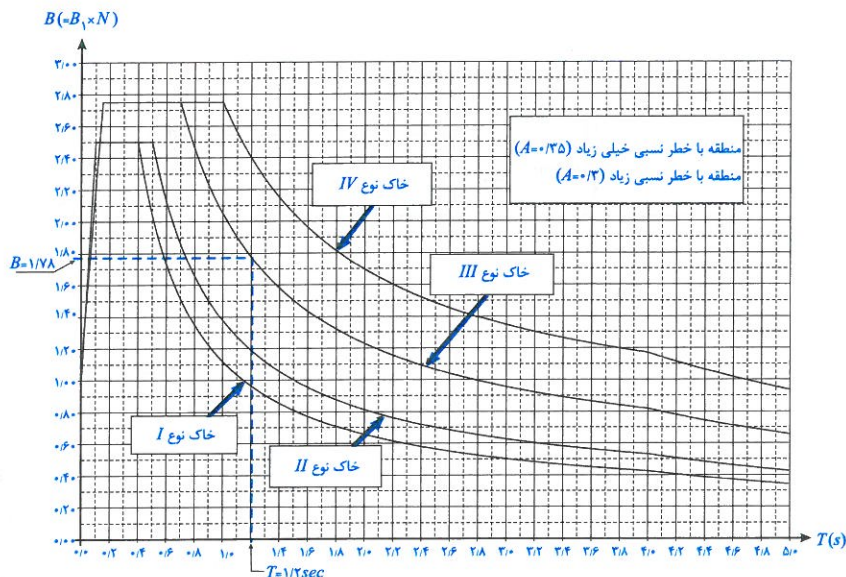
● **حل:** با توجه به بند ۲-۵-۲ از استاندارد ۲۸۰۰، برای محاسبه ضریب زلزله با استفاده از طیف طرح ویژه ساختگاه، داریم:

$$C = \frac{I}{R_u} \times \max \{ 0.18 AB, \text{طیف ویژه ساختگاه } AB, \text{طیف استاندارد} \}$$

$$T = T_a = 0.108 H^{0.75} = 0.108 \times 37^{0.75} = 1.2 \text{ s} \xrightarrow{\text{طیف ویژه ساختگاه}} AB = 0.49$$

همچنین با توجه به نمودارهای $B-T$ برای زمین نوع III و منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد، داریم:

$$T = 1.2 \text{ s} \xrightarrow{\text{طیف استاندارد}} B = 1.78 \xrightarrow{A=0.35} (AB)_{\text{طیف استاندارد}} = 0.35 \times 1.78 = 0.623$$



با جایگذاری مقادیر AB به دست آمده در رابطه اولیه ارائه شده در ابتدای پاسخ، خواهیم داشت:

$$C = \frac{I}{R_u} \times \max \{ 0.18 \times 0.623, 0.49 \} = \frac{1}{7.5} \times 0.4984 = 0.066$$

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.



۱۵- مقدار دقیق ضریب اثر تندباد برای محاسبه فشار یا مکش داخلی یک انبار با بام تخت به ابعاد پلان 50×50 متر و ارتفاع ۲۱ متر، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ مساحت کل منافذ و بازشوهای بدنه خارجی ساختمان برابر ۳ درصد سطح جانبی دیوارهای ساختمان است.

۱/۸۶ (۴)

۰/۸۰ (۳)

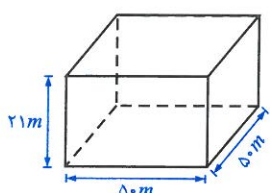
۱/۹۷ (۲)

۲/۵ (۱)

● **هله:** با توجه به بند ۶-۱۰-۸-۱ از مبحث ۶، ضریب اثر تندباد (C_{gi}) به صورت مقابل محاسبه می‌شود:

$$C_{gi} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{V_o}{6950 \cdot A}}}$$

$4 \text{ سازه} = 4 \times 50 \times 21 = 4200 \text{ m}^2$ مساحت جانبی دیوارها $\Rightarrow$ سازه ۴ دیوار بزرگ دارد.



مساحت بازشوها: $A = 0.03 \times 4200 = 126 \text{ m}^2$

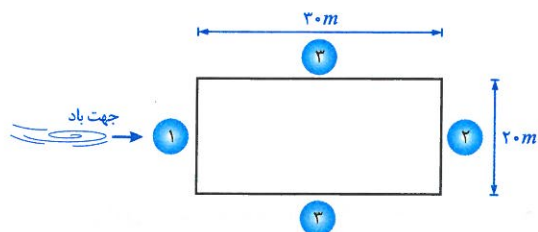
حجم داخلی ساختمان: $V_o = (50 \times 50 \times 21) = 52500 \text{ m}^3$

با جایگذاری پارامترهای فوق در رابطه C_{gi} ، می‌توان نوشت:

$$C_{gi} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{52500}{6950 \times 126}}} = 1.969$$

بنابراین گزینه (۲) صحیح است.

۱۶- یک ساختمان مسکونی به ارتفاع ۵۶ متر از روی سطح زمین با پلان شکل زیر و بام تخت، در ناحیه پُرتراکم شهر تهران واقع شده است. مقدار فشار یا مکش خارجی باد برای طراحی سازه در تراز بام در کلیه وجوه ساختمان (P_1, P_2, P_3) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ($C_t = 1$) فرض شود.



$$(1) P_1 = 0.90 \text{ kN/m}^2, P_2 = -0.46 \text{ kN/m}^2, P_3 = -0.66 \text{ kN/m}^2$$

$$(2) P_1 = 0.71 \text{ kN/m}^2, P_2 = -0.44 \text{ kN/m}^2, P_3 = -0.62 \text{ kN/m}^2$$

$$(3) P_1 = 0.90 \text{ kN/m}^2, P_2 = -0.46 \text{ kN/m}^2, P_3 = -0.79 \text{ kN/m}^2$$

$$(4) P_1 = 0.71 \text{ kN/m}^2, P_2 = -0.36 \text{ kN/m}^2, P_3 = -0.62 \text{ kN/m}^2$$

● **هله:** گام اول: با توجه به ارتفاع $H = 56 \text{ m} > 20 \text{ m}$ ، ساختمان بلند مرتبه است.

گام دوم: پارامترهای q, C_d, C_g, C_t, I_w در وجوه مختلف این پلان یکسان بوده و برابر است با:

$C_t = 1$: داده سؤال و $I_w = 1$: مسکونی و $q = 0.47 \text{ kN/m}^2$: شهر تهران

$C_g = 2$ ، $C_d = 0.85$: ساختمان‌ها

گام سوم: در وجه پشت به باد (وجه ۲)، $Z = \frac{H}{\gamma} = 28 \text{ m}$ در نظر گرفته شده و ضرایب C_e و C_p برابر است با:

$$C_e = \max \left\{ 0.17, 0.17 \left(\frac{28}{12} \right)^{0.7} \right\} = 0.19$$

$$\frac{H}{D} > 1 \Rightarrow C_p = -0.15$$

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

$$P_2 = 1 \times 0.47 \times 0.19 \times 1 \times 2 \times (-0.15) \times 0.85 = -0.36 \text{ kN/m}^2$$

گام چهارم: در وجه جانبی، $Z = H = 56 \text{ m}$ در نظر گرفته شده و داریم:

$$C_e = \max \left\{ 0.17, 0.17 \left(\frac{56}{12} \right)^{0.7} \right\} = 1.11$$

$$\Rightarrow C_p = -0.17 \text{ وجه کناری}$$

$$P_2 = 1 \times 0.47 \times 1.11 \times 1 \times 2 \times (-0.17) \times 0.85 = -0.62 \text{ kN/m}^2$$

توجه شود که با توجه به گزینه‌ها، نیازی به محاسبه فشار در وجه (۱) نمی‌باشد.

بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۱۷- یک بیمارستان ۵ طبقه از تراز پایه به ارتفاع طبقات ۴/۵ متر در زمین نوع دو شهر تهران قرار دارد. نیروی زلزله استاتیکی معادل افقی وارد بر سقف کاذب اتاق عمل این بیمارستان واقع در طبقه آخر به وزن W به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ارتفاع سقف کاذب از زیر سقف ۵۰۰ mm و ضخامت سقف ۵۰۰ mm فرض شود. همچنین تراز مرکز جرم سقف کاذب ملحقات آن همان تراز سقف کاذب فرض شود.

$$V_u = 1/96W \quad (2)$$

$$V_u = 0/36W \quad (1)$$

$$V_u = 0/57W \quad (4)$$

$$V_u = 0/49W \quad (3)$$

● **هله:** سقف کاذب یک جزء غیرسازه‌ای است که نیروی زلزله وارد بر آن، با توجه به فرمول (۴-۱) از استاندارد ۲۸۰۰ به صورت زیر به دست می‌آید:

$$V_{pu} = \frac{0/4 a_p A (1+S) W_p I_p}{R_{pu}} \left(1 + 2 \frac{Z}{H}\right)$$

در رابطه فوق داریم:

$$2800 \text{ استاندارد } (1-4) \Rightarrow \text{سقف کاذب} \Rightarrow a_p = 1, R_{pu} = 2/5$$

$$\Rightarrow \text{شهر تهران} \Rightarrow A = 0/35$$

$$H \Rightarrow \text{زمین نوع } S = 1/5$$

$$\Rightarrow \text{ساختمان بیمارستان} \Rightarrow I_p = 1/4$$

$$\Rightarrow \text{ارتفاع کل ساختمان} \Rightarrow H = 5 \times 4/5 = 22/5 m$$

حال به محاسبه Z یعنی تراز سقف کاذب از روی تراز پایه می‌پردازیم که به اندازه $1 m = 0/5 m + 0/5 m$ پایین تراز ارتفاع کل ساختمان بوده و برابر $Z = 22/5 - 1 = 21/5 m$ می‌باشد. پس V_{pu} برابر می‌شود با:

$$V_{pu} = \frac{0/4 \times 1 \times 0/35 \times (1 + 1/5) \times W \times 1/4}{2/5} \times \left(1 + 2 \times \frac{21/5}{22/5}\right) = 0/57W$$

البته باید مقادیر حداقل و حداکثر V_p را نیز کنترل کنیم که به صورت زیر می‌باشند:

$$V_{pmin} = 0/3 A (1+S) W_p I_p = 0/3 \times 0/35 (1 + 1/5) \times W \times 1/4 = 0/37W$$

$$V_{pmax} = 1/6 A (1+S) W_p I_p = 1/6 \times 0/35 (1 + 1/5) \times W \times 1/4 = 1/96W$$

پس مقادیر فوق حاکم نبوده و همان $V_{pu} = 0/57W$ پاسخ این سؤال می‌باشد.

بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۱۸- کدام یک از عبارتهای زیر صحیح نیست؟

- (۱) حفاری با اوگر با میله توپر فقط در خاک‌های چسبنده و کم عمق که دیواره گمانه پایدار است، قابل قبول می‌باشد.
- (۲) استفاده از تحلیل‌ها و پارامترهای ارائه شده در گزارش مقدماتی ژئوتکنیکی برای طراحی مجاز نمی‌باشد.
- (۳) در ساختمان‌های با پی‌های منفرد اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور کمتر از مجموع عرض آن دو پی باشد، مجموع عرض دو پی ملاک تعیین عمق گمانه‌ها در نظر گرفته می‌شود.
- (۴) در هر پروژه حفر حداقل یک چاه دستی جهت مشاهده بافت خاک ضروری است.

● **هله:** طبق بند ۷-۲-۳-۲-۴ مبحث هفتم، عبارت گزینه (۱) صحیح است.

طبق مورد سوم از بند ۷-۲-۳-۱-۲ مبحث هفتم، عبارت گزینه (۲) صحیح است.

طبق تبصره (۲) از بند ۷-۲-۳-۱-۲-۷ پ مبحث هفتم، عبارت گزینه (۳) صحیح نیست.

طبق مورد (ب) از بحث تعیین عمق گمانه‌ها در صفحه ۲۱ مبحث هفتم، عبارت گزینه (۴) صحیح است.

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۱۹- در دیوارهای زیرزمینی که انتهای آنها به سقف متصل هستند، کدام یک از عبارتهای زیر صحیح نیست؟

- (۱) در شرایط بارگذاری زلزله، اضافه فشار مقاومت با اثر مساعد در پایداری دیوار نادیده گرفته شود.
- (۲) در صورتی که خاک پشت دیوار متراکم یا سخت باشد برای تعیین فشار جانبی خاک در هنگام زلزله استفاده از رابطه مونونابه - اکابه قابل توصیه است.
- (۳) در ترکیب‌های بارگذاری در شرایط زلزله، فشار خاک در حالت استاتیکی به عنوان بار مرده و اضافه فشار خاک در هنگام زلزله به عنوان بخشی از نیروی زلزله در نظر گرفته می‌شود.
- (۴) در ترکیب‌های بارگذاری در شرایط استاتیکی، باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

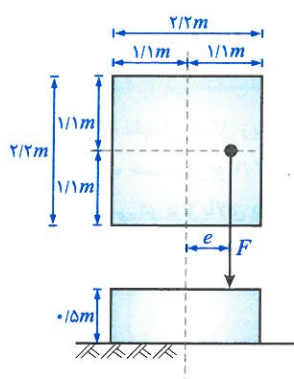
● **هاله:** طبق بند ۷-۵-۴-۲ مبحث هفتم عبارت گزینه (۱) صحیح است.

طبق جدول ۷-۵-۲ مبحث هفتم عبارت گزینه (۲) نادرست است.

طبق بند ۷-۵-۴-۲ مبحث هفتم عبارت گزینه (۳) صحیح است.

طبق بند ۷-۵-۴-۳ مبحث هفتم عبارت گزینه (۴) صحیح است.

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.



۲۰- در شکل مقابل یک شالوده منفرد به ابعاد $2/2 \times 2/2 \times 0/15$ متر که تحت یک بار متمرکز $F = 665/5 \text{ kN}$ (در ترکیب بار به روش تنش مجاز) قرار دارد، نشان داده شده است. حداکثر خروج از مرکزیت مجاز (e) به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است (روش تنش مجاز)؟ وزن واحد حجم بتن مسلح شالوده 25 kN/m^3 ، ظرفیت باربری مجاز خاک $0/5 \text{ MPa}$ ، توزیع تنش فشاری در زیر شالوده خطی، شالوده صلب و خاک از نوع دانه‌ای فرض شود.

(۱) $0/16 \text{ m}$

(۲) $0/37 \text{ m}$

(۳) $0/96 \text{ m}$

(۴) $0/155 \text{ m}$

● **هاله:** برای تعیین خروج از مرکزیت مجهول e باید دو موضوع را مدنظر قرار دهیم:

الف) نهایتاً $\frac{1}{4}$ عرض پی به کشش بیافتد. (ب) تنش ایجاد شده در زیر پی از ظرفیت باربری مجاز کمتر باشد.

