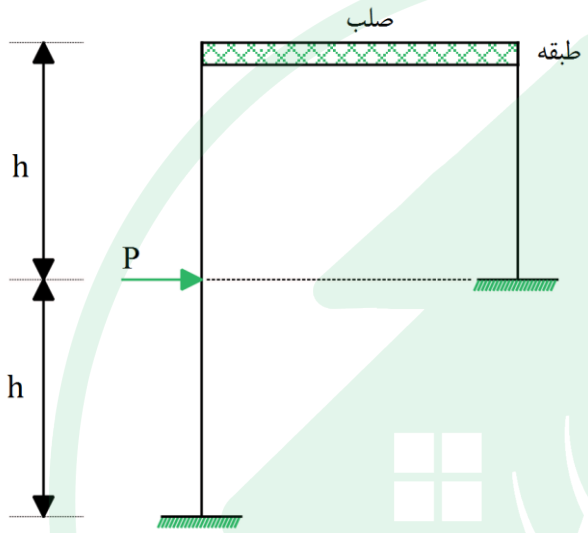
| آزمون محاسبات نظام مهندسی | |
|---|---|
| تعداد سوالات | ۶۰ |

**۱- در قاب شکل زیر اگر از تغییرطول محوری و تغییرشکل برشی ستون ها صرف نظر شود و تیر کاملا صلب باشد، جابه جایی افقی در تراز طبقه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ صلبیت خمشی ستون ها یکسان و برابر EI است.**




۱) $\frac{7Ph^3}{288EI}$

۲) $\frac{Ph^3}{27EI}$

۳) $\frac{3Ph^3}{196EI}$

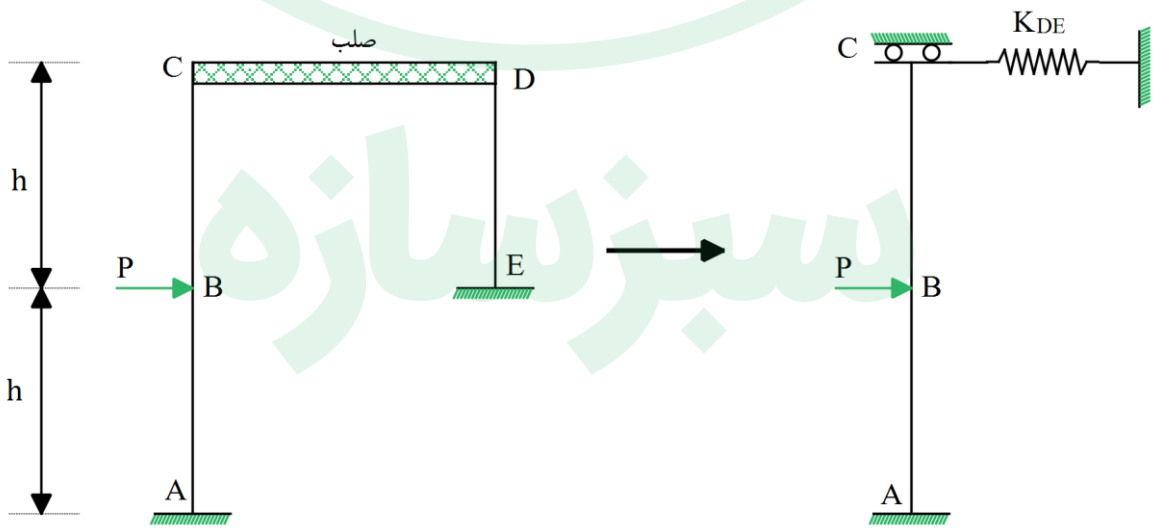
۴) $\frac{5Ph^3}{198EI}$

**پاسخ سوال ۱)**

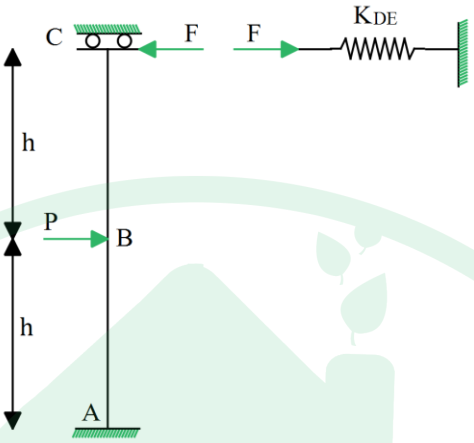
سطح سوال متوسط رو به سخت

روش حل اول: طبق مفاهیم تحلیل سازه و استفاده از روش سازگاری و روش باز و بسته کردن داریم:

مدلسازی کل سازه به صورت زیر می باشد:



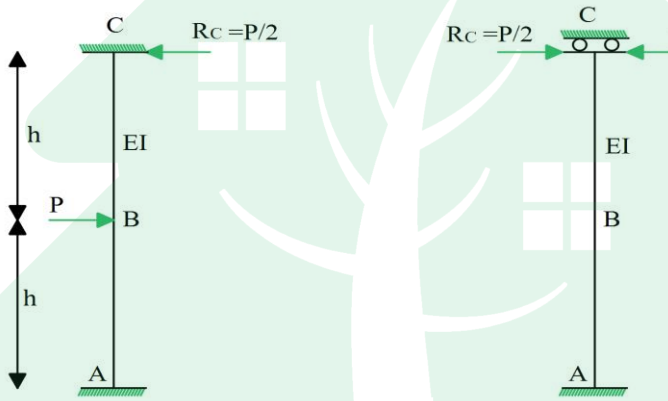
در ستون AC با نوشتن رابطهٔ سازگاری داریم:




$$\rightarrow^{+} \Delta_{Cx} = \Delta_{\text{فنر}}$$

$$K_{DE} = \frac{12EI}{h^3}$$

در ستون AC طبق روش باز و بسته کردن می توان تغییرمکان افقی نقطهٔ C را محاسبه نمود. بنابراین داریم:




بستن نقطهٔ $C$ (1)

باز کردن نقطهٔ $C$ (2)

$$\rightarrow^{+} \Delta_{Cx} = \Delta_{Cx1} + \Delta_{Cx2} = 0 + \frac{\left(\frac{P}{2} - F\right) * (2h)^3}{12EI} = \frac{Ph^3}{3EI} - \frac{2Fh^3}{3EI}$$

$$\Delta_{\text{فنر}} = \frac{F}{K_{DE}} = \frac{F}{\frac{12EI}{h^3}} = \frac{Fh^3}{12EI}$$

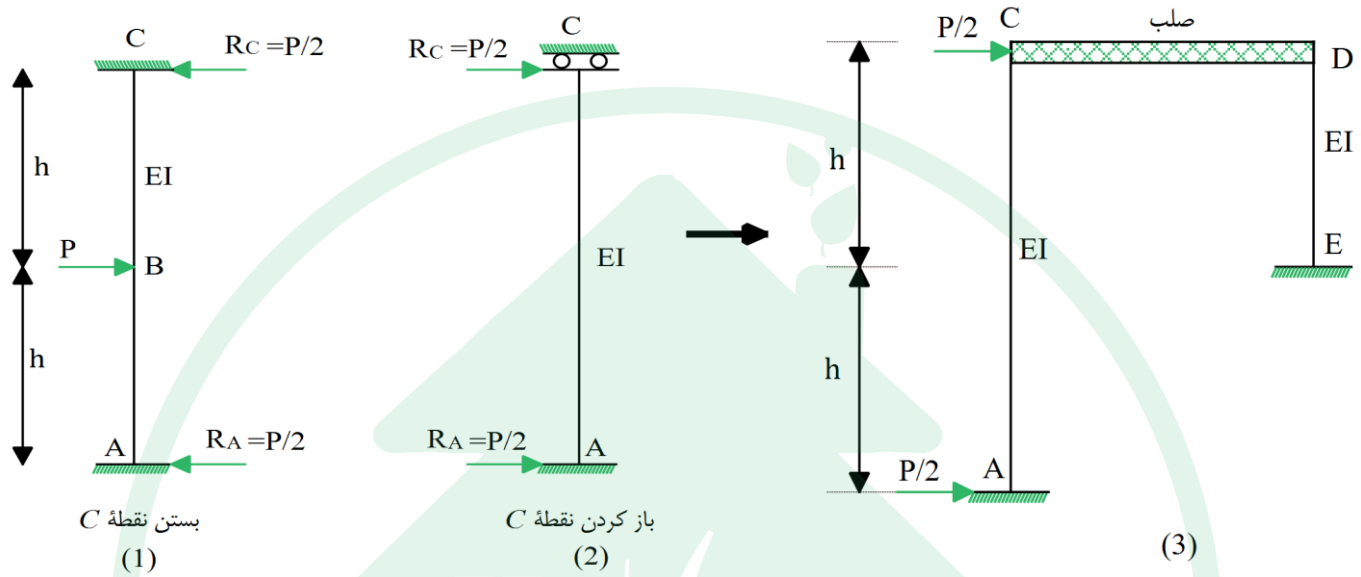
در ادامه می توان نیرو در فنر DE را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\rightarrow^{+} \Delta_{Cx} = \Delta_{\text{فنر}} \quad \rightarrow \frac{Ph^3}{3EI} - \frac{2Fh^3}{3EI} = \frac{Fh^3}{12EI} \quad \rightarrow \quad F = \frac{4P}{9}$$

در نهایت با مشخص شدن نیرو در فنر DE به راحتی می توان فهمید که تغییرمکان افقی تراز طبقه برابر مقدار تغییرمکان فنر DE می باشد. بنابراین:

$$\rightarrow^{+} \Delta_{Cx} = \Delta_{\text{فنر}} = \frac{F}{K_{DE}} = \frac{\frac{4P}{9}}{\frac{12EI}{h^3}} = \frac{Ph^3}{27EI}$$

روش حل دوم: طبق روش حل اول ( باز و بسته کردن نقطهٔ C) نیروی جانبی وارد بر تراز طبقه را محاسبه می کنیم:



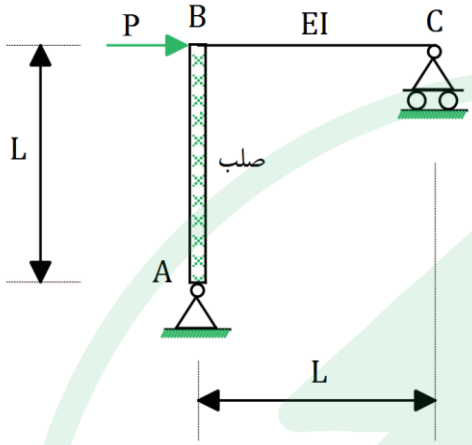

در نهایت با استفاده از روش فنر و با مدلسازی سازهٔ شمارهٔ (3) با فنرهای موازی AC و DE مقدار تغییرمکان جانبی تراز طبقه در نقطهٔ C را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow^{+} \Delta_{Cx}=\frac{F}{\sum K}=\frac{F}{K_{AC}+K_{DE}}=\frac{\frac{P}{2}}{\frac{12EI}{(2h)^3}+\frac{12EI}{h^3}}=\frac{Ph^3}{27EI}$$

نکته: نیروی افقی $\frac{P}{2}$ وارد به تکیه گاه گیردار A در سازهٔ شمارهٔ (3) تاثیری در تغییرمکان جانبی تراز طبقه نداشته و توسط تکیه گاه گیردار A تحمل می شود.

پاسخ سوال گزینهٔ (۲)

**۲- در قاب شکل زیر اگر از تغییرشکل های محوری و برشی عضو افقی صرف نظر شود، حداکثر جا به جایی افقی در نقطه C به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟**




۱) $\frac{PL^3}{12EI}$

۲) $\frac{PL^3}{4EI}$

۳) $\frac{PL^3}{6EI}$

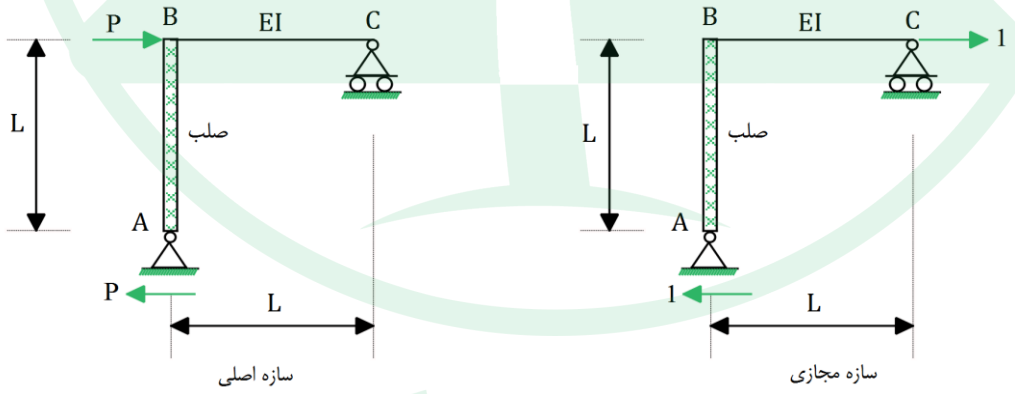
٤) $\frac{PL^3}{3EI}$

**پاسخ سوال ۲)**

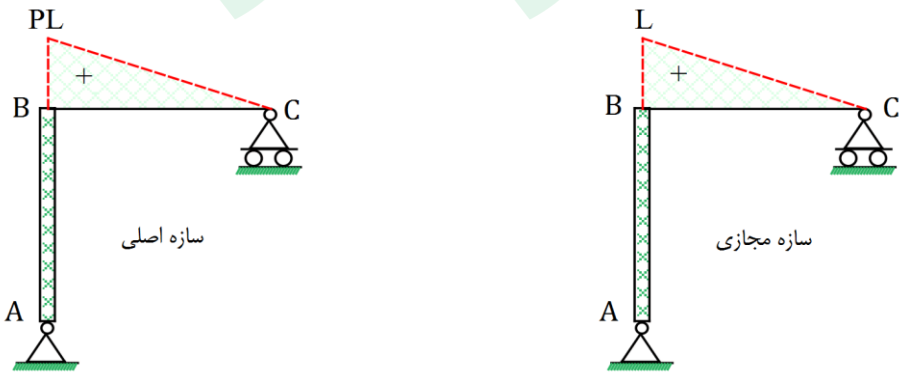
سطح سوال آسان

حل: طبق روش های کار مجازی و روابط حفظی در تیرهای دو سر مفصل می توان به جابه جایی افقی نقطهٔ C در سازه رسید. بنابراین:

روش حل اول: طبق کارمجازی و استفاده از جدول روش ترسیمی مور داریم:




ترسیم نمودار لنگر در عضو BC با صرف نظر کردن از عضو صلب AB :

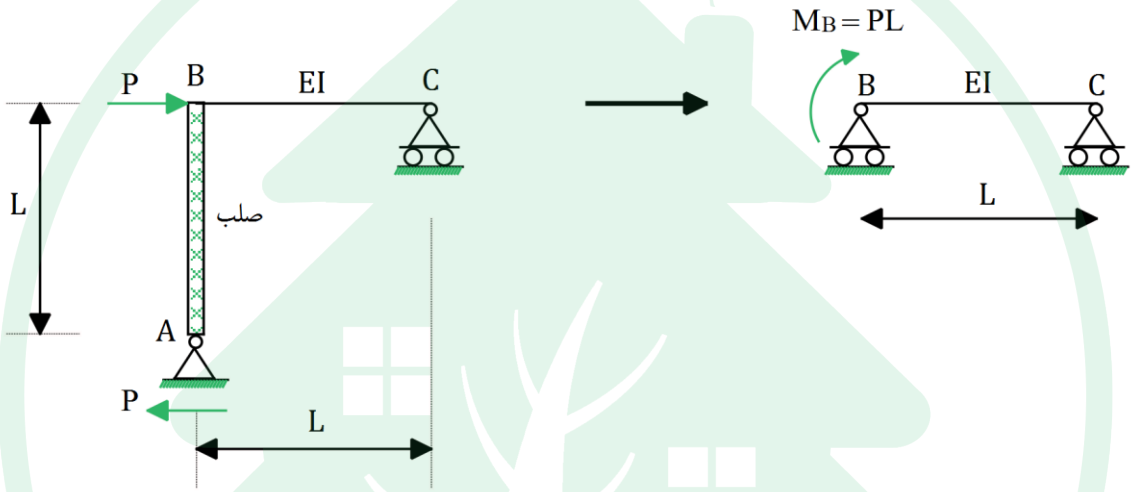


در نهایت مقدار جابه جایی حداکثر نقطهٔ C به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rightarrow^{+} \Delta_{Cx}= \frac{PL * L * L}{3EI} = \frac{PL^3}{3EI}$$

روش حل دوم: طبق روابط حفظی در تیرهای دو سر مفصل داریم:

چون از تغییر طول محوری در اعضای قاب صرف نظر شده است. لذا نقطهٔ B به هر اندازه به سمت راست جابه جا شود نقطهٔ C نیز به همان اندازه جابه جا خواهد شد. بنابراین داریم:

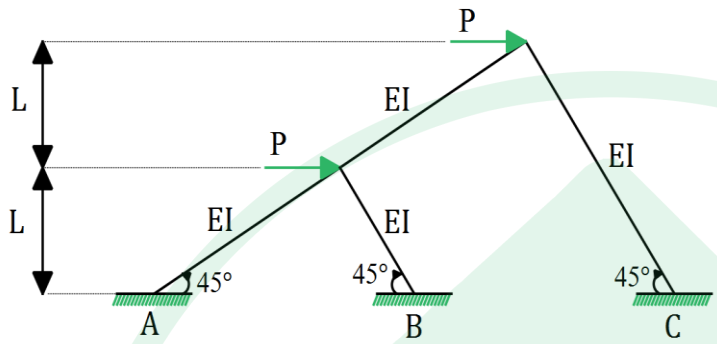



$$\theta_A = \theta_A = \frac{M_B * L}{3EI} \qquad \rightarrow \qquad M_B = PL$$

$$\rightarrow^{+} \Delta_{Cx}= \theta_A * L_{AB} = \frac{PL * L}{3EI} * L = \frac{PL^3}{3EI}$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۴)

**۳- در سازهٔ شکل زیر اگر از تغییرطول محوری و تغییرشکل برشی اعضا و نیز آثار مرتبهٔ دوم صرف نظر شود، کدام یک از گزینه‌های 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.**

**٤) مقدار لنگر خمشی در هیچ یک از تکیه گاه های A ، B و C صفر نیست.**

**پاسخ سوال ۳)**

سطح سوال متوسط

طبق روش شیب افت و درجات آزادی انتقالی در سازه ها داریم:

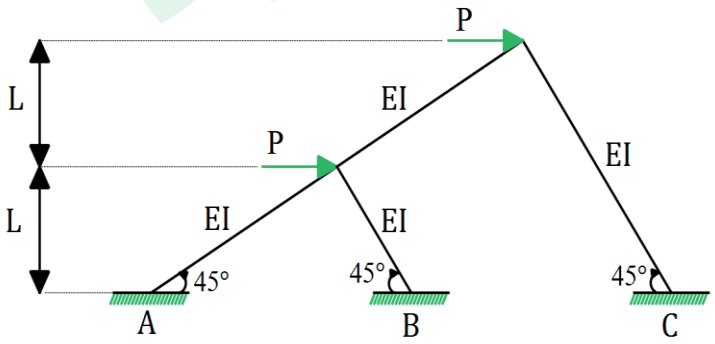
اگر سازه دارای خصوصیات زیر باشد می توان گفت که سازه رفتار خرپایی دارد و هیچ لنگری در نقاط تکیه گاهی و غیر تکیه گاهی به وجود نمی آید. بنابراین:

مورد اول: از تغییر طول محوری اعضاء صرف نظر شود. که طبق صورت سوال این مورد در نظر گرفته شده است.

مورد دوم : بارهای وارد بر سازه به صورت گرهی بر سازه اعمال شده باشند. که با توجه به شکل سازه این مورد نیز در سازه وجود دارد و بارهای متمرکز P به گره های سازه وارد شده اند.

مورد سوم : درجهٔ آزادی انتقالی سازه صفر باشد. که این مورد را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$n_D = 2m + n - s$$

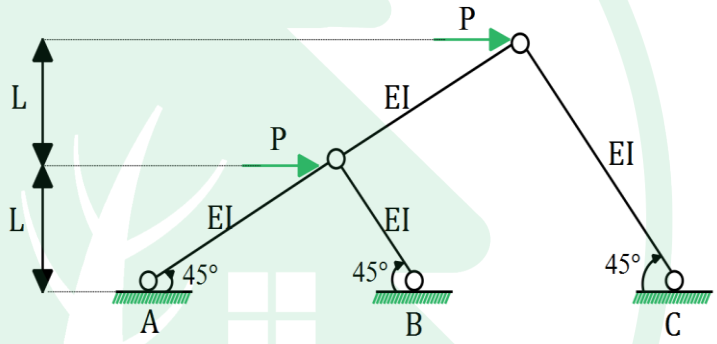


در رابطهٔ درجه آزادی انتقالی پارامتر m تعداد گره های غیر تکیه گاهی می باشد، همچنین پارامتر n تعداد تکیه گاه خارجی که تغییرمکان داشته باشند و پارامتر S تعداد اعضایی که از تغییرطول محور آنها صرف نظر شده می باشد.

$m = 2$ و $n = 0$ و $s = 4$

$$n_D = 2 * 2 + 0 - 4 = 0$$

بنابراین درجهٔ آزادی انتقالی در سازه صفر بوده و مورد سوم نیز در سازه وجود دارد. در نتیجه سازه رفتار خرپایی دارد و تمام گره های تکیه گاهی و غیرتکیه گاهی آن به صورت مفصلی می باشند و لنگری در تکیه گاه ها به وجود نمی آید.




$$M_A = M_B = M_C = 0$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

**۴- در یک ساختمان مسکونی 10 طبقه واقع در شهر مشهد از نوع قاب خمشی بتنی ویژه ، زمان تناوب تجربی برابر 0.8 ثانیه و زمان تناوب تحلیلی برابر 1.25 ثانیه محاسبه شده است. نسبت کمترین برش پایه برای کنترل تغییرمکان 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 $T_S = 0.5\ s$ است. ئهمچنین فرض نمائید جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمی نمایند.**

**۱) 0.84**

**۲) 0.67**

**۳) 0.80**

**۴) 1.00**

**پاسخ سوال ۴)**

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۳-۵-۳ صفحه ۴۶ و تبصرهٔ صفحه ۳۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

> تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به‌دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$
\begin{cases}
N = 1 & T < T_s \\
N = \dfrac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 & T_s < T < 4\ \text{sec} \\
N = 1.7 & T > 4\ \text{sec}
\end{cases}
\qquad (۳-۲)
$$

حالت اول: برای تغییرمکان جانبی نسبی فقط در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت زمان تناوب اعمال می شود. چون ساختمان مسکونی است داریم:

نکته: پارامترهای A و I و $R_u$ در هر دو حالت یکسان می باشند. بنابراین به محاسبهٔ ضریب بازتاب B در دو حالت می پردازیم:

$$T = T_m = 1.25\ s$$

$$V_{u1} = \frac{ABIW}{R_u}$$

$$T_S = 0.5\ S$$

$$B = B_1 N$$

برای شهر مشهد با خطر لرزه ای زیاد داریم:

$$T > T_S \quad \rightarrow \quad B_1 = (S+1) * \frac{0.5}{1.25} = 0.4\ (S+1)$$

$$T_S < T < 4\,\text{sec} \quad \rightarrow \quad N = \frac{0.7}{4-0.5} * (1.25-0.5) + 1 = 1.15$$

$$B_{\text{حالت اول}} = 0.4\ (S+1) * 1.15 = 0.46(S+1)$$

حالت دوم: برای طراحی اعضای سازه طبق تبصرهٔ صفحهٔ ۳۲ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

$$T = min(1.25T_a\ , T_m) = min(1.25 * 0.8\ , 1.25) = 1\ sec$$

$$B_{\text{حالت دوم}} = B_1 N$$

$$T > T_S \quad \rightarrow \quad B_1 = (S+1) * \frac{0.5}{1} = 0.5\ (S+1)$$

$$T_S < T < 4\,\text{sec} \quad \rightarrow \quad N = \frac{0.7}{4-0.5} * (1-0.5) + 1 = 1.1$$

$$B_{\text{حالت دوم}} = 0.5\ (S+1) * 1.1 = 0.55(S+1)$$

با توجه به شهر مشهد با خطر نسبی زیاد و همچنین طبق صورت سوال داریم:

$$T_S = 0.5\ S \quad \rightarrow \quad II \text{ زمین نوع}$$

$$S = 1.5$$

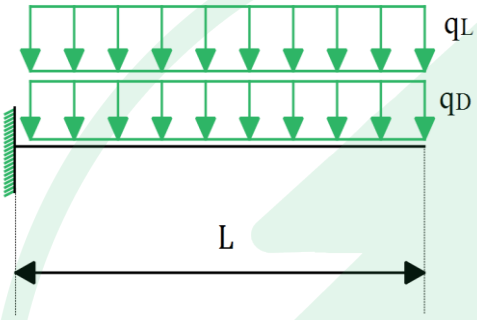
در نهایت نسبت خواسته شده به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\frac{V_{u1}}{V_{u2}} = \frac{B_{\text{حالت اول}}}{B_{\text{حالت دوم}}} = \frac{0.46(S+1)}{0.55(S+1)} = \frac{0.46(1.5+1)}{0.55(1.5+1)} = 0.836 \approx 0.84$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۱)

**۵- فرض کنید در یک بالکن طره ای با مقطع فولادی مربوط به یک ساختمان مسکونی واقع در شهر تهران، مقدار بار گستردهٔ یکنواخت ناشی از بار های مرده برابر $q_D$ و مقدار بار گستردهٔ یکنواخت ناشی از بارهای زنده برابر $q_L$ است. حداقل نسبت $\frac{q_L}{q_D}$ برای اینکه در طراحی این عضو به روش LRFD ، مقدار نیروی قائم زلزله تعیین کننده نباشد، به کدام یک از مقادیر نزدیک تر است؟ بار زنده چه در مقدار و چه در ترکیب بارها، غیر قابل کاهش فرض شود.**

**( $\frac{q_L}{q_D} > 0.125$ است. همچنین مقطع تیر دارای دو محور تقارن بوده و جهت نیروی قائم زلزله به سمت پایین فرض شود.)**




۱) 1.0
۲) 0.54
۳) 1.35
٤) 0.35

**پاسخ سوال ۵)**

سطح سوال متوسط

طبق بند ۳-۳-۹-۱ صفحه ۴۱ استاندارد ۲۸۰۰ و بند ۶-۲-۳-۲ صفحه ۱۰ مبحث ۶ داریم:

**۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله**

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

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

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

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

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

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

$F_{Vu}=0.6\ AIW_P$ (۳-۱۰)

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

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

۱) ۱/۴D

۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L$_r$ یا S یا R)

۳) ۱/۲ D+۱/۶(L$_r$ یا S یا R)+[L یا ۰/۵(۱/۶W)]

۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L$_r$ یا S یا R)

۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S

برای شهر تهران با خطر نسبی بسیار زیاد داریم:

$A = 0.35$

$I = 1$

برای محاسبهٔ نیروی قائم زلزله از حالت ت بند ۳-۳-۹-۱ صفحه ۴۱ استاندارد ۲۸۰۰ با توجه به ماکزیمم بودن آن نسبت به حالت الف استفاده می شود:

$$q_E = 0.6 * 0.35 * 1 * (q_D + q_L) = 0.21q_D + 0.21q_L$$

در ادامه طبق بند ۶-۲-۳-۲ مبحث ۶ ترکیب بار ماکزیمم برای بارهای ثقلی از ترکیب بار ردیف ۲ و برای بارهای لرزه ای از ترکیب بار ردیف ۵ استفاده می شود:

طبق صورت سوال برای آنکه نیروی قائم زلزله تعیین کننده نباشد. باید ترکیب بار ردیف ۲ بیشتر مساوی ترکیب بار ردیف ۵ باشد. بنابراین:

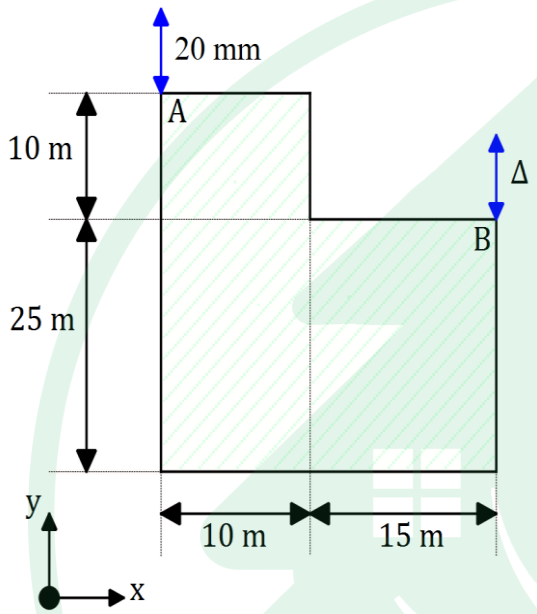
$$\rightarrow 1.2q_D + 1.6q_L \geq 1.2q_D + q_L + q_E$$

$$\rightarrow 1.2q_D + 1.6q_L \geq 1.2q_D + q_L + 0.21q_L + 0.21q_D$$

$$\rightarrow 0.39q_L \geq 0.21q_D \rightarrow \frac{q_L}{q_D} \geq 0.538 \approx 0.54$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۲)

**۶- یک ساختمان مسکونی 5 طبقه با پلان مطابق شکل زیر مفروض است. فرض کنید ساختمان در ارتفاع دارای نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم نیست. در بحرانی ترین طبقهٔ ناشی از نیروی زلزله در امتداد y ، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور نمودن $A_j = 1$ در نقطهٔ A تغییرمکان جانبی نسبی برابر 20 mm و در نقطهٔ B تغییرمکان جانبی نسبی برابر Δ محاسبه شده است. محدودهٔ مجاز Δ برای آنکه ساختمان مذکور را بتوان به روش استاتیکی معادل تحلیل نمود. مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟**




۱) $13.33\ mm \leq \Delta \leq 30\ mm$

۲) $13.33\ mm \leq \Delta \leq 46.67\ mm$

۳) $8.57\ mm \leq \Delta \leq 30\ mm$

۴) $8.57\ mm \leq \Delta \leq 46.67\ mm$

**پاسخ سوال ۶)**

سطح سوال مفهومی نسبتاً سخت

حل: طبق بند ۳-۲-۲ صفحهٔ ۲۷ و بند ۱-۷-۱ مورد ب صفحهٔ ۶ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

ب-**نامنظمی پیچشی**: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j$ = ۱/۰ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

**۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی**

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

حالت اول:

در صورتی که پلان چرخش ساعتگرد داشته باشد ماکزیمم تغییرمکان در لبهٔ سمت چپ اتفاق خواهد افتاد:

$$\Delta_{min} = \Delta$$

$$\Delta_{max} = 20\ mm$$

برای اینکه بتوان از روش استاتیکی معادل استفاده نمود، باید سازه از لحاظ پیچشی منظم باشد. لذا داریم:

$$\rightarrow \frac{\Delta_{max}}{\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}} \leq 1.2$$

$$\rightarrow \frac{20}{\frac{20 + \Delta}{2}} \leq 1.2 \quad \rightarrow \quad 40 \leq 24 + 1.2\Delta \quad \rightarrow \quad \Delta \geq 13.33\ mm$$

حالت دوم:

در صورتی که پلان چرخش پاد ساعتگرد داشته باشد ماکزیمم تغییرمکان در لبهٔ سمت راست اتفاق خواهد افتاد:

$$\Delta_{min} = 20\ mm$$

$$\Delta_{max} = \Delta$$

برای اینکه بتوان از روش استاتیکی معادل استفاده نمود، باید سازه از لحاظ پیچشی منظم باشد. لذا داریم:

$$\rightarrow \frac{\Delta_{max}}{\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}} \leq 1.2$$

$$\rightarrow \frac{\Delta}{\frac{\Delta + 20}{2}} \leq 1.2 \quad \rightarrow \quad 2\Delta \leq 1.2\Delta + 24 \quad \rightarrow \quad \Delta \leq 30\ mm$$

در نهایت محدودهٔ $\Delta$ به صورت زیر می باشد:

$$13.33\ mm \leq \Delta \leq 30\ mm$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۱)

سبزسازه

**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 محاسبهٔ برش پایهٔ 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 نزدیک تر است؟**

**۱) 1.56 ثانیه**

**۲) 1.92 ثانیه**

**۳) 1.73 ثانیه**

**٤) 1.38 ثانیه**

**پاسخ سوال ۷)**

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحه ۲۷ استاندارد ۲۸۰۰ روابط روابط ۳-۱ و ۳-۳ داریم:

**۳-۳-۱-۱ نیروی برشی پایه $V_u$**

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۳-۱-۲)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطهٔ (۳-۱) به‌دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \qquad (۳-۱)$$

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

$$V_{u\,min} = 0.12AIW \qquad (۳-۳)$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی | ۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه | ۷/۵ | ۲/۵ | ۵/۵ | ۲۰۰ |
| | ۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه | ۶/۵ | ۲/۵ | ۵ | ۷۰ |
| | ۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی‌بتن‌آرمه متوسط | ۶ | ۲/۵ | ۴/۵ | ۵۰ |
| | ۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط | ۶ | ۲/۵ | ۴/۵ | ۵۰ |

$$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) \qquad 0 < T < T_0$$
$$B_1 = S + 1 \qquad T_0 < T < T_s$$
$$B_1 = (S+1)(T_s/T) \qquad T > T_s \qquad (۲-۲)$$

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

| | | |
|---|---|---|
| N =1 | T< $T_s$ | |
| $N=\frac{0.7}{4-T_s}(T-T_s)+1$ | $T_s$ <T<4 sec | (۳-۲) |
| N =1.7 | T>4 sec | |

طبق صورت سوال برای اینکه برش پایهٔ حداقل حاکم بر طراحی نباشد به صورت زیر عمل می کنیم:

$\rightarrow V_u \geq V_{u_{min}}$

$\rightarrow \frac{ABIW}{R_u} \geq 0.12AIW \quad \rightarrow B \geq 0.12R_u$

برای سیستم دوگانه ( قاب خمشی فولادی ویژه + دیوار برشی بتن آرمه ویژه ) داریم:

$R_u = 7.5$

برای خاک نوع II و شهر تهران با خطر نسبی بسیار زیاد داریم:

$S = 1.5$

$T_S = 0.5$

$\rightarrow B \geq 0.12 * 7.5 = 0.9$

با فرض $T_S \leq T < 4s$ داریم:

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

$N = \frac{0.7}{4 - 0.5}(T - 0.5) + 1 = 0.2T + 0.9$

در نهایت داریم:

$\rightarrow B \geq 0.12 * 7.5 = 0.9 \quad \rightarrow \frac{1.25}{T} * 0.2T + 0.9 \geq 0.9 \quad \rightarrow \quad \frac{1.125}{T} \geq 0.65$

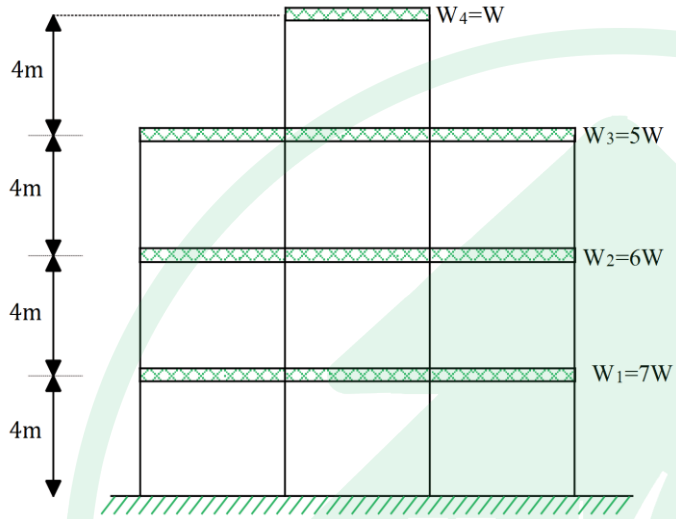
$\rightarrow \quad T \leq 1.73\ sec$

کنترل فرض زمان تناوب:

$T_S = 0.5s \leq T = 1.73s < 4s \quad ok \surd$

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

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




۱) 0.41 ثانیه و 19W

۲) 0.41 ثانیه و 18W

۳) 0.52 ثانیه و 19W

٤) 0.49 ثانیه و 18W

**پاسخ سوال ۸)**

سطح سوال متوسط

طبق بند ۳-۳-۳-۱ مورد ۱ و ۲ صفحه ۳۹ و نکتهٔ بالای صفحه ۳۲ و تبصرهٔ صفحهٔ ۳۹ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

**۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف**

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند: مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

درروابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی‌که وزن آن بیشتر از ۲۵درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام‌های شیب‌دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

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

ابتدا وزن خرپشته را با وزن بام کنترل می کنیم:

$$W_{4_{\text{خرپشته}}} = W > 0.25 * W_{3_{\text{بام}}} = 0.25 * 5W = 1.25W \quad not\ ok \times$$

چون رابطهٔ بالا برقرار نمی باشد، لذا خرپشته به عنوان بخشی از بام می باشد و ارتفاع آن برای محاسبهٔ زمان تناوب تجربی حذف می شود.

$$T = 0.8 * 0.08 * (3 * 4)^{0.75} = 0.41\ sec$$

برای محاسبهٔ وزن لرزه ای وزن خرپشته به وزن بام اضافه می شود:

$$W_{\text{بام}} = W_3 + W_4$$

$$W_{\text{کل}} = W_1 + W_2 + \left(W_{\text{بام}}\right) = 7W + 6W + (5W + W) = 19W$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۱)

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

۱) 13.5 متر
۲) 9.5 متر
۳) 15.5 متر
٤) 11.5 متر

**پاسخ سوال ۹)**

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۳-۳-۶ صفحه ۳۸ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

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

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

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

در این رابطه:

$F_{ui}$: نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

$$0.5 \le T \le 2.5 \ Sec \qquad K=0.5T+0.75 \qquad (۷-۳)$$

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

**۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف**

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۳-۴)$$

در صورتی که $K = 1$ باشد توزیع نیروی زلزله در طبقات به صورت خطی خواهد بود. بنابراین:

$$\rightarrow K = 0.5T + 0.75$$

$$\rightarrow 1 = 0.5T + 0.75 \rightarrow T = 0.5\ sec$$

$$\rightarrow T = 0.5 = 0.08 * H^{0.75} \rightarrow H = 11.51\ m$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۴)

**۱۰-در یک ساختمان 10 طبقه، طبقهٔ 5 در مرز نامنظمی پیچشی زیاد و شدید قرار داشته اما سایر طبقات به لحاظ پیچش منظم محسوب می شوند. برون مرکزی اتفاقی این ساختمان باید چگونه در نظر گرفته شود؟ فرض نمائید دیافراگم های کف ها 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) حداقل 5 درصد بعد ساختمان در تمامی طبقات در امتداد عمود بر نیروی جانبی**

**۲) حداقل 5.8 درصد بعد ساختمان در طبقهٔ 5 در امتداد عمود بر نیروی جانبی و حداقل 5 درصد بعد ساختمان در سایر طبقات در امتداد عمود بر نیروی جانبی**

**۳) حداقل 6.8 درصد بعد ساختمان در طبقهٔ 5 در امتداد عمود بر نیروی جانبی و حداقل 5.8 درصد بعد ساختمان در سایر طبقات در امتداد عمود بر نیروی جانبی**

**٤) حداقل 6.8 درصد بعد ساختمان در طبقهٔ 5 در امتداد عمود بر نیروی جانبی و حداقل 5 درصد بعد ساختمان در سایر طبقات در امتداد عمود بر نیروی جانبی**

پاسخ سوال ۱۰)

سطح سوال متوسط

طبق بند ۱-۷-۱ صفحه ۷ و بند ۳-۳-۷-۳ صفحه ۴۰ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

ب-**نامنظمی پیچشی**: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = ۱/۰$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

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

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{۱/۲\Delta_{ave}}\right)^۲ \qquad ۱ \le A_j \le ۳ \qquad (۹-۳)$$

در این رابطه:

$\Delta_{max}$= حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض $A_j = ۱/۰$ محاسبه شده است.

$\Delta_{ave}$= میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض $A_j = ۱/۰$ محاسبه شده است.

مرز نامنظمی پیچشی زیاد و شدید برابر 1.4 می باشد. طبق صورت سوال داریم:

$$\rightarrow \frac{\Delta_{max_{\text{نسبی}}}}{\Delta_{ave_{\text{نسبی}}}} = \frac{D_{max_{\text{مطلق}}}}{D_{ave_{\text{مطلق}}}}$$

برای طبقهٔ پنجم سازه که در مرز نامنظمی زیاد و شدید قرار دارد، داریم:

$$\rightarrow \frac{\Delta_{max_{\text{نسبی}}}}{\Delta_{ave_{\text{نسبی}}}} = 1.4 = \frac{D_{max_{\text{مطلق}}}}{D_{ave_{\text{مطلق}}}}$$

$$\rightarrow A_j = \left(\frac{D_{max_{\text{مطلق}}}}{1.2 * D_{ave_{\text{مطلق}}}}\right)^2 = \left(\frac{1.4}{1.2}\right)^2 = 1.36$$

در نهایت کل برون مرکزی طبقهٔ پنجم سازه به صورت زیر محاسبه می شود:

$B =$ بعد عمود بر نیروی جانبی

$$e_{a5} = A_j * 0.05 * B = 1.36 * 0.05 * B = 0.068B * 100 = 6.8B$$

حداقل برون مرکزی طبقهٔ 5 برابر 6.8 درصد بعد عمود بر نیروی جانبی می باشد.

برای سایر طبقات که از لحاظ پیچش منظم می باشند مقدار برون مرکزی اتفاقی برابر 5 درصد بعد عمود بر نیروی جانبی می باشد.

پاسخ سوال گزینهٔ (۴)

**۱۱-ساختمانی در منطقهٔ سیل خیز با ارتفاع هیدرواستاتیکی برابر 600 mm مستقر می باشد. 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 نزدیک تر است؟ در محاسبات فرض شود توزیع بار هیدرودینامیک دارای شیب مشابه توزیع بار هیدرواستاتیک است.**

۱) 0.36
۲) 0.22
۳) 0.53
٤) 0.44

**پاسخ سوال ۱۱)**

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۶-۶-۳-۵ صفحه ۴۱ مبحث ۶ داریم:

**۶-۶-۳-۵** طراحی سازه‌ای در مناطق سیل‌خیز بر مبنای سیل طرح صورت می‌پذیرد. بارهای ناشی از سیل شامل بارهای هیدرواستاتیک و هیدرودینامیک است. چنانچه سرعت جریان سیل از ۳ متر بر ثانیه تجاوز نکند، مقدار بار هیدرودینامیک به صورت اضافه ارتفاعی از بار هیدرو استاتیکی تعریف می‌شود و در غیر این‌صورت با استفاده از مدل‌های هیدرودینامیکی قابل محاسبه است. این اضافه ارتفاع از رابطه ۶-۶-۱ مطابق شکل ۶-۶-۲ محاسبه می‌گردد.

$$d_h = av^2/2g \qquad (۶-۶-۱)$$

که در آن:

a : ضریب شکل

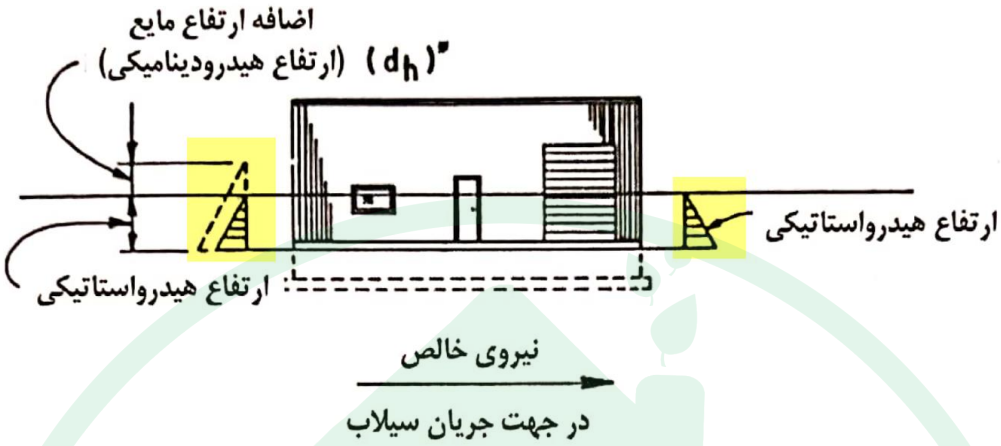
V: سرعت سیلاب (متر بر ثانیه)

g : شتاب ثقل (متر بر مجذورثانیه)

$d_h$: اضافه ارتفاع مایع (متر) می‌باشد.

ضریب شکل a، به جریان سیال و شکل و زبری اعضایی (ستون- شمع و...، گرد –چهارگوش...) که در معرض جریان سیل قرار می‌گیرند، وابسته است. در ساختمان‌های معمولی و اشکال متعارف ستون‌ها و پایه‌ها، مقدار ضریب شکل بین ۱ تا ۲ می‌باشد.

دراین مبحث ضریب شکل ۱/۲۵ به عنوان حداقل مقدار، توصیه شده و مقادیر بزرگتر ضریب شکل را باید با توجه به روابط و توصیه‌های مدارک مکانیک سیالات و هیدرولیک انتخاب نمود.




**شکل ۶-۶-۲ نیروهای هیدرو استاتیکی و هیدرودینامیکی در جهت جریان سیلاب**

ضریب شکل حداقل در مبحث 6 به صورت زیر می‌باشد:

$$a = 1.25$$

$$g = 9.81\ \frac{m}{s^2}$$

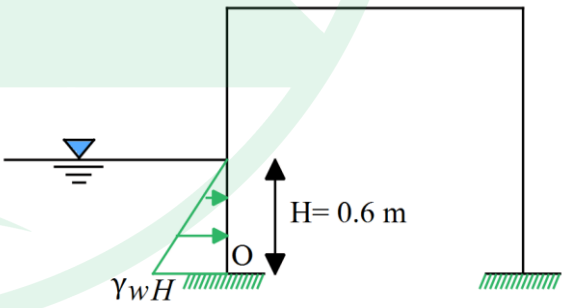
$$v = 2.5\ \frac{m}{s}$$

در حالت اول: لنگر ناشی از بار هیدرواستاتیک به صورت زیر محاسبه می شود:

$$H = 600\ mm = 0.6m$$

$$\sum M_O = 0$$

$$M_{O_1} = \frac{1}{6}\gamma_W H^3 L = \frac{1}{6} * 10 * (0.6)^3 * 1 = 0.36\ KN.m$$



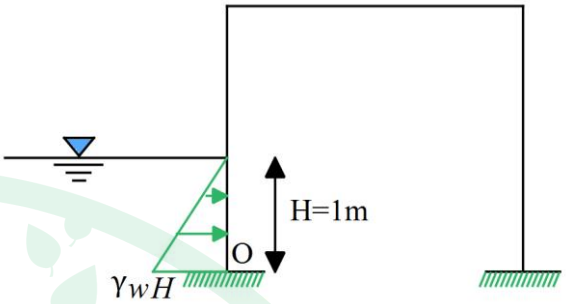

در حالت دوم: لنگر ناشی از بار کل شامل بار هیدرواستاتیک + بار هیدرودینامیک به صورت زیر محاسبه می شود:

$$d_h = \frac{a * v^2}{2g} = \frac{1.25 * 2.5^2}{2 * 9.81} \approx 0.4\ m$$

$$H = d_h + 0.6 = 0.4 + 0.6 = 1\ m$$

$$\sum M_O = 0$$

$$M_{O_2} = \frac{1}{6}\gamma_W H^3 L = \frac{1}{6} * 10 * (1)^3 * 1 = 1.67\ KN.m$$

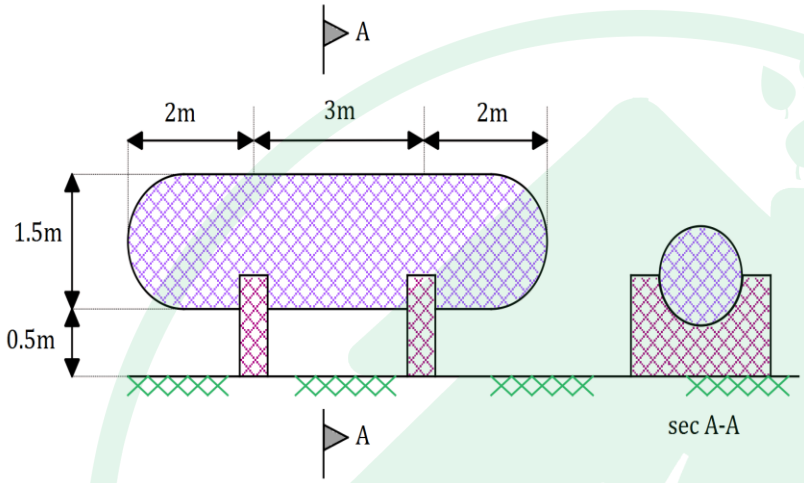



در نهایت نسبت خواسته شده به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{M_{O_2}}{M_{O_1}} = \frac{0.36}{1.67} = 0.216 \approx 0.22$$

پاسخ سوال گزینه (۲)

**۱۲-در شکل زیر یک مخزن گاز فولادی جوش شده با پایهٔ 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 موثر لرزه ای آن 30 KN باشد، نیروی جانبی زلزله وارد بر آن ( نیروی برشی پایه $V_u$ ) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ از طیف استاندارد استفاده کنید.**




۱) 27 KN

۲) 20.25 KN

۳) 13.5 KN

۴) 8.7 KN

**پاسخ سوال ۱۲)**

سطح سوال متوسط

طبق بند ۵-۳-۱ صفحهٔ ۶۹ و بند ۵-۲-۱ صفحهٔ ۶۷ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

**۵-۳ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی بر زمین**

**۵-۳-۱** ضوابط این نوع سازه‌ها عیناً مشابه سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها، موضوع بند (۵-۲) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظیر می‌گردند:

الف- پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۵-۲) تعیین می‌گردند.

ب- حداقل نیروی جانبی یا برش پایه از روابط زیر به‌دست می‌آیند:

۱- در موارد کلی

$$V_{u_{min}} = 0.09\,W \qquad (۵-۳)$$

۲- در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد و زمین‌های نوع III و IV

$$V_{u_{min}} = 1.6AIW/R_u \qquad (۵-۴)$$

جدول ۵-۲ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

| سیستم سازه | جزئیات | $R_u$ | $\Omega_0$ | $C_d$ | $H_m$ (متر) |
|---|---|---|---|---|---|
| بونکر، مخزن، ظرف یا کندوی هوایی | برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن | ۳ | ۲ | ۲/۵ | ۵۰ |
| | برروی پایه‌های مهاربندی‌نشده یا مهاربندی‌شده نامتقارن | ۲ | ۲ | ۲/۵ | ۳۰ |
| ظرف افقی جوش‌شده | با پایه زین‌شکل فولادی | ۳ | ۲ | ۲/۵ | |

### ۳-۳-۱-۱ نیروی برشی پایه $V_u$

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۳-۱-۲)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطهٔ (۳-۱) به‌دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \qquad (۳-۱)$$

سازهٔ داده شده یک سازهٔ غیرساختمانی و غیر مشابه ساختمان و متکی به زمین می باشد، و مطابق بند ۵-۳-۱ صفحه ۶۹ استاندارد ۲۸۰۰ از ضوابط مربوط به سازه های غیرساختمانی و مشابه ساختمان در بند ۵-۲-۱ صفحهٔ ۶۷ استاندارد ۲۸۰۰ تبعیت می کند.

نکتهٔ مهم: برای محاسبهٔ برش پایه از روابط فصل سوم استاندارد ۲۸۰۰ بند ۳-۳-۱-۱ صفحهٔ ۲۸ استفاده می شود با این تفاوت که برای کنترل برش پایهٔ حداقل از رابطهٔ ۵-۴ صفحهٔ ۷۰ استاندارد ۲۸۰۰ و محاسبهٔ ضریب رفتار از جدول ۵-۲ صفحهٔ ۷۳ استاندارد ۲۸۰۰ استفاده می شود.