کنترل الف) طبق بند ۷-۴-۵-۸ مبحث هفتم، چون پی منفرد است، نهایتاً $\frac{1}{4}$ عرض آن می‌تواند به کشش بیافتد. در این صورت کافی است بنویسیم:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{عرض کل} - \frac{1}{4} B = \text{عرض کل} \Rightarrow \frac{3}{4} B = \frac{1}{5} (2/2 - 2e) \Rightarrow e = 0/155 \text{ m} \\ B^* = B \text{ عرض تحت فشار} \\ B^* = \frac{1}{5} (B - 2e) \text{ روابط پایه پی سازی} \end{array} \right.$$

کنترل ب) چون پی صلب و خاک زیر آن دانه‌ای است، با توجه به جدول ۷-۴-۵ مبحث هفتم، بایستی تنش متوسط ایجاد شده در زیر پی از ظرفیت باربری مجاز کمتر باشد. همچنین چون در کنترل (الف) فرض شده است که پی به کشش می‌افتد، تنش متوسط برابر می‌شود با:

$$q_{ave} = \frac{1}{3} q_{max} = \frac{1}{3} \frac{4(F + W)}{3L(B - 2e)} = \frac{2 \times (665/5 + 25 \times 2/2 \times 2/2 \times 0/15)}{3 \times 2/2 \times (2/2 - 2e)} = \frac{220}{2/2 - 2e}$$

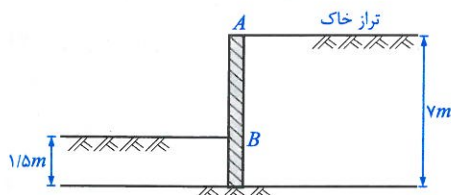
$$q_{ave} \leq q_{all} \Rightarrow \frac{220}{2/2 - 2e} \leq 0/5 \times 10^3 \Rightarrow e \leq 0/188 \text{ m}$$

بین مقادیر فوق، باید $e = 0/155 \text{ m}$ باشد تا هر دو خواسته مورد نظر طراحی، برقرار شوند.

بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۲۱- لایه خاک از نوع ماسه متراکم با مشخصات $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ و $k_a = \frac{1}{3}$ و $k_p = 3$ و $k_0 = 0/55$ و $c = 0$ در طرفین دیوار حایل طره‌ای مطابق

شکل مقابل قرار دارد. در صورتی که حرکت جانبی دیوار نسبت به پای دیوار در نقاط A و B به ترتیب برابر ۹۰ میلی‌متر و ۲۰ میلی‌متر باشد، در تحلیل برای حالت استاتیکی (بدون اعمال ضرایب بار) و بدون لحاظ نمودن ضریب اطمینان، در این حالت مقدار لنگر ماکزیمم در واحد طول در پای دیوار به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ همچنین نیروی رانشی مقاوم غیرقابل کاهش فرض شود.



(۱) $629/50 \text{ kN.m}$

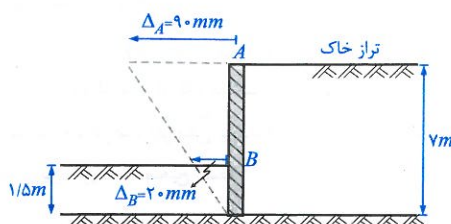
(۲) $595/50 \text{ kN.m}$

(۳) $347/50 \text{ kN.m}$

(۴) $381/50 \text{ kN.m}$

● **هاله:** ابتدا بررسی کنیم که با توجه به تغییر مکان‌های داده شده در نقاط A و B ، آیا شرایط محرک و مقاوم در خاک طرفین این دیوار ایجاد شده است یا خیر.

$$\frac{\Delta_A}{H} = \frac{90}{7 \times 10^3} = 0/0128 > \left(\frac{\Delta}{H}\right)_{\text{جدول ۷-۵-۲}} = 0/01$$



پس در سمت راست شرایط محرک ایجاد شده و $k = k_a$ می باشد.

$$\frac{\Delta_B}{H} = \frac{20}{1/5 \times 10^3} = 0.0133 > \left(\frac{\Delta}{H}\right)_{1-5-7 \text{ جدول}} = 0.01$$

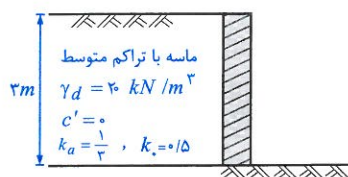
پس در سمت چپ نیز شرایط مقاوم ایجاد شده و $k = k_p$ می‌باشد.

بنابر این لنگر ماکزیمم ایجاد شده در پای این دیوار برابر می‌شود با:

$$M_u = M_a - M_p = \frac{1}{8} k_a \gamma H_a^2 - \frac{1}{8} k_p \gamma H_p^2 = \frac{1}{8} \times \frac{1}{2} \times 20 \times 17^2 - \frac{1}{8} \times 3 \times 20 \times 11.5^2 = 347.136 \text{ kN.m}$$

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۲۲- در سازه نهمان شکل زیر فرض کنید، تغییر شکل افقی دیوار mm ۹ می‌باشد. چنانچه نسبت لنگر واژگونی دیوار در حالتی که خاک اشباع است به حالت خشک برابر $\frac{2}{1}$ باشد، مقدار γ_{sat} برحسب کیلونیوتن بر مترمکعب به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ فرض نمایید در حالت اشباع سطح آب زیرزمینی در تراز بالای دیوار قرار دارد. همچنین در هر دو حالت ضرایب فشار جانبی خاک یکسان در نظر گرفته شود.



- 12 (1)
 42 (2)
 52 (3)
 22 (4)

● **هله:** ابتدا با توجه به جابجایی داده شده برای دیوار مشخص می‌کنیم که خاک در شرایط محرک یا سکون قرار دارد.

$$\frac{\text{دیار} \Delta}{H} = \frac{9}{3 \times 1000} = 0.003 > \left(\frac{\Delta}{H} \right)_{\text{جدول ۱-۵-۷}} = 0.002 \Rightarrow \text{خاک در شرایط محرک قرار دارد.}$$

$$\frac{M \text{ حالت اشباع}}{M \text{ حالت خشک}} = 2/1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\epsilon} k_a \gamma' H^r + \frac{1}{\epsilon} \gamma_w H^r}{\frac{1}{\epsilon} k_a \gamma_d H^r} = 2/1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{r} \gamma' + 1.0}{\frac{1}{r} \times 2.0} = 2/1$$

$$\Rightarrow \gamma' = 12 \text{ kN/m}^3 \Rightarrow \gamma_{sat} - \gamma_w = 12 \Rightarrow \gamma_{sat} = 22 \text{ kN/m}^3$$

بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۲۳- فرض کنید در یک ساختمان با مصالح بنایی پهنای کف هر پله از یک پلکان ۳۲۰ میلی‌متر است. حداکثر ارتفاع مجاز هر پله چقدر می‌تواند باشد؟

- 180 mm (♀) 160 mm (♂) 170 mm (♀) 175 mm (♂)

● **هاله:** براساس مورد (۶) از بند ۸-۳-۴ در صفحه ۵۶ از مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان، پهنای کف هر پله نباید از ۲۸۰ میلی‌متر کمتر و ارتفاع آن باید به میزانی باشد که مجموع اندازه کف‌پله و دو برابر ارتفاع آن از ۶۴۰ میلی‌متر بیشتر نباشد. با توجه به بند فوق و اطلاعات ارائه شده در صورت سؤال می‌توان نوشت:

$$b + 2h \leq 64.0 \text{ mm} \Rightarrow 2h \leq 64.0 - 32.0 \Rightarrow h \leq 16.0 \text{ mm}$$

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۲۴- در یک ساختمان بنایی با کلاف و از نوع آجری، در هر طبقه و در هر امتداد حداکثر فاصله مجاز ممکن بین مرکز سطح یک طبقه و مرکز سطح دیوارهای نسبی آن طبقه چند درصد بعد ساختمان در آن امتداد است؟ فرض کنید از دیوارهای نسبی به اندازه کافی استفاده شده است.

- Δ (F) 10 (R) 1Δ (T) 20 (I)

● **نقشه ۱:** براساس مورد (۲) از بند ۸-۵-۳-۲ در صفحه ۱۱۳ از مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان، دیوارهای سازه‌ای قابل استفاده در محاسبه دیوار نسبی در هر طبقه و در هر امتداد باید به طور یکنواخت و قرینه در سطح طبقه پخش شوند، به گونه‌ای که فاصله بین مرکز سطح یک طبقه و مرکز سطح دیوارهای نسبی آن طبقه (خروج از مرکزیت) در هر امتداد از ۵٪ بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد. چنانچه این فاصله در هر کدام از دو امتداد از ۵٪ بیشتر شود، لازم است به زای هر یک درصد خروج از مرکزیت مازاد، مقادیر حداقل دیوار نسبی مندرج در جدول ۸-۵-۳ به اندازه یک درصد افزایش یابند (در ۱/۰۱ ضرب شوند). در هر صورت، در هر طبقه و در هر امتداد، خروج از مرکزیت بیش از ۲۰٪ مجاز نمی‌باشد.

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.

۲۵- عضو خمشی بنایی مسلح مستقر بر دو تکیه‌گاه ساده مفروض است. با فرض کرنش تسلیم میلگرد کششی $\epsilon_y = 0.002$ ، کرنش فشاری حداکثر بنایی $\epsilon_y = 0.0035$ و عدم وجود میلگرد فشاری، مقدار حداکثر میلگرد کششی خمشی به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در محاسبات عرض مقطع 400 mm ، عمق مؤثر 400 mm و $f'_m = 20 \text{ MPa}$ و $f_y = 400 \text{ MPa}$ در نظر گرفته شود.

$$\begin{aligned} (1) & 31/20 \times 10^2 \text{ mm}^2 \\ (2) & 20/70 \times 10^2 \text{ mm}^2 \\ (3) & 27/60 \times 10^2 \text{ mm}^2 \\ (4) & 13/80 \times 10^2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

● **هله:** براساس بند ۸-۴-۶-۱ در صفحه ۸۲ از مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان، برای عضو خمشی بنایی، حداکثر سطح مقطع میلگردهای کششی خمشی با در نظر گرفتن تعادل نیروهای محوری مقطع و رعایت شرایط زیر محاسبه می‌شود:

۱) توزیع کرنش در مقطع باید به صورت خطی، متناظر با کرنش در دورترین میلگرد کششی، معادل $1/5$ برابر کرنش تسلیم و کرنش فشاری حداکثر در بنایی، مطابق مورد ۴ بند ۸-۴-۶-۱، در نظر گرفته شود.

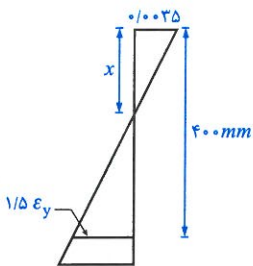
۲) فرضیات طراحی بند ۸-۴-۶-۱ باید اعمال شوند.

۳) تنش در هر میلگرد باید برابر حاصلضرب مدول ارتجاعی فولاد در کرنش آن میلگرد در نظر گرفته شود و نباید بیش از f_y منظور شود.

۴) نیروهای محوری باید براساس ترکیب بار $D + 0.75L + 0.525E$ محاسبه شوند.

۵) تاثیر میلگردهای فشاری با یا بدون میلگردهای مهار جانبی را می‌توان برای محاسبه حداکثر میلگرد کششی خمشی در نظر گرفت.

از طرفی براساس مورد (۴) از بند ۸-۴-۶-۱ در صفحه ۷۹، حداکثر کرنش قابل استفاده در دورترین تار فشاری بنایی برابر با 0.0035 برای بنایی آجر رسی و 0.0025 برای بنایی بلوک سیمانی فرض می‌شود. با توجه به بندهای فوق و اطلاعات ارائه شده در صورت سؤال نمودار کرنش در مقطع را به صورت مقابل ترسیم کرده و می‌توان نوشت:

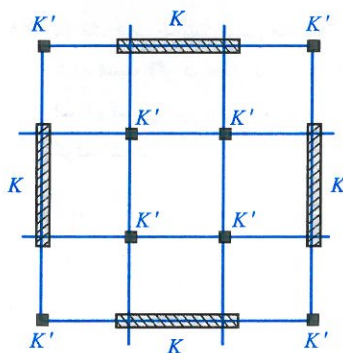


$$\frac{0.0035}{x} = \frac{1/5 \times 0.002}{400 - x} \Rightarrow x = 215/4 \text{ mm}$$

در نهایت براساس مورد (۷) از بند ۸-۴-۶-۱ در صفحه ۷۹، تنش بنایی در دورترین تار فشاری برابر 0.8 مقاومت مشخصه بنایی (f'_m) است که در ناحیه فشاری و تا عمق 0.8 فاصله بین تار فشاری حداکثر و محور خنثی به صورت یکنواخت توزیع می‌شود. بنابراین از تعادل بین ناحیه فشاری و کششی مقطع می‌توان نوشت:

$$0.8 \times 20 \times (0.8 \times 215/4) \times 400 = f_y \times A_{smax} \Rightarrow A_{smax} = 2757 \text{ mm}^2$$

تذکره: مطابق مورد (۶) از بند ۸-۴-۶-۱ در صفحه ۷۹، در محاسبات خمش و نیروهای محوری باید از مقاومت کششی بنایی صرف‌نظر کرد. بنابراین گزینه (۳) صحیح است.



۲۶- در یک ساختمان بنایی مسلح با پلان شکل مقابل، سختی جانبی دیوارها حول محور قوی برابر K و سختی ستون‌ها نسبت به هر دو محور اصلی برابر K' است. برای تأمین سختی کل ساختمان، حداکثر سختی قابل قبول ستون‌ها چه مقدار می‌تواند باشد؟ سختی دیوار حول محور ضعیف و سقف ناچیز است.

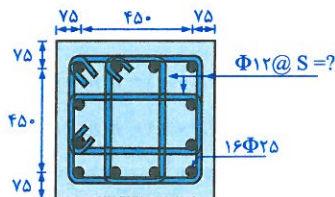
$$\begin{aligned} (1) & K' = \frac{K}{20} \\ (2) & K' = \frac{K}{16} \\ (3) & K' = \frac{K}{8} \\ (4) & K' = \frac{K}{10} \end{aligned}$$

● **هله:** براساس بند ۸-۴-۲-۹ در صفحه ۶۷ از مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان، در تراز هر طبقه، حداقل ۸۰ درصد سختی جانبی طبقه باید توسط دیوارهای باربر برشی تأمین شود. با توجه به بند فوق و اطلاعات ارائه شده در صورت سؤال می‌توان نوشت:

$$\left. \begin{aligned} K_{\text{دیوار}} & \geq 0.8 K_{\text{طبقه}} \\ K_{\text{طبقه}} & = 2K + 8K' \end{aligned} \right\} 2K \geq 0.8(2K + 8K') \Rightarrow K' \leq \frac{K}{16}$$

تذکره: توجه داشته باشید در هر امتداد پلان دیوارها تنها در راستای خمش حول محور قوی خود سختی ایجاد می‌کنند. بنابراین در محاسبه سختی طبقه در هر امتداد، تنها ۲ دیوار در نظر گرفته خواهد شد. بنابراین گزینه (۲) صحیح است.

۲۷- در یک قاب خمشی بتنی ویژه مقطع یکی از ستون‌ها مطابق شکل زیر انتخاب شده است. اگر میزان آرماتورهای برشی محاسبه شده از تحلیل و طراحی سازه تعیین کننده نباشد، در ناحیه بحرانی، حداکثر فاصله قابل قبول خاموت‌های ستون (S) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن از رده ۳۰ C و آرماتورها از نوع S۳۴۰ بوده و $P_u < 0.13 A_g f'_c$ است. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



- (۱) ۱۲۵ mm
- (۲) ۱۰۰ mm
- (۳) ۱۱۵ mm
- (۴) ۷۵ mm

● **هله:** ستون مربعی بوده و در دو راستا شرایط یکسانی دارد. با توجه به این موضوع مطابق مورد (الف) از بند ۹-۲۰-۶-۳-۴ مبحث نهم، داریم:

$$\begin{cases} f'_c = 30 \text{ MPa} \leq 70 \text{ MPa} \\ P_u \leq 0.13 A_g f'_c \end{cases} \Rightarrow \frac{A_{sh}}{S \times b_c} \geq \max \left\{ 0.13 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.109 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\}$$

$$A_{sh} = 4 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} = 452.16 \text{ mm}^2$$

$$b_c = 600 - 2 \times (75 - \frac{25}{2} - 12) = 600 - 2 \times 50.15 = 499.7 \text{ mm}$$

$$A_g = 600 \times 600, A_{ch} = (600 - 2 \times 50.15)^2 = 499.7^2$$

$$\frac{452.16}{S \times 499.7} \geq \max \left\{ 0.13 \left(\frac{600^2}{499.7^2} - 1 \right) \times \frac{30}{340}, 0.109 \times \frac{30}{340} \right\} \Rightarrow S \leq 76.183 \text{ mm} \quad (1)$$

از طرفی، مقدار حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در ناحیه بحرانی مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۴ مبحث نهم، برابر است با:

$$S_{max} = \min \left\{ \frac{c_1}{4}, \frac{c_2}{4}, 6d_b, S_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3}, 150 \text{ mm} \right\}$$

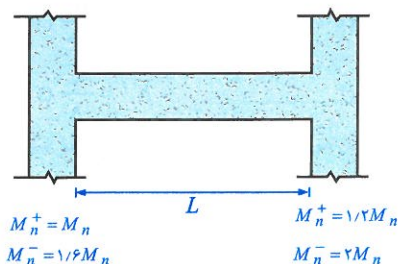
$$h_x = \frac{450}{3} = 150 \text{ mm}$$

$$c_1 = c_2 = 600 \text{ mm}, S_x = 100 + \left(\frac{350 - 150}{3} \right) = 166.67 \text{ mm}$$

$$S_{max} = \min \left\{ \frac{600}{4}, \frac{600}{4}, 166.67, 150 \right\} = 150 \text{ mm} \quad (2)$$

در نهایت با توجه به مقادیر محاسبه شده (۱) و (۲)، حداکثر فاصله قابل قبول خاموت‌ها برابر ۷۵ mm در نظر گرفته می‌شود. بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۲۸- در یک قاب خمشی بتنی متوسط فرض کنید در یکی از تیرهای مقاوم در برابر زلزله، ناشی از نیروی زلزله مقدار نیروی برشی تیر برابر V_E محاسبه شده است. اگر در طول تیر اثر بارهای ثقلی ناچیز فرض شود و ظرفیت خمشی اسمی موجود مقطع در دو انتهای تیر مطابق شکل زیر باشد و نیز ابتدا و انتهای تیر برای نیروی برشی یکسان طراحی شود، برای طراحی این تیر در برابر برش، مقدار این نیروی برشی باید حداقل چقدر در نظر گرفته شود؟



$$\max [V_E, \min (2V_E, \frac{3 M_n}{L})] \quad (1)$$

$$\max [V_E, \min (2V_E, \frac{2.12 M_n}{L})] \quad (2)$$

$$\max [V_E, \min (2V_E, \frac{2.18 M_n}{L})] \quad (3)$$

$$\max [V_E, \min (2V_E, \frac{3.16 M_n}{L})] \quad (4)$$

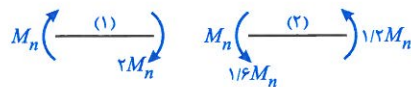
● **هله:** با توجه به بند ۹-۲۰-۵-۲-۴ مبحث نهم، مقاومت برشی تیر نباید از کمترین نیروی برشی به دست آمده حاصل از بارهای ثقلی ضریبدار و مؤلفه قائم زلزله به اضافه نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر و حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری که در آن برش ناشی از زلزله E با ۲E جایگزین شده است، کمتر در نظر گرفته شود. در این صورت، داریم:

$$\phi V_n \geq \min \{V_{c1}, V_{c2}\}$$

با توجه به اینکه اثر بارهای ثقلی ناچیز فرض شده، با در نظر گرفتن انحناى خمشی دو جهته در بر تکیه‌گاه‌ها در دو حالت زیر داریم:

$$V_{e1} = \max \left\{ \frac{M_n + 2M_n}{L}, \frac{1/6 M_n + 1/2 M_n}{L} \right\} = \frac{3M_n}{L}$$

$$V_{e2} = \underbrace{1/2 V_D + V_L + 0/2 V_s}_{\text{ثقلی ناچیز است}} + 2V_E = 2V_E$$



از طرفی بدیهی است که ϕV_n باید از برش ناشی از ترکیب بار متعارف نیز بیشتر باشد:

$$V = \underbrace{1/2 V_D + V_L + 0/2 V_s}_{\text{ناچیز}} + V_E = V_E$$

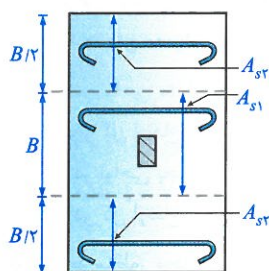
$$\phi V_n \geq \max \{V_E, \min \{2V_E, \frac{3M_n}{L}\}\}$$

بنابراین داریم:

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.

۲۹- در یک شالوده سطحی منفرد به ابعاد $2B \times B \times h$ ، به لحاظ محاسباتی کل میلگردهای موردنیاز در جهت کوتاه برابر A_s به دست آمده است.

حداقل مقدار A_{s2} که باید به طور یکنواخت در عرض $\frac{B}{4}$ توزیع شود، مطابق کدام یک از گزینه‌های زیر است؟



فرض کنید آرماتورهای حداقل تأمین خواهد شد.

$$\begin{array}{ll} \frac{1}{3} A_s & (۱) \\ \frac{1}{4} A_s & (۲) \\ \frac{2}{3} A_s & (۴) \\ \frac{1}{6} A_s & (۳) \end{array}$$

● **هله** مطابق بند ۹-۱۵-۳-۳ مبحث نهم، داریم:

$$A_s = 2A_{s2} + A_{s1} \quad A_{s1} = \gamma_s \times A_s \quad \gamma_s = \frac{2}{\beta + 1}, \quad A_{s2} = \frac{1}{2} (1 - \gamma_s) A_s$$

$$\beta = \frac{2B}{B} = 2$$

در رابطه فوق، پارامتر β نسبت طول جهت بلند به طول جهت کوتاه شالوده منفرد است.

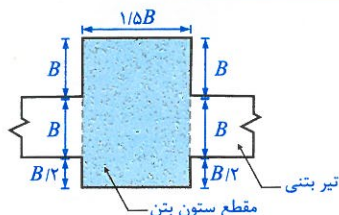
$$\gamma_s = \frac{2}{2+1} = \frac{2}{3} \Rightarrow A_{s2} = \frac{1}{2} \times (1 - \frac{2}{3}) A_s$$

$$A_{s2} = \frac{1}{6} A_s$$

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۳۰- در شکل مقابل، پلان اتصال یک تیر بتنی به یک ستون بتنی نشان داده شده است. حداکثر مقدار عرض

مؤثر ناحیه اتصال مطابق کدام یک از گزینه‌های زیر است؟



$$\begin{array}{ll} B & (۱) \\ 1/5 B & (۲) \\ 2/5 B & (۳) \\ 2B & (۴) \end{array}$$

● **هله** مطابق بند ۹-۲۰-۶-۴ مبحث نهم، عرض مؤثر ناحیه اتصال به جز در مواردی که عرض تیر از عرض ستون متصل به آن کمتر است، برابر با

عرض کل مقطع ستون می‌باشد و نباید از کمترین دو مقدار (الف) و (ب)، بیشتر در نظر گرفته شود.

الف) عرض تیر به علاوه عمق ناحیه اتصال،

ب) دو برابر کوچک‌ترین فاصله محور طولی تیر تا وجه موازی ستون با محور تیر.

بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

$$b_e = \min \left\{ \underbrace{B + 1/5 B}_{(الف)}, \underbrace{2 \times \left(\frac{B}{2} + \frac{B}{2} \right)}_{(ب)} \right\} = 2B$$

۳۱- در دیافراگم‌های بتنی درجا ریخته شده که جزیی از سیستم مقاوم در برابر زلزله با شکل‌پذیری زیاد هستند، حداکثر ρ_f مؤثر در محاسبه مقاومت

برشی اسمی (V_n) دیافراگم به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از نوع معمولی فرض شود.

$$\begin{array}{llll} 0/166 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} & (۱) & 0/۱۷ \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} & (۲) \\ 0/۴۹ \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} & (۳) & 0/۸۳ \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} & (۴) \end{array}$$

● **هاله:** مطابق بندهای ۹-۲۰-۸-۱ و ۹-۲۰-۸-۲ مبحث نهم، مقاومت برشی دیافراگم‌هایی که جزئی از سیستم مقاوم در برابر زلزله هستند، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

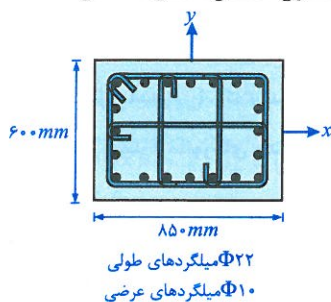
$$V_n = A_{cv} (0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \leq 0.166 A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

$$0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \leq 0.166 \sqrt{f'_c}$$

$$\lambda = 1 \Rightarrow \rho_t \leq 0.149 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۳۲- در شکل زیر، مقطع یک ستون با شکل‌پذیری متوسط نشان داده شده است. محاسبات نشان می‌دهد که مقاومت برشی مقطع در راستای x (ϕV_n) حداقل باید 600 kN باشد. صرفاً با این اطلاعات، کدام یک از گزینه‌های زیر در رابطه با فواصل میلگردهای عرضی (S) قابل قبول بوده و دارای میلگرد کمتری است؟ در حد فاصل دو انتهای ستون هیچ باری غیر از وزن ستون به آن وارد نمی‌شود و این ستون عکس‌العمل اعضای سخت ناپیوسته را تحمل نمی‌کند. عمق مؤثر مقطع $d = 780 \text{ mm}$ و $f'_c = 25 \text{ MPa}$ و $f_{yt} = 400 \text{ MPa}$ فرض شود. در محاسبه مقاومت تأمین شده توسط بتن از رابطه ساده‌تر، با صرف نظر از بار محوری، استفاده کنید. بتن معمولی فرض شود.



(۱) در نواحی بحرانی، $S = 175 \text{ mm}$ و در خارج از این نواحی $S = 300 \text{ mm}$

(۲) در کل ارتفاع $S = 175 \text{ mm}$

(۳) در نواحی بحرانی، $S = 175 \text{ mm}$ و در خارج از این نواحی $S = 195 \text{ mm}$

(۴) در کل ارتفاع $S = 182 \text{ mm}$

● **هاله:** به منظور محاسبه فاصله میلگردهای عرضی مورد نیاز، با توجه به مقاومت برشی محاسباتی مورد نیاز داده شده، مطابق بندهای ۹-۴-۸-۱، ۹-۴-۸-۲ و ۹-۴-۸-۳ مبحث نهم، داریم:

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s) \Rightarrow V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_c = (0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g}) b_w \times d$$

بتن معمولی: $\lambda = 1$, $f'_c = 25 \text{ MPa}$

از بار محوری صرف نظر شود: $N_u = 0$, $b_w = 600 \text{ mm}$, $d = 780 \text{ mm}$

$$V_c = 0.17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 600 \times 780 \times 10^{-3} \Rightarrow V_c = 397.18 \text{ kN}$$

$$V_s \geq \frac{600}{0.175} - 397.18 \Rightarrow V_s \geq 402.12 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{S} \Rightarrow \frac{3 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 \times 400 \times 780}{S} \geq 402.12 \times 10^3$$

$$S \leq 182.16 \text{ mm}$$

از طرفی مطابق با بند ۹-۱۲-۶-۲ مبحث نهم، مقدار حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی، برابر است با:

$$V_s \leq 0.133 \sqrt{f'_c} b_w \times d \Rightarrow S_{max} = \min \left\{ \frac{d}{4}, 600 \right\} = 390 \text{ mm}$$

$$V_s = 402.12 \text{ kN} \leq 0.133 \times \sqrt{25} \times 600 \times 780 \times 10^{-3} = 772.12 \text{ kN}$$

$$S = 182.18 \text{ mm} < S_{max} = 390 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

کنترل فواصل میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی ستون مطابق با ضوابط شکل‌پذیری متوسط براساس بند ۹-۲۰-۳-۳ مبحث نهم، با فرض

استفاده از S_{420} برای میلگردهای طولی به صورت مقابل کنترل می‌شود:

$$S \leq \min \left\{ 8d_{b \min}, \frac{b}{4}, 200 \text{ mm} \right\}$$

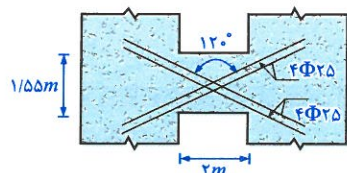
دقت شود با توجه به اینکه در سؤال تنها رده میلگردهای عرضی مشخص شده، با فرض یکسان بودن رده میلگردهای طولی و عرضی، مقدار حداکثر

$$S \leq \min \left\{ 8 \times 22, \frac{600}{4}, 200 \right\} \Rightarrow S \leq 176 \text{ mm}$$

گام آرماتور عرضی محاسبه شده است.

با توجه به گزینه‌ها و همچنین ثابت بودن مقدار برش در ارتفاع ستون، فاصله میلگردهای عرضی در کل ارتفاع ستون برابر $S = 175 \text{ mm}$ در نظر گرفته می‌شود و کنترل لرزه‌ای مربوط به ناحیه ویژه حاکم نمی‌شود. بنابراین گزینه (۲) صحیح است.

۳۳- در تیر همبند نشان داده شده که با دو گروه میلگرد متقاطع و متقارن نسبت به مرکز تیر و محصور شده با آرماتورهای عرضی کافی، تقویت شده است. عرض تیر 350 mm ، $f_y = 400 \text{ Mpa}$ و $f_c' = 25 \text{ Mpa}$ است. مقاومت برشی طراحی (ϕV_n) این تیر به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ هر گروه میلگرد قطری از ۴ میلگرد تشکیل شده که در دو لایه قرار دارند.