برای شهر تبریز با خطر نسبی بسیار زیاد و خاک نوع III داریم:

$$A = 0.35$$

$$I = 1.4$$

$$T = 0.2\ sec$$

$$W = 30\ KN$$

$$R_u = 3$$

$$\begin{cases} S = 1.75\ ,\ S_0 = 1.1 \\ T_S = 0.7\ sec \\ T_0 = 0.15\ sec \end{cases}$$

$$\rightarrow T_0 < T < T_S \quad \rightarrow \quad B_1 = S + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$$

$$\rightarrow T < T_S \quad \rightarrow \quad N = 1$$

$$B = 2.75 * 1 = 2.75$$

$$V_u = \frac{ABIW}{R_u} = \frac{0.35 * 2.75 * 1.4 * 30}{3} = 13.475\ KN \approx 13.5\ KN$$

برای خطر نسبی بسیار زیاد و خاک نوع III داریم:

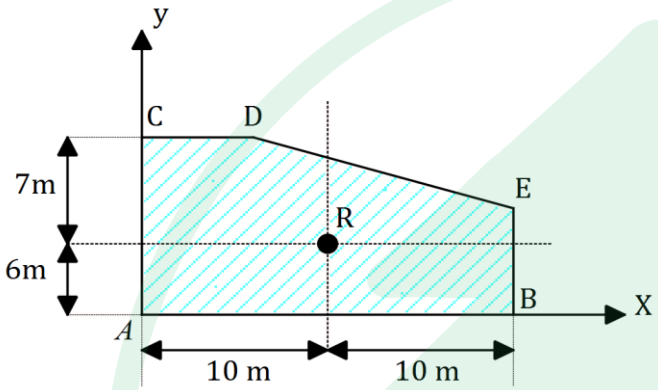
$$V_{u_{min}} = 1.6\frac{AIW}{R_u} = \frac{1.6 * 0.35 * 1.4 * 30}{3} = 7.84\ KN$$

$$\rightarrow \quad V_u \geq V_{u_{min}} \quad ok\ \surd$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

سبزسازه

**۱۳-نیروی برش پایهٔ 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 400KN است. بدون احتساب پیچش تصادفی ، نیروی زلزله راستای y ، حول محور Z (مبدا مختصات) لنگر پیچشی 3600KN.m ایجاد می کند و تحت این شرایط نقطهٔ B به اندازهٔ +15mm و نقطهٔ C به اندازهٔ +20mm در راستای y تغییرمکان می دهند. کدام یک از گزینه های زیر صحیح خواهد بود؟ محاسبات بدون در نظر گرفتن اثر زلزله راستای متعامد مد نظر بوده و فرض می شود نتیجهٔ محاسبات مربوط به زلزلهٔ راستای y را می توان به کل سازه تعمیم داد. همچنین روش تحلیل استاتیکی معادل مدنظر بوده و دیافراگم سقف صلب و اتفاق 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.**

**٤) با اطلاعات موجود نمی توان نامنظمی پیچشی سازه را ارزیابی کرد.**

پاسخ سوال ۱۳)

سطح سوال سخت

طبق بند ۳-۳-۷-۲ صفحهٔ ۳۹ و بند ۳-۳-۷-۴ صفحهٔ ۴۰ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

**۳-۳-۷-۲** لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i، در اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$M_{ui} = \sum_{j=i}^{n}(e_{ij} + e_{aj})F_{uj} \qquad (۸-۳)$$

در این رابطه:

$e_{ij}$: برون‌مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i، فاصله افقی مرکز جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i

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

$F_{uj}$ : نیروی جانبی درتراز طبقه j

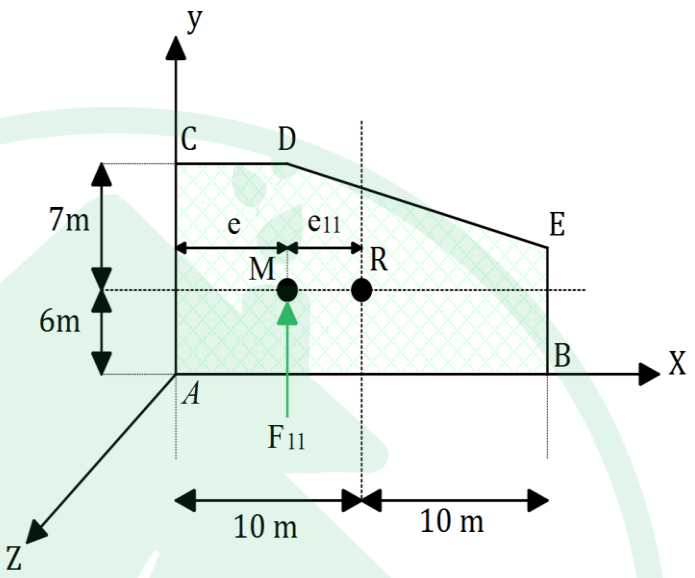
**۳-۳-۷-۴** در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از هجده متر در مواردی که برون‌مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به درنظر گرفتن برون‌مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

از طریق شرایط اولیهٔ داده شده در صورت سوال می توان محل مرکز جرم و همچنین فاصله از محل مرکز جرم تا مرکز سختی ($e_{11}$) را محاسبه نمود.
بنابراین:

$$\rightarrow M_{uz} = F_{11} * e$$

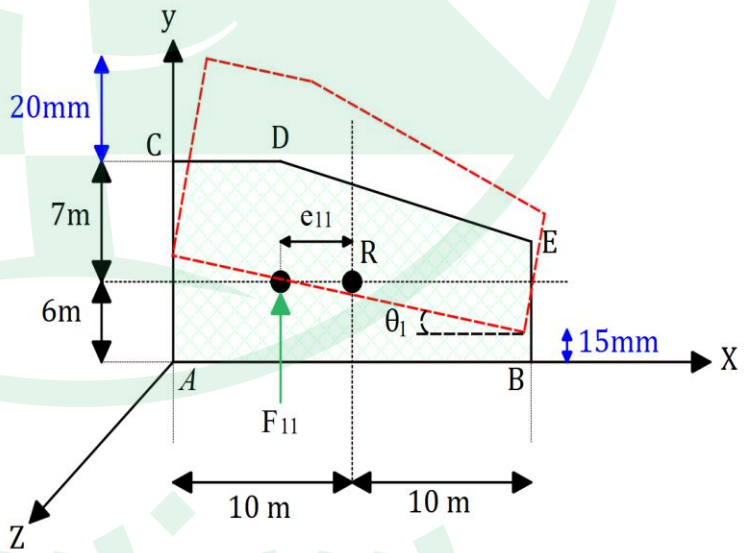
$$\rightarrow 3600 = 400 * e \quad \rightarrow e = 9\ m$$

$$\rightarrow e_{11} = 10 - 9 = 1m$$




در ادامه سختی پیچشی سقف صلب حول مرکز دوران که همان مرکز سختی R می باشد را محاسبه می کنیم بدون در نظر گرفتن پیچش تصادفی در محاسبهٔ لنگر پیچشی:

$$\rightarrow \theta_1 = \frac{\Delta_C - \Delta_B}{L_{AB}} = \frac{20 - 15}{20000} = 0.00025\ rad$$




$$\rightarrow M_{u_{\text{ذاتی}}} = F_{11} * e_{11} = 400 * 1 = 400\ KN.m$$

$$\rightarrow K_\theta = \frac{M_{u_{\text{ذاتی}}}}{\theta_1} = \frac{400}{0.00025} = 16 * 10^5$$

در ادامه با در نظر گرفتن فقط برون مرکزی اتفاقی، لنگر پیچشی وارد بر سقف صلب به صورت زیر محاسبه می شود:

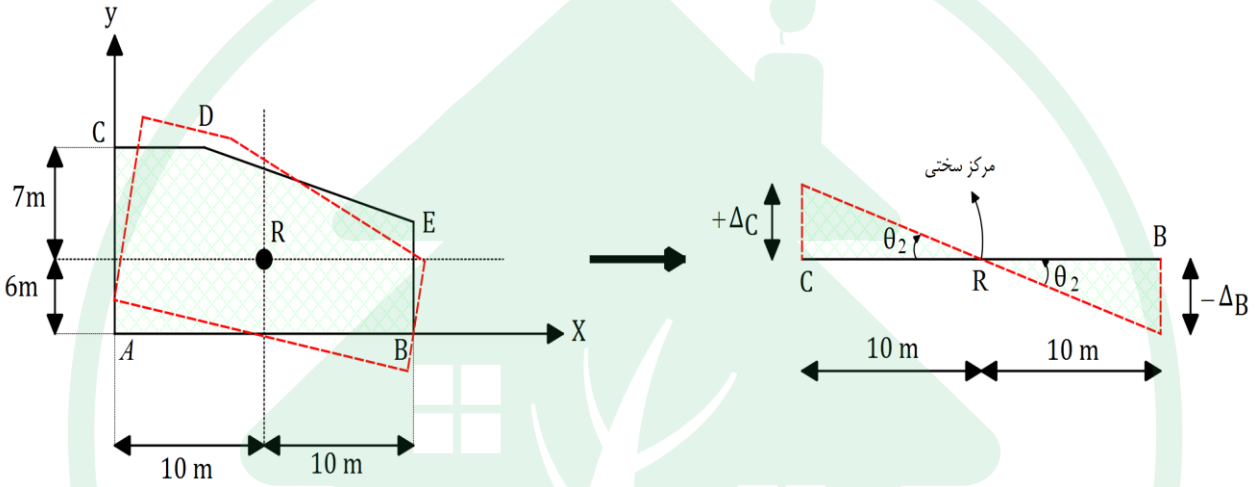
$$e_{a1} = 0.05 * 20 = 1m$$

$$\rightarrow M_{u\ \text{تصادفی}} = F_{11} * e_{a1} = 400 * 1 = 400\ KN.m$$

مقدار چرخش اضافی سقف صلب تحت اثر فقط لنگر پیچشی تصادفی حول مرکز سختی R به صورت زیر می باشد:

$$\rightarrow \theta_2 = \frac{M_{u\ \text{تصادفی}}}{K_\theta} = \frac{400}{16 * 10^5} = 0.00025\ rad$$

با توجه به چرخش پلان حول مرکز سختی مطابق شکل زیر مشاهده می شود که تغییرمکان نقطهٔ C افزایش یافته و به همان اندازه از تغییرمکان نقطهٔ B کاهش خواهد یافت:




میزان افزایش جابجایی نقطهٔ C به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta_{max} = \Delta_{C1} + \theta_2 * 10000 = 20 + 0.00025 * 10000 = 22.5\ mm$$

میزان کاهش جابجایی نقطهٔ B به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta_{min} = \Delta_{B1} - \theta_2 * 10000 = 15 - 0.00025 * 10000 = 12.5\ mm$$

در نهایت میتوانیم نامنظمی سازه را به صورت زیر بررسی کنیم:

$$\rightarrow \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} = \frac{\Delta_{max}}{\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}} = \frac{22.5}{\frac{22.5 + 12.5}{2}} \approx 1.29$$

$$1.2 < 1.29 \leq 1.4$$

سازه دارای نامنظمی پیچشی زیاد می‌باشد.

پاسخ سوال گزینهٔ (۲)

**۱۴-در یک سازهٔ 10 طبقهٔ فولادی مسکونی به ارتفاع کل 37 متر از تراز پایه با قاب خمشی ویژه هر گاه از طیف ویژهٔ ساختگاه (جدول زیر) استفاده شود ضریب زلزلهٔ (نسبت نیروی زلزله به وزن موثر لرزه ای) آن به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بو؟ زمین 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 نمائید نسبت میرایی برابر 5 درصد فرض شود و میانقاب ها مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمی نمایند.**

| T (بر حسب ثانیه) | AB |
|---|---|
| 0 | 0.32 |
| 0.15 | 0.8 |
| 0.3 | 0.8 |
| 0.55 | 0.8 |
| 0.7 | 0.72 |
| 0.9 | 0.6 |
| 1 | 0.55 |
| 1.2 | 0.49 |
| 1.4 | 0.44 |
| 1.6 | 0.4 |
| 1.8 | 0.36 |
| 2 | 0.33 |
| 3 | 0.25 |

۱) 0.066

۲) 0.083

۳) 0.049

۴) 0.072

**پاسخ سوال ۱۴)**

سطح سوال متوسط

طبق بند ۲-۵-۱ و ۲-۵-۲ صفحه ۲۱ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

**۲-۵-۲ طیف طرح ویژه ساختگاه**

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله‌های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختگاه، و با به‌کارگیری نسبت میرائی ۵ درصد تعیین می‌گردد. در صورتی‌که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرائی متفاوتی را ایجاب کند، می‌توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت I و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ ضرب گردد.

مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود.

**۲-۵-۱ طیف طرح استاندارد**

این طیف منعکس‌کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آئین‌نامه است و از حاصلضرب مقادیر ضریب بازتاب ساختمان B در پارامترهای: نسبت شتاب مبنای A، ضریب اهمیت I موضوع بند (۳-۳-۴) و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ موضوع بند (۳-۳-۵) و با در نظر گرفتن محدودیت رابطه (۳-۳) به‌دست می‌آید. در تعیین این طیف نسبت میرائی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

$$C = \max\left(AB_{\text{طیف ویژه ساختگاه}} \quad \text{و} \quad 0.8 * AB_{\text{طیف طرح استاندارد}}\right) * \frac{I}{R_u}$$

محاسبهٔ AB طیف طرح استاندارد:

$A = 0.35$

$T = 0.08 * (37^{0.75}) = 1.2\ sec$

$R_u = 7.5$

$I = 1$

برای خاک نوع III و خطر نسبی بسیار زیاد داریم:

$$\begin{cases} T_0 = 0.15\ s \\ T_s = 0.7\ s \\ S = 1.75 \end{cases}$$

$T_s < T \leq 4sec$

$B_1 = (1 + 1.75) * \frac{0.7}{1.2} = 1.6$

$N = \frac{0.7}{4 - 0.7}(1.2 - 0.7) + 1 = 1.106$

$B = 1.6 * 1.106 = 1.77$

$\rightarrow \quad AB_{\text{طیف طرح استاندارد}} = 0.35 * 1.77 = 0.62$

بر اساس زمان تناوب اصلی نوسان برابر 1.2s طبق جدول داده شده مقدار AB را برای طیف ویژهٔ ساختگاه محاسبه میکنیم:

$T = 1.2\ \text{sec} \quad \rightarrow \quad AB_{\text{طیف ویژه ساختگاه}} = 0.49$

$$C = \max\left(AB_{\text{طیف ویژه ساختگاه}} \ \text{و} \ 0.8 * AB_{\text{طیف طرح استاندارد}}\right) * \frac{I}{R_u} = \max\left(0.49 \ \text{و} \ 0.8 * 0.62\right) * \frac{1}{7.5} = 0.066$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۱)

**۱۵- مقدار دقیق ضریب اثر تندباد برای محاسبهٔ فشار یا مکش داخلی یک انبار با بام تخت به ابعاد پلان 50 * 50 و ارتفاع 21 متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ مساحت کل منافذ و بازشوهای بدنهٔ خارجی ساختمان برابر 3 درصد سطح جانبی دیوارهای ساختمان است.**

۱) 2.5

۲) 1.97

۳) 0.80

٤) 1.86

پاسخ سوال ۱۵)

سطح سوال آسان

طبق بند ۶-۱۰-۸-۱ صفحهٔ ۸۰ مبحث ۶ داریم:

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

ضریب اثر تند باد به منظور در نظر گرفتن نسبت حداکثر بارگذاری باد به اثر متوسط آن، ناشی از اثر نسبت سرعت لحظه‌ای باد به سرعت متوسط آن، در محاسبه فشار باد درنظر گرفته می‌شود.

مقدار ضریب $C_g$ به شرح ذیل است:

الف) برای محاسبه نیروهای کلی خارجی ساختمان $C_g$= ۲/۰

ب) برای محاسبه نیروهای وارد بر اجزاء پوشش نما یا بام (به طور موضعی) Cg= ۲/۵

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

مقدار دقیق ضریب $C_{gi}$ متناسب با حجم ساختمان، کل سطح بدنه و بام آن و مساحت منافذ بدنهٔ ساختمان از رابطه ۶-۱۰-۸ محاسبه می‌شود.

$$C_{gi} = ۱ + \frac{۱}{\sqrt{۱ + \frac{V_0}{۶۹۵۰A}}}$$

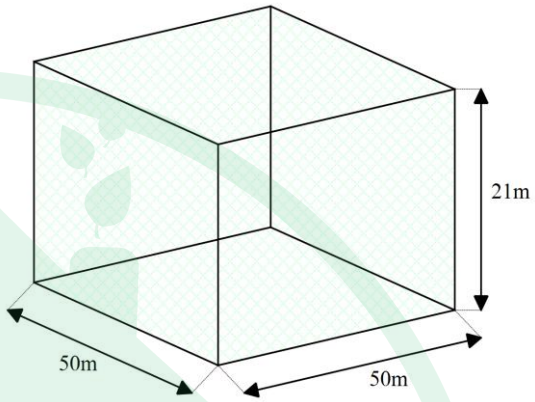
(۶-۱۰-۸)

که در آن

$V_0$ = حجم داخلی ساختمان برحسب متر مکعب

$A$ = مساحت کل منافذ و بازشوهای بدنه خارجی ساختمان بر حسب مترمربع است.

برای محاسبهٔ مساحت کل منافذ و بازشوها و همچنین محاسبهٔ حجم داخلی ساختمان داریم:



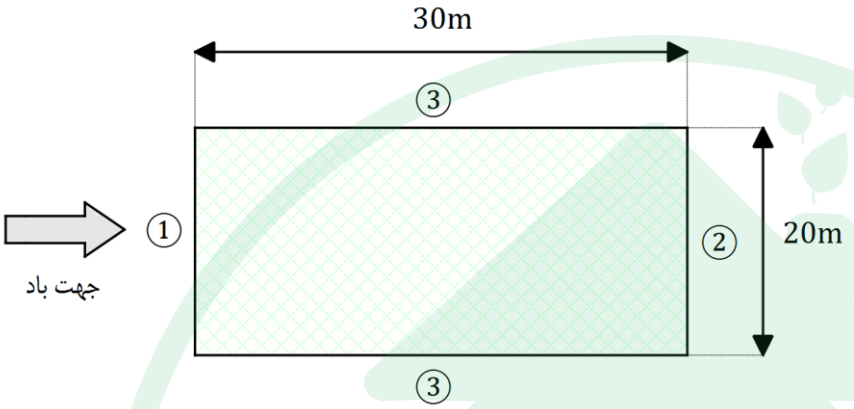

$$A_{\text{مساحت منافذ و بازشوها}} = 0.03 * 4 * 50 * 21 = 126\, m^2$$

$$V_{\text{حجم داخلی ساختمان}} = 50 * 50 * 21 = 52500\, m^3$$

$$C_{gi} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{52500}{6950 * 126}}} = 1.97$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۲)

**۱۶- یک ساختمان مسکونی به ارتفاع 56 متر از روی سطح زمین با پلان شکل زیر و بام تخت در ناحیهٔ پرتراکم شهر تهران واقع شده است. مقدار فشار یا مکش خارجی باد برای طراحی سازه در تراز بام در کلیهٔ وجوه ساختمان ($P_1$ و $P_2$ و $P_3$) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ $C_t = 1$ فرض شود.**




۱) $P_1 = -0.66\ \frac{KN}{m^2}$ و $P_2 = -0.46\ \frac{KN}{m^2}$ و $P_1 = 0.9\ \frac{KN}{m^2}$

۲) $P_1 = -0.66\ \frac{KN}{m^2}$ و $P_2 = -0.46\ \frac{KN}{m^2}$ و $P_1 = 0.71\ \frac{KN}{m^2}$

۳) $P_1 = -0.79\ \frac{KN}{m^2}$ و $P_2 = -0.46\ \frac{KN}{m^2}$ و $P_1 = 0.9\ \frac{KN}{m^2}$

٤) $P_1 = -0.62\ \frac{KN}{m^2}$ و $P_2 = -0.36\ \frac{KN}{m^2}$ و $P_1 = 0.71\ \frac{KN}{m^2}$

**پاسخ سوال ۱۶)**

سطح سوال متوسط

طبق بند ۶-۱۰-۸ صفحهٔ ۸۰ مبحث ۶ داریم:

**۶-۱۰-۸ ضرایب اثر تندباد و فشار برای ساختمان‌های مستطیل شکل با بام تخت ونسبت ابعادی بیشتر از واحد یا ارتفاع بیش از ۲۰متر**

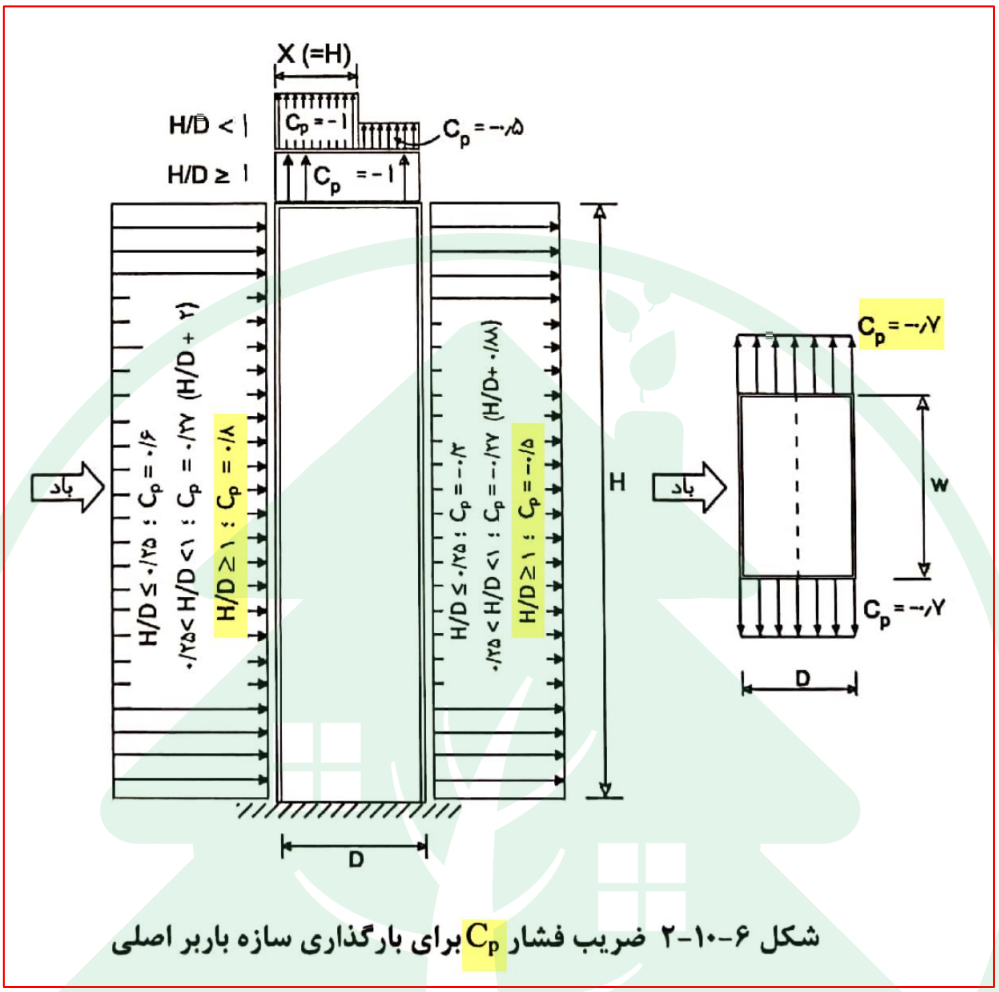
چنانچه ارتفاع ساختمان بیش از ۲۰ متر یا بزرگتر از بعد کوچکتر ساختمان باشد، ضرائب اثر تندباد ($C_{gi}$ و $C_g$) و فشار ($C_p$ و $C^*_p$) به شرح ذیل محاسبه می‌شوند.

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

ضریب اثر تند باد به منظور در نظر گرفتن نسبت حداکثر بارگذاری باد به اثر متوسط آن، ناشی از اثر نسبت سرعت لحظه‌ای باد به سرعت متوسط آن، در محاسبه فشار باد درنظر گرفته می‌شود.

مقدار ضریب $C_g$ به شرح ذیل است:

| | |
|---|---|
| الف) برای محاسبه نیروهای کلی خارجی ساختمان | $C_g$= ۲/۰ |
| ب) برای محاسبه نیروهای وارد بر اجزاء پوشش نما یا بام (به طور موضعی) | Cg= ۲/۵ |




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

ساختمان دارای بام تخت بوده و با نسبت ابعادی بیشتر از 1 و ارتفاع ساختمان بیشتر از 20 متر می توان فهمید که ساختمان بلند مرتبه می باشد. بنابراین:

$$\frac{H}{D} = \frac{56}{30} = 1.87 > 1 \quad ok\surd$$

$$H = 56\,m > 20\,m \quad ok\surd$$

برای شهر تهران فشار باد به صورت زیر می باشد:

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

$$C_t = 1$$

$$C_d = 0.85$$

$$I_W = 1$$

$$C_g = 2$$

برای وجه رو به باد داریم:

$$\frac{H}{D}=\frac{56}{30}=1.87\geq 1 \quad \rightarrow \quad C_P=0.8$$

$$Z=H_{\text{کل}}=56m$$

برای نواحی پرتراکم داریم:

$$\rightarrow \quad C_e=0.7*\left(\frac{56}{12}\right)^{0.3}=1.11\geq 0.7 \;\; ok\surd$$

$$\rightarrow \quad P_1=1*0.47*1.11*1*2*0.8*0.85=0.71\;\frac{KN}{m^2}$$

برای وجه پشت به باد داریم:

$$\frac{H}{D}=\frac{56}{30}=1.87\geq 1 \quad \rightarrow \quad C_P=-0.5$$

$$Z=\frac{H_{\text{کل}}}{2}=\frac{56}{2}=28m$$

برای نواحی پرتراکم داریم:

$$\rightarrow \quad C_e=0.7*\left(\frac{28}{12}\right)^{0.3}=0.9\geq 0.7 \;\; ok\surd$$

$$\rightarrow \quad P_2=1*0.47*0.9*1*2*(-0.5)*0.85=-0.36\;\frac{KN}{m^2}$$

برای وجه موازی با باد داریم:

$$\rightarrow \quad C_P=-0.7$$

$$Z=H_{\text{کل}}=56m$$

برای نواحی پرتراکم داریم:

$$\rightarrow \quad C_e=0.7*\left(\frac{56}{12}\right)^{0.3}=1.11\geq 0.7 \;\; ok\surd$$

$$\rightarrow \quad P_3=1*0.47*1.11*1*2*(-0.7)*0.85=-0.62\;\frac{KN}{m^2}$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۴)

**۱۷- یک بیمارستان 5 طبقه از تراز پایه به ارتفاع طبقات 4.5 متر در زمین نوع دو شهر تهران قرار دارد. نیروی زلزلهٔ استاتیکی معادل افقی وارد بر سقف کاذب اتاق عمل این بیمارستان واقع در طبقهٔ آخر به وزن W به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ارتفاع سقف کاذب از زیر سقف 500 mm و ضخامت سقف 500 mm فرض شود. همچنین تراز مرکز جرم سقف کاذب و ملحقات آن همان تراز سقف کاذب فرض شود.**

۱) $V_u = 0.36\,W$

۲) $V_u = 1.96\,W$

۳) $V_u = 0.49\,W$

٤) $V_u = 0.57\,W$

**پاسخ سوال ۱۷)**

سطح سوال متوسط

طبق بند ۴-۲-۱ صفحهٔ ۵۹ استاندارد ۲۸۰۰ و جدول ۴-۱ ردیف ۸ داریم:

**۴-۱-۳ ضریب اهمیت جزء**

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

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

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

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

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

| جزء معماری | $a_p$ | $R_{pu}$ |
|---|---|---|
| ۸- سقف کاذب | ۱ | ۲/۵ |

**۴-۲-۱-۱ روش تحلیل استاتیکی معادل**

در این روش نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۴-۱) محاسبه شده و بر مرکز جرم جزء اثر داده می‌شود. توزیع این نیرو بین بخش‌های مختلف جزء به نسبت جرم آنهاست.

$$V_{pu}=\frac{0.4a_pA(1+S)W_pI_p}{R_{pu}}\left(1+2\frac{Z}{H}\right) \qquad (۴-۱)$$

در این رابطه:

$V_{pu}$= نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت. برای تعیین این نیرو در حد تنش‌های مجاز باید این مقداربه ۱/۴ تقسیم شود.

A= شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

S+۱= ضریب شتاب طیفی طبق بند (۲-۳-۱)

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

$I_p$= ضریب اهمیت جزء طبق بند (۴-۱-۳)

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

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

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

H= ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

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

$$V_{pu}(\min)=0.3A(1+S)I_pW_p \qquad (۴-۲)$$

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

$$V_{pu}(\max)=1.6A(1+S)I_pW_p \qquad (۴-۳)$$

طبق جدول ۴-۱ صفحهٔ ۶۲ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

$\rightarrow a_P=1$

$\rightarrow R_{Pu}=2.5$

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

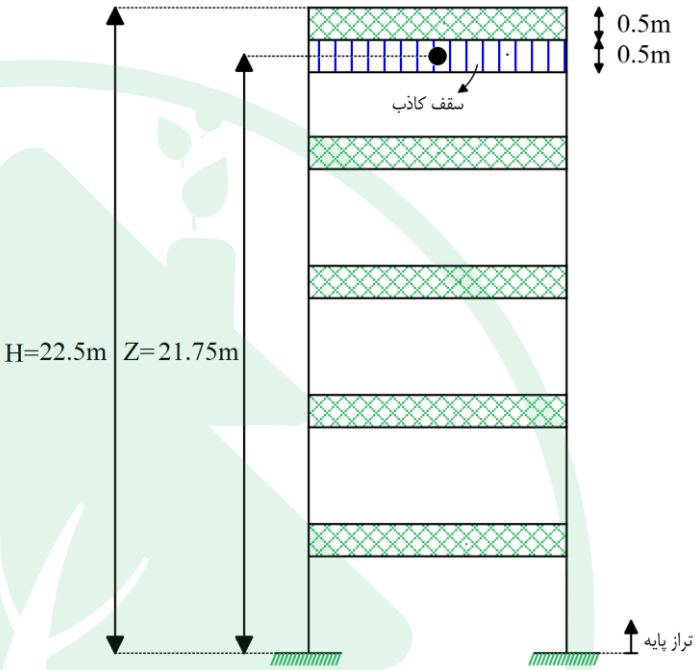
$\rightarrow S=1.5$

$\rightarrow A=0.35$

برای سقف کاذب اتاق عمل در بیمارستان با اهمیت بسیار زیاد و با خدمت رسانی بی وقفه داریم:

→ $I_P = 1.4$

→ $W_P = W$




→ $H = 5 * 4.5 = 22.5m$

→ $z = (5 * 4.5) - 0.5 - \frac{0.5}{2} = 21.75m$

→ $V_{Pu} = \frac{0.4 * 1 * 0.35 * (1 + 1.5) * 1.4 * W}{2.5} * \left(1 + 2 * \frac{21.75}{22.5}\right) = 0.57W$

→ $V_{Pu_{min}} = 0.3 * 0.35 * (1 + 1.5) * 1.4 * W = 0.36W$

→ $V_{Pu_{max}} = 1.6 * 0.35 * (1 + 1.5) * 1.4 * W = 1.96W$

→ $0.36W \leq V_{Pu} = 0.57W \leq 1.96W \quad OK \surd$

پاسخ سوال گزینهٔ (۴)

**۱۸- کدام‌یک از عبارت‌های زیر صحیح نیست؟**

**۱) حفاری با اوگر با میله توپر فقط در خاک‌های چسبنده و کم‌عمق که دیواره گمانه پایدار است، قابل قبول می‌باشد.**
**۲) استفاده از تحلیل‌ها و پارامترهای ارائه‌شده 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 درنظر گرفته می‌شود.**
**۴) در هر پروژه حفر حداقل یک چاه دستی جهت مشاهده بافت خاک ضروری است.**

**پاسخ سوال ۱۸)**

مطابق بند ۷-۲-۳-۲-۲-۴ صفحه ۲۲ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰، گزینه ۱ درست است:

> حفاری با اوگر با میله توپر فقط در خاک چسبنده نرم و کم عمق که دیواره گمانه پایدار است قابل‌قبول می‌باشد. حفاری اوگر با میله توخالی در بالای سطح آب قابل قبول است. اخذ نمونه دست‌نخورده در این روش در زیر سطح آب قابل‌قبول نیست.

مطابق بند ۷-۲-۳-۱-۲ صفحه ۱۷ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰، گزینه ۲ درست است:

> - استفاده از تحلیل‌ها و پارامترهای ارائه‌شده در گزارش بررسی مقدماتی برای طراحی مجاز نمی‌باشد. در تنظیم ادبیات فنی گزارش بررسی مقدماتی، باید از هرگونه اظهارنظر قطعی اجتناب شده و این امر به ارائه گزارش بررسی طراحی یا کنترلی منوط گردد.

تبصره ۲ از بند ۷-۲-۳-۲-۱-۷ صفحه ۲۰ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰، گزینه ۳ نادرست است:

> تبصره ۲: در ساختمان با پی‌های منفرد: اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیشتر از مجموع عرض آن دو پی باشد، عرض یک پی ملاک تعیین عمق گمانه‌ها در نظر گرفته می‌شود و در غیر این صورت عرض کل ساختمان شاخص تعیین عمق گمانه‌ها خواهد بود.

مورد ب از تبصره ۲ بند ۷-۲-۳-۲-۱-۷ صفحه ۲۱ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰، گزینه ۴ درست است:

> ب- حفر حداقل یک چاه دستی جهت مشاهده بافت خاک در هر پروژه ضروری است. عمق چاه دستی حداکثر تا سطح آب زیرزمینی می‌باشد. این چاه دستی علاوه بر تعداد حداقل گمانه‌ها حفر می‌شود.

بنابراین گزینه ۳ پاسخ تست می‌باشد.

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

**۱) در شرایط بارگذاری زلزله اضافه فشار مقاوم با اثر مساعد در پایداری دیوار نادیده گرفته شود.**

**۲) درصورتی‌که 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، به‌عنوان بار مرده و اضافه فشار خاک در هنگام زلزله به‌عنوان بخشی از نیروی زلزله درنظر گرفته می‌شود.**

**۴) در ترکیب‌های بارگذاری در شرایط استاتیکی، باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.**

**پاسخ سوال ۱۹)**

با توجه به بند ۷-۵-۵-۲-۵-۶ صفحه ۵۸ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰:

**۷-۵-۵-۲-۵-٦** در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متصل هستند در شرایط بارگذاری لرزه‌ای باید از جدول ۷-۵-۲ استفاده شود. سختی یا نرمی خاک، با توجه به خصوصیات خاک، ارتفاع دیوار و ارتفاع ساختمان بر اساس قضاوت مهندسی انتخاب گردد.

گزینه ۱ مطابق بند ۷-۵-۵-۲-۴-۲ صفحه ۵۷ درست است:

**۷-۵-۵-۲-٤-۲** در شرایط بارگذاری زلزله اضافه فشار مقاوم با اثر مساعد در پایداری دیوار، نادیده گرفته شود.

گزینه ۲ و ۴ مطابق جدول ۷-۵-۲ صفحه ۵۹ نادرست است:

**جدول ۷-۵-۲ تعیین فشاردینامیکی خاک**

| خاک پشت دیوار | روش محاسبه فشار جانبی خاک در هنگام زلزله |
|---|---|
| متراکم یا سخت | فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود |
| متوسط و سست | فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند مونونابه- اکابه<br>یا<br>فشار استاتیکی با فرض حالت سکون |

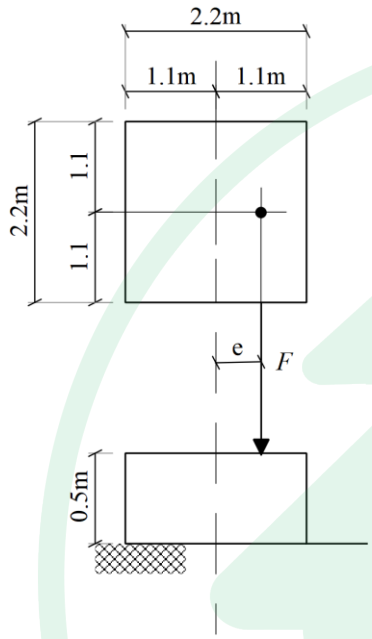
گزینه ۳ مطابق بند ۷-۵-۵-۲-۵-۷ صفحه ۵۸ درست است:

**۷-۵-۵-۲-۵-۷** فشار جانبی خاک در هنگام زلزله، با دو مولفه در ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته می‌شود.

فشار خاک در حالت استاتیکی + اضافه فشار خاک هنگام زلزله = فشار خاک در هنگام زلزله

بنابراین گزینه ۲ پاسخ تست است.

**۲۰- در شکل زیر یک شالوده منفرد به ابعاد 2.2×2.2×0.5متر که تحت یک بار متمرکز F=665.5 KN (در ترکیب بار به روش تنش مجاز) قرار دارد، نشان داده شده است. حداکثر خروج از مرکزیت مجاز (e) به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است (روش تنش مجاز)؟ وزن واحد حجم بتن مسلح شالوده $25\ kN/m^3$، ظرفیت باربری مجاز خاک 0.5MPa، توزیع تنش فشاری در زیر شالوده خطی، شالوده صلب و خاک از نوع دانه‌ای فرض شود.**




۱) 0.60 m
۲) 0.37 m
۳) 0.96 m
۴) 0.55 m

**پاسخ سوال ۲۰)**

ابتدا با توجه به جدول ۷-۴-۵ صفحه ۴۵ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰، با توجه به صلب بودن پی و دانه‌ای بودن خاک، برای کنترل تنش کافی است تنش متوسط با تنش (ظرفیت) باربری مجاز خاک کنترل گردد:

جدول ۷-٤-۵ وضعیت تنش محاسبه‌شده زیر پی در مقایسه با ظرفیت باربری

| نوع خاک / نوع پی | دانه‌ای | صرفاً چسبنده |
|---|---|---|
| صلب | ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط | ظرفیت باربری مجاز > تنش حداکثر |
| انعطاف‌پذیر | ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط | ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط |

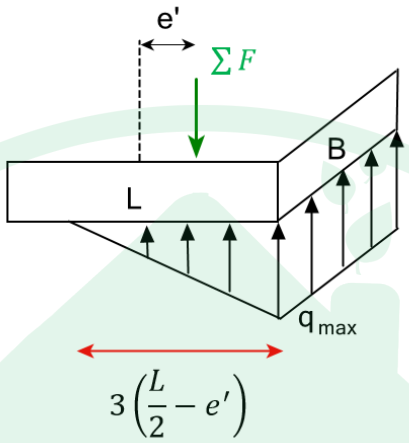
$$q_{avg} < q_{all} = 0.5Mpa = 500\ KN/m^2$$

خروج از مرکزیت اصلی این پی منفرد($e'$) مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$e' = \frac{\sum M}{\sum F} = \frac{F \times e}{F + W_{\text{پی}}} = \frac{665.5e}{665.5 + 60.5} = \frac{665.5e}{726}$$

$$W_{\text{پی}} = \gamma_c V = 25 \times (2.2 \times 2.2 \times 0.5) = 60.5\ KN$$

فرض کنید $e' > \frac{L}{6}$ (در پایان این فرض را کنترل می کنیم):




$$q_{max} = \frac{2\sum F}{3B(\frac{L}{2} - e')} \rightarrow q_{avg} = \frac{\sum F}{3B(\frac{L}{2} - e')}$$

اکنون خواهیم داشت:

$$q_{avg} < q_{all} \rightarrow \frac{\sum F}{3B\left(\frac{L}{2} - e'\right)} < q_{all} \rightarrow \frac{726}{3 \times 2.2\left(\frac{2.2}{2} - e'\right)} < 500 \rightarrow e' < 0.88m$$

$$e' = 0.88 > \frac{L}{6} = \frac{2.2}{6} = 0.36 \quad OK$$

اما دقت داشته باشید که مطابق بند ۷-۴-۵-۱-۸ صفحه ۴۶، حداکثر تا $\frac{1}{4}$ پی اجازه داده می‌شود تا در کشش کار کند:

> ۷-٤-٥-١-٨- در کنترل تنش‌های زیر پی منفرد اجازه داده می‌شود تا $\frac{1}{4}$ عرض پی به کشش کار کند.

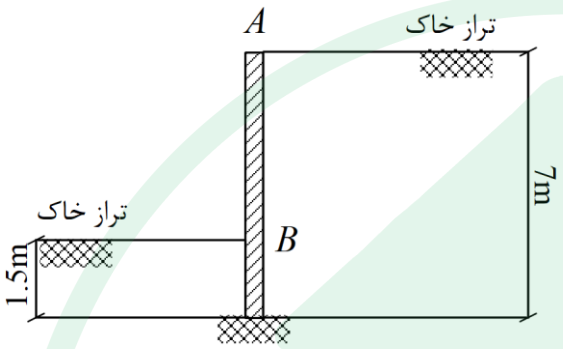
$$3\left(\frac{L}{2} - e'\right) \geq \frac{3}{4}L \rightarrow e' \leq \frac{L}{4} = \frac{2.2}{4} = 0.55$$

لذا $e'$ نمی‌تواند از ۰/۵۵ بیشتر باشد. بنابراین:

$$e' \leq 0.55 \rightarrow \frac{665.5e}{726} \leq 0.55 \rightarrow e \leq 0.6m$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

**۲۱- لایه خاک از نوع ماسه متراکم با مشخصات $\gamma = 20KN/m^3$ و $k_a = \frac{1}{3}$ و $k_p = 3$ و $k_0 = 0.55$ و $C = 0$ در طرفین دیوار حائل طره‌ای مطابق شکل زیر قرار دارد. درصورتی‌که حرکت جانبی دیوار نسبت به پای دیوار در نقاط A و B به ترتیب برابر 90 میلی‌متر و 20 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 کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ همچنین نیروی رانشی مقاوم غیرقابل کاهش فرض شود.**




۱) 629.50 KN.m
۲) 595.50 KN.m
۳) 347.50 KN.m
۴) 381.50 KN.m

**پاسخ سوال ۲۱)**

مطابق شکل سوال، با توجه به بالاتر بودن ارتفاع خاک در سمت راست دیوار حائل، نقطه A پتانسیل محرک شدن و نقطه B پتانسیل مقاوم بودن را دارد. برای کنترل این موضوع، جابه‌جایی‌ها در نقاط A و B را با حداقل جابه‌جایی‌های لازم برای محرک یا مقاوم شدن دیوار مقایسه می‌کنیم: (جدول ۷-۵-۱ صفحه ۵۷)

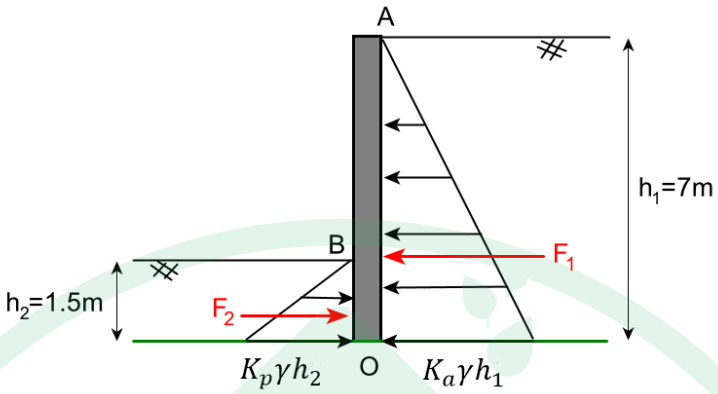
جدول ۷-۵-۱ تغییرشکل افقی ($\Delta_x$) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

| نوع خاک | $\Delta_x/H$ | |
|---|---|---|
| | محرک | مقاوم |
| ماسه متراکم | ۰/۰۰۱ | ۰/۰۱ |
| ماسه با تراکم متوسط | ۰/۰۰۲ | ۰/۰۲ |
| ماسه سست | ۰/۰۰٤ | ۰/۰٤ |
| لای متراکم | ۰/۰۰۲ | ۰/۰۲ |
| رس متراکم | ۰/۰۱ | ۰/۰۵ |
| رس نرم | ۰/۰۲ | ۰/۰٦ |

محرک $\frac{\Delta_x}{H} > 0.001 \rightarrow \frac{\Delta_x}{7000} > 0.001 \rightarrow \Delta_x = 7mm \rightarrow \Delta_A = 90mm > 7mm \quad OK$

مقاوم $\frac{\Delta_x}{H} > 0.01 \rightarrow \frac{\Delta_x}{1500} > 0.01 \rightarrow \Delta_x = 15mm \rightarrow \Delta_B = 20mm > 15mm \quad OK$

اکنون با استفاده از پارامترهای داده شده، توزیع فشار محرک (سمت راست) و مقاوم (سمت چپ) دیوار حائل را ترسیم نموده و لنگر ناشی از هر یک در پای دیوار را محاسبه می‌کنیم:




$$\sum M_O = M_1 - M_2 = F_1 \times \frac{h_1}{3} - F_2 \times \frac{h_2}{3}$$

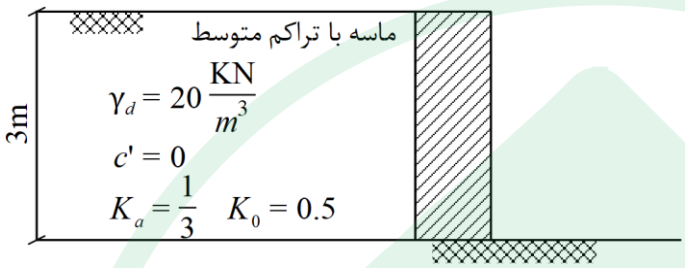
$$= \left(\frac{1}{2} K_a \gamma h_1^2\right) \times \frac{h_1}{3} - \left(\frac{1}{2} K_p \gamma h_2^2\right) \times \frac{h_2}{3}$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 20 \times 7^2\right) \times \frac{7}{3} - \left(\frac{1}{2} \times 3 \times 20 \times 1.5^2\right) \times \frac{1.5}{3} = 381.11 - 33.75 = 347.36\ KN.m$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

**۲۲- در سازه نگهبان شکل زیر فرض کنید، تغییرشکل افقی دیوار 9mm می‌باشد. چنانچه نسبت لنگر واژگونی دیوار در حالتی که خاک اشباع است به حالت خشک برابر 2.1 باشد، مقدار $\gamma_{sat}$ 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 دو حالت ضرایب فشار جانبی خاک یکسان درنظر گرفته شود.**

۱) 12
۲) 42
۳) 52
۴) 22




**پاسخ سوال ۲۲)**

ابتدا با کمک جدول ۷-۵-۱ صفحه ۵۷، محرک بودن یا نبودن خاک پشت سازه نگهبان را مشخص می‌کنیم:

جدول ۷-۵-۱ تغییرشکل افقی ($\Delta_x$) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

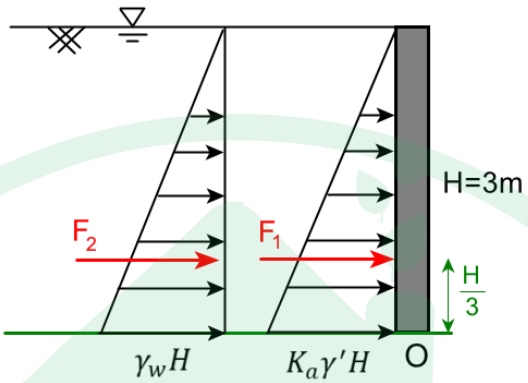
| نوع خاک | $\Delta_x/H$ | |
|---|---|---|
| | محرک | مقاوم |
| ماسه متراکم | ۰/۰۰۱ | ۰/۰۱ |
| ماسه با تراکم متوسط | ۰/۰۰۲ | ۰/۰۲ |
| ماسه سست | ۰/۰۰۴ | ۰/۰۴ |
| لای متراکم | ۰/۰۰۲ | ۰/۰۲ |
| رس متراکم | ۰/۰۱ | ۰/۰۵ |
| رس نرم | ۰/۰۲ | ۰/۰۶ |

ماسه با تراکم متوسط $\xrightarrow{\text{محرک}} \frac{\Delta_x}{H} > 0.002 \rightarrow \frac{\Delta_x}{3000} > 0.002 \rightarrow \Delta_x = 6mm$

$\rightarrow \Delta_A = 9mm > 6mm \quad OK$

برای حل این سوال وزن مخصوص آب را $\gamma_w = 10\, KN/m^3$ در نظر می‌گیریم.

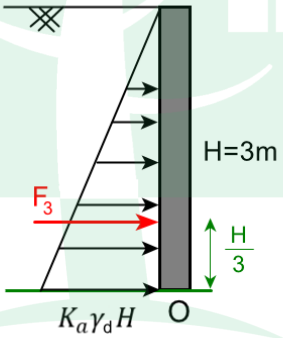
**الف) حالت اشباع:**




$$M_{O_1} = (F_1 + F_2) \times \frac{H}{3} = \left(\frac{1}{2} K_a \gamma' H^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H^2\right) \times \frac{H}{3} = \frac{H^3}{6}(K_a \gamma' + \gamma_w)$$

$$= \frac{H^3}{6}(K_a(\gamma_{sat} - \gamma_w) + \gamma_w) = \frac{3^3}{6}\left(\frac{1}{3}(\gamma_{sat} - 10) + 10\right) = 1.5\gamma_{sat} + 30$$

**ب) حالت خشک:**




$$M_{O_2} = F_3 \times \frac{H}{3} = \frac{1}{2} K_a \gamma_d H^2 \times \frac{H}{3} = \frac{H^3}{6} K_a \gamma_d = \frac{3^3}{6} \times \frac{1}{3} \times 20 = 30\ KN.m$$

در نتیجه خواهیم داشت:

$$\rightarrow \frac{M_{O_1}}{M_{O_2}} = 2.1 \Rightarrow \frac{1.5\gamma_{sat} + 30}{30} = 2.1 \rightarrow \gamma_{sat} = 22\ KN/m^3$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

**۲۳- فرض کنید در یک ساختمان با مصالح بنایی پهنای کف هر پله از یک پلکان 320 میلی‌متر است. حداکثر ارتفاع مجاز هر پله چقدر می‌تواند باشد؟**

۱) 175 mm
۲) 170 mm
۳) 160 mm
۴) 180 mm

**پاسخ سوال ۲۳)**

مطابق مورد ۶ از بند ۸-۳-۵-۴ صفحه ۵۶ مبحث هشتم ویرایش ۹۸:

**۸-۳-۵-۴ پلکان**

پلکان می‌تواند از انواع بتن‌آرمه، فولادی یا چوبی ساخته شود. در اجرای پلکان الزامات مندرج در مبحث چهارم مقررات ملی ساختمان و الزامات زیر باید رعایت شود:

۱- طول هر پله نباید از ۱/۱۰ متر کمتر باشد.

۲- عرض قفسه پله دارای پاگرد نباید از ۲/۴۰ متر کمتر باشد.

۳- عرض یا شعاع پاگرد نباید از طول پله کمتر باشد.

۴- ارتفاع آزاد پلکان در تمام طول مسیر نباید از ۲/۰۵ متر کمتر باشد.

۵- تعداد پله‌های بین دو پاگرد نباید از ۱۲ پله بیشتر باشد.

۶- 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.

$$\text{کف پله} + 2 \times \text{ارتفاع پله} \leq 640 \rightarrow 320 + 2h \leq 640 \rightarrow h \leq 160mm$$

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.**

۱) 20
۲) 15
۳) 10
۴) 5

**پاسخ سوال ۲۴)**

مطابق بند ۸-۵-۳-۵-۲ صفحه ۱۱۲ و ۱۱۳ مبحث هشتم ویرایش ۹۸، حداکثر فاصله مجاز ممکن مرکز سطح دیوارهای نسبی از مرکز سطح طبقه، نباید بیش از ۲۰٪ بعد ساختمان در آن امتداد باشد:

**جدول ۸-۵-۳ حداقل دیوار نسبی سازه‌ای در هر امتداد ساختمان بنایی با کلاف (٪)**

| نوع دیوار و تعداد طبقات | | خطر نسبی زلزله | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد | | | خطر نسبی متوسط و کم | | |
| | | زیرزمین | طبقه اول | طبقه دوم | زیرزمین | طبقه اول | طبقه دوم |
| دیوار آجری | یک طبقه | ۶ | ۴ | – | ۵ | ۳ | – |
| | دو طبقه | ۸ | ۶ | ۴ | ۶ | ۵ | ۳ |
| دیوار بلوک سیمانی | یک طبقه | ۱۰ | ۶ | – | ۸ | ۵ | – |
| | دو طبقه | ۱۲ | ۱۰ | ۶ | ۹ | ۸ | ۵ |
| دیوار سنگی | یک طبقه | ۶ | ۵ | – | ۵ | ۴ | – |
| | دو طبقه | ۸ | ۸ | ۵ | ۶ | ۶ | ۴ |

۲- دیوارهای سازه‌ای قابل استفاده در محاسبه دیوار نسبی در هر طبقه و در هر امتداد باید به‌طور یک‌نواخت و قرینه در سطح طبقه پخش شوند، به‌گونه‌ای 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 ازای 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.

توجه داشته باشید که مقادیر جدول ۸-۵-۳ صفحه ۱۱۳ بر مبنای حداکثر خروج از مرکزیت ۵٪ ارائه شده‌اند و در صورت افزایش خروج از مرکزیت، می‌بایست مقادیر جدول فوق افزایش یابند.

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

**۲۵- عضو خمشی بنایی مسلح مستقر بر دو تکیه‌گاه ساده مفروض است. با فرض کرنش تسلیم میلگرد کششی 0.002، کرنش فشاری حداکثر بنایی 0.0035 و عدم وجود میلگرد فشاری، مقدار حداکثر میلگرد کششی خمشی به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در محاسبات عرض مقطع 400mm، عمق موثر 400mm و $f_m'$=20 Mpa و $f_y$=400 Mpa در نظر گرفته شود.**

۱) $31.20\times10^2 mm^2$

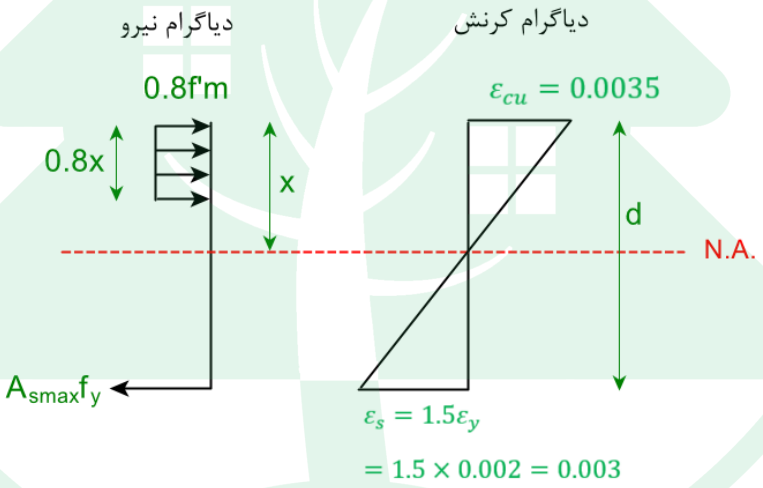
۲) $20.70\times10^2 mm^2$

۳) $27.60\times10^2 mm^2$

۴) $13.80\times10^2 mm^2$

**پاسخ سوال ۲۵)**

مطابق بند ۸-۴-۶-۴-۱ صفحه ۸۲ مبحث هشتم ویرایش ۹۸، حداکثر میلگرد کششی خمشی برای عضو خمشی بنایی، مقدار میلگرد لازم برای رسیدن کرنش میلگردها به $1.5\varepsilon_y$ می‌باشد:




از تشابه در دیاگرام کرنش داریم:

$$x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_s}d \rightarrow x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+1.5\varepsilon_y}d = \frac{0.0035}{0.0035+1.5\times0.002}\times 400 = 215.38mm$$

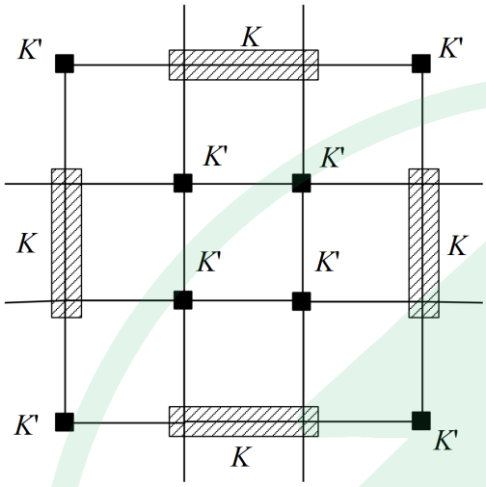
از تعادل نیروها در مقطع عضو بنایی خواهیم داشت:

$$T = C \rightarrow A_{smax}f_y = 0.8f'_m \times 0.8x \times b$$

$$\rightarrow A_{smax}\times 400 = 0.8\times 20\times 0.8\times 215.38\times 400 \rightarrow A_{smax} = 2756\, mm^2$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