 ۱) 785 kN

 ۲) 590 kN

 ۳) 665 kN

 ۴) 760 kN

$$V_n = 2 A_{vd} f_y \sin \alpha \leq 0.183 \sqrt{f_c'} A_{cw}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

● **هله:** مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴ مبحث نهم، داریم:

α : زاویه بین میلگردهای قطری و محور طولی تیر همبند که در این سؤال برابر 30° درجه می‌باشد.

A_{vd} : مساحت کل میلگردهای طولی در هر گروه از میلگردهای قطری بوده و برابر است با:

$$A_{vd} = 4 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 1963.5 \text{ mm}^2$$

A_{cw} : سطح مقطع تیر همبند در دیوار همبسته می‌باشد و به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$A_{cw} = b_w \times h = 350 \times 155 = 54250 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 2 \times 1963.5 \times 400 \times \sin 30^\circ \leq 0.183 \times \sqrt{25} \times 54250 \times 10^{-3}$$

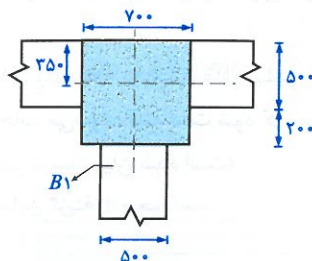
$$V_n = 785.4 \text{ kN} \leq 2251.4 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

دقت شود مطابق با مورد (ت) از بند ۹-۴-۷-۵ مبحث نهم، ضریب $\phi = 0.85$ می‌باشد و لذا مقاومت برشی طراحی برابر است با:

$$\phi V_n = 0.85 \times 785.4 = 667.16 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۳۴- در شکل زیر پلان ناحیه اتصال سه تیر به یک ستون پیوسته در یک سازه بتنی درجاریز نشان داده شده است. اگر این سازه از نوع قاب با شکل‌پذیری زیاد باشد، مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون، در امتداد تیر B_1 ، $1/0.5$ برابر مقدار مقاومت برشی اسمی لازم است. اگر این سازه از نوع قاب با شکل‌پذیری متوسط باشد، با یکسان فرض کردن تمام جزئیات اجرایی، مقاومت اسمی موردنظر چند برابر مقدار مقاومت برشی اسمی لازم خواهد بود؟ نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمایید. عمق تیرها 500 mm است و فرض می‌شود جزئیات اجرایی برای هر دو نوع قاب قابل قبول است. برای سهولت، در هر دو حالت از وجود برش در ستون، خارج از ناحیه اتصال، صرف‌نظر می‌شود. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.


 ۱) $1/2.5$

 ۲) $1/1.5$

 ۳) $1/2.0$

 ۴) $1/1.0$

● **هله:** می‌دانیم مقاومت برشی لازم در اتصالات تیر به ستون، به صورت زیر به دست می‌آید:

$$V_u \geq \phi V_n \Rightarrow V_n \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (\text{مقاومت برشی اسمی مورد نیاز})$$

با توجه به اینکه در سؤال، نسبت مقاومت برشی اسمی به مقاومت برشی اسمی مورد نیاز در دو حالت قاب با شکل‌پذیری زیاد و متوسط خواسته شده است، بنابراین باید تغییرات نیروی V_u و همچنین ضریب کاهش مقاومت ϕ در این دو حالت محاسبه گردد.

با توجه به اینکه نیروی برشی V_u در اتصالات تیر به ستون در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، به ترتیب براساس لنگرهای خمشی مقاوم اسمی در متوسط و محتمل در ویژه به دست می‌آید و از طرفی در محاسبه لنگر خمشی مقاوم محتمل در قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد، مقدار نیروی آرماتورها مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ مبحث نهم، با فرض تنش کششی برابر $1/2.5 f_y$ محاسبه می‌شود، بنابراین نیروی برشی اعمالی بر اتصال در قاب با شکل‌پذیری زیاد، با توجه به یکسان بودن A_s در دو حالت طبق اطلاعات سؤال، با تقریب قابل قبولی $1/2.5$ برابر نیروی برشی طراحی در قاب با شکل‌پذیری متوسط در نظر گرفته می‌شود.

دقت شود ضریب کاهش مقاومت ϕ برای کنترل برش چشمة اتصال مطابق مورد (ت) از بند ۹-۴-۷-۵ مبحث نهم، در قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر 0.85 و در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط مطابق جدول ۹-۷-۲ مبحث نهم، برابر 0.75 می‌باشد.

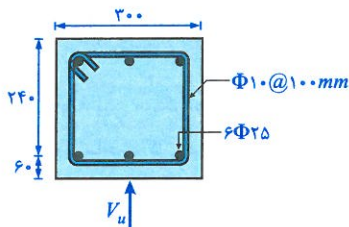
$$\text{شکل‌پذیری زیاد: } \frac{V_n}{\left(\frac{V_u}{\phi}\right)} = 1/0.5 \Rightarrow V_n = 1/0.5 \times \left(\frac{V_u}{0.85}\right) = 1/2.35 V_u \quad (1)$$

شکل پذیری متوسط:
$$\left\{ \begin{aligned} V'_u &= \frac{V_u}{1/25} \\ \text{مقاومت برشی مورد نیاز} &= \frac{V_u}{0.175} = 1.067 V_u \end{aligned} \right.$$

در قاب متوسط:
$$\frac{V_n}{1.067 V_u} = \frac{V_n}{1.067 V_u} = \frac{1/235 V_u}{1.067 V_u} = 1/157$$

رابطه (۱) $\rightarrow$

دقت شود که با توجه به یکسان بودن ابعاد اتصال در دو حالت، V_n در دو حالت یکسان است.
بنابراین گزینه (۲) صحیح است.



۳۵- مقطع یک ستون در قاب خمشی متوسط مطابق شکل مقابل است. بیشترین مقاومت برشی قابل قبول در جهت نیروی برشی V_u که توسط بتن تأمین می‌شود (V_c) به کدام یک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟
 $f_y = f_t = 300 \text{ MPa}$, $f'_c = 25 \text{ MPa}$, $P_u = 80 \text{ kN}$, $M_u = 20 \text{ kN.m}$
فرض شود و در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

- (۱) 76 kN (۲) 72 kN
(۳) 86 kN (۴) 92 kN

● **حل:** مقاومت برش اسمی بتن مطابق با بند ۹-۸-۴-۱ مبحث نهم برابر است با:

$$V_c = (0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g}) b_w \times d$$

رابطه ساده

$$V_c = (0.166 \lambda \sqrt{f'_c} \times (\rho_w)^{1/3} + \frac{N_u}{6 A_g}) b_w \times d$$

رابطه دقیق‌تر

$$\frac{N_u}{6 A_g} = \frac{80 \times 10^3}{6 \times 300 \times 300} = 0.148 \leq 0.105 f'_c = 1/25 \quad \text{ok}$$

و برای میلگرد کششی: $\rho_w = \frac{3 \times \pi \times 25^2}{4 \times 300 \times 240} = 0.0205$

$$V_c = (0.17 \times 1 \times \sqrt{25} + 0.148) \times 300 \times 240 \times 10^{-3} = 71.87 \text{ kN}$$

رابطه ساده

$$V_c = (0.166 \times 1 \times \sqrt{25} \times (0.0205)^{1/3} + 0.148) \times 300 \times 240 \times 10^{-3} = 75.69 \text{ kN}$$

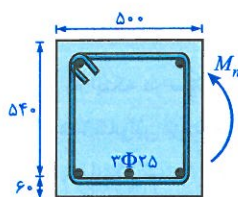
رابطه دقیق‌تر

مطابق با بند ۹-۸-۴-۴ مبحث نهم، مقدار V_c در هر دو رابطه ساده شده و دقیق‌تر از مقدار $0.42 \lambda \sqrt{f'_c}$ کمتر می‌باشد.

$$0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w \times d = 0.42 \times 1 \times \sqrt{25} \times 240 \times 300 \times 10^{-3} = 151.2 \text{ kN}$$

مقدار V_c رابطه دقیق‌تر مقدار بیشتری به دست آمده و مجاز به استفاده از آن هستیم و با توجه به گزینه‌ها مقدار 76 kN به عنوان جواب صحیح انتخاب می‌شود. البته دقت شود که سؤال بیشترین مقاومت اسمی بتن را خواسته است (V_c) و این موضوع در خط اول سؤال آورده نشده است (در پرانتز درست بیان شده است).

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.



۳۶- مقاومت خمشی اسمی (M_n) مقطع تیر شکل مقابل حدوداً چه مقدار است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر،
 $f_y = 400 \text{ MPa}$, $f'_c = 28 \text{ MPa}$
همچنین از آثار آرماتورهای فشاری مقطع صرف نظر شود.

- (۱) 280 kN.m (۲) 300 kN.m
(۳) 320 kN.m (۴) 350 kN.m

● **حل:** صرف نظر کردن از آثار آرماتورهای فشاری، مقاومت خمشی اسمی مقطع برابر است با:

$$M_n = A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2})$$

$$A_s = 3 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 1472.16 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.185 f'_c \times b} \Rightarrow a = \frac{1472.16 \times 400}{0.185 \times 28 \times 500} = 49.15 \text{ mm}$$

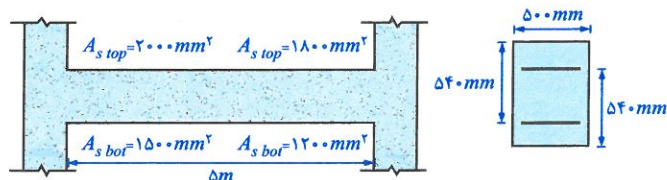
$$M_n = 1472.16 \times 400 \times (540 - \frac{49.15}{2}) \times 10^{-6} \Rightarrow M_n = 303.15 \text{ kN.m}$$

بنابراین گزینه (۲) صحیح است.

۳۷- تیر بتنی به ابعاد داده شده در قاب خمشی متوسط طبق شکل زیر موجود است. هرگاه نیروی برشی ناشی از بحرانی ترین ترکیب بار برابر 350 kN بوده و مجموع نیروی بارهای ثقلی و زلزله قائم همان ترکیب بار با ضرایب مربوطه برابر 200 kN باشد، حداقل مقدار مقاومت برشی طراحی لازم

تیر (ϕV_n) به کدام یک از اعداد زیر نزدیک تر است؟ در محاسبه مقاومت خمشی اسمی مقطع از اثر آرماتورهای فشاری صرف نظر

شود. $f_y = 400 \text{ Mpa}$ و $f_c' = 25 \text{ MPa}$



- (۱) 380 kN
(۲) 500 kN
(۳) 350 kN
(۴) 335 kN

● **هله:** حداقل مقدار مقاومت برشی طراحی لازم برای تیر قاب خمشی متوسط مطابق با بند ۹-۲۰-۵-۴-۱ مبحث نهم، برابر است با:

$$\phi V_n \geq \max \{V_u, \min \{V_{e1}, V_{e2}\}\}$$

$$V_{e1} = \max \left\{ \frac{M_{nL}^+ + M_{nR}^-}{L_n} + V_G, \frac{M_{nL}^- + M_{nR}^+}{L_n} + V_G \right\}$$

V_G : برش ناشی از مجموع بارهای ثقلی و زلزله قائم می باشد که طبق صورت سؤال برابر با 200 kN است. همچنین مقاومت خمشی اسمی مقطع با صرف نظر از آرماتورهای فشاری برابر است با:

$$M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right), \quad a = \frac{A_s \times f_y}{0.185 f_c' \times b} \Rightarrow M_n = 400 \times A_s \times \left(540 - \frac{A_s \times 400}{2 \times 0.185 \times 25 \times 500} \right)$$

$$A_{s \text{ top}}^L = 2000 \text{ mm}^2 \Rightarrow M_{nL}^- = 401.9 \text{ kN.m}$$

$$A_{s \text{ bot}}^L = 1500 \text{ mm}^2 \Rightarrow M_{nL}^+ = 307.1 \text{ kN.m}$$

$$A_{s \text{ top}}^R = 1800 \text{ mm}^2 \Rightarrow M_{nR}^- = 364.4 \text{ kN.m}$$

$$A_{s \text{ bot}}^R = 1200 \text{ mm}^2 \Rightarrow M_{nR}^+ = 248.4 \text{ kN.m}$$

$$V_{e1} = \max \left\{ \frac{307.1 + 364.4}{5} + 200, \frac{401.9 + 248.4}{5} + 200 \right\} \Rightarrow V_{e1} = 334.3 \text{ kN}$$

$$V_E = 350 - 200 = 150 \text{ kN}$$

$$V_{e2} = V_G + 2V_E = 200 + 2 \times 150 = 500 \text{ kN}$$

بنابراین با توجه به مقدار V_u تحلیل سازه و مقادیر V_{e1} و V_{e2} ، مقدار حداقل مقاومت برشی مورد نیاز تیر برابر است با:

$$\max \{350, \min \{334.3, 500\}\} = 350 \text{ kN}$$

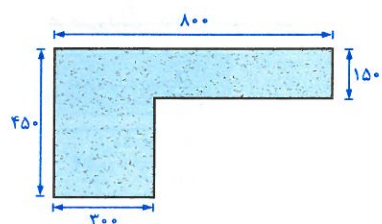
بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۳۸- مقطع تیر بتنی پیوسته با دال شکل مقابل تحت اثر لنگر پیچشی قرار دارد. در صورتی که نیروی

محوری به مقطع وارد نشود، حداکثر لنگر پیچشی وارده به این مقطع (T_u) که بتوان از اثرات

پیچش صرف نظر نمود، به کدام یک از موارد زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از رده C ۲۵ است.

ابعاد روی شکل به میلی متر هستند.