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




۱) $K' = \frac{k}{20}$

۲) $K' = \frac{k}{16}$

۳) $K' = \frac{k}{8}$

۴) $K' = \frac{k}{10}$

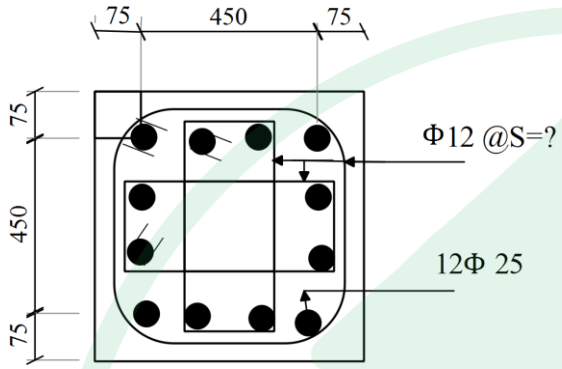
**پاسخ سوال ۲۶)**

مطابق بند ۸-۴-۲-۹ صفحه ۶۷ مبحث هشتم ویرایش ۹۸، حداقل ۸۰ درصد سختی جانبی طبقه، باید توسط دیوارهای باربر برشی تامین شود و تنها ۲۰ درصد بر عهده ستون‌ها و سایر المان‌ها خواهد بود. به بیان دیگر می‌توان نتیجه گرفت که مجموع سختی دیوارها باید حداقل ۴ برابر مجموع سختی ستون‌ها در هر راستا باشد $\frac{80}{20} = 4$ بنابراین:

$$\frac{\text{مجموع سختی ستونها در جهت } y \text{یا } x = 2K}{\text{مجموع سختی ستونها در جهت } y \text{یا } x = 8K'} = 4 \rightarrow \frac{2K}{8K'} = 4 \rightarrow \frac{K'}{K} = \frac{1}{16}$$

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 محاسبه‌شده از تحلیل و طراحی سازه تعیین کننده نباشد، در ناحیه بحرانی، حداکثر فاصله قابل قبول خاموت‌های ستون (S) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از رده $C30$ و آرماتورها از نوع $S340$ بوده و $P_u < 0.3A_g f'_c$ است. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.**




۱) $125mm$

۲) $100mm$

۳) $115mm$

۴) $75mm$

**پاسخ سوال ۲۷)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۳۶۸ و ۳۶۹- بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴:

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

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

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

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

$P_u \le 0.3f'_cA_g$

$f'_c = 30\ Mpa \le 70\ Mpa$

هر دو شرط برقرار است. در نتیجه:

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} \ge max \begin{cases} 0.3(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1) \times \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \times \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$b_c = 450 + 2 \times \left(\frac{25}{2}\right) + 2 \times 12 = 499\ mm$$

$$A_{ch} = 499 \times 499 = 249001\ mm^2$$

$$\rightarrow \frac{4\times 3.14\times \frac{12^2}{4}}{s\times 499} \geq \max \begin{cases} 0.3\left(\frac{600^2}{249001} - 1\right) \times \frac{30}{340} = 0.0118 \\ 0.09\times \frac{30}{340} = 0.008 \end{cases}$$

$$\rightarrow S \leq 76.79\ mm$$

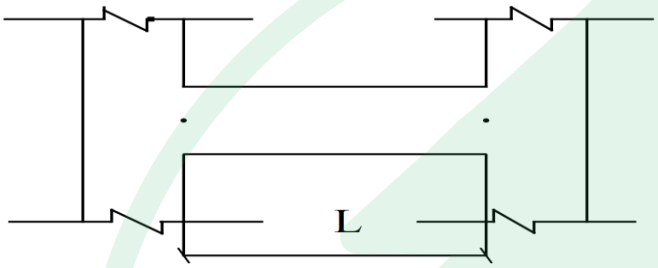
از طرفی رابطه زیر نیز باید کنترل شود. با توجه به اینکه کوچکترین مقدار $S_o$ برابر ۱۰۰ میلی متر می باشد،در نتیجه نیازی به محاسبه این پارامتر نیست.

$$S \leq min \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{600}{4} = 150 \\ 6\times d_{bmin} = 6 \times 25 = 150 \rightarrow = 100\ mm \\ S_o = 100 \end{cases}$$

$$S \leq \min\left(76.79\ ,100\right) = 76.79\ mm$$

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؟**




$M_n^+ = M_n$ $\quad M_n^+ = 1.2M_n$

$M_N^- = 1.6M_n$ $\quad M_N^- = 2M_n$

۱) $\max\left[V_E, \min\left(2V_E, \frac{3M_n}{L}\right)\right]$

۲) $\max\left[V_E, \min\left(2V_E, \frac{2.2M_n}{L}\right)\right]$

۳) $\max\left[V_E, \min\left(2V_E, \frac{2.8M_n}{L}\right)\right]$

۴) $\max\left[V_E, \min\left(2V_E, \frac{3.6M_n}{L}\right)\right]$

**پاسخ سوال ۲۸)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۳۵۴- بند ۹-۲۰-۵-۲-۴:

**۹-۲۰-۵-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری متوسط**

**۹-۲۰-۵-۲-۴-۱** مقاومت برشی تیر، $\phi V_n$، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کم‌تر در نظر گرفته شود:

**الف**- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در تیر در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و مولفه‌ی قائم زلزله و نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر با منظور نمودن انحنای خمشی دو جهته در بر تکیه گاه‌ها؛

**ب**- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله‌ی E، مقدار 2E جای‌گزین شده باشد.

$$V_1 = \frac{m_{nL}^{+} + m_{nR}^{-}}{L} = \frac{m_n + 2m_n}{L} = \frac{3m_n}{L}$$

$$V_2 = \frac{m_{nL}^{-} + m_{nR}^{+}}{L} = \frac{1.6\,m_n + 1.2m_n}{L} = \frac{2.8m_n}{L}$$

$$V_{e1} = \max\{V_1 \text{ و } V_2\} = \frac{3m_n}{L}$$

$V_{e2} = 2V_E$

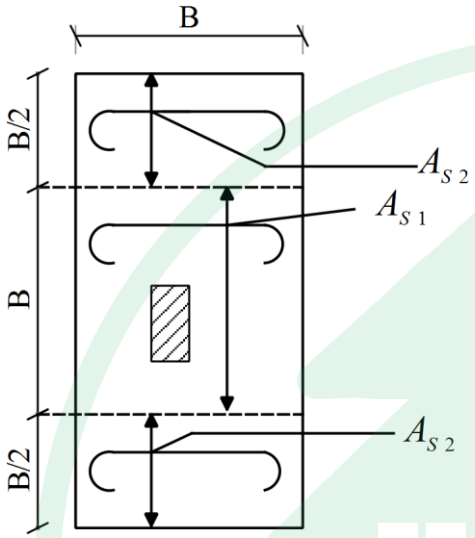
$\rightarrow V_{u\text{اولیه}} = \min\{V_{e1} \text{ و } V_{e2}\} = \min\{\frac{3m_n}{L} \text{ و } 2\ V_E\}$

$$V_{u\ \text{نهایی}} = \max\{\ V_{u\text{اولیه}} \text{ و } V_E\} = \max \begin{cases} \min\{\frac{3m_n}{L} \text{ و } 2V_E\} \\ V_E \end{cases}$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه

**۲۹- در یک شالوده سطحی منفرد به ابعاد $2B \times B \times h$ به لحاظ محاسباتی کل میلگردهای مورد نیاز در جهت کوتاه برابر $A_s$ به‌دست آمده است. حداقل مقدار $A_{s2}$ که باید به طور یکنواخت در عرض $\frac{B}{2}$ توزیع شود، مطابق کدام‌یک ازگزینه‌های زیر است؟ فرض کنید آرماتورهای حداقل تامین خواهد شد.**




۱) $\frac{1}{3}A_s$

۲) $\frac{1}{4}A_s$

۳) $\frac{1}{6}A_s$

۴) $\frac{2}{3}A_s$

**پاسخ سوال ۲۹)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۲۵۷- بند ۹-۱۵-۳-۳-۳:

**۹-۱۵-۳-۳-۳** در شالوده‌های سطحی منفرد مستطیلی، میلگردها باید مطابق بندهای (الف) و (ب) توزیع شوند:

**الف**- میلگردها در جهت بلند باید به طور یک‌نواخت در کل عرض شالوده توزیع شوند.

**ب**- برای میلگردها در جهت کوتاه، بخشی از کل میلگرد ($\gamma_s A_s$) باید به طور یک‌نواخت در نواری به اندازه‌ی عرض شالوده با مرکزیت محور ستون یا ستون پایه توزیع شوند. باقی مانده‌ی میلگردها در جهت کوتاه، ($(1-\gamma_s)A_s$)، باید به طور یک‌نواخت در خارج از این نوار در شالوده توزیع شوند.

$\gamma_s = 2/(\beta+1)$ می‌باشد؛ که $\beta$ نسبت طول جهت بلند به طول جهت کوتاه است.

L=2B , B=B

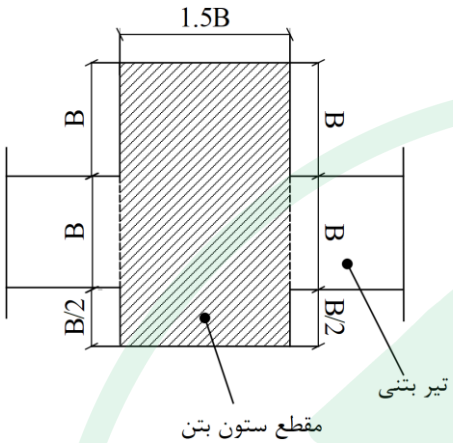
$$\beta = \frac{L}{B} = \frac{2B}{B} = 2$$

$$\gamma_s = \frac{2}{\beta+1} = \frac{2}{2+1} = \frac{2}{3}$$

$$A_{s2} = (1-\gamma_s) \times \frac{A_s}{2} = \left(1-\frac{2}{3}\right) \times \frac{1}{2}A_s = \frac{1}{6}A_s$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است

**۳۰- در شکل زیر پلان اتصال یک تیر بتنی به یک ستون بتنی نشان داده شده است. حداکثر مقدار عرض مؤثر ناحیهٔ اتصال مطابق کدام‌یک از گزینه‌های زیر است؟**




۱) $B$

۲) $1.5B$

۳) $2.5B$

۴) $2B$

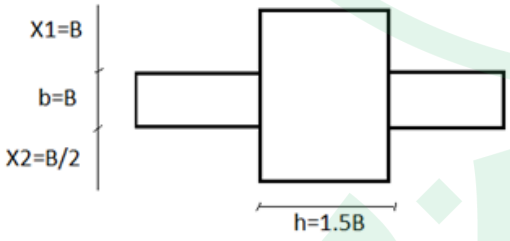
**پاسخ سوال ۳۰)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۲۶۹ و ۲۷۰ - بند ۹-۱۶-۴-۲-۳:

**۹-۱۶-۴-۲-۳** سطح مقطع موثر ناحیه‌ی اتصال ($A_j$) از حاصل ضرب عمق ستون در راستای مورد بررسی در عرض موثر ناحیه‌ی اتصال به دست می‌آید. عرض موثر در صورتی که عرض تیر از عرض ستون بیش‌تر باشد، برابر با عرض ستون، و در صورتی که عرض ستون از عرض تیر بیش‌تر باشد، برابر با حداقل مقادیر (الف) و (ب) منظور می‌گردد (به شکل ۹-۱۶-۱ توجه شود).

**الف-** عرض تیر به علاوه‌ی عمق ستون

**ب-** دو برابر فاصله‌ی عمودی بین محور طولی تیر تا نزدیک‌ترین وجه ستون




$$b_e = \min \begin{cases} b+h=B+1.5B=2.5B \\ b+2\times x_1=B+2(B)=3B \rightarrow b_e=2B \\ b+2x_2=B+2(\frac{B}{2}) = 2\,B \end{cases}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

**۳۱- در دیافراگم‌های بتنی درجا ریخته شده که جزیی از سیستم مقاوم در برابر زلزله با شکل‌پذیری زیاد هستند، حداکثر $\rho_t$ مؤثر در محاسبه مقاومت برشی اسمی $(V_n)$ دیافراگم به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از نوع معمولی فرض شود.**

۱) $0.66\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}$ ۲) $0.17\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}$ ۳) $0.49\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}$ ٤) $0.83\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}$

**پاسخ سوال ۳۱)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص۲۴۴ و ۲۴۵ - بند ۹-۱۴-۵-۳-۲ و بند ۹-۱۴-۵-۳-۳ و بند ۹-۱۴-۵-۳-۴:

**۹-۱۴-۵-۳-۲** ضریب کاهش مقاومت $\phi$ باید برابر با ۰/۷۵ در نظر گرفته شود؛ مگر در مواردی که بر اساس بند ۹-۷-۴-۵، مقدار کم‌تری برای این ضریب معرفی شده باشد.

**۹-۱۴-۵-۳-۳** در دیافراگم‌هایی که کاملاً درجا اجرا شده‌اند، مقدار $V_n$ باید با استفاده از رابطه‌ی (۹-۱۴-۱) تعیین شود.

$$V_n = A_{cv}\left(\lambda \times 0.17\sqrt{f_c'} + \rho_t f_y\right) \qquad (۹-۱۴-۱)$$

در این رابطه، $A_{cv}$ سطح مقطع خالص برشی بتن است که به ضخامت و عمق دیافراگم محدود شده، و سطح فضاهای خالی در آن، در صورت وجود، کاسته می‌شود. مقدار $\sqrt{f_c'}$ که در محاسبه‌ی $V_n$ به کار می‌رود، نباید از ۸/۳ مگاپاسکال بیش‌تر باشد. هم‌چنین، $\rho_t$ نسبت آرماتور توزیع شده‌ی موازی برش داخل صفحه‌ی دیافراگم است.

**۹-۱۴-۵-۳-۴** در دیافراگم‌های درجا اجرا شده، ابعاد $A_{cv}$ باید چنان انتخاب شوند که رابطه‌ی (۹-۱۴-۲) برقرار باشد:

$$V_u \le 0.66\varphi A_{cv}\sqrt{f_c'} \qquad (۹-۱۴-۲)$$

که در آن، مقدار $\sqrt{f_c'}$ که در محاسبه‌ی $V_n$ به کار می‌رود، نباید از ۸٫۳ مگاپاسکال بیش‌تر باشد.

$$V_u = \emptyset\left(0.17\,\lambda \times \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) A_{cv}$$

$$V_{u\,max} = 0.66\,\varphi\sqrt{f'_c} \times A_{cv}$$

$$\rightarrow V_u \le V_{u\,max}$$

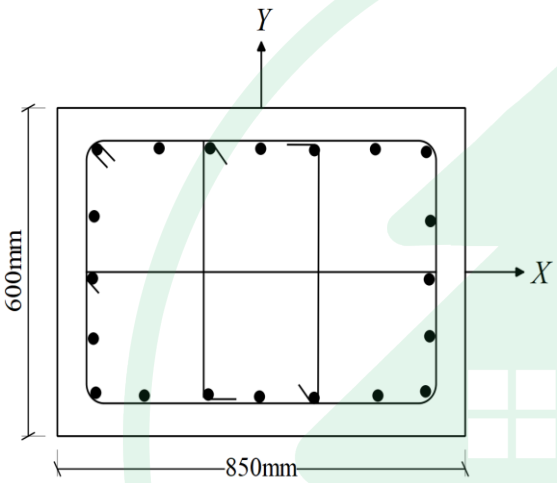
$$V_u = \emptyset\left(0.17\,\lambda \times \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) A_{cv} \le 0.66\,\varphi\sqrt{f'_c} \times A_{cv}$$

$$\rightarrow\ \rho_t f_y \le (0.66 - 0.17 \times 1)\sqrt{f'_c}$$

$$\rightarrow \rho_t \le 0.49\,\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

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 $(\Phi V_n)x$ حداقل باید 600kN باشد. صرفاً با این اطلاعات کدام‌یک ازگزینه‌های 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 $d = 780mm$ ، $f_c^{'} = 25MPa$ ، $f_{yt} = 400MPa$ فرض شود. در محاسبه مقاومت تامین‌شده توسط بتن از رابطه ساده‌تر با صرف نظر از بار محوری استفاده کنید. بتن معمولی فرض شود.**




Φ 22 میلگردهای طولی

Φ 10 میلگردهای عرضی

**۱) در نواحی بحرانی، $S = 175mm$ و در خارج از این نواحی $S = 300mm$**

**۲) در کل ارتفاع $S = 175mm$**

**۳) در نواحی بحرانی، $S = 175mm$ و در خارج از این نواحی $S = 195mm$**

**٤) در کل ارتفاع $S = 182mm$**

**پاسخ سوال ۳۲)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۳۵۵ – بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۱ و ص ۳۵۶ بند ۹-۲۰-۵-۳-۳ و ۹-۲۰-۵-۳-۳-۴ و ص ۲۲۲ بند ۹-۱۲-۶-۷-۲:

> **۹-۲۰-۵-۳-۳-۱ آرماتورهای عرضی در ستون‌ها باید یا به صورت دورپیچ، مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲، و یا به صورت دورگیرهایی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۵-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳، در نظر گرفته شوند؛ مگر آن که طراحی برای برش و یا پیچش نیاز به آرماتور بیش‌تری را ایجاب کند. در ضمن رعایت ضابطه‌ی بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۵ برای کلیه‌ی ستون‌هایی که برای تحمل بارهای اعضای سخت ناپیوسته به کار برده می‌شوند، الزامی است.**

توضیح: این تست به دلیل عدم ارائه تنش تسلیم آرماتور های طولی قابل حل نبوده و باید حذف شود.

اما در ادامه روند حل با فرض تنش تسلیم $F_y = 400\ Mpa$ برای آرماتورهای طولی ارائه می شود.

در ناحیه بحرانی مطابق بند ۹-۲۰-۵-۳-۳- ۱ و ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ نتیجه به این صورت خواهد بود:

۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول $l_0$ باید دارای قطر حداقل ۱۰ میلی متر بوده، و فواصل آن‌ها از یک دیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲، و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می‌شوند فاصله‌ی آن‌ها، $s_0$، باید برابر کم‌ترین از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شوند:

**الف-** برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی ستون، ولی نه بیش‌تر از ۲۰۰ میلی متر؛

**ب-** برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال و بیش‌تر، ۶ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی، ولی نه بیش‌تر از ۱۵۰ میلی متر؛

**پ-** نصف کوچک‌ترین بعد مقطع ستون.

$$S \le \min \begin{cases} S_c & \text{در طرح برشی} \\ S \le \min \begin{cases} \frac{1}{2}\min(b \text{ و } h) \\ 8\, d_{b\,min} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \end{cases}$$

محاسبه S در طرح برشی:

$$V_c = 0.17 \lambda \times \sqrt{f'_c} b_w d = .17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 600 \times 780 \times 10^{-3} = 397.8\, KN$$

$$V_u \le \emptyset (V_c + V_s)$$

$$V_s \ge \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \frac{600}{0.75} - 397.8 = 402.2\, KN \rightarrow V_s \text{ موجود} \ge V_s \text{ مورد نیاز}$$

$$A_v f_{yt} \frac{d}{s} \ge V_s$$

$$3 \times 3.14 \times \frac{10^2}{4} \times 400 \times \frac{780}{s} \ge 402.2 \times 10^3 \rightarrow S \le 182\, mm$$

$$S \le \min \begin{cases} \text{در طرح برشی} \\ \frac{1}{2}\min(600 \text{ و } 850) = 300 \text{ mm} \\ 8 \times 22 = 176 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} = 176 \text{ mm}$$

درمجموع

$$S \le \min\{182 \text{ و } 176\} = 176\, mm$$

برای نواحی وسط: بر اساس بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۴ و ۹-۱۲-۶-۷-۲:

> ۹-۲۰-۵-۳-۳-۴ در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول $l_0$ نمی‌شود، ضوابط آرماتور عرضی مشابه ضوابط بند ۹-۱۲-۶-۷-۲ می‌باشند.

> ۹-۱۲-۶-۷-۲ فاصله‌ی حداکثر آرماتورهای برشی ستون اگر $V_s \le 0.33\sqrt{f'_c}\,b_w d$ باشد، برابر با کوچک‌ترین از $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر، و اگر $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}\,b_w d$ باشد، برابر با کوچک‌ترین از $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر است.

$$S \le \min \begin{cases} S_L \text{ در طرح برشی} \\ if\ V_s \le 0.33\sqrt{f'_c} \times b_w \times d \rightarrow S \le \min\{\frac{d}{2} \quad 600\} \\ if\ V_s > 0.33\sqrt{f'_c} \times b_w \times d \rightarrow S \le \min\{\frac{d}{4} \quad 300\} \end{cases}$$

برای طرح برشی به دلیل ثابت بودن برش

$$S \le 182\ mm$$

$$V_s = 402.2 \le 0.33 \times \sqrt{25} \times 600 \times 780 \times 10^{-3} = 772.2\ KN$$

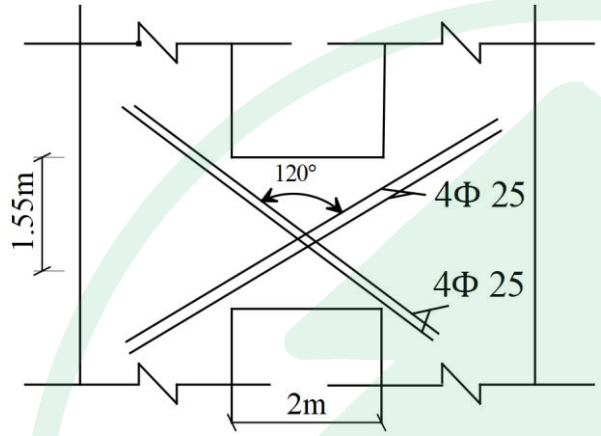
$$S \le \min\{\frac{780}{2}\ ,\ 600\} = 390\ mm$$

در مجموع:

$$S \le \min\{182\ ,\ 390\} = 182\ mm$$

بنابراین با فرض $F_y = 400\ Mpa$ گزینه ۲ صحیح است.

**۳۳- در تیر هم‌بند نشان داده شده که با دو گروه میلگرد متقاطع و متقارن نسبت به مرکز تیر و محصورشده با آرماتورهای عرضی کافی، تقویت شده است، عرض تیر 350mm، $f_y = 400MPa$ ، $f_c^{'} = 25MPa$ است. مقاومت برشی طراحی $(\Phi V_n)$این تیر به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ هر گروه میلگرد قطری از ٤ میلگرد تشکیل شده که در دو لایه قرار دارند.**




۱) $785KN$

۲) $590KN$

۳) $665KN$

٤) $760KN$

**پاسخ سوال ۳۳)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۳۸۹ – بند ۹-۲۰-۷-۵-۴ و ص ۱۱۰ بند ۹-۷-۴-۵ ت:

**۹-۲۰-۷-۵-۴** در تیرهای هم‌بندی که با دو گروه آرماتورهای متقاطع و متقارن نسبت به مرکز تیر، تقویت شده‌اند، باید دو بند (الف) و (ب) و یکی از بندهای (پ) یا (ت) را رعایت نموده؛ در این حالت نیازی به رعایت بند ۹-۱۱-۸ نمی‌باشد.

**الف-** $V_n$ از رابطه‌ی زیر محاسبه گردد:

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

در رابطه‌ی فوق، $\alpha$ زاویه‌ی بین آرماتورهای قطری و محور طولی تیر هم‌بند می‌باشد.

**ب-** هر گروه میلگردهای قطری باید حداقل از ۴ میلگرد، در دو یا چند لایه تشکیل شود.

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

$$\emptyset V_n = 0.85 \times min \begin{cases} 2\times A_{vd} \times f_y \times \sin\alpha \\ 0.83\times b_w \times h \times \sqrt{f'_c} \end{cases}$$

$$A_{vd} = 4 \times 3.14 \times \frac{25^2}{4} = 1962.5\ mm^2$$

$$f_y = 400\ Mpa \quad \alpha=\frac{180-120}{2}=30^o$$

$$b_w = 350\ mm \quad h=1550\ mm$$

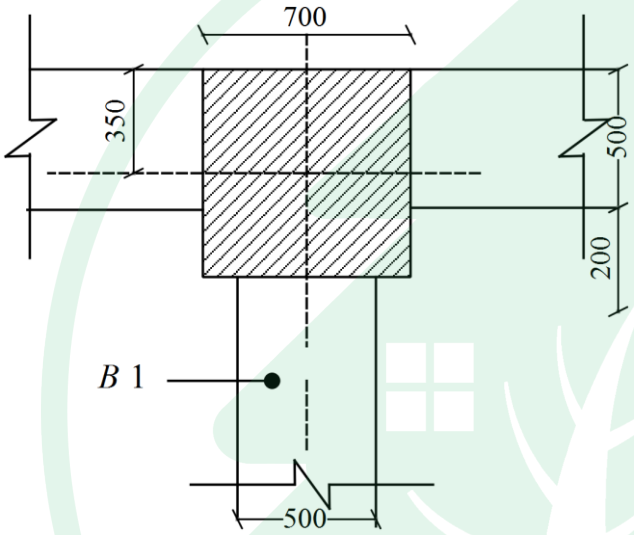
$$f'_c = 25\ Mpa$$

$$\emptyset V_n = 0.85 \times min \begin{cases} 2\times 1962.5 \times 400 \times \sin 30 \times 10^{-3} \\ 0.83\times 350 \times 1550 \times \sqrt{25}\times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\emptyset V_n = 667.25\ KN$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

**۳۴- در شکل زیر پلان ناحیه اتصال سه تیر به یک ستون پیوسته در یک سازه بتنی در جاریز نشان داده شده است. اگر این سازه از نوع قاب با شکل‌پذیری زیاد باشد، مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون در امتداد تیر $B1$, $1.05$ 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 مورد نظر چند برابر مقدار مقاومت برشی اسمی لازم خواهد بود؟ نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمائید. عمق تیرها 500mm 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، صرف نظر می‌شود. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.**




۱) 1.25

۲) 1.15

۳) 1.20

٤) 1.10

**پاسخ سوال ۳٤)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹: ص ۲۷ جدول تعاریف و ص ۱۰۷ – بند ۹-۷-۴-۱ و ص ۱۰۸ جدول ۹-۷-۲ و ص ۱۱۰ بند ۹-۷-۴-۵ ت و ص ۱۰۲ بند ۹-۷-۳-۳-۱ وص ۳۷۶ و ۳۷۵ – بند ۹-۲۰-۶-۵-۴-۱ و جدول ۹-۲۰-۲ و ص ۲۶۶ و ۲۶۷- بند ۹-۱۶-۲-۶و ۹-۱۶-۲-۷ و ۹-۱۶-۲-۸ و ص ۳۷۴ بند ۹-۲۰-۶-۵-۲-۱

.توضیح: این تست به دلیل اینکه عبارت "مقاومت برشی اسمی لازم" از نظر مفهومی دارای اشکال است، باید حذف شود

در ادامه روند حل با فرض اینکه منظور طراح از عبارت " مقاومت برشی اسمی لازم" حاصل نسبت مقاومت برشی مورد نیاز به ضریب کاهش مقاومت برشی است، ارائه خواهد شد

با توجه به ص ۲۷ تعریف $V_n$ به صورت زیر است:

$V_n$ : مقاومت برشی اسمی

با توجه به بند ۹-۷-۴-۱ ، تعریف $\varphi$ به صورت زیر است:

$\varphi$ : ضریب کاهش مقاومت

۹-۷-۴-۱ ضریب‌های کاهش مقاومت، $\phi$ بر اساس جدول ۹-۷-۲ تعیین می‌شوند.

بر اساس جدول ۹-۷-۲ در حالت کلی $\varphi = 0.75$

**جدول ۹-۷-۲ ضریب‌های کاهش مقاومت $\phi$ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع**

| وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع | $\phi$ |
|---|---|
| ۱) لنگر، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری | |
| الف) مقاطع کشش- کنترل (بند ۹-۷-۴-۲) | ۰/۹۰ |
| ب) مقاطع فشار- کنترل (بند ۹-۷-۴-۳) | |
| - اعضای با دورپیچ | ۰/۷۵ |
| - سایر اعضا | ۰/۶۵ |
| پ) مقاطع در ناحیه‌ی انتقال (بند ۹-۷-۴-۴) | ۰/۶۵-۰/۹۰ |
| ۲) برش | ۰/۷۵ |

با توجه به ص ۱۱۰ در اتصال تیر به ستون قاب خمشی ویژه $\varphi = 0.85$

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

بر اساس بند ۹-۷-۳-۱-۱ در ص۱۰۲ ، در این سوال $V_n$ مقاومت برشی مورد نیاز است که در حالت کلی معادله مقاومت به صورت زیر است:

۹-۷-۳-۱-۱ مقاومت مورد نیاز، $U$، باید حداقل معادل تاثیرات بارهای با ضریب مندرج در جدول ۹-۷-۱ و با در نظر گرفتن سایر الزامات بخش ۹-۷-۳ باشد.