- (۱) 810 kN.m
(۲) 6140 kN.m
(۳) 318 kN.m
(۴) 4180 kN.m

● **هله:** مطابق با بند ۹-۸-۶-۱-۲ مبحث نهم، حداکثر لنگر پیچشی که می توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود، لنگر پیچشی آستانه کاهش یافته می باشد، یعنی:

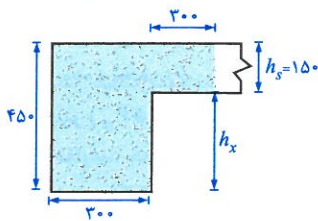
$$T_u \leq \phi T_{th} \Rightarrow \text{می توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود.}$$

$$T_{th} = 0.1083 \lambda \sqrt{f_c'} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

برای محاسبه A_{cp} و P_{cp} ابتدا باید مطابق با بند ۹-۱۱-۲-۵ مبحث نهم، مقطع تیر مشخص گردد. لذا داریم:

$$b_e = b_w + \min \{4h_f, h_x\}$$

$$b_c = 300 + \min \{4 \times 150, 450 - 150\} = 600 \text{ mm}$$



بنابراین مقادیر P_{cp} و A_{cp} برابر است با:

$$A_{cp} = 450 \times 300 + 300 \times 150 = 180000 \text{ mm}^2 \text{ و } P_{cp} = 2 \times (600 + 450) = 2100 \text{ mm}$$

$$T_{th} = 0.1083 \times 1 \times \sqrt{25} \times \left(\frac{180000^2}{2100} \right) \times 10^{-6} = 6.14 \text{ kN.m} \Rightarrow \phi T_{th} = 0.175 \times 6.14 = 1.07 \text{ kN.m}$$

تذکر: مقدار $\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$ برای مقطع مستطیلی تیر بدون دال نیز باید کنترل گردد تا اگر مقدار T_{th} آن از مقطع بالدار بیشتر شد، این مقدار ملاک عمل قرار گیرد. در اینجا این موضوع برقرار نمی‌باشد. (چرا؟)

بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۳۹- مقاومت خمشی اسمی یک دال یک طرفه بتنی با ضخامت ۳۰۰ میلی‌متر و با حداقل آرماتور خمشی در وجه کششی، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از نوع C۲۵، آرماتور S۴۰۰ و عمق مؤثر ۲۵۰ میلی‌متر فرض شود. از اثر آرماتور فشاری صرف‌نظر شود.

$$M_n = 44.12 \text{ kN.m/m} \quad (2)$$

$$M_n = 84.16 \text{ kN.m/m} \quad (1)$$

$$M_n = 68.12 \text{ kN.m/m} \quad (4)$$

$$M_n = 52.19 \text{ kN.m/m} \quad (3)$$

$$M_n = A_s f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

● **هله:**

حداقل آرماتور خمشی در وجه کشش دال‌های یک طرفه مطابق با بند ۹-۶-۱ مبحث نهم، برای عرض یک متر (با توجه به گزینه‌ها) برابر است با:

$$A_s = A_{s \min} = 0.1018 A_g = 0.1018 \times 300 \times 1000 = 540 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.185 f'_c \times b} = \frac{540 \times 400}{0.185 \times 25 \times 1000} = 10.16 \text{ mm}$$

$$M_n = 540 \times 400 \times \left(250 - \frac{10.16}{2} \right) \times 10^{-6}$$

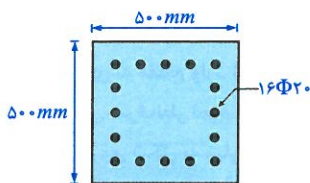
$$M_n = 52.19 \text{ kN.m/m}$$

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۴۰- یک ستون بتنی از قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد مطابق شکل زیر مفروض است. در صورتی که نیروی محوری فشاری ضریبدار حداکثر ستون

$P_u = 3500 \text{ kN}$ باشد، مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم $\left(\frac{A_{sh}}{S b_c} \right)$ در ناحیه بحرانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از رده C۲۵.

آرماتور طولی و عرضی از نوع S۴۰۰ و پوشش بتن روی خاموت ۵۰ میلی‌متر است. در شکل آرماتورهای عرضی نشان داده نشده است.



$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0.105 \quad (2)$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0.056 \quad (1)$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0.125 \quad (4)$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0.14 \quad (3)$$

$$P_u = 3500 \text{ kN} > 0.13 A_g f'_c = 0.13 \times (500 \times 500) \times 25 \times 10^{-3} = 1875 \text{ kN}$$

● **هله:**

بنابراین مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی مطابق با بند ۹-۲۰-۳-۳-۴ مبحث نهم، به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\frac{A_{sh}}{S \times b_c} \geq \max \left\{ 0.13 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.109 \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.12 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \right\}$$

$$A_g = 500 \times 500 = 500^2 \text{ mm}^2 \text{ و } A_{ch} = (500 - 2 \times 50)^2 = 400^2 \text{ mm}^2$$

در ادامه با توجه به مقدار P_u ، تمام میلگردها باید مهار شوند و $n_l = 16$ است.

$$n_l = 16 \Rightarrow k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} = \frac{16}{16 - 2} = 1.14$$

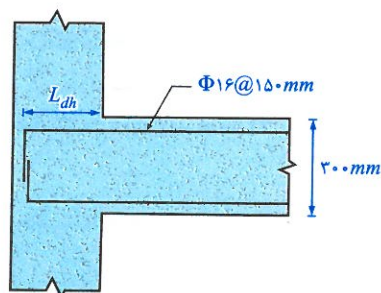
$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.16 \geq 1 \Rightarrow k_f = 0.1743 \neq 1 \Rightarrow k_f = 1$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} \geq \max \left\{ 0.13 \times \left(\frac{500^2}{400^2} - 1 \right) \times \frac{25}{400}, 0.09 \times \frac{25}{400}, 0.12 \times 1.0 \times 1.14 \times \frac{3500 \times 10^3}{400 \times 400^2} \right\}$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} \geq \max \{ 0.105, 0.0056, 0.125 \}$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} \geq 0.125$$

بنابراین گزینه (۴) صحیح است.



۴۱- یک دال بتنی به ضخامت ۳۰۰ میلی‌متر به دیوار بتنی مطابق شکل مقابل متصل شده است. حداقل طول گیرایی میلگردهای کششی دال با قلاب استاندارد (L_{dh}) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی C۲۵ و آرماتور بدون اندود S۴۰۰ است و $\psi_o = 1/25$ فرض شود.

$$L_{dh} = 230 \text{ mm} \quad (۱)$$

$$L_{dh} = 370 \text{ mm} \quad (۲)$$

$$L_{dh} = 295 \text{ mm} \quad (۳)$$

$$L_{dh} = 185 \text{ mm} \quad (۴)$$

● **حل:** طول گیرایی میلگرد آجدار در کشش با قلاب استاندارد مطابق بند ۹-۲۱-۳-۱-۱ مبحث نهم، برابر است با:

$$L_{dh} = \max \left\{ \frac{\psi_e \times \psi_r \times \psi_o \times \psi_c}{\lambda} \times \frac{0.43 f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b^{1/5}, 8 d_b, 150 \text{ mm} \right\}$$

ψ_e : ضریب پوشش ← میلگرد بدون اندود $\psi_e = 1$

ψ_r : ضریب آرماتور محصورکننده ← $S = 150 \text{ mm} \geq 6 d_b = 96 \text{ mm}$ $\psi_r = 1$

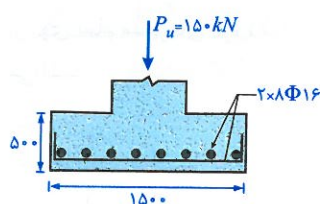
ψ_o : ضریب محل مهار ← اطلاعات سؤال $\psi_o = 1/25$

ψ_c : ضریب مقاومت بتن ← $\psi_c = \frac{f'_c}{105} + 0.16 = 0.1838$

$$L_{dh} = \max \left\{ \frac{1 \times 1 \times 1/25 \times 0.1838}{1} \times \frac{0.43 \times 400}{\sqrt{25}} \times (16)^{1/5}, 8 \times 16, 150 \right\}$$

$$L_{dh} = 230.16 \text{ mm}$$

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.



۴۲- مقطع یک پی منفرد مربعی مطابق شکل مقابل است. با توجه به آرماتورگذاری ارائه شده، حداکثر مقاومت برشی یک‌طرفه اسمی بتن پی، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی C۲۵ و آرماتورها S۳۴۰ بوده و عمق مؤثر ۴۰۰ میلی‌متر فرض شود. ابعاد روی شکل به میلی‌متر است.

$$V_n = 240 \text{ kN} \quad (۲)$$

$$V_n = 274 \text{ kN} \quad (۱)$$

$$V_n = 382 \text{ kN} \quad (۴)$$

$$V_n = 510 \text{ kN} \quad (۳)$$

● **حل:** با توجه به اینکه پی موردنظر فاقد آرماتور عرضی می‌باشد ($A_v < A_{v, min}$)، مقاومت برشی یک‌طرفه مربوط به آن مطابق با بند ۹-۸-۴-۲ مبحث نهم، با استفاده از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$V_c = (0.166 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g}) \times b_w \times d$$

$$\rho_w = \frac{8 \times \pi \times \frac{16^2}{4}}{150 \times 400} = 0.0027$$

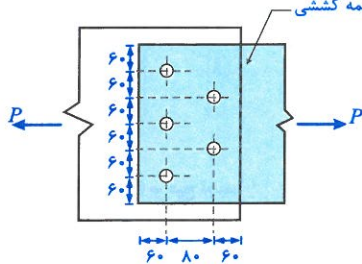
در شالوده‌های سطحی، مطابق با بند ۹-۱۵-۲-۲ مبحث نهم، از ضریب تأثیر عمق (λ_s) در محاسبه مقاومت برشی صرف‌نظر می‌شود. در این صورت داریم:

$$V_c = (0.166 \times 1 \times 1 \times 0.0027^{1/3} \times \sqrt{25} + 0) \times 150 \times 400 \times 10^{-3}$$

$$V_c = 275 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.

۴۳- برای اتصال یک تسمه کششی با مقطع $360 \times 10 \text{ mm}$ به یک ورق اتصال از جزئیات شکل زیر استفاده شده است. اگر سوراخ‌ها استاندارد بوده و برای عبور پیچ‌های از نوع $M 20$ پیش‌بینی شده باشد، مقدار سطح مقطع خالص مؤثر تسمه به تسمه کششی کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



(۱) $3417 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۲) $3112 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۳) $2818 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۴) $2619 \times 10^2 \text{ mm}^2$

● **حل:** برای تعیین سطح مقطع خالص مؤثر تسمه، باید ابتدا سطح مقطع خالص بحرانی را تعیین کنیم و برای این منظور مسیرهای زیر را در نظر می‌گیریم. توجه داریم که چون قطر پیچ‌ها 20 mm است، در حالت سوراخ استاندارد، قطر اسمی سوراخ‌ها برابر 22 mm و قطر محاسباتی آن‌ها $22 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$ می‌باشد و داریم:

مسیر قائم ۱-۱: $A_n = (b - 2D)t = (360 - 2 \times 24) \times 10 = 3120 \text{ mm}^2$

مسیر زیگزاگ ۱-۱-۱-۲-۲: $A_n = (b - 4D + 2 \times \frac{s^2}{4g})t = (b - 4D + \frac{s^2}{2g})t =$

$(360 - 4 \times 24 + \frac{80^2}{2 \times 60}) \times 10 = 3173.33 \text{ mm}^2$

مسیر زیگزاگ ۲-۲-۱-۱-۲-۲: $A_n = (b - 5D + 4 \times \frac{s^2}{4g})t =$

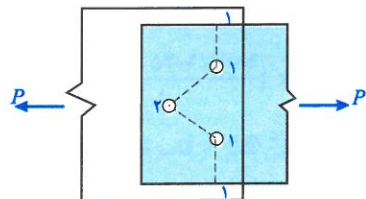
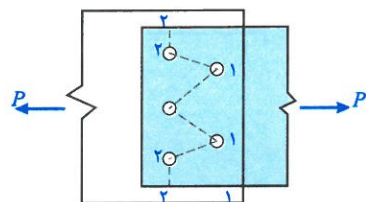
$(b - 5D + \frac{s^2}{g})t = (360 - 5 \times 24 + \frac{80^2}{60}) \times 10 =$

$= 3466.67 \text{ mm}^2$

مسیر زیگزاگ ۱-۱-۲-۱-۱-۲: $A_n = (b - 3D + 2 \times \frac{s^2}{4g})t =$

$(b - 3D + \frac{s^2}{2g})t =$

$(360 - 3 \times 24 + \frac{80^2}{2 \times 60}) \times 10 = 3413.33 \text{ mm}^2$



بر روی تمام مسیرهای فوق، تمام نیروی کششی P اثر می‌کند و بنابراین مسیری که سطح مقطع آن کوچکتر از بقیه است، تعیین‌کننده و بحرانی می‌باشد:

$A_n = \min [(A_n)_1, (A_n)_2, (A_n)_3, (A_n)_4] = \min (3120, 3173.33, 3466.67, 3413.33) = 3120 \text{ mm}^2$

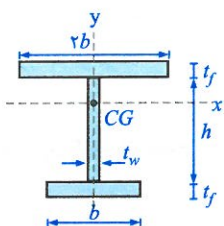
دیده می‌شود که مسیر قائم اول (مسیر ۱-۱) بحرانی است. با توجه به اینکه ضریب تأخیر برشی U در حالت اتصال پیچی ورق‌های روی هم برابر $1/0$ است، داریم:

$A_e = UA_n = 1/0 \times A_n = A_n = 3120 \text{ mm}^2 = 3112 \times 10^2 \text{ mm}^2$

توجه: اگر برای اتصال پیچی مطرح شده، مسیر قائم ۲-۲ در نظر گرفته شود، به علت اینکه نیروی وارده بر آن برابر 60% درصد بارگذاری می‌شود $(P_{2-2} = P - 2 \times \frac{P}{5} = \frac{3P}{5} = 0.6P)$ بحرانی نخواهد بود.

بنابراین گزینه (۲) صحیح است.

۴۴- برای یک عضو فشاری از مقطع شکل زیر استفاده شده است. برای تعیین F_{cr} این عضو کنترل کدام یک از حالت‌های حدی زیر موضوعیت دارد؟



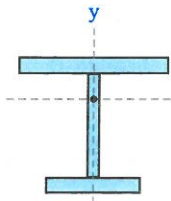
(۱) کمانش خمشی حول محور y

(۲) کمانش خمشی - پیچشی حول محورهای x و z

(۳) کمانش پیچشی حول محور z

(۴) کمانش خمشی - پیچشی حول محورهای y و z

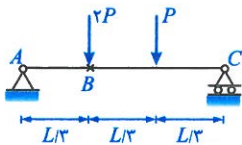
● **حل:** این تست مشابه تست حالت‌های حدی مقطع سپری مطرح شده در آزمون محاسبات اردیبهشت ۹۷ است که در تمرین ۴۶ جلد اول کتاب سازه‌های فولادی برای آزمون محاسبات (صفحات ۱۵۶ و ۱۵۷) به طور مفصل بحث و بررسی شده است. در نکته ۳ در انتهای حل تست مقطع سپری فوق‌الذکر، نوشته شده است که "در مقاطع با یک محور تقارن، به طور کلی کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع بررسی می‌شود و کمانش خمشی - پیچشی همواره حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو بررسی می‌شود."



با توجه به نکته مهم فوق و توجه به اینکه در مقطع I شکل داده شده، محور تقارن مقطع، محور y است و محور عمود بر محور تقارن، محور x و محور طولی مقطع هم محور z است، نتیجه می‌شود که حالت‌های حدی که برای تعیین تنش بحرانی F_{cr} بایستی در نظر گرفته شوند، عبارتند از کمانش خمشی حول محور افقی x و کمانش خمشی - پیچشی حول محورهای y (محور تقارن) و محور z (محور طولی مقطع). با توجه به گزینه‌های تست دیده می‌شود که فقط حالت حدی ارائه شده در گزینه چهارم (کمانش خمشی - پیچشی حول محورهای y و z) موضوعیت دارد و بقیه حالت‌های حدی غلط است.

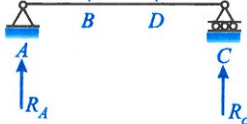
بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۴۵- در تیر شکل زیر فرض نمائید تیر در نقاط A، B و C دارای تکیه‌گاه جانبی است. ضریب اصلاح کمانش جانبی پیچشی در فاصله BC به کدام یک از مقادیر نزدیک‌تر است؟ صلبیت خمشی تیر ABC یکسان و برابر EI بوده و مقطع تیر دارای دو محور تقارن است.



- ۱/۱ (۲) ۱/۴ (۱)
۱/۲ (۴) ۱/۳ (۳)

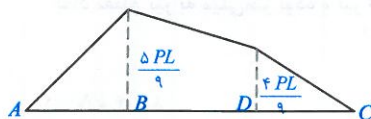
● **حل:** چون تیر داده شده معین است، به راحتی با استفاده از استاتیک می‌توان آن را تحلیل کرد و نمودار لنگر خمشی آن را به دست آورد:



$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 2P \times \frac{L}{3} + P \times \frac{2L}{3} - R_C \times L = 0 \Rightarrow R_C = \frac{4P}{3} \uparrow$$

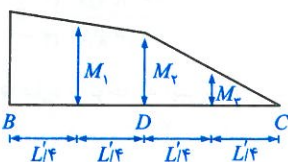
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_C - 2P - P = 0 \Rightarrow R_A = 3P - R_C = 3P - \frac{4P}{3} = \frac{5P}{3} \uparrow$$

$$M_D = R_C \times \frac{L}{3} = \frac{4P}{3} \times \frac{L}{3} = \frac{4PL}{9}, M_B = R_A \times \frac{L}{3} = \frac{5P}{3} \times \frac{L}{3} = \frac{5PL}{9}$$



بنابراین نمودار لنگر خمشی تیر به صورت مقابل است و توجه داریم که چون بارگذاری روی تیر به صورت مجموعه نیروهای متمرکز است، تغییرات لنگر خمشی در کل طول تیر به صورت خطی است.

بنابیه گفته طراح تست، در نقاط B و C مهار جانبی وجود دارد. برای محاسبه ضریب اصلاح کمانش جانبی پیچشی، باید طول B تا C به چهار قسمت مساوی تقسیم شود و از رابطه C_b استفاده گردد. با فرض اینکه طول BC را L' بنامیم، داریم:



$$M_{max} = M_B = \frac{5PL}{9}$$

$$M(x = \frac{L'}{4}) = M_1 = \frac{M_B + M_D}{2} =$$

$$\frac{\frac{5PL}{9} + \frac{4PL}{9}}{2} = \frac{PL}{2}, M(x = \frac{L'}{2}) = M_D = M_2 = \frac{4PL}{9}$$

$$M(x = \frac{3L'}{4}) = M_3 = \frac{M_D + M_C}{2} = \frac{\frac{4PL}{9} + 0}{2} = \frac{2PL}{9}$$

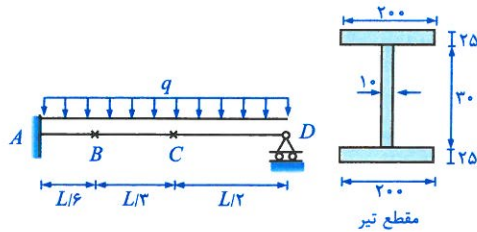
$$C_b = \frac{12/5 M_{max}}{2/5 M_{max} + 3M_1 + 4M_2 + 3M_3} = \frac{12/5 \times \frac{5PL}{9}}{2/5 \times \frac{5PL}{9} + 3 \times \frac{PL}{2} + 4 \times \frac{4PL}{9} + 3 \times \frac{2PL}{9}}$$

$$= \frac{6/94 PL}{5/33 PL} = 1/302 \approx 1/3$$

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۴۶- تیر یک سر گیردار و یک سر ساده شکل زیر در نقاط A, B, C و D دارای تکیه‌گاه جانبی است. صلبیت خمشی تیر یکسان و برابر EI است.

حداکثر طول تیر (L) برای آنکه در هیچ یک از نواحی مختلف تیر لزومی به کنترل حالت حدی کمانش جانبی - پیچشی نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر و $F_y = 240 \text{ MPa}$ است.



- (۱) 2157 m
(۲) 5115 m
(۳) 4153 m
(۴) 6167 m

● **هله** با توجه به آیین‌نامه می‌دانیم که اگر فاصله مهارهای جانبی تیر از $L_p = 1/76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ کوچکتر باشد، کمانش پیچشی جانبی تیر موضوعیت ندارد و تیر تا ظرفیت خمشی پلاستیک آن قابلیت تحمل خمش دارد. با توجه به شکل تست دیده می‌شود که بحرانی‌ترین دهانه تیر که بیشترین فاصله مهارهای جانبی را دارد، دهانه CD است و اگر در این دهانه بحرانی، طول دهانه $(\frac{L}{3})$ کوچکتر از L_p باشد، لزومی به کنترل حالت حدی کمانش پیچشی جانبی نخواهد بود:

$$A = 2b_f t_f + h_w t_w = 2 \times 200 \times 25 + 300 \times 10 = 10000 + 3000 = 13000 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \times \frac{1}{12} t_f b_f^3 + \frac{1}{12} h_w t_w^3 = 2 \times \frac{1}{12} \times 25 \times 200^3 + \frac{1}{12} \times 300 \times 10^3 =$$

$$33358333.3 \text{ mm}^4, r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{33358333.3}{13000}} = 50.166 \text{ mm}$$

$$L_p = 1/76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1/76 \times 50.166 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} = 2573.19 \text{ mm} = 2.157 \text{ m}$$

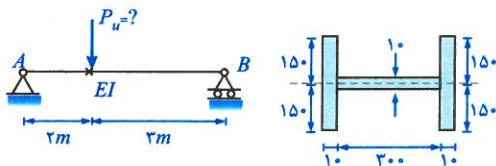
$$\text{شرط عدم وقوع کمانش پیچشی جانبی: } \max\left(\frac{L}{6}, \frac{L}{3}, \frac{L}{2}\right) \leq L_p \Rightarrow \frac{L}{2} \leq L_p \Rightarrow L \leq 2L_p = 2 \times 2.157$$

$$= 5.14 \text{ m} \Rightarrow L_{\max} = 5.14 \text{ m}$$

بنابراین گزینه (۲) صحیح است.

۴۷- حداکثر بار نهایی (P_u) قابل تحمل توسط تیر شکل زیر که تحت اثر خمش حول محور ضعیف قرار دارد، به کدام یک از گزینه‌ها نزدیک‌تر است؟ ابعاد مقطع تیر به میلی‌متر بوده و تیر فقط در تکیه‌گاه‌ها دارای تکیه‌گاه جانبی است.

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



- (۱) 82.4 kN
(۲) 109.18 kN
(۳) 86.18 kN
(۴) 77.3 kN

● **هله** با توجه به آیین‌نامه، برای خمش حول محور ضعیف مقطع I شکل (و همچنین ناودانی)، دو حالت حدی تسلیم و کمانش موضعی بال باید بررسی شود و کمترین مقاومت محاسبه شده از این دو حالت حدی، ظرفیت باربری خمشی را تعیین می‌کند.

(الف) تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1/6 F_y S_y \Rightarrow M_n = \min(F_y Z_y, 1/6 F_y S_y)$$

$$Z_y = 2 \times \frac{t_f b_f^2}{4} + \frac{h_w t_w^2}{4} = \frac{2 \times 10 \times 300^2}{4} + \frac{300 \times 10^2}{4} = 457500 \text{ mm}^3$$

$$I_y = 2 \times \frac{1}{12} t_f b_f^3 + \frac{1}{12} h_w t_w^3 = 2 \times \frac{1}{12} \times 10 \times 300^3 + \frac{1}{12} \times 300 \times 10^3 = 45025000$$

$$S_y = \frac{I_y}{c} = \frac{I_y}{\frac{b_f}{2}} = \frac{45025000}{\frac{300}{2}} = 30016667 \text{ mm}^3$$

$$M_n = \min(F_y Z_y, 1/6 F_y S_y) = \min(240 \times 457500, 1/6 \times 240 \times 30016667)$$

$$= \min(109800000, 115240012.18) = 109800000 \text{ N.mm} = 109.18 \text{ kN.m}$$



(ب) کمانش موضعی بال:

$$\lambda_f = \frac{b}{t_f} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 10} = 15$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} = 10.97, \lambda_{rf} = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} = 28.87$$

$$\lambda_{pf} = 10.97 < \lambda_f = 15 < \lambda_{rf} = 28.87 \Rightarrow \text{بال های مقطع غیر فشرده است.}$$

مقاومت خمشی اسمی مقطع I شکل با بال های غیر فشرده در خمش حول محور ضعیف از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.17 F_y S_y) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

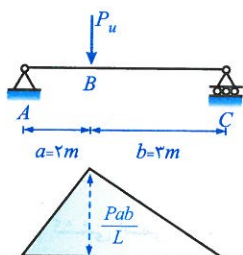
$$\Rightarrow M_n = Z_y F_y - (Z_y F_y - 0.17 F_y S_y) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) =$$

$$457500 \times 240 - (457500 \times 240 - 0.17 \times 240 \times 300 \times 166.17) \left(\frac{15 - 10.97}{28.87 - 10.97} \right)$$

$$= 96433009 \text{ N.mm} \approx 96.43 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \min(109.18 \text{ kN.m}, 96.43 \text{ kN.m}) = 96.4 \text{ kN.m}$$

لنگر خمشی ماکزیمم تیر در نقطه اثر بار متمرکز P_u به وجود می آید و مقدار آن برابر است با:



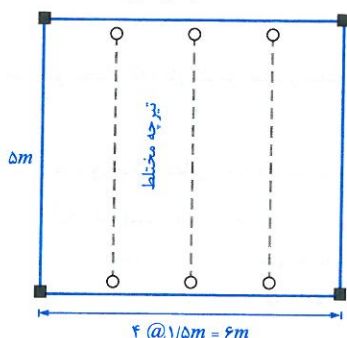
$$M_{max} = M_B = \frac{P_u ab}{L} = \frac{P_u \times 2 \times 3}{5} = 1.2 P_u$$

$$M_u \leq M_d = \phi_b M_n \Rightarrow 1.2 P_u \leq 0.9 \times 96.43 \Rightarrow P_u \leq 72.32 \text{ kN}$$

نمودار لنگر خمشی تیر

بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۴۸- مطابق شکل مقابل برای پوشش یک سقف با بار سنگین از تیرچه های مختلط IPE ۴۰۰ و با دال تخت به ضخامت ۱۰۰ mm از ناودانی UNP ۶۰ به



طول ۱۰۰ mm به عنوان برشگیر استفاده شده است. برای تأمین عملکرد مختلط کامل این تیرچه ها، در کل طول هر یک از تیرچه ها باید حداقل چند عدد از این ناودانی ها تعبیه شود؟ بتن از رده C ۲۵، فولاد تیر آهن با $F_y = 360 \text{ MPa}$ و جرم مخصوص بتن 2500 kg/m^3 است. در پلان توزیع بارهای مرده و زنده یکنواخت فرض شود.

- | | |
|------------|------------|
| (۱) ۲۴ عدد | (۲) ۱۲ عدد |
| (۳) ۳۰ عدد | (۴) ۱۵ عدد |

هله

$$E_c = 0.043 w_c^{1/5} \sqrt{f'_c} = 0.043 \times (2500)^{1/5} \sqrt{25} = 26875 \text{ MPa}$$

$$b_e = \min\left(\frac{L}{\lambda}, \frac{S}{\gamma}\right) + \min\left(\frac{L}{\lambda}, \frac{S}{\gamma}\right) = \min\left(\frac{L}{\lambda}, S\right) = \min\left(\frac{5000}{4}, 1500\right) = \min(1250, 1500) = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{IPE } 400: A = 84.15 \text{ cm}^2 = 8450 \text{ mm}^2$$

$$A_s F_y = 8450 \times 360 = 3042000 \text{ N} = 3042 \text{ kN}$$

$$0.185 f'_c A_c = 0.185 \times 25 \times (1250 \times 100) = 2656250 \text{ N} = 2656.25 \text{ kN}$$

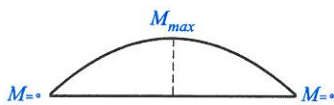
$$V_{hu} = \min(A_s F_y, 0.185 f'_c A_c) = \min(3042, 2656.25) = 2656.25 \text{ kN}$$

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی از رابطه زیر به دست می آید:

$$Q_n = 0.13 (t_f + 0.15 t_w) l_a \sqrt{f'_c E_c}$$

$$\text{UPN } 60: t_f = t_w = 6 \text{ mm}, l_a = 100 \text{ mm}$$

$$Q_n = 0.13 (6 + 0.15 \times 6) \times 100 \times \sqrt{25 \times 26875} = 221313.16 \text{ N} \approx 221.31 \text{ kN}$$



$$n = \frac{V_{hu}}{Q_n} = \frac{2656/125}{221/31} = 12$$

نمودار لنگر خمشی هر یک از تیرچه‌های مختلط، یک سهمی به صورت شکل مقابل است که در آن لنگر تکیه‌گاه‌ها برابر صفر و لنگر خمشی ماکزیمم نیز در وسط تیرچه اتفاق می‌افتد. تعداد برشگیرهای لازم بین هر یک از تکیه‌گاه‌ها (محل $M=0$) و وسط تیر (محل M_{max}) از رابطه زیر به دست می‌آید:

تعداد کل ناودانی‌های تیرچه‌ها، دو برابر تعداد فوق و برابر ۲۴ عدد می‌باشد. بنابراین گزینه (۱) صحیح است.

۴۹- در یک اتصال پیچی با عملکرد اتکایی، پیچ‌ها تحت اثر مشترک کشش و برش قرار دارند و در تمامی پیچ‌ها مقادیر تنش‌های کششی و برشی مورد نیاز برابر $f_{uv} = f_{ut} = \alpha F_u$ است که در آن F_u تنش کششی نهایی مصالح پیچ است. حداکثر مقدار ضریب α برای آنکه در پیچ‌ها لزومی به در نظر گرفتن اندرکنش کشش و برش نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ پیچ‌ها پُر مقاومت هستند و سطح برش از قسمت دندان‌شده می‌گذرد.