در جدول ۹-۷-۱، منظور از "بار اصلی" در یک ترکیب بارگذاری، باری است که آن ترکیب اصولا بر پایه‌ی عملکرد آن بار، ولی در کنار تاثیر سایر بارهای مرتبط تنظیم شده است.

متغیرهای به‌کار رفته در رابطه‌های (۹-۷-۱) تا (۹-۷-۷) به شرح زیر هستند:

$U$ = بار ترکیبی و یا مقاومت مورد نیاز برای تحمل بارهای با ضریب و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

$D$ = بارهای مرده و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه؛

$$V_u \leq \emptyset V_n$$

$V_u$ : مقاومت برشی مورد نیاز

$\emptyset$ : ضریب کاهش مقاومت برشی

$V_n$ :مقاومت برش اسمی در برش

همانطور که بر اساس تعاریف بیان شده مشاهده می شود،عبارت " مقاومت برشی اسمی لازم" هیچ یک از سه پارامتر فوق نبوده و این عبارت از نظر مفهومی دارای ایراد است.

در ادامه با فرض بیان شده و استفاده از بند ۹-۲۰-۶-۵-۴-۱ و جدول ۹-۲۰-۲ و بند ۹-۱۶-۲-۶ و بند ۹-۱۶-۲-۷ و بند۹-۱۶-۲-۸ داریم:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

کنترل محصور شدگی اتصال:

$$b_b \geq \frac{3}{4} b_c \rightarrow 500 \geq \frac{3}{4} \times 700 = 525\ mm \quad \text{ok}$$

اتصال محصور شده است.

ستون پیوسته فرض شده است.

برای هر دو حالت شرایط متوسط ولرزه ای ویژه

$$V_n = \lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_g$$

بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ در شرایط لرزه‌ای ویژه:

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

**۹-۲۰-۶-۵-۲-۱** نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه‌ی اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه شوند.

در شرایط لرزه ای متوسط:

$$V_u = A_s \times f_y$$

$$\rightarrow \left(\frac{\frac{V_n}{V_u}}{\emptyset}\right)_{\text{زیاد}} = 1.05$$

$$\frac{\lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_g}{\frac{1.25 \times A_s \times f_y}{0.85}} = 1.05 \rightarrow \frac{\lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_g}{A_s \times f_y} = 1.54$$

$$\rightarrow \left(\frac{\frac{V_n}{V_u}}{\emptyset}\right)_{\text{متوسط}} = x$$

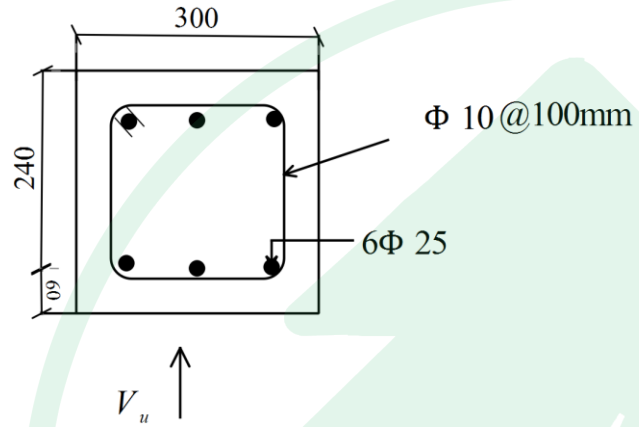
$$\frac{\lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_g}{\frac{A_s \times f_y}{0.75}} = x \rightarrow x = 1.158$$

بنابراین بافرض بیان شده در ابتدای حل گزینه ۲ پاسخ سوال است.

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

**۳۵- مقطع یک ستون در قاب خمشی متوسط مطابق شکل زیر است. بیشترین مقاومت برشی قابل قبول در جهت نیروی برشی $V_u$ که توسط بتن تامین می‌شود $(V_c)$ به کدام یک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟**

**$f_{yt} = f_y = 300MPa$ ، $f_c^{'} = 25MPa$ ، $P_u = 80KN$ ، $M_u = 20KN.m$ و بتن معمولی فرض شود و در شکل ابعاد به میلی‌متر است.**




۱) $76KN$

۲) $72KN$

۳) $86KN$

۴) $92KN$

## پاسخ سوال ۳۵)

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹: مطابق ص ۱۱۹ بند ۹-۸-۴-۴-۱ و ص۲۰۱ بند ۹-۱۱-۵-۲-۳ و ص ۱۱۹ بند ۹-۸-۴-۴-۱ و ص ۱۲۰ بند ۹-۸-۴-۴-۳ و ۹-۸-۴-۴-۴:

این تست به دو دلیل زیر باید حذف شود:

دلیل اول: در سوال فشاری یا کششی بودن نیروی محوری $P_u$ مشخص نشده است.

دلیل دوم: در متن سوال مقاومت برشی قابل قبول $\emptyset V_c$ مورد نظر است ولی از پارامتر $V_c$ یعنی مقاومت برش اسمی بتن استفاده شده است.

در ادامه، با دو فرض زیر سوال حل می شود:

- نیروی محوری فشاری باشد.
- مقاومت اسمی بتن خواسته شود.

مطابق بند ۹-۸-۴-۴-۱ و بند ۹-۱۱-۵-۲-۳ :

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

**(۹-۱۱-۲-الف)** $0.062\sqrt{f_c}\,\frac{b_w}{f_{yt}}$

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

$$\frac{A_v}{s}=\frac{2\times 3.14\times\frac{10^2}{4}}{100}=1.57\geq \max\begin{cases}0.062\times\sqrt{f'_c}\times\frac{b_w}{f_{yt}}=0.31\\ =0.35\ KN\\ 0.35\times\frac{b_w}{f_{yt}}=0.35\end{cases}$$

حداقل آرماتور عرضی برقرار است.

بر اساس مبحث نهم ، استفاده از هر دو فرمول ۹-۸-۱۲ الف و ۹-۸-۱۲ ب مجاز است. هر دو رابطه را محاسبه کرده و بزرگ ترین عدد انتخاب می شود

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

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

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

از رابطه ۹-۸-۱۲ الف:

$$V_c=(0.17\times 1\times\sqrt{25}+\frac{80\times10^3}{6\times300\times300})\times 300\times 240\times 10^{-3}=71.928\ KN$$

کنترل اول:

۹-۸-۴-۴-۳ در رابطه‌های (۹-۸-۱۲) و (۹-۸-۱۳)، بار محوری $N_u$ در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. هم‌چنین مقدار $\frac{N_u}{6A_g}$ نباید بیش از $0.05f'_c$ منظور شود.

$$\frac{N_u}{6\times A_g}=\frac{80\times10^3}{6\times300\times300}=.149\leq 0.05f'_c=1.25\ ok$$

کنترل دوم:

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

$$V_{cmax}=0.42\times\lambda\times\sqrt{f'_c}\times b_w\times d=0.42\times1\times\sqrt{25}\times300\times240\times10^{-3}=151.21\ KN$$

$$\rightarrow V_c\leq V_{cmax}\rightarrow 71.928\leq 151.21\ ok$$

از رابطه ۹-۸-۱۲ ب

با فرض اینکه رفتار ستون بیشتر کششی باشد تا فشاری:

$$\rho_w = \frac{3 \times 3.14 \times \frac{25^2}{4}}{300 \times 240} = 0.0205$$

$$\rightarrow V_c = \left(0.66 \times 1 \times \sqrt{25} \times (0.0205)^{\frac{1}{3}} + \frac{80 \times 10^3}{6 \times 300 \times 300}\right) \times 300 \times 240 \times 10^{-3} = 76.17\ KN$$

کنترل:

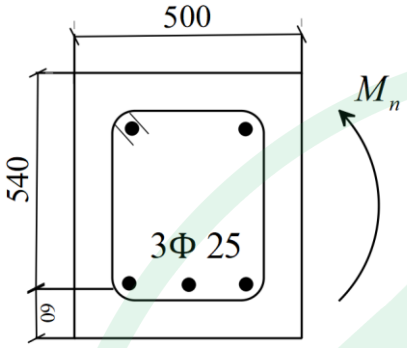
$$\rightarrow 76.17 \leq V_{cmax} = 151.2\ ok$$

در نتیجه:

$$V_c = \max(71.928, 76.17) = 76.17\ \text{KN}$$

بنابراین با فرضیات فوق، گزینه ۱ صحیح است

**۳۶- مقاومت خمشی اسمی $(M_n)$ مقطع تیر شکل زیر حدوداً چه مقدار است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر $f_y = 400MPa$ ، $f_c^{'} = 28MPa$ است. همچنین از آثار آرماتورهای فشاری مقطع صرف نظر شود.**




۱) $280kN.m$

۲) $300kN.m$

۳) $320kN.m$

۴) $350kN.m$

**پاسخ سوال ۳۶)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۱۱۳ – بند ۹-۸-۲-۲ و ص ۱۱۴ بند ۹-۸-۲-۲-۷:

$$m_n = \rho \times f_y \times b \times d^2[1 - \frac{0.5 \times \rho \times f_y}{\propto_1 \times f'_c}]$$

$$\rho = \frac{3 \times 3.14 \times \frac{25^2}{4}}{500 \times 540} = 0.0055$$

**۹-۸-۲-۲-۷** در صورتی که از بتن با مقاومت بیش از ۵۵ مگاپاسکال استفاده شود، تنش فشاری بتن را می‌توان برابر با $\alpha_0 f'_c$ و با توزیع مشابه بند قبلی در نظر گرفت. در این حالت ضریب $\alpha_0$ به صورت زیر تعیین می‌گردد.

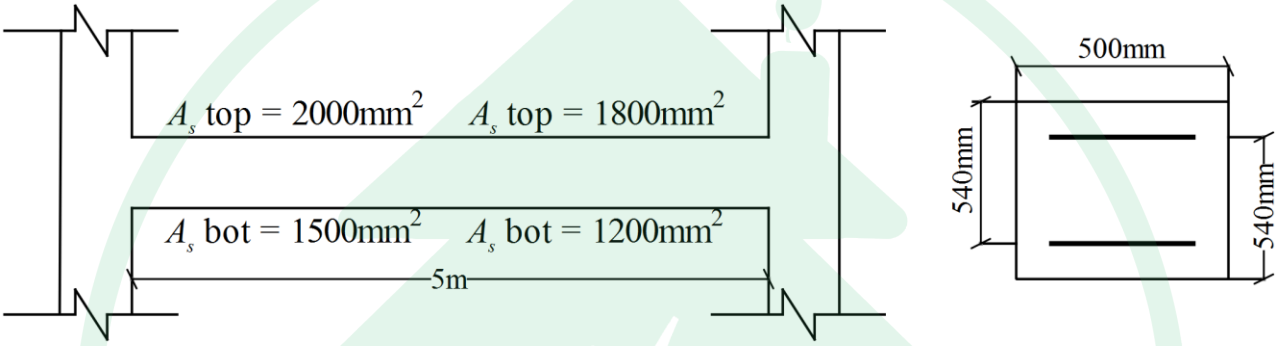
$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7}(f'_c - 55) \geq 0.7 \qquad (۹-۸-۴)$$

$f'_c \leq 55\ Mpa \rightarrow \propto_1 = .85$

$$m_n = 0.0055 \times 400 \times 500 \times 540^2[1 - \frac{0.5 \times 0.0055 \times 400}{0.85 \times 28}] \times 10^{-6} = 306\ \text{KN.m}$$

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 بحرانی‌ترین ترکیب بار برابر $350kN$ بوده و مجموع نیروی بارهای ثقلی و زلزله قائم همان ترکیب بار با ضرایب مربوطه برابر $200kN$ باشد حداقل مقدار مقاومت برشی طراحی لازم تیر $(\Phi V_n)$ به کدام‌یک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟ در محاسبه مقاومت خمشی اسمی مقطع از اثر آرماتورهای فشاری صرف نظر شود.** $f_y = 400MPa \ , \ f_c^{'} = 25MPa$




۱) $380kN$

۲) $500kN$

۳) $350kN$

۴) $335kN$

**پاسخ سوال ۳۷)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۳۴۷ – بند ۹-۲۰-۲-۱-۱ و ص۱۰۲ و ۱۰۳ بند ۹-۷-۳-۱-۱ و جدول ۹-۷-۱و ص۳۵۷ بند ۹-۲۰-۵-۳-۴-۱:

با توجه به بند ۹-۲۰-۲-۱-۱ اگر مقاومت از شکل پذیری معمولی نیز داده شود، اثر آن نیز باید در روابط کلی دیده شود.در این سوال که مقدار برش ناشی از بحرانی ترین ترکیب بار ( از دسته ترکیب بارهای معمولی مطابق جدول ۹-۷-۱) نیز داده شده است، باید در نهایت حداکثر عدد از بین مقاومت بحرانی ترین ترکیب بار و بند ۹-۲۰-۵-۳-۴-۱ برداشت شود.

> **۹-۲۰-۲-۱-۱** اعضای سیستم‌های سازه‌ای که برای مقابله با زلزله به کار برده می‌شوند، باید علاوه بر ضوابط کلیه‌ی فصل‌های این مبحث، الزامات این فصل را نیز تامین نمایند. چنان چه بین ضوابط این فصل با سایر فصل‌ها مغایرتی وجود داشته باشد، ضوابط این فصل حاکم خواهند بود.

گروه صنعتی سبزسازه

**جدول ۹-۷-۱ ترکیب‌های بارگذاری**

| شماره‌ی رابطه | بار اصلی | ترکیب‌های بارگذاری |
|---|---|---|
| (۹-۷-۱) | $D$ | 1) $U = 1.4D$ |
| (۹-۷-۲) | $L$ | 2) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ |
| (۹-۷-۳) | $L_r$ or $S$ or $R$ | 3) $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5(1.6W))$ |
| (۹-۷-۴) | $W$ | 4) $U = 1.2D + 1.0L + 1.6W + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ |
| (۹-۷-۵) | $E$ | 5) $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$ |
| (۹-۷-۶) | $W$ | 6) $U = 0.9D + 1.6W$ |
| (۹-۷-۷) | $E$ | 7) $U = 0.9D + 1.0E$ |

۹-۲۰-۵-۳-۴-۱ در ستون‌ها مقاومت برشی مقطع، $\phi V_n$، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) کم‌تر در نظر گرفته شود:

**الف**- نیروی برشی ایجاد شده در ستون در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و نیروی برشی متناظر با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی دو جهته، در هر امتداد. بار محوری ضریب‌دار باید از ترکیبی در بارگذاری ستون انتخاب شود که بیش‌ترین لنگر خمشی اسمی متناظر با آن حاصل گردد.

**ب**- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری ضریب‌دار شامل زلزله که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله، E، مقدار $E\Omega_0$ جای‌گزین شده باشد.

$V_u$=max
- ۱) ترکیب بار معمولی : $1.2\,V_D + V_L + V_E$
- ۲) min
  - max
    - $\frac{m_n{}^{+L} + m_n{}^{-R}}{L_n} + \frac{q_u L}{2}$
    - $\frac{m_n{}^{-L} + m_n{}^{+R}}{L_n} + \frac{q_u L}{2}$
  - $1.2V_D + V_L + 2V_E$

مطابق داده سوال:

$1.2V_D + V_L + V_E = 350$

$V_E = 350 - (1.2V_D + V_L) \rightarrow 1.2V_D + V_L = 200 = \frac{q_u L}{2}$

$\rightarrow V_E = 350 - 200 = 150\ KN$

مقادیر لنگر خمشی برای ۴ ناحیه به شرح زیر محاسبه می شود:

$f'_c \leq 55\ Mpa \rightarrow \propto_1 = .85$

$A_s = 1500\ mm^2$

$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1500}{500 \times 540} = 0.0056$

$m_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 [1 - \frac{0.5 \times \rho \times f_y}{\propto_1 \times f'_c}]$

$m_n = 0.0056 \times 400 \times 500 \times 540^2 [1 - \frac{0.5 \times 0.0056 \times 400}{0.85 \times 25}] \times 10^{-6} = 310$

$A_s = 1800\ mm^2$

$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1800}{500 \times 540} = 0.0067$

$m_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 [1 - \frac{0.5 \times \rho \times f_y}{\propto_1 \times f'_c}]$

$m_n = 0.0067 \times 400 \times 500 \times 540^2 [1 - \frac{0.5 \times 0.0067 \times 400}{0.85 \times 25}] \times 10^{-6} = 366$

$A_{s=}2000\ mm^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2000}{500 \times 540} = 0.0074$$

$$m_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 [1 - \frac{0.5 \times \rho \times f_y}{\propto_1 \times f'_c}]$$

$$m_n = 0.0074 \times 400 \times 500 \times 540^2 [1 - \frac{0.5 \times 0.0074 \times 400}{0.85 \times 25}] \times 10^{-6} = 401$$

$A_{s=}1200\ mm^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1200}{500 \times 540} = 0.0045$$

$$m_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 [1 - \frac{0.5 \times \rho \times f_y}{\propto_1 \times f'_c}]$$

$$m_n = 0.0045 \times 400 \times 500 \times 540^2 [1 - \frac{0.5 \times 0.0045 \times 400}{0.85 \times 25}] \times 10^{-6} = 252$$

$V_u$=max

۱) ترکیب بار معمولی : $1.2\ V_D + V_L + V_E = 350$ KN

۲)min

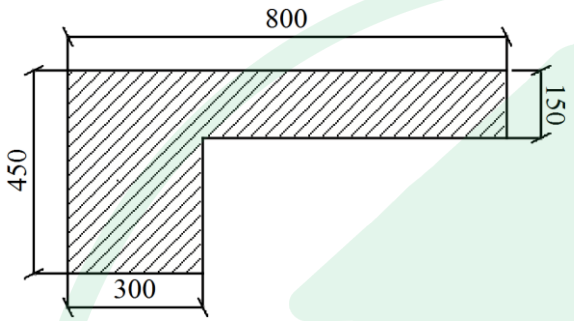
- max
  - $\frac{310+366}{5} + 200 = 335.2$
  - $\frac{401+252}{5} + 200 = 330.6$
- $200+2(150)=500$

در نهایت:

$V_u$=max (350, 335.2)=350 KN

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

**۳۸- مقطع تیر بتنی پیوسته با دال شکل زیر 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 نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از رده C25 است. ابعاد روی شکل به میلی‌متر هستند.**




۱) $8.0kN.m$

۲) $6.40kN.m$

۳) $3.8kN.m$

۴) $4.80kN.m$

**پاسخ سوال ۳۸)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۱۳۳- بند ۹-۸-۶-۱-۲ و ص ۱۹۴ و ۱۹۵ - بند ۹-۱۱-۲-۵-۴ الف و ب - ص ۱۳۴ بند ۹-۸-۶-۲-۱:

**۹-۸-۶-۱-۲** ضوابط این بخش برای اعضایی به کار می‌روند که در آن‌ها $T_u \geq \phi T_{th}$ باشد؛ که $\phi$ ضریب کاهش مقاومت در پیچش بوده و برابر با ۰/۷۵ منظور می‌شود. هم‌چنین $T_{th}$ لنگر آستانه‌ی پیچش بوده و بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۸) محاسبه می‌گردد. چنان‌چه $T_u < \phi T_{th}$ باشد، می‌توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود.

اگر رابطه مقابل برقرار باشد، می توان از اثر پیچش صرف نظر کرد:

$$T_u \leq \varphi T_{th} = 0.75 \times 0.083 \times \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}{}^2}{P_{cp}}\right)$$

- بدون حضور نیروی محوری:

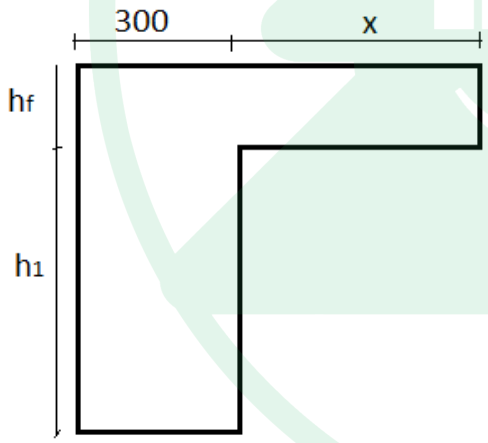
$$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right) \quad \text{(۹-۸-۲۸-الف)}$$

این مقطع از ترکیب دال و تیر تشکیل شده است. در نتیجه باید مطابق مورد الف از بند ۹-۱۱-۲-۵-۴ عرض موثر را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

**۹-۱۱-۲-۵-۴** در طراحی پیچشی مقاطع درجا که دال کف، بال تیر را تشکیل می‌دهد، عرضی از دال که به طور مؤثر به عنوان بال تیر عمل میکند و در محاسبه‌ی $A_{cp}$، $A_g$، و $p_{cp}$ به کار می‌رود، بر اساس موارد (الف) و (ب) اختیار می‌شود:

**الف-** عرض بیرون زده از دال نسبت به بر جان که به طور مؤثر به عنوان بال تیر عمل میکند، به اندازه‌ی کوچک‌ترین از دو مقدار چهار برابر ضخامت بال و ارتفاع بیرون زده‌ی جان از پایین یا بالای بال (هر کدام که بزرگ‌تر است)، در نظرگرفته شود.

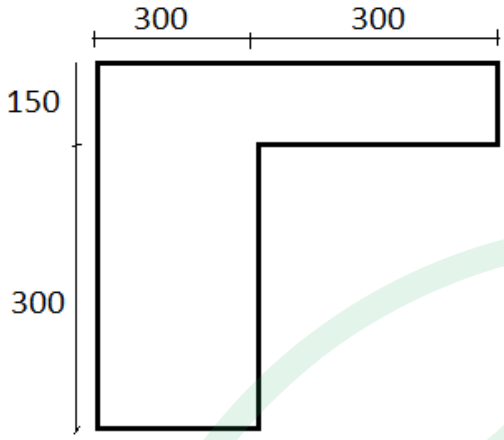
**ب-** اگر مقادیر $A_{cp}^2 / p_{cp}$ برای مقاطع توپر و $A_g^2 / p_{cp}$ برای مقاطع تو خالی در یک تیر بال‌دار کمتر از مقدار محاسبه شده برای همان تیر بدون بال باشند، از عرض بیرون زده از دال که به طور مؤثر به عنوان بال تیر عمل میکند، صرف نظر می‌شود.




عرض موثر =300+x

$$X = \min \begin{cases} 4\times h_f = 4 \times 150 = 600 \\ \\ h_1 = 300 \end{cases} \quad = 300$$

$\rightarrow$ عرض موثر $= 300 + 300 = 600\ mm$




$$A_{cp} = (300 \times 450) + (300 \times 150) = 180000mm^2$$

$$P_{cp} = 300 + 450 + 600 + 150 + 300 + 300 = 2100\ mm$$

$$\varphi T_{th} \leq 0.75 \times 0.083 \times 1 \times \sqrt{25} \times \left(\frac{180000^2}{2100}\right) \times 10^{-6} = 4.8\ \text{KN.m}$$

کنترل مورد ب بند ۹-۱۱-۲-۵-۴:

$\left(\frac{A_{cp}{}^2}{P_{cp}}\right)$ مقطع توپر $\geq \left(\frac{A_{cp}{}^2}{P_{cp}}\right)$ مقطع بدون بال

$$\left(\frac{180000^2}{2100}\right) = 15.5 \times 10^{-6} \geq \frac{(450 \times 300)^2}{2 \times (450+300)} = 12.2 \times 10^6$$

برقرار است.

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

**۳۹- مقاومت خمشی اسمی یک دال یک‌طرفه بتنی با ضخامت 300 میلی‌متر و با حداقل آرماتور خمشی در وجه کششی، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از نوع $C25$ آرماتور $S400$ و عمق مؤثر 250 میلی‌متر فرض شود. از اثر آرماتور فشاری صرف نظر شود.**

۱) $M_n = 84.6kN.m/m$

۲) $M_n = 44.2kN.m/m$

۳) $M_n = 52.9kN.m/m$

۴) $M_n = 68.2kN.m/m$

**پاسخ سوال ۳۹)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۱۴۸ – بند ۹-۹-۶-۱ و ص ۱۱۳ – بند ۹-۸-۲-۲:

> **۹-۹-۶-۱** حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ در وجه کششی، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

$$A_{smin} = 0.0018 \times A_g = 0.0018 \times 1000 \times 300 = 540\ mm$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{540}{1000 \times 250} = 0.00216$$

$$m_n = \rho \times f_y \times b \times d^2 [1 - \frac{0.5 \times \rho \times f_y}{\alpha_1 \times f'_c}]$$

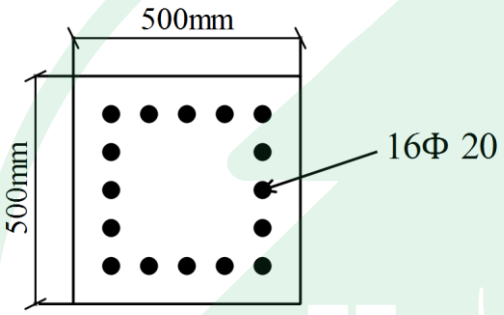
$$f'_c \leq 55\ Mpa \rightarrow \alpha_1 = .85$$

$$m_n = 0.00216 \times 400 \times 1000 \times 250^2 [1 - \frac{0.5 \times 0.00216 \times 400}{0.85 \times 25}]$$

$$m_n = 52.9\ \text{KN}$$

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 $P_u = 3500kN$ باشد، مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم $\left(\frac{A_{sh}}{S_{bc}}\right)$ در ناحیه بحرانی به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از رده C25، آرماتور طولی و عرضی از نوع S400 و پوشش بتن روی خاموت 50 میلی‌متر است. در شکل آرماتورهای عرضی نشان داده نشده است.**




۱) $\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0.0056$

۲) $\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0.0105$

۳) $\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0.014$

۴) $\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0.0125$

**پاسخ سوال ۴۰)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۳۶۸ و ۳۶۹ – بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ابتدا باید کنترل کنیم که مقدار $P_u$ بزرگ‌تر از $0.3f'_cA_g$ می‌باشد و یا کوچکتر:

$$0.3f'_cA_g = 0.3\times25\times500^2\times10^{-3} = 1875\ KN$$

$$P_u = 3500\ KN > .3f'_cA_g = 1875\ \text{KN}$$

$$\frac{A_{sh}}{S\times b_c} \geq max \begin{cases} 0.3\times\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\times\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09\times\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.2\times k_f\times k_n\times\frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \end{cases}$$

$$A_{ch} = (500-2\times50)^2 = 16\times10^4$$

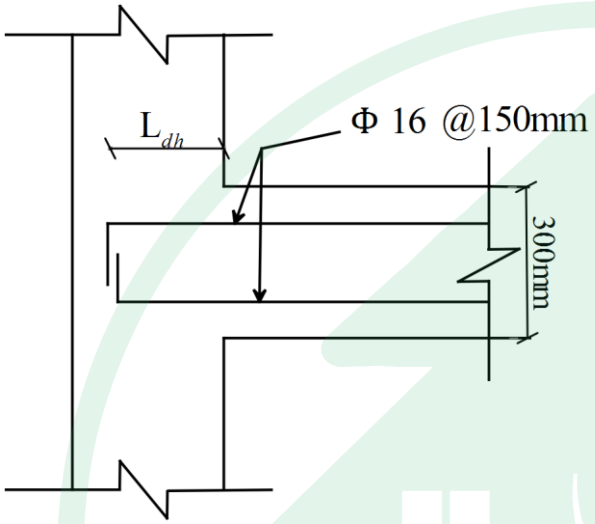
$$k_n = \frac{n}{n-2} = \frac{16}{16-2} = 1.43$$

$$k_f = \max \begin{cases} \frac{f'_c}{175}+0.6 = \frac{25}{175}+0.6 = 0.742 \\ 1 \end{cases} = 1$$

$$\frac{A_{sh}}{S\times b_c} \geq max \begin{cases} 0.3\times\left(\frac{500^2}{16\times10^4}-1\right)\times\frac{25}{400} = 0.0105 \\ 0.09\times\frac{25}{400} = 0.0056 \\ 0.2\times1\times1.43\times\frac{3500\times10^3}{400\times16\times10^4} = 0.0125 \end{cases}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

**٤١- یک دال بتنی به ضخامت 300 میلی‌متر به دیوار بتنی مطابق شکل زیر متصل شده است. حداقل طول گیرایی میلگردهای کششی دال با قلاب استاندارد $(L_{dh})$ به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی C25 و آرماتور بدون اندود S400 است و $\Psi_0 = 1.25$ فرض شود.**




**۱)** $L_{dh} = 230mm$

**۲)** $L_{dh} = 370mm$

**۳)** $L_{dh} = 295mm$

**٤)** $L_{dh} = 185mm$

**پاسخ سوال ٤١)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۴۲۸ و ۴۲۹ – بند ۹-۲۱-۳-۳-۱ الی ۹-۲۱-۳-۳-۴ و ص ۴۳۰ جدول ۹-۲۱-۵:

**۹-۲۱-۳-۳-۱** طول گیرایی با قلاب برای میلگردهای آجدار در کشش که به قلاب استاندارد ختم می‌شوند، $l_{dh}$، نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کم‌تر باشد.