- (۱) ۰/۱۲ (۲) ۰/۱۰ (۳) ۰/۲۳ (۴) ۰/۱۷

● **هله:** براساس بند صریح آیین‌نامه در مورد اتصالات اتکایی، در مواردی که تنش کششی یا برشی مورد نیاز کمتر از ۳۰ درصد تنش موجود متناظر باشد، لزومی به در نظر گرفتن اثر مشترک کشش و برش نیست. با توجه به این بند، در حالات زیر لزومی به در نظر گرفتن اندرکنش کشش و برش در اتصال اتکایی نیست:

$$۱) \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} \leq 0.13 \Rightarrow \frac{\alpha F_u}{0.175 \times 0.175 F_u} \leq 0.13 \Rightarrow \alpha \leq 0.13 \times 0.175^2$$

$$\Rightarrow \alpha \leq 0.16875 \approx 0.17 \Rightarrow \alpha_{max} = 0.17$$

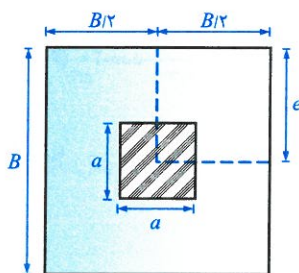
$$۲) \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \leq 0.13 \Rightarrow \frac{\alpha F_u}{0.175 F_{nv}} \leq 0.13 \Rightarrow \alpha \leq \frac{0.13 \times 0.175 F_{nv}}{F_u} = \frac{0.225 F_{nv}}{F_u}$$

تنش کششی اسمی پیچ‌ها در هر حالتی ثابت و برابر $0.175 F_u$ می‌باشد که در نظر گرفته شد، اما تنش برشی اسمی پیچ‌ها مقدار مشخصی ندارد و بسته به اینکه سطح برش از قسمت دندان‌شده بگذرد یا نگذرد، به ترتیب برابر $0.45 F_u$ و $0.55 F_u$ است. با توجه به اینکه در صورت تست گفته شده سطح برش از قسمت دندان‌شده می‌گذرد، از مقدار $F_{nv} = 0.45 F_u$ استفاده می‌کنیم و داریم:

$$\alpha \leq \frac{0.225 F_{nv}}{F_u} = \frac{0.225 \times 0.45 F_u}{F_u} = 0.10125 \approx 0.1 \Rightarrow \alpha_{max} = 0.1$$

حداکثر مقدار α ، بزرگترین مقدار محاسبه شده برای آلفا در دو حالت فوق است که برابر ۰/۱۷ می‌باشد. بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۵۰- مطابق شکل مقابل یک کف ستون به ابعاد $a \times a \times t$ بر روی یک شالوده بتنی منفرد به ابعاد $B \times B \times h$ تکیه کرده است. حداقل مقدار e برای



آنکه مقاومت اتکایی طراحی بین ورق کف ستون و شالوده از $0.165 f'_c a^2$ کمتر نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ f'_c مقاومت مشخصه فشاری بتن بر روی نمونه استوانه‌ای استاندارد است. همچنین فرض نمائید $B > 2a$ و $h > 2a$ است.

$$(۱) \frac{2a}{0.185 \times 0.165} \quad (۲) \frac{a}{0.185 \times 0.165} \quad (۳) \frac{a}{1.17} \quad (۴) \frac{0.115 a}{\sqrt{1.17}}$$

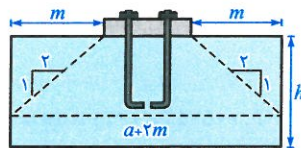
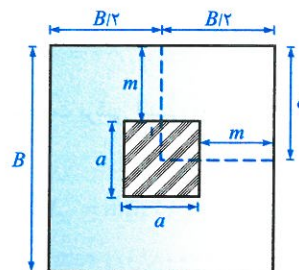
● **هله:** با فرض اینکه ارتفاع شالوده از نصف فاصله کف ستون تا لبه شالوده بزرگتر باشد، داریم:

$$m = \frac{B}{2} - \frac{a}{2} = \frac{B-a}{2}$$

$$\text{در پلان: } h > \frac{m}{\gamma} \Rightarrow h > \frac{B-a}{4}$$

$$A_r = (a + 2m)^2 = (a + 2 \times \frac{B-a}{2})^2 = B^2$$

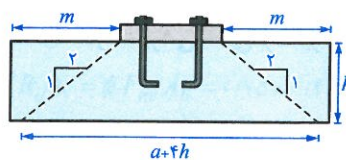
$$\phi_c P_p = 0.165 f'_c a^2 \Rightarrow 0.165 \times 0.185 f'_c \sqrt{\frac{A_r}{A_1}} a^2 = 0.165 f'_c a^2$$



$$\Rightarrow 0.185 \sqrt{\frac{A_r}{A_1}} = 1 \Rightarrow \sqrt{\frac{A_r}{A_1}} = \frac{1}{0.185} \Rightarrow \sqrt{\frac{B^2}{a^2}} = \frac{1}{0.185} \Rightarrow \frac{B}{a} = \frac{1}{0.185} \Rightarrow B = \frac{a}{0.185}$$

$$\Rightarrow 2e = \frac{a}{0.185} \Rightarrow e = \frac{a}{1.7}$$

به نظر می‌رسد شرط $h > 2a$ در صورت تست دارای ایراد بوده و باید شرط $h > \frac{B-a}{4}$ در صورت سؤال مطرح شود تا سطح A_r در پلان



فونداسیون محدود شود و در غیر این صورت اگر $h < \frac{B-a}{4}$ باشد، سطح A_r در ارتفاع محدود می‌شود و حالت زیر رخ می‌دهد:

$$A_r = (a + 4h)^2$$

که در این حالت، پاسخ تست در گزینه‌ها نخواهد بود. به نظر می‌رسد گزینه (۳) مدنظر طراح محترم بوده است.

۵۱- در یک قاب مهاربندی شده واگرا فرض کنید براساس ترکیبات بار متعارف در تیر پیوند I شکل، $P_u = 0.15 F_y A_g$ و $V_u = 0.14 F_y A_{lw}$ به دست آمده است. حداکثر طول قابل قبول تیر پیوند به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

A_{lw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند

V_u = مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند

P_u = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند

A_g = سطح مقطع کلی مقطع تیر پیوند

$$1.16 \frac{M_p}{V_p} (2)$$

$$1.48 \frac{M_p}{V_p} (1)$$

$$2.10 \frac{M_p}{V_p} (3)$$

(۴) محدودیتی برای طول تیر پیوند وجود ندارد.

$$P_u = 0.15 F_y A_g, P_c = F_y A_g \Rightarrow P_u = 0.15 P_c \Rightarrow \frac{P_u}{P_c} = 0.15 > 0.15$$

● حل:

$$V_u = 0.14 F_y A_{lw}, V_c = 0.16 F_y A_{lw} \Rightarrow \frac{V_u}{V_c} = \frac{0.14}{0.16} = \frac{7}{8}$$

$$\rho' = \frac{\frac{P_u}{P_c}}{\frac{V_u}{V_c}} = \frac{0.15}{\frac{7}{8}} = \frac{1.2}{7} = 0.171 > 0.15$$

با توجه به ضوابط طول تیر پیوند در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در حالتی که $\frac{P_u}{P_c} > 0.15$ و $\rho' > 0.15$ باشد، طول تیر پیوند (e) باید محدودیت زیر را برآورده کند:

$$e \leq \frac{1.16 M_p}{V_p} (1.15 - 0.13 \rho') = \frac{1.16 M_p}{V_p} (1.15 - 0.13 \times 0.171) = \frac{1.16 M_p}{V_p} \times 0.925$$

$$= 1.48 \frac{M_p}{V_p} \Rightarrow e_{max} = 1.48 \frac{M_p}{V_p}$$

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.

۵۲- کدام یک از اتصالات پیش‌تأیید شده زیر به لحاظ نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن دارای شرایط سخت‌گیرانه‌تری نسبت به بقیه است؟ فرض کنید این اتصالات در یک قاب خمشی فولادی ویژه مورد استفاده قرار می‌گیرند.

(۴) BUEEP

(۳) RBS

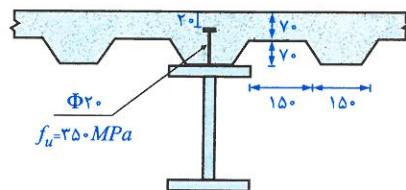
(۲) BFP

(۱) WUF-W

● حل: با توجه به ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در بخش الزامات طراحی لرزه‌ای، حداقل نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع در اتصال BFP در حالت قاب خمشی ویژه برابر ۹ است، در حالی که در بقیه اتصالات (WUF-W و RBS و BUEEP) حداقل نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع در حالت قاب خمشی ویژه برابر ۷ است. بنابراین اتصال پیش‌تأیید شده BFP سخت‌گیرانه‌تر است. سخت‌گیری بیشتر یعنی اینکه به ازای ارتفاع مشخصی برای مقطع، طول تیر در حالت اتصال BFP باید بلندتر باشد و یا اینکه به ازای طول مشخصی برای تیر، ارتفاع مقطع در حالت اتصال BFP باید کوتاه‌تر باشد. بنابراین گزینه (۳) صحیح است.



۵۳- در شکل مقابل چنانچه راستای کنگره‌ها از حالت موازی تیر به حالت عمود بر تیر تغییر کند، مقاومت برشی اسمی گل‌میخ‌ها چه تغییری می‌کند؟ در



شکل ابعاد به میلی‌متر بوده و بتن از رده C ۳۰ است. ($w_c = 2400 \text{ kg/m}^3$)

(۱) ۲۰٪ کاهش می‌یابد.

(۲) تغییری نمی‌کند.

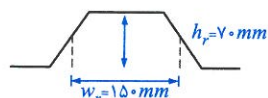
(۳) ۱۰٪ کاهش می‌یابد.

(۴) ۲۰٪ افزایش می‌یابد.

$$Q_n = 0.15 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u$$

● **حل:** مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ از رابطه مقابل به‌دست می‌آید:

$$\Rightarrow Q_n = \min (0.15 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c}, R_g R_p A_{sa} F_u)$$



$$\frac{w_r}{h_r} = \frac{150}{70} = 2.14 > 1.5$$

با توجه به ابعاد هندسی ورق عرشه فولادی (شکل مقابل) داریم:

با توجه به جدول مقادیر R_p , R_g مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در حالتی که نسبت پهنای متوسط به ارتفاع اسمی ورق عرشه فولادی ($\frac{w_r}{h_r}$) بزرگتر یا مساوی ۱/۵ و کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی باشد، مقادیر R_p و R_g به ترتیب برابر ۱ و ۰/۷۵ می‌باشد. این مقادیر در حالتی که کنگره‌ها عمود بر محور تیر فولادی باشند، در حالت یک گل‌میخ برای هر کنگره، به ترتیب برابر ۱ و ۰/۶ می‌باشد و داریم:

$$f'_c = 30 \text{ MPa}, E_c = 0.043 w_c^{1/5} \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2400^{1/5} \sqrt{30} = 27691.47 \text{ MPa}$$

حالت اول (کنگره‌ها موازی تیر: ($R_g = 1, R_p = 0.75$)

$$(Q_n)_1 = \min (0.15 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c}, R_g R_p A_{sa} F_u)$$

$$= \min (0.15 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} \sqrt{30 \times 27691.47}, 1 \times 0.75 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} \times 350)$$

$$= \min (143170.15 \text{ N}, 82466.18 \text{ N}) = 82466.18 \text{ N} \approx 82.4 \text{ kN}$$

حالت دوم (کنگره‌ها عمود بر تیر: ($R_g = 1, R_p = 0.6$)

$$(Q_n)_2 = \min (0.15 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c}, R_g R_p A_{sa} F_u)$$

$$= \min (0.15 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} \sqrt{30 \times 27691.47}, 1 \times 0.6 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} \times 350)$$

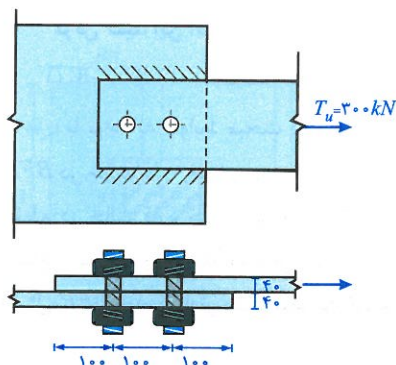
$$= \min (143170.15 \text{ N}, 65973.14 \text{ N}) = 65973.14 \text{ N} \approx 66 \text{ kN}$$

$$\text{نسبت مقاومت برشی گل‌میخ‌ها در حالت دوم به اول} = \frac{(Q_n)_2}{(Q_n)_1} = \frac{66}{82.4} = 0.8$$

دید می‌شود که مقاومت برشی اسمی گل‌میخ‌ها ۲۰ درصد کاهش می‌یابد. بنابراین گزینه (۲) صحیح است.

۵۴- برای اتصال عضو کششی شکل مقابل از ترکیب جوش گوشه و اتصال اصطکاکی با پیچ پُر مقاومت استفاده شده است. مقاومت تأمین شده توسط جوش (ϕR_n)، حداقل چقدر باید باشد؟ فرض نمائید سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه شده عبور نموده وضعیت سطحی اتصال پیچی از نوع

کلاس B است. همچنین فولاد ورق‌های فولادی از نوع S ۲۳۵، سوراخ‌ها از نوع استاندارد و پیچ‌ها به قطر ۲۰ میلی‌متر و از نوع ۱۰/۹ طبق استاندارد ISO بوده و در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۸۸ kN (۱)

۹۸ kN (۲)

۳۰۰ kN (۳)

۱۹۴ kN (۴)

● هله: با توجه به بند ۱۰-۹-۸-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان که در مورد ترکیب پیچ و جوش است، داریم:

در صورت استفاده از ترکیب جوش و پیچ‌های پر مقاومت در اتصال اصطکاکی، می‌توان جوش و پیچ را در تحمل تنش‌ها سهیم فرض کرد، مشروط بر اینکه در اتصال‌های برشی، سوراخ پیچ‌ها از نوع استاندارد یا دارای شکاف‌های عمود بر جهت بار و جوش‌های گوشه تحت اثر بار طولی در نظر گرفته شده باشند. در چنین اتصال‌هایی، مقاومت موجود در پیچ‌ها را نباید بزرگ‌تر از ۵۰ درصد مقاومت موجود پیچ‌ها در حالت اتکایی در نظر گرفت. مقاومت برشی موجود پیچ‌های پر مقاومت در حالت اتصال اصطکاکی برابر است با:

$$(R_d)_1 = \phi R_n = \phi \times \mu D_u h_f T_b n_s = 1 \times 0.15 \times 1.13 \times 179 \times 2 = 202.27 \text{ kN} \approx 202 \text{ kN}$$

مقاومت برشی موجود پیچ‌های پر مقاومت در حالت اتصال اتکایی برابر است با:

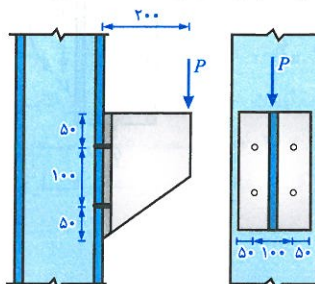
$$(R_d)_2 = \phi F_{nv} A_b = 0.175 \times 0.145 F_u \times 2 \times \frac{\pi D^2}{4} = 0.175 \times 0.145 \times 1000 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} = 212057.15 \text{ N} \approx 212 \text{ kN}$$

$$(R_d)_1 \leq \frac{1}{\gamma} (R_d)_2 = \min [(R_d)_1, \frac{1}{\gamma} (R_d)_2]$$

$$= \min [202 \text{ kN}, \frac{1}{\gamma} \times 212 \text{ kN}] = \min [202 \text{ kN}, 106 \text{ kN}] = 106 \text{ kN}$$

با توجه به اینکه بر اتصال نیروی کششی ضریب‌دار ۳۰۰ kN اثر می‌کند و مقاومت موجود پیچ‌ها برابر ۱۰۶ kN است، نتیجه می‌شود که مقاومت تأمین شده توسط جوش باید برابر ۱۹۴ kN = ۳۰۰ - ۱۰۶ باشد. بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۵۵- در اتصال پیچی شکل مقابل که از نوع اتکایی است، سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد. در صورتی که پیچ‌های پر مقاومت از نوع ۸.۸ و ۲۰ M بوده و نسبت تنش کششی موردنیاز به تنش کششی اسمی آنها برابر ۰.۱۴۵ و نسبت تنش برشی موردنیاز به تنش برشی اسمی بیش از ۰.۲۵ باشد. آنگاه مقدار مجموع مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ (در شکل ابعاد به میلی‌متر است)



- (۱) ۲۴۰ kN
(۲) ۳۰۰ kN
(۳) ۳۴۰ kN
(۴) ۲۰۰ kN

● هله:

$$\frac{f_{ut}}{F_{nt}} = 0.145 \Rightarrow \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} = \frac{0.145}{\phi} = \frac{0.145}{0.175} = 0.16 > 0.13$$

$$\frac{f_{uv}}{F_{nv}} > 0.25 \Rightarrow \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} > \frac{0.25}{\phi} = \frac{0.25}{0.175} = \frac{1}{3} = 0.33 > 0.13$$

با توجه به محاسبات فوق، دیده می‌شود که هم تنش کششی موردنیاز بزرگتر از ۳۰ درصد ظرفیت کششی موجود است و هم تنش برشی موردنیاز بزرگتر از ۳۰ درصد ظرفیت برشی موجود است و بنابراین لازم است از رابطه اندرکنش کشش و برش استفاده شود:

$$R_{nv} = F'_{nv} A_b, F'_{nv} = F_{nv} \left[1/3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} \right] = 0.145 F_u \left[1/3 - 0.16 \right] = 0.145 F_u \times 0.17 = 0.1315 F_u$$

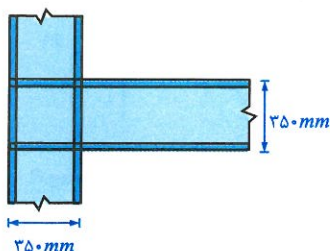
$$= 0.1315 \times 800 = 252 \text{ MPa}$$

$$\text{مقاومت برشی طراحی مجموعه پیچ‌ها} = \phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_b = 0.175 \times 252 \times \left(4 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} \right) = 237504/4 \text{ N} \approx 238 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.