**الف-** رابطه‌ی زیر با ضرایب اصلاح $\psi_e$، $\psi_r$، $\psi_o$ و $\psi_c$ مطابق بند ۹-۲۱-۳-۳-۲:

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} \qquad (۹-۲۱-۳)$$

**ب-** هشت برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی متر، هر کدام بزرگ‌تر است.

**جدول ۹-۲۱-۵ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار با قلاب استاندارد در کشش**

| ضریب اصلاح | شرایط | مقدار ضریب |
|---|---|---|
| $\psi_e$ ضریب پوشش | برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی | ۱/۲ |
| | برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه) | ۱/۰ |
| $\psi_r$ ضریب آرماتور محصورکننده | برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی متر با $A_{tr} \geq 0.40A_{hs}$؛ و یا با فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد | ۱/۰ |
| | برای سایر موارد | ۱/۶ |
| $\psi_o$ ضریب محل مهار | برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی متر و مهار شده در هسته‌ی ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از ۶۵ میلی متر و یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد | ۱/۰ |
| | برای سایر موارد | ۱/۲۵ |
| $\psi_c$ ضریب مقاومت بتن | برای بتن با مقاومت کم‌تر از ۴۲ مگاپاسکال | $f'_c/105 + 0.6$ |
| | برای بتن با مقاومت بزرگ‌تر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال | ۱/۰ |

$$L_{dh} = \frac{\varphi_e \varphi_r \varphi_o \varphi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} {d_b}^{1.5}$$

$$L_{dh} = max \begin{cases} \frac{\varphi_e \varphi_r \varphi_o \varphi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} {d_b}^{1.5} \\ 8\times d_b \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$\varphi_e = 1$ بدون اندود

$\varphi_o = 1.25$ ارائه شده در متن سوال

$S=150>6\times d_b = 6 \times 16 = 96\, mm \rightarrow \varphi_r = 1$

$f'_c = 25 < 42 \rightarrow \varphi_c = \frac{f'_c}{105} + 0.6 = \frac{25}{105} + 0.6 = 0.84$

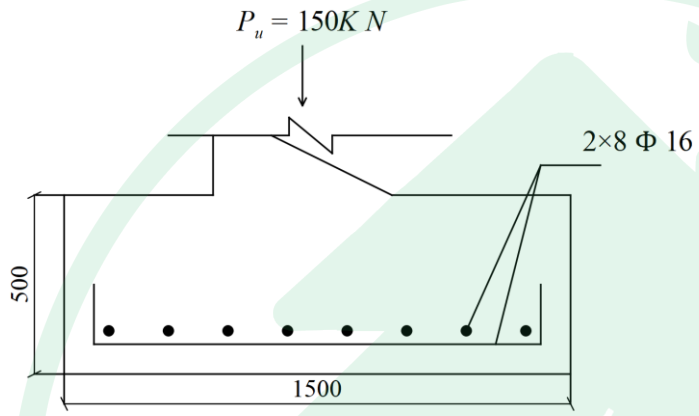
$\lambda = 1$ بتن معمولی

$$L_{dh} = max \begin{cases} \frac{1\times1\times1.25\times0.84}{1}\frac{0.043\times400}{\sqrt{25}} \times 16^{1.5}=232 \\ 8\times d_b=8\times16=128 \\ 150\ \text{mm} \end{cases}$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه

**۴۲- مقطع یک پی منفرد مربع مطابق شکل زیر است. با توجه به آرماتورگذاری ارائه شده حداکثر مقاومت برش یک طرفه اسمی بتن پی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی C25 و آرماتورها S340 بود و عمق مؤثر 400 میلی‌متر فرض شود. ابعاد روی شکل به میلی‌متر است.**




۱) $V_n = 274kN$

۲) $V_n = 240kN$

۳) $V_n = 510kN$

۴) $V_n = 382kN$

**پاسخ سوال ۴۲)**

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹- ص ۱۲۰ – بند ۹-۸-۴-۴-۲ و ص ۲۵۳ بند ۹-۱۵-۲-۵-۲:

در شالوده نشان داده شده آرماتور عرضی، تعبیه نشده است.

> **۹-۸-۴-۴-۲** برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد، $V_c$ ، $A_v < A_{v,min}$ از رابطه‌ی (۹-۸-۱۳) تعیین می‌شود.
>
> $$V_c = \left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d \qquad (۹-۸-۱۳)$$
>
> که $\lambda_s$ ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.

$$A_V < A_{Vmin}$$

$$V_c = (0.66\,\lambda_s\lambda\,(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g})b_w d$$

طبق بند ۹-۱۵-۲-۵-۲:

$$\lambda_s = 1$$

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

$$\rho_w = \frac{8 \times 3.14 \times \frac{16^2}{4}}{1500 \times 400} = 0.00267$$

$$V_c = \left(0.66 \times 1 \times 1 \times (0.00267)^{1/3}\sqrt{25} + 0\right) \times 1500 \times 400 \times 10^{-3} = 274\ KN$$

$$V_{c\,max} = 0.42 \times \lambda\sqrt{f'_c}\, b_w d = 0.42 \times 1 \times \sqrt{25} \times 1500 \times 400 \times 10^{-3} = 1260\ KN$$

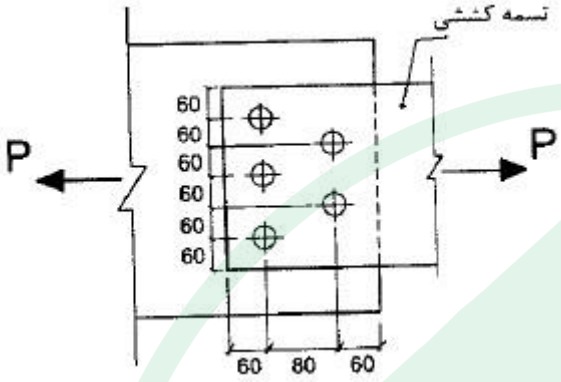
$$\rightarrow V_c = 274\ KN < V_{cmax} = 1260\ KN \ : OK$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه

گروه صنعتی سبزسازه

**۴۳- برای اتصال یک تسمه کششی با مقطع 360×10 mm به یک ورق اتصال از جزئیات شکل زیر استفاده شده است. اگر سوراخ‌ها استاندارد بوده و برای عبور پیچ‌های از نوع M20 پیش‌بینی شده باشد، مقدار سطح مقطع خالص موثر تسمه به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.**




۱) $34.7\times10^2\ mm^2$

۲) $31.2\times10^2\ mm^2$

۳) $28.8\times10^2\ mm^2$

۴) $26.9\times10^2\ mm^2$

**پاسخ سوال ۴۳)**

(بند ۱۰-۲-۲-۵ مود ب و۱۰-۲-۳-۳ وجدول ۱۰-۲-۳-۱ و جدول ۱۰-۲-۹-۶)

**۱۰-۲-۲-۵ سطح مقطع کل و سطح مقطع خالص اعضا**

**الف)** سطح مقطع کل عضو ($A_g$) برابر با مجموع سطح مقطع اجزای تشکیل‌دهندهٔ آن و سطح مقطع هر جزء برابر با حاصل‌ضرب پهنای کل در ضخامت آن است. برای نیمرخ نبشی، پهنای کل عبارت است از مجموع پهناهای دو بال منهای ضخامت بال.

**ب)** سطح مقطع خالص عضو ($A_n$) برابر با مجموع حاصل‌ضرب‌های پهنای خالص اعضا در ضخامت مربوطه است. پهنای خالص عبارت است از پهنای کل منهای قطر سوراخ‌های عضو که به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱- عرض سوراخ پیچ باید به اندازهٔ دو میلی‌متر بزرگ‌تر از ابعاد اسمی سوراخ منظور شود. ابعاد اسمی سوراخ در بخش ۱۰-۲-۹ تعریف شده است.

۲- اگر سوراخ‌های متعددی به شکل زنجیره (به‌صورت قطری یا زیگزاگ) در مسیر مقطع بحرانی احتمالی قرار داشته باشند، برای محاسبهٔ پهنای خالص باید از پهنای کل موردبررسی، مجموع قطر سوراخ‌های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در زنجیره، یک‌مرتبه جملهٔ $s^2/4g$ را اضافه کرد که در آن، در زنجیرهٔ موردنظر:

$s$ = فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو سوراخ متوالی در امتداد طولی (راستای نیرو)

$g$ = فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو سوراخ متوالی در امتداد عرضی (راستای عمود بر امتداد نیرو)

**جدول ۱۰-۲-۳-۱: ضریب تأخیر برش ($U$) در محل اتصالات و وصله‌های اعضای کششی**

| حالت | شرح | ضریب تأخیر برش، $U$ | مثال‌های نمونه |
|---|---|---|---|
| ۱ | کلیهٔ اعضای کششی که در آن‌ها بار به‌وسیلهٔ پیچ، یا جوش مستقیماً به کلیهٔ اجزای مقطع منتقل گردد (به‌غیراز حالت‌های ۴، ۵ و ۶) | $U=1$ | |

### ۱۰-۲-۳-۳ سطح مقطع خالص مؤثر در محل اتصالات و وصله‌های اعضای کششی

در محل اتصالات و وصله‌های اعضای کششی، سطح مقطع خالص مؤثر به شرح زیر تعریف می‌شود:

$$A_e = UA_n \qquad (۱۰-۲-۳-۱)$$

در رابطهٔ فوق:

$A_n$= سطح مقطع خالص عضو (سطح مقطع کل منهای سطح مقطع سوراخ‌ها یا شکاف‌ها). اگر سوراخ‌های متعددی به شکل زنجیره (به‌صورت قطری یا زیگزاگ) در مسیر مقطع بحرانی احتمالی قرار داشته باشند، برای محاسبهٔ پهنای خالص باید از پهنای کل موردبررسی، مجموع قطر سوراخ‌های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در زنجیره، یک‌مرتبه جملهٔ $s^2/4g$ را اضافه کرد.

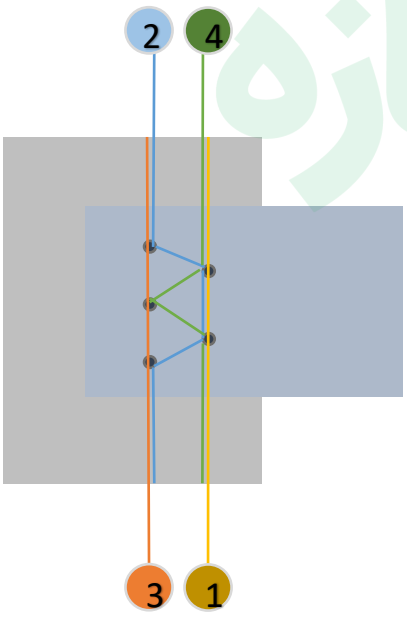
$A_e$= سطح مقطع خالص مؤثر عضو

$U$= ضریب تأخیر برش مطابق جدول ۱۰-۲-۳-۱.

جدول ۱۰-۲-۹-۶: ابعاد اسمی سوراخ پیچ برحسب میلی‌متر

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

$d_b$ = قطر اسمی پیچ



$$A_{n1} = 360 * 10 - (2 * 24 * 10) = 3120\ mm^2$$

$$A_{n2} = 360 * 10 - (4 * 24 * 10) + 2 * \frac{80^2}{4 * 60} * 10 = 3173\ mm^2$$

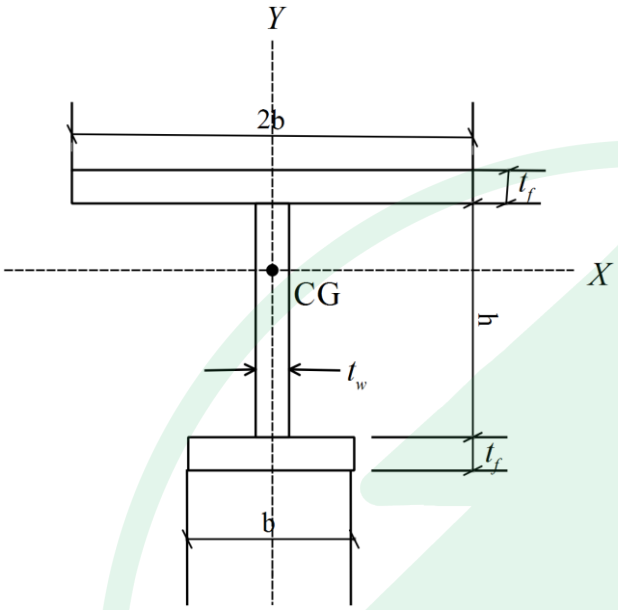
$$min = \quad A_e = A_n \qquad A_{n3} = \frac{360 * 10 - (3 * 24 * 10)}{\frac{3}{5}} = 4800\ mm^2$$

$$A_{n4} = 360 * 10 - (3 * 24 * 10) + 2 * \frac{80^2}{4 * 60} * 10 = 3413\ mm^2$$

$$d_h = d_n + 2mm = d_b + 2 + 2 = 20 + 2 + 2 = 24\ mm$$

پاسخ صحیح گزینه ۲ می‌باشد.

**٤٤- برای یک عضو فشاری از مقطع شکل زیر استفاده شده است. برای تعیین $F_{cr}$ این عضو کنترل کدام‌یک 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**

**٤) کمانش خمشی- پیچشی حول محورهای y و z**

**پاسخ سوال ۴۴)**

مطابق جدول ۱۰-۲-۴-۱ ردیف ۲ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

**جدول ۱۰-۲-۴-۱: حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف**

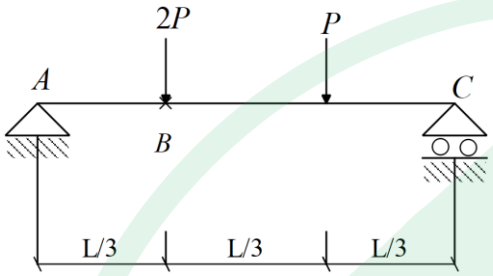
| حالت | نوع مقطع | شکل مقطع | حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی برای مقاطع بدون اجزای لاغر | بند مربوطه | حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی برای مقاطع دارای اجزای لاغر | بند مربوطه |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ۱ | مقاطع I شکل دارای دو محور تقارن | | - کمانش خمشی حول هر یک از محورهای اصلی مقطع<br>- کمانش پیچشی حول محور طولی عضو | ۱۰-۲-۴-۳<br>۱۰-۲-۴-۴ | - کمانش موضعی<br>- کمانش خمشی حول هر یک از محورهای اصلی مقطع<br>- کمانش پیچشی حول محور طولی عضو | ۱۰-۲-۴-۷ |
| ۲ | مقاطع I شکل با یک محور تقارن و مقاطع ناودانی | | - کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع<br>- کمانش خمشی-پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو | ۱۰-۲-۴-۳<br>۱۰-۲-۴-۴ | - کمانش موضعی<br>- کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع<br>- کمانش خمشی-پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو | ۱۰-۲-۴-۷ |

مقطع I شکل با یک محور تقارن می باشد بنابراین :

کمانش خمشی حول محور x - و کمانش خمشی-پیچشی حول محور y و z

بنابراین گزینه ۴ صحیح می باشد.

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




**۱) 1.4**

**۲) 1.1**

**۳) 1.3**

**۴) 1.2**

**پاسخ سوال ۴۵)**

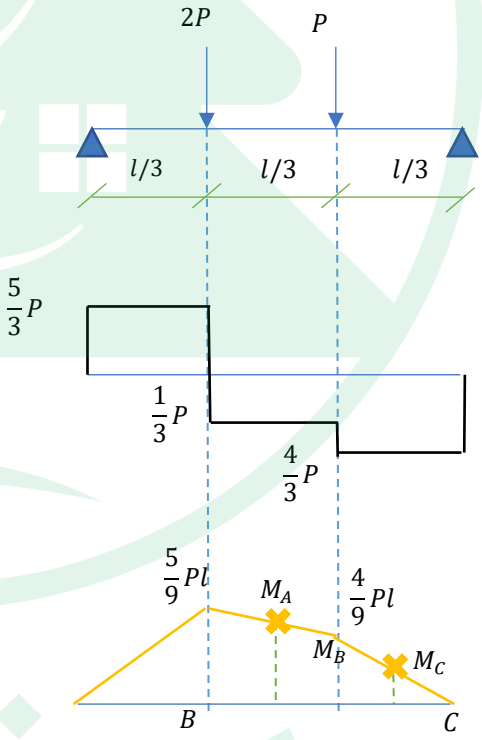
مطابق بند ۱۰-۲-۵-۱-۳ و رابطه ۱۰-۲-۵-۱ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

$$\sum Fy = 0 \rightarrow R_A + R_C = 2 * P + P = 3P$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_C * l - P * \frac{2l}{3} - P * \frac{l}{3} = 0$$

$$\rightarrow R_C = \frac{4P}{3}$$

$$\rightarrow R_A = \frac{5P}{3}$$




$$M_{max} = \frac{5}{9}Pl$$

$$M_A = \frac{1}{2}Pl$$

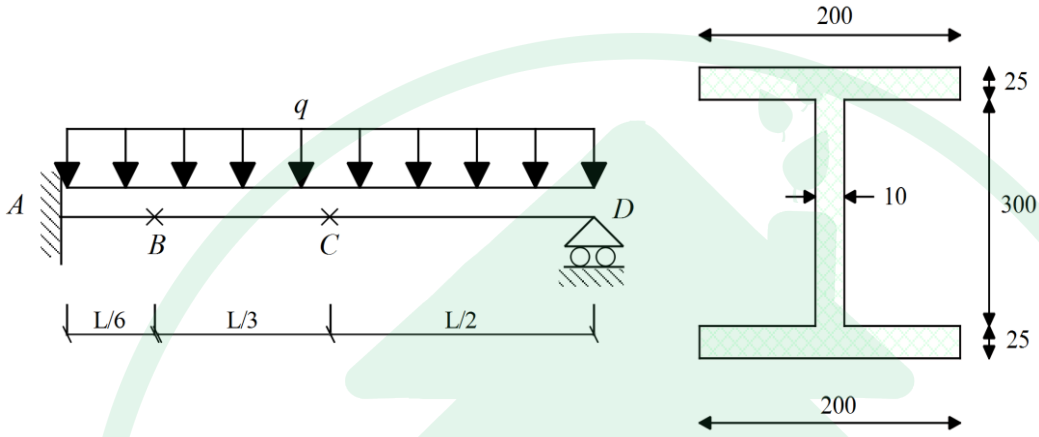
$$M_B = \frac{4}{9}Pl$$

$$M_c = \frac{2}{9}Pl$$

$$C_b = \frac{12.5 * (\frac{5}{9})}{2.5 * (\frac{5}{9}) + 3 * (\frac{1}{2}) + 4 * (\frac{4}{9}) + 3 * (\frac{2}{9})} = 1.3$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح می‌باشد.

**٤٦- 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 کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر و $F_y = 240MPa$ است.**




۱) $2.57m$

۲) $5.15m$

۳) $4.53m$

٤) $6.67m$

**پاسخ سوال ۴۶)**

مطابق بند ۱۰-۲-۵-۲ مورد ب – مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

**ب) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی**

ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن کمانش جانبی-پیچشی نیست.

$L_b$ = فاصلهٔ بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییرمکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کل مقطع جلوگیری شده است. در این بخش برای اختصار و سادگی، فاصلهٔ بین دو تکیه‌گاه جانبی متوالی به‌عنوان طول مهارنشدهٔ عضو نامیده می‌شود.

$L_p$ = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک را مشخص می‌کند.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۶-۵-۲-۱۰)$$

در صورت برقرار بودن حالت ب –۱ نیازی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی نیست

بر اساس بزرگترین فاصله تکیه گاه ها در طول تیر مد نظر است بنابراین:

$$L_b = \frac{L}{2} \le L_p$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 50.656\ mm$$

$$\begin{cases} I_y = \dfrac{2 * 25 * 200^3}{12} + \dfrac{300 * 10^3}{12} = 33358.34 * 10^3 mm^4 \\ 2 * 200 * 25 + 300 * 10 = 13000\ mm^2 \end{cases}$$

$$\rightarrow L_P = 1.76 * 50.656 * \sqrt{\frac{2 * 10^5}{240}} = 2573\ mm$$

$$\frac{L}{2} \leq 2573 \quad \rightarrow L \leq 5147\ mm$$

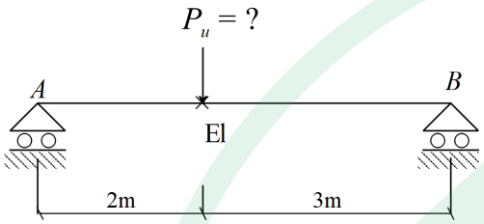
بنابراین نزدیک‌ترین گزینه با پاسخ گزینه ۲ می‌باشد.

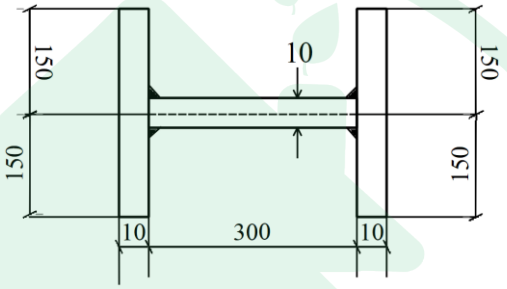
سبزسازه

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

$F_y = 240\ MPa$ و $E = 2 \times 10^5\ MPa$

۱) 82.4 kN
۲) 109.8 kN
۳) 86.8 kN
۴) 72.3 kN



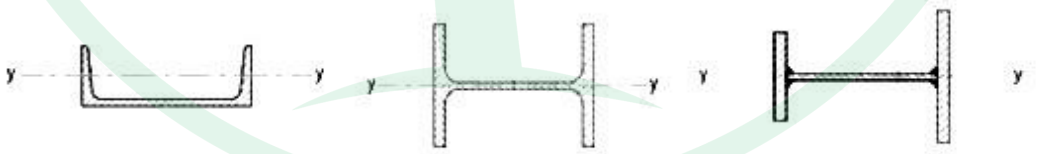

مقطع تیر

**پاسخ سوال ۴۷)**

مطابق بند ۱۰-۲-۵-۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

**۱۰-۲-۵-۶ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف**

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی که تحت اثر خمش حول محور ضعیف قرار دارند.




بال‌ها فشرده، غیرفشرده یا لاغر

مقاومت خمشی اسمی ($M_n$) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت حدی تسلیم و کمانش موضعی بال در نظر گرفته شود.

**الف) تسلیم**

$$M_n = M_p = F_y Z_y \le 1.6 F_y S_y \qquad (۱۰-۵-۲-۴۴)$$

که در آن:

$F_y$= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

$S_y$= اساس مقطع الاستیک حول محور ضعیف (محور $y$) نسبت به دورترین تار

$Z_y$= اساس مقطع پلاستیک حول محور ضعیف (محور $y$)

**ب) کمانش موضعی بال**

**ب-۱)** برای مقاطع با بال‌های فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال نیست.

**ب-۲)** برای مقاطع با بال‌های غیرفشرده:

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7F_yS_y\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad (۴۵-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

$S_y$ = اساس مقطع الاستیک حول محور ضعیف (محور $y$) نسبت به دورترین تار

$\lambda_f = \frac{b}{t_f}$

$\lambda_p = \lambda_{pf}$ = حد لاغری بال فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

$\lambda_r = \lambda_{rf}$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

$t_f$ = ضخامت بال مقطع

$b$ = برای مقطع I شکل برابر با نصف پهنای بال، برای مقطع ناودانی برابر با پهنای بال

الف) حالت حدی تسلیم:

$$M_{n1} = M_{py} \leq 1.6\, S_y f_y$$

$$Z_y = 4 * 150 * 10 * 75 + 2 * 300 * 5 * 2.5 = 457500\ mm^3$$

$$S_y = \frac{I_y}{C} = \frac{45025*10^3}{150} = 300166.7\ mm^3$$

$$I_y = \frac{2*10*300^3}{12} + \frac{300*10^3}{12} = 45025 * 10^3$$

$$M_{n1} = 457500\ * 240 = 109.8 * 10^6\ N.mm \leq 1.6\ * 300166.7 * 240 = 115.26 * 10^6\ N.mm\ OK$$

ب) حالت حدی کمانش موضعی بال:

$$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.96$$

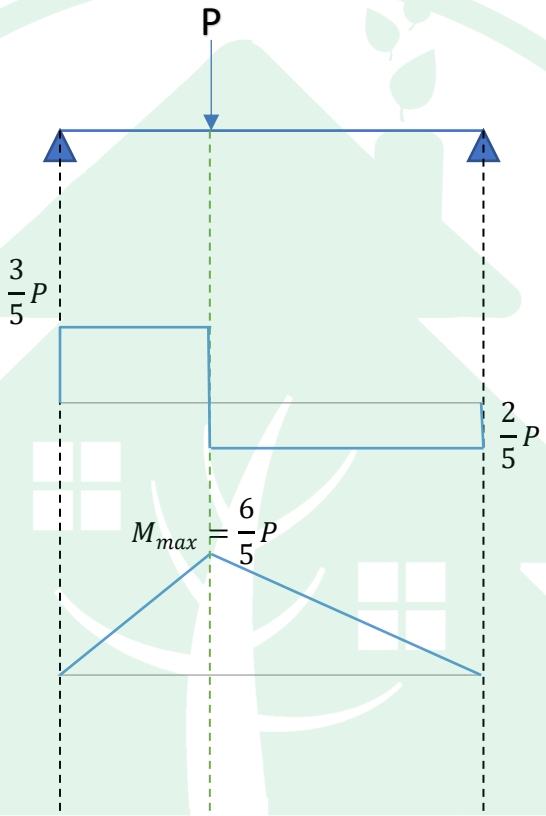
$$\lambda_{rf} = 1 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28.86$$

$$\lambda_f = \frac{300}{2*10} = 15$$

$$M_{n2} = (M_{py} - \left(M_{py} - 0.7 * S_y * f_y\right) * \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) = 96.4 * 10^6\ N.mm$$

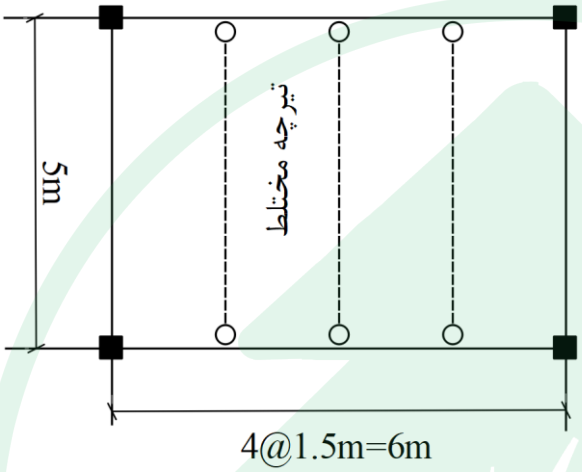
$$M_n = min(M_{n1}\ ,\ M_{n2}) = 96.4 * 10^6\ N.mm$$

$$M_u = \frac{6}{5}P \leq 0.9 * 96.4 \ \rightarrow P\ \leq 72.3\ kN$$




بنابراین نزدیک‌ترین گزینه با پاسخ گزینه ۴ می‌باشد.