۵۶- در شکل زیر اتصال تیر به ستون در یک سازه قاب خمشی ویژه متعارف فولادی از نوع WUF-W نشان داده شده است. طول آزاد تیر ۵ متر و بارهای ثقلی وارد بر آن (شامل وزن تیر) ناچیز بوده و از آن صرف‌نظر می‌شود. مقاطع تیر و ستون کاملاً یکسان بوده و از ورق ساخته شده‌اند.

حداکثر مقدار قابل قبول متوسط مقاومت فشاری موردنیاز ستون‌های بالا و پائین اتصال، حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته برای آنکه ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی در این اتصال تأمین شود، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ از



مشخصات مقطع $A_g = 121 \times 10^2 \text{ mm}^2$ و $F_y = 240 \text{ MPa}$ معلوم است. اتصال هر دو انتهای تیر

گیردار است.

- (۱) ۳۰۰ kN
(۲) ۴۰۰ kN
(۳) ۵۰۰ kN
(۴) ۶۰۰ kN

● **هاله:** برای کنترل ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی باید رابطه زیر برقرار شود و توجه داریم که در این اتصال، فقط یک تیر به ستون متصل شده است. چون از بارهای ثقیل تیر صرف نظر شده است، نیروی محوری ستون‌های بالا و پایین اتصال برابر است که آن را برابر P_u فرض می‌کنیم.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0, \quad \sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g}) = \sum Z_c (F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g})$$

$$= \sum Z_c F_{yc} - \sum Z_c \frac{P_{uc}}{A_g} = \sum M_p - \sum \frac{P_{uc} Z}{A_g}$$

در اتصال $WUF-W$ مفصل پلاستیک تیر در بر ستون اتفاق می‌افتد و همچنین ضریب سخت‌شدگی C_{pr} برابر ۱/۴ می‌باشد و داریم:

مقطع تیر ورق $\rightarrow$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y M_p = 1/4 \times 1/15 M_p = 1/61 M_p$$

$$V_{pr} = \frac{\sum M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2}, \quad q_u = 0 \Rightarrow V_{pr} = \frac{\sum M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \times 1/61 M_p}{5} = 0.0644 M_p$$

در محاسبه $\sum M_{pb}^*$ توجه داریم که مطابق شکل صفحه بعد، لنگر خمشی مربوط به تیر باید در محل محور مرکزی ستون محاسبه شود و بنابراین داریم:

$$\sum M_{pb}^* = M_{pr} + V_{pr} \times \frac{d_c}{2} = 1/61 M_p + 0.0644 M_p \times \frac{0.35}{2}$$

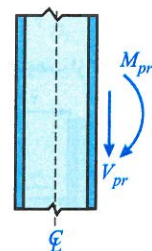
$$= 1/7227 M_p \approx 1/72 M_p$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{\sum M_p - \frac{\sum P_{uc} Z}{A_g}}{1/72 M_p} > 1 \Rightarrow \sum M_p - \frac{\sum P_{uc} Z}{A_g} > 1/72 M_p$$

$$\Rightarrow \frac{\sum P_{uc} Z}{A_g} < \sum M_p - 1/72 M_p = 0.28 M_p = 0.28 Z F_y$$

$$\Rightarrow P_{uc} < \frac{A_g \times 0.28 Z F_y}{\sum Z} = 0.14 A_g F_y = 0.14 \times 121 \times 10^3 \times 240 = 406560 N$$

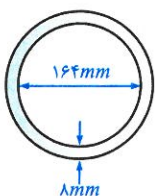
$$= 406.56 kN \approx 407 kN$$



بنابراین گزینه (۲) صحیح است.

۵۷- مقاومت پیچشی طراحی یک عضو فولادی به طول ۱۰ m با مقطع لوله‌ای مطابق شکل مقابل به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟

$$F_y = 360 MPa$$



$$375 kN.m \quad (2)$$

$$415 kN.m \quad (1)$$

$$72 kN.m \quad (4)$$

$$80 kN.m \quad (3)$$

● **هاله:** با توجه به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، مقاومت پیچشی اسمی مقطع لوله‌ای شکل براساس حالت‌های حدی تسلیم پیچشی و کمانش پیچشی با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود که در آن C ثابت پیچشی مقطع و F_{cr} تنش کمانشی مقطع است و توجه داریم که D قطر خارجی مقطع می‌باشد.

$$T_n = F_{cr} C, \quad F_{cr} = \max \left(\frac{1/23 E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t} \right)^{1/25}}}, \frac{0.16 E}{\left(\frac{D}{t} \right)^{1/5}} \right) \leq 0.16 F_y, \quad C = \pi \frac{(D-t)^2 t}{2}$$

$$t = 8 mm, \quad D = D_{ext} = D_{int} + 2t = 164 + 2 \times 8 = 180 mm$$

$$F_{cr} = \max \left(\frac{1/23 \times 2 \times 10^5}{\sqrt{\frac{10000}{180} \left(\frac{180}{8} \right)^{1/25}}}, \frac{0.16 \times 2 \times 10^5}{\left(\frac{180}{8} \right)^{1/5}} \right) = \max (673.15 MPa, 1124.14 MPa)$$

$$= 1124.14 MPa > 0.16 F_y = 0.16 \times 360 = 216 MPa$$

$$\Rightarrow F_{cr} = 0.19 F_y = 219 \text{ MPa}$$

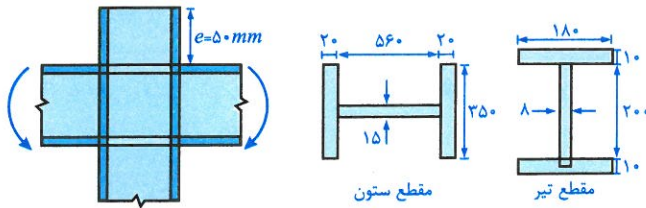
$$C = \frac{\pi (D-t)^2 t}{2} = \frac{\pi (10 - 1)^2 \times 1}{2} = 37.1763 \text{ mm}^3$$

$$T_n = F_{cr} C = 216 \times 37176315 = 8.030.916 \text{ N.mm} \approx 8.03 \text{ kN.m}$$

$$T_d = \phi T_n = 0.19 T_n = 0.19 \times 40.13 = 7.6247 \text{ kN.m}$$

بنابراین گزینه (۴) صحیح است.

۵۸- در اتصال مستقیم و گیردار شکل زیر، مقاومت طراحی کمانش فشاری جان ستون در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری به کدام گزیده نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر بوده و



$$f_{y_w} = 240 \text{ MPa است.}$$

- 300 kN (1)
 900 kN (2)
 450 kN (3)
 600 kN (4)

🔗 **هله:** مقاومت طراحی در برابر کمانش فشاری جان ستون ناشی از یک جفت نیروی متمرکز فشاری براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان از رابطه زیر به دست می‌آید که در آن کلیه پارامترها مربوط به ستون است:

$$R_d = \phi R_n, \phi = 0.9, R_n = \frac{12 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h}$$

در صورتی که جفت نیروی متمرکز فشاری در فاصله‌ای کمتر از نصف عمق ستون از انتهای عضو اثر کند، مقدار مقاومت حاصل از رابطه فوق باید ۵۰ درصد کاهش یابد که در این تست این موضوع باید لحاظ شود. چون عمق ستون برابر $600\text{ mm} = 20 + 560 + 20$ است، نصف عمق ستون، ۳۰۰ میلی‌متر می‌شود و اگر نقطه اثر نیروهای فشاری به بال ستون مرکز سطح بال‌های فشاری تحتانی تیر فرض کنیم، فاصله این نیروهای فشاری تا بالای ستون برابر است با:

$$t_f + h_w + \frac{t_f}{\gamma} + e = 1/\Delta t_f + h_w + e = 1/\Delta \times 1.0 + 2.0 + 0.5 = 2.65 \text{ mm} < 3.0 \text{ mm}$$

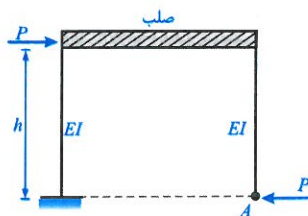
بنابراین باید ۵۰ درصد کاهش مقاومت لحاظ شود.

$$R_n = \frac{\gamma_f t_w^r \sqrt{EF_{yw}}}{h} = \frac{\gamma_f \times 15^r \sqrt{2 \times 10^6 \times 240}}{560} = 100.211511 N \approx 100.21 kN$$

$$R_d = 0.15 \times \phi R_n = 0.15 \times 0.19 \times 100.21 = 45.0195 \text{ kN} \approx 45.1 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه (۳) صحیح است.

۵۹- در قاب شکل مقابل جابه‌جایی افقی گره A مطابق کدام یک از گزینه‌های زیر است؟ از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضای قائم و نیز از آثار مرتبه دوم صرف‌نظر شود.

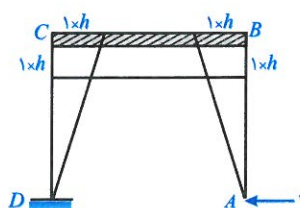
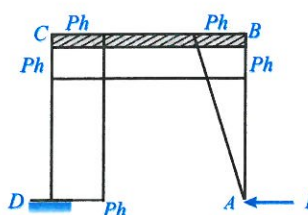


$$\frac{1}{\varepsilon} \frac{Ph^3}{EI} (\gamma) \quad \frac{\Delta}{\varepsilon} \frac{Ph^3}{EI} (\gamma)$$

$$\frac{1}{3} \frac{Ph^3}{EI} \quad (3)$$

(۴) صفر

🔗 مشابه سؤال ۲، این سازه نیز معین بوده و تحت بارهای متمرکز P قرار گرفته است. بنابراین برای محاسبه تغییر شکل‌های آن از روش کار مجازی استفاده می‌کنیم و نمودار لنگر خمشی در سازه تحت بارگذاری اصلی و مجازی را ترسیم می‌کنیم:



نمودار لنگر خمشی در سازه تحت بارگذاری اصلی

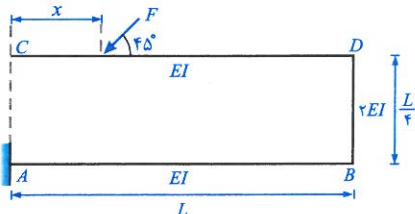
نمودار لنگر خمشی در سازه تحت بارگذاری مجازی

در نهایت با صرف نظر کردن از ناحیه صلب CB ، نمودار نواحی دیگر در هر دو شکل را در هم ضرب می کنیم:

$$\Delta_A = \Delta_{AB} + \Delta_{CD} = \frac{Ph \times h \times h}{3EI} + \frac{Ph \times h \times h}{2EI} = \frac{5}{6} \frac{Ph^3}{EI}$$

بنابراین گزینه (۱) صحیح است.

۶۰- مطابق شکل زیر نیروی F با زاویه ثابت 45° درجه به عضو CD سازه وارد می شود. نقطه اثر این نیرو (x) را طوری تعیین کنید که دوران گره B برابر با صفر باشد. صلبیت خمشی اعضا در شکل مشخص شده است. از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا صرف نظر نموده و تحلیل از نوع الاستیک مرتبه اول فرض شود.



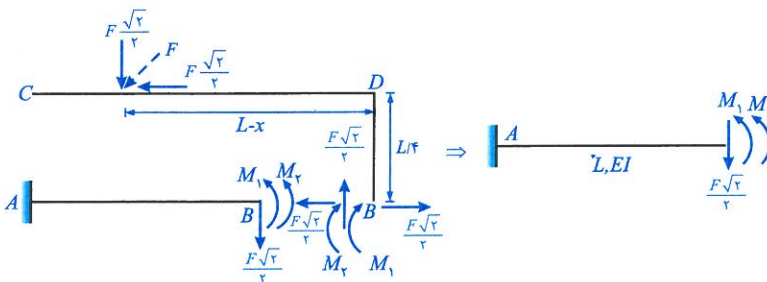
$$x = \frac{3}{4} L \quad (2)$$

$$x = \frac{2}{3} L \quad (1)$$

$$x = \frac{5}{6} L \quad (4)$$

$$x = \frac{1}{4} L \quad (3)$$

• **حل:** ابتدا باید توجه کرد عضو AB به صورت طره ای بوده و برای آنکه دوران گره B برابر صفر شود باید ابتدا قاب را از نقطه B برش زده و نیروهای داخلی در نقطه B را به دست آوریم. سپس می توان با کمک روابط تیر پایه طره ای شکل دوران آن را به دست آورده و مساوی صفر قرار داد.



$$\begin{cases} M_1 = \frac{F\sqrt{2}}{4} \times \frac{L}{4} = \frac{F\sqrt{2}}{16} \\ M_2 = \frac{F\sqrt{2}}{4} \times (L-x) \end{cases} \Rightarrow \theta_B = 0 \Rightarrow \frac{F\sqrt{2}}{4EI} L^2 - \frac{F\sqrt{2}}{4EI} (L-x) \times L - \frac{F\sqrt{2}}{16EI} L \times L = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{3}{4} L$$

بنابراین گزینه (۲) صحیح است.