**۴۸- مطابق شکل زیر برای پوشش یک سقف با بار سنگین از تیرچه‌های مختلط IPE400 و با دال تخت به ضخامت 100 mm از ناودانی UNP60 به طول 100 mm به‌عنوان برشگیر استفاده شده است. برای تامین عملکرد مختلط کامل این تیرچه‌ها، در کل طول هر یک از تیرچه‌ها باید حداقل چند عدد از این ناودانی‌ها تعبیه شود؟ بتن از رده C25، فولاد تیرآهن با $F_y$=360 MPa و جرم مخصوص بتن 2500 kg/m³ است. در پلان توزیع بارهای مرده و زنده یکنواخت فرض شود.**




۱) 24 عدد
۲) 12 عدد
۳) 30 عدد
٤) 15 عدد

**پاسخ سوال ۴۸)**

مطابق بند ۱۰-۲-۸-۸ ب و ت و۱۰-۲-۸-۳-۳ ت ۱ و ۱۰-۲-۸-۳-۱ و تعریف مدول الاستیسیته بتن در بند ۱۰-۲-۸-۲-۱- ب مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

**۱۰-۲-۸-۳-۱ پهنای مؤثر و حداقل ضخامت دال بتنی**

**الف) پهنای مؤثر**

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

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

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

۳- فاصلهٔ محور تیر تا لبهٔ آزاد دال بتنی برای تیرهای مختلط کناری

**ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ کلاهک‌دار**

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

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

که در آن:

$A_{sa}$= سطح مقطع گل‌میخ

$E_c$= مدول الاستیسیتهٔ بتن

$f'_c$= تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

$F_u$= تنش کششی نهایی مصالح گل‌میخ

**ت-۱) در نواحی لنگر خمشی مثبت**

برش افقی موردنیاز کل ($V_h$) بین تیر فولادی و دال بتنی در فاصلهٔ نقطهٔ حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطهٔ لنگر خمشی صفر در حالت عملکرد مختلط کامل باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

۱- خردشدگی بتن مطابق رابطهٔ زیر:

$$V_h = 0.85f'_c A_c \qquad (۲۰-۸-۲-۱۰)$$

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطهٔ زیر:

$$V_h = F_y A_s \qquad (۲۱-۸-۲-۱۰)$$

**ت) تعداد برشگیرهای موردنیاز**

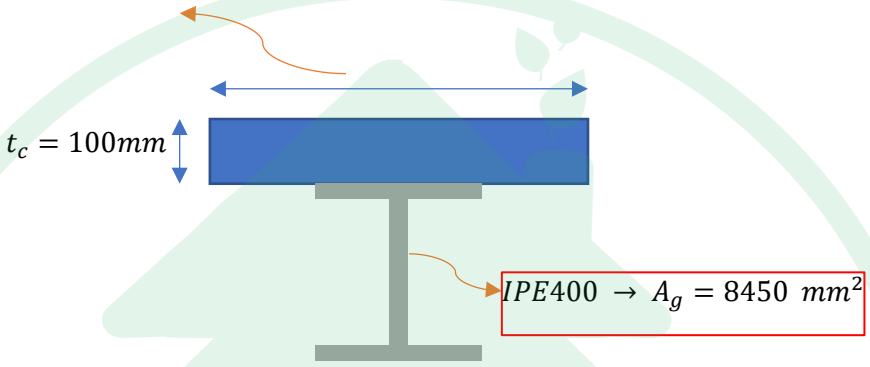
تعداد برشگیرهای موردنیاز در حدفاصل مقطع با لنگر خمشی حداکثر مثبت یا منفی و مقطع مجاور با لنگر صفر، از تقسیم برش افقی به‌دست‌آمده از رابطهٔ بندهای ۱۰-۲-۸-۳-۳-ت-۱ و ۱۰-۲-۸-۳-۳-ت-۲ بر مقاومت برشی اسمی یک برشگیر به‌دست‌آمده از روابط ۱۰-۲-۸-۳۶ یا ۱۰-۲-۸-۳۷ (حسب مورد) محاسبه می‌گردد. در حدفاصل یک بار متمرکز و نقطهٔ مجاور با لنگر خمشی صفر باید به تعداد کافی برشگیر تعبیه شود تا ظرفیت خمشی لازم برای تحمل خمش حداکثر در محل بار متمرکز فراهم گردد.

$E_c$= مدول الاستیسیتهٔ بتن. در این بخش می‌توان از رابطهٔ $E_c = 0.043 w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ محاسبه نمود که در آن $w_c$ جرم مخصوص بتن برحسب کیلوگرم بر مترمکعب، $f'_c$ مقاومت مشخصهٔ فشاری نمونهٔ استوانه‌ای بتن برحسب مگاپاسکال و $E_c$ برحسب مگاپاسکال است.

عرض موثر دال بتنی:

مقاومت برشی مورد نیاز:

$$\frac{b_e}{2} = min\left\{\frac{1500\ mm}{2}, \frac{5000}{8}\right\} = 625\ mm \quad \rightarrow b_e = 1250\ mm$$




$$V_{hu} = min\begin{cases} 0.85\ fc * Ac = 0.85 * 25 * 1250 * 100 = 2656.25\ kN \\ fy * As = 360 * 8450 = 3042\ kN \end{cases}$$

مقاومت برشی اسمی برشگیرها:

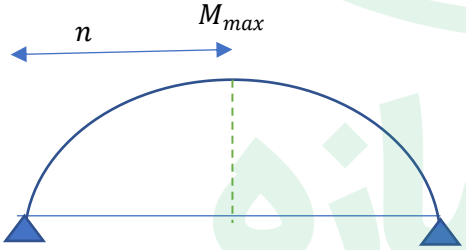
$$Q_n = 0.3(tf + 0.5tw)La * \sqrt{f_c * E_c} = 0.3 * (6 + 0.5 * 6) * 100 * \sqrt{25 * 26875} = 221313\ N$$

$$UNP60 \quad \rightarrow tw = tf = 6\ mm$$

$$E_c = 0.043 * wc^{1.5} * \sqrt{f_c} \rightarrow E_c = 0.043 * 2500^{1.5} * \sqrt{25} = 26875\ mpa$$

مطابق بند ۱۰-۲-۸-۲-۱

مطابق مورد ت بند ۱۰-۲-۸-۲-۸ تعداد برشگیر ها در هر یک از طریق نقطه لنگر ماکزیمم تا نقطه لنگر صفر بدست می آید و سپس این تعداد دو برابر می شود تا در کل طول تیر بدست آید:




$$n \geq \frac{V_{hu}}{Q_n} = \frac{2656.25}{221.313} = 12 \quad \rightarrow 12 * 2 = 24 \text{ عدد}$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۱ می‌باشد.

**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 موردنیاز برابر $f_{uv} = f_{ut} = \alpha F_u$ است که در آن $F_u$ تنش کششی نهایی مصالح پیچ است. حداکثر مقدار ضریب $\alpha$ برای آنکه در پیچ‌ها لزومی به درنظر گرفتن اندرکنش کشش و برش نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ پیچ‌ها پرمقاومت هستند و سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد. (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است.)**

**۱) 0.12**
**۲) 0.10**
**۳) 0.23**
**۴) 0.17**

**پاسخ سوال ۴۹)**

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-۴ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

در مواردی که تنش کششی یا برشی مورد نیاز کمتر از ۳۰ درصد تنش طراحی متناظر باشد یعنی:

$$f_{uv} < 0.3\varphi F_{nv} \quad \text{یا} \quad f_{ut} < 0.3\varphi F_{nt}$$

نیازی به در نظر گرفتن اندرکنش نیست.

مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۹ $\quad F_{nv} = 0.45 * F_u \quad , \quad F_{nt} = 0.75 * F_u$

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-۳ $\quad \varphi = 0.75$

ازطرفی مطابق صورت سوال:

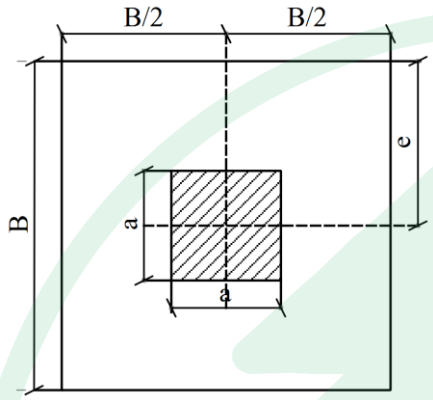
$$f_{ut} = f_{uv} = \alpha F_u \rightarrow \begin{cases} f_{nv} < 0.3\varphi F_{nv} \rightarrow \alpha F_u < 0.3 * 0.75 * 0.45 * F_u \cong 0.1 \\ f_{nt} < 0.3\varphi F_{nt} \rightarrow \alpha F_u < 0.3 * 0.75 * 0.75 * F_u \cong 0.17 \end{cases}$$

مطابق آیین‌نامه چون کافی است یکی از موارد ۱ یا ۲ برقرار باشد تا اندرکنش را درنظر نگیریم و از طرفی صورت سوال ماکزیمم $\alpha$ میخواهد، بنابراین:

$$\alpha = max\{0.1 \ , 0.17\} = 0.17$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۴ می‌باشد.

**۵۰- مطابق شکل زیر 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 آن که مقاومت اتکایی طراحی بین ورق کف ستون و شالوده از $0.65 f'_c * a^2$ کمتر نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ $f'_c$ مقاومت مشخصه فشاری بتن بر روی نمونه استوانه‌ای استاندارد است. همچنین فرض نمایید $h > 2a$ و $B > 2a$ است. (طراحی به روش LRFD مد نظر است.)**




۱) $\frac{2a}{0.85 \times 0.65}$

۲) $\frac{a}{0.85 \times 0.65}$

۳) $\frac{a}{1.7}$

۴) $\frac{0.15a}{\sqrt{1.7}}$

**پاسخ سوال ۵۰)**

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۸ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

$$\emptyset = 0.65$$

$$\rightarrow \emptyset P_P \geq f_c * a^2 \emptyset \geq 0.65 * f_c * a^2$$

$$P_P = 0.85 * f_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 * f_c * A_1$$

$$0.65 * 0.85 * f_c * a^2 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq 0.65 * f_c * a^2$$

$$\rightarrow 0.85 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1 \rightarrow \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1.176 \quad \rightarrow A_1 = a^2$$

مطابق خواسته سوال:

$$A_2 = (2e)^2 \rightarrow \sqrt{\frac{4e^2}{a^2}} \geq 1.176$$

$$\frac{2e}{a} \geq 1.176 \rightarrow e \geq 0.588\, a \approx \frac{a}{1.7}$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۳ می‌باشد.

**۵۱- در یک قاب مهاربندی‌شده واگرا فرض کنید براساس ترکیبات بار متعارف در تیر پیوند Iشکل، $p_u = 0,5F_yA_g$ و $V_u = 0,4F_yA_{lw}$ به‌دست آمده است. حداکثر طول قابل قبول تیر پیوند به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟(طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است.)**

**$V_u$= مقاومت برشی موردنیاز تیر پیوند**
**$A_{lw}$= مساحت جان مقطع تیر پیوند**
**$P_u$= مقاومت محوری موردنیاز تیر پیوند**
**$V_y$= مقاومت تسلیم برشی مقطع تیر پیوند**
**$A_g$= سطح مقطع کلی مقطع تیر پیوند**
**$M_p$= لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند**

**۱) $1.48\ \frac{M_p}{V_p}$**
**۲) $1.6\ \frac{M_p}{V_p}$**
**۳) $2.0\ \frac{M_p}{V_p}$**
**۴) محدودیتی برای طول تیر پیوند وجود ندارد.**

**پاسخ سوال ۵۱)**

مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲ مورد پ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

$$P_y = f_y * A_g$$

$$P_u = 0.5 * f_y * A_g$$

$$V_y = 0.6 * f_y * A_{lw}$$

$$V_u = 0.4 * f_y * A_{lw}$$

$\frac{\alpha_s P_r}{P_y} = \frac{1*0.5*f_y*A_g}{f_y*A_g} = 0.5 > 0.15$ → طول تیر پیوند محدودیت دارد

$$\rho' = \frac{\frac{P_r}{P_y}}{\frac{V_r}{V_y}} = \frac{\frac{0.5*f_y*A_g}{f_y*A_g}}{\frac{0.4*f_y*A_{lw}}{0.6*f_y*A_{lw}}} = 0.75 \geq 0.5 \rightarrow \ e \leq \frac{1.6\ M_p}{V_p} * (1.15 - 0.3 * \rho')$$

$$e = \frac{1.48\ M_p}{V_p}$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۱ می‌باشد.

**۵۲- کدام‌یک از اتصالات پیش‌تاییدشده 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 مورداستفاده قرار می‌گیرند.**

۱) WUF-W
۲) BFP
۳) RBS
٤) BUEEP

**پاسخ سوال ۵۲)**

گزینه ۱: مطابق بند ۱۰-۳-۷-۶-۱ مورد ۷ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱، نسبت دهانه آزاد به عمق: $\frac{L_n}{d} \geq 7$

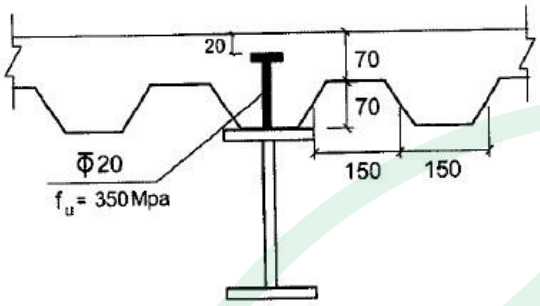
گزینه ۲: مطابق بند ۱۰-۳-۷-۴-۱ مورد ۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱، نسبت دهانه آزاد به عمق: $\frac{L_n}{d} \geq 9$

گزینه ۳: مطابق بند ۱۰-۳-۷-۲-۱ مورد ۴ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱، نسبت دهانه آزاد به عمق: $\frac{L_n}{d} \geq 7$

گزینه ۴: مطابق بند ۱۰-۳-۷-۳-۱ مورد ۱ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱، نسبت دهانه آزاد به عمق: $\frac{L_n}{d} \geq 7$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۲ می‌باشد.

**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 C30 است. ($w_c = 2400\ kg/m^3$)**




۱) 20% کاهش می‌یابد.
۲) تغییری نمی‌کند.
۳) 10% کاهش می‌یابد.
٤) 20% افزایش می‌یابد.

**پاسخ سوال ۵۳)**

مطابق بند ۱۰-۲-۸-۸ ب و جدول ۱۰-۲-۸-۴ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

$$Q_{n1} = 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f_c * E_c} \leq R_g * R_p * A_{sa} * F_u$$

$$Q_{n1} = 0.5 * 314 * \sqrt{30 * 27691} = 143096.7\ mpa \leq 1 * 0.75 * 314 * 350 = 82425\ mpa$$ not ok

$$E_c = 0.043 * 2400^{1.5} * \sqrt{30} = 27691\ mpa$$

$$A_{sa} = \frac{\pi * 20^2}{4} = 314 mm^2$$

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

$R_p = 0.75$
$R_g = 1$

$$Q_{n2} = 0.5 * 314 * \sqrt{30 * 27691} = 143096.7\ mpa \leq 1 * 0.6 * 314 * 350 = 65940\ mpa$$ not ok

$R_g = 1$

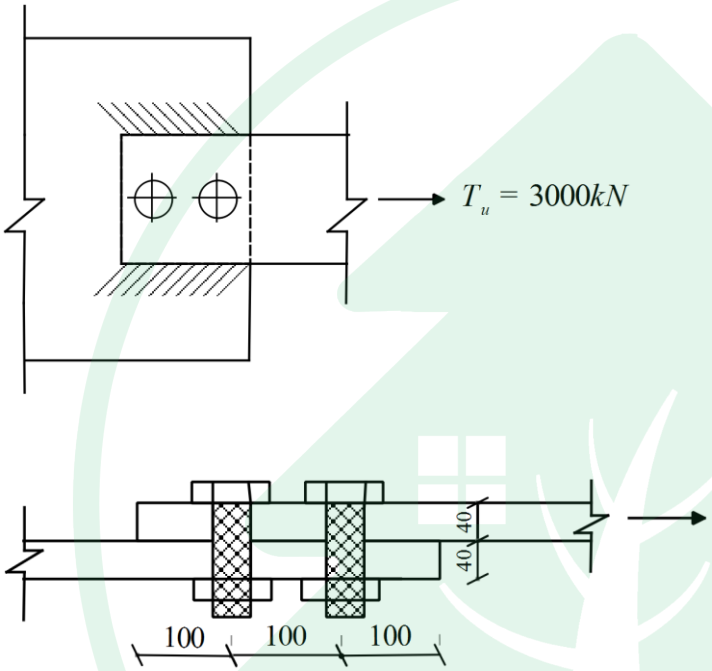
$R_p = 0.6$

$$\frac{82425 - 65940}{82425} * 100\ \% = 20\%$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۱ می‌باشد.

**٥٤- برای اتصال عضو کششی شکل زیر از ترکیب جوش گوشه و اتصال لغزش بحرانی با پیچ پرمقاومت استفاده شده است. مقاومت تامین‌شده به روش LRFD توسط جوش $(\phi R_n)$، حداقل چقدر باید باشد؟ فرض نمایید وضعیت سطحی اتصال پیچی از نوع کلاس B است. همچنین تنش تسلیم فولاد ورق‌های فولادی برابر $235mpa$ بوده و سوراخ‌ها از نوع استاندارد و پیچ‌ها به قطر 20 میلی‌متر و از نوع 10.9 طبق استاندارد ISO بوده و در شکل ابعاد به میلی‌متر است. (پیچ ها به روش چرخاندن اضافی مهره ها پیش تنیده شده اند.)**

**۱) 88 kN**
**۲) 98 kN**
**۳) 150 kN**
**٤) 194 kN**




**پاسخ سوال ۵۴)**

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱-۶ و جدول ۱۰-۱-۵ و بند ۱۰-۲-۹-۳-۵ و جدول ۱۰-۲-۹-۵ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

**۱۰-۲-۹-۱-۶ ترکیب پیچ و جوش**

به‌طورکلی وقتی در یک اتصال از ترکیب جوش و پیچ استفاده می‌شود پیچ را نمی‌توان در تحمل بار با جوش سهیم دانست. اما در صورت رعایت شرایط زیر، در تعیین مقاومت موجود اتصال متشکل از پیچ‌های پرمقاومت و جوش‌های گوشهٔ طولی، مقاومت اسمی آن را می‌توان برابر مجموع مقاومت لغزشی اسمی پیچ‌ها و مقاومت اسمی جوش‌های گوشهٔ طولی در نظر گرفت:

**الف)** پیچ‌ها از نوع پرمقاومت بوده و به‌صورت لغزش بحرانی طراحی شده باشند.

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

**پ)** اگر پیچ‌های پرمقاومت با استفاده از روش چرخاندن اضافی مهره‌ها مطابق الزامات فصل ۱۰-۴ پیش‌تنیده شوند، مقاومت موجود جوش‌های گوشه طولی از 50 درصد مقاومت موردنیاز اتصال کمتر نباشد.

**ت)** اگر پیچ‌های پرمقاومت با استفاده از هر روشی به‌جز روش چرخاندن اضافی مهره‌ها مطابق الزامات فصل ۱۰-۴ پیش‌تنیده شوند، مقاومت موجود جوش‌های گوشه طولی از 70 درصد مقاومت موردنیاز اتصال کمتر نباشد.

**ث)** مقاومت موجود پیچ‌های پرمقاومت از 33 درصد مقاومت موردنیاز اتصال کمتر نباشد.

جدول ۱۰-۱-۵: مشخصات مکانیکی پیچ‌ها*

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

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

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

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

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

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

$\phi = 1.0$ (LRFD) و $\Omega = 1.50$ (ASD)

- برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با راستای نیرو

$\phi = 0.85$ (LRFD) و $\Omega = 1.76$ (ASD)

- برای سوراخ‌های لوبیایی بلند

$\phi = 0.70$ (LRFD) و $\Omega = 2.14$ (ASD)

$\mu$= ضریب اصطکاک به شرح زیر:

- برای وضعیت سطحی کلاس A: $\mu$=0.3

این وضعیت سطحی باید دارای یکی از شرایط زیر باشد:

۱- سطح تمیزشدهٔ فلس‌دار حداقل با درجهٔ St 2 مطابق فصل ۱۰-۴ و رنگ‌نشدهٔ کاملاً محافظت‌شده

۲- سطح تمیزشده و ماسه‌پاشی‌شدهٔ فلس‌دار حداقل با درجهٔ Sa 1 مطابق فصل ۱۰-۴ با پوشش تاییدشدهٔ این کلاس مطابق استانداردهای معتبر

۳- سطح گالوانیزه‌شده به روش حوضچهٔ داغ و زبرشده

- برای وضعیت سطحی کلاس B: $\mu$=0.5

این وضعیت سطحی باید دارای یکی از شرایط زیر باشد:

۱- سطح تمیزشده و ماسه‌پاشی‌شده حداقل با درجهٔ Sa 2.5 مطابق فصل ۱۰-۴ و رنگ‌نشدهٔ کاملاً محافظت‌شده

۲- سطح تمیزشده و ماسه‌پاشی‌شده حداقل با درجهٔ Sa 2.5 با پوشش تاییدشدهٔ این کلاس مطابق استانداردهای معتبر

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

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

- در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 1
- در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 1
- در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 0.85

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

$n_s$ = تعداد صفحات لغزش

**جدول ۱۰-۲-۹-۵: حداقل نیروی پیش‌تنیدگی ($T_b$) در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی**

| فطر اسمی پیچ (برحسب میلی‌متر) | پیچ‌های نوع A325 مطابق استاندارد ASTM و 8.8 مطابق استانداردهای EN و ISIRI | پیچ‌های نوع A490 مطابق استاندارد ASTM و 10.9 مطابق استانداردهای EN و ISIRI |
|---|---|---|
| M16 | 91 kN | 114 kN |
| M20 | 142 kN | 179 kN |
| M22 | 176 kN | 221 kN |
| M24 | 205 kN | 257 kN |
| M27 | 267 kN | 334 kN |
| M30 | 326 kN | 408 kN |
| M36 | 475 kN | 595 kN |

بر اساس مقاومت لغزش بحرانی:

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

$$\emptyset R_{nv} = 1 * 0.5 * 1.13 * 1 * (179) * 1 * 2 = 202.27\ kN$$

$$\emptyset R_{nv} \geq 0.33 * R_{uv} = 0.33 * 300 = 100\ kN$$

$$\rightarrow \emptyset R_{nv} = max\begin{Bmatrix}202.27\\100\end{Bmatrix} = 202.27\ kN$$

بنابراین دو خط جوش باید برای تفاضل نیروی کششی و مقاومت پیچ‌ها طراحی شوند:

$$\emptyset R_n = T_n - \emptyset R_{nv} = 300 - 202.27 \ = 97.73\ kN$$

از طرفی در صورت استفاده از روش چرخاندن اضافی، مقاومت جوش باید حداقل نصف مقاومت مورد نیاز اتصال باشد:

$$\emptyset R_n \geq 0.5 * 300 = 150kN$$

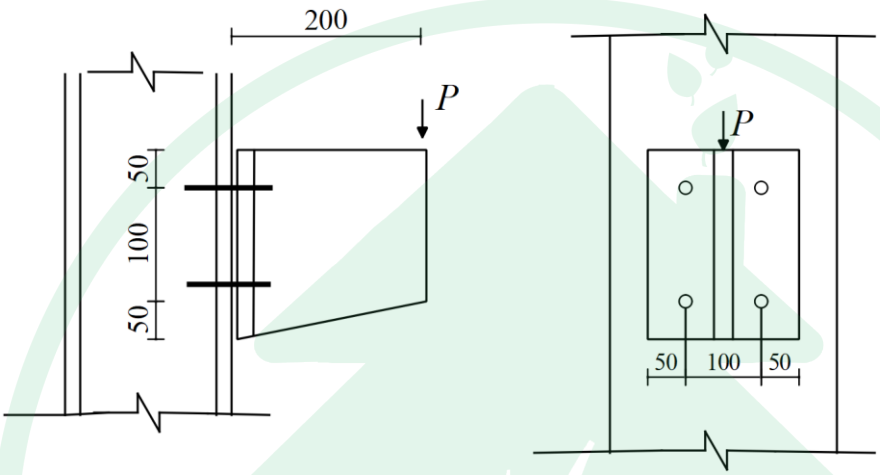
در مجموع:

$$\emptyset R_n \geq max\begin{Bmatrix}97.73\\150\end{Bmatrix} = 150kN$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۳ می‌باشد.

سبزسازه

**۵۵- در اتصال پیچی شکل زیر که از نوع اتکایی است، سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد. در صورتی که پیچ‌های پرمقاومت از نوع 8.8 و M20 بوده و نسبت تنش کششی موردنیاز به تنش کششی اسمی آن‌ها برابر 0.45 و نسبت تنش برشی موردنیاز به تنش برشی اسمی بیش از 0.25 باشد، آن‌گاه مقدار مجموع مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.(طراحی به روش *LRFD* مد نظر است.)**




۱) 240 kN
۲) 300 kN
۳) 340 kN
٤) 200 kN

**پاسخ سوال ۵۵)**

مطابق جدول ۱۰-۱-۵ و بند ۱۰-۲-۹-۳-۴ و جدول ۱۰-۲-۹-۹ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

جدول ۱۰-۱-۵: مشخصات مکانیکی پیچ‌ها*

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

**۱۰-۲-۹-۳-۴ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده**

در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده، در مواردی که تنش کششی یا برشی موردنیاز کمتر از 30 درصد تنش موجود متناظر باشد، لزومی به در نظر گرفتن اثر مشترک کشش و برش نیست. در غیر این صورت مقاومت کششی و برشی اسمی پیچ‌ها ناشی از اثر توأم کشش و برش باید براساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی و نیز مقادیر ضرایب $\phi$ و $\Omega$ به شرح زیر تعیین شوند:

$$R_{nt}=F'_{nt}A_b \quad و \quad R_{nv}=F'_{nv}A_b \qquad (۱۰-۲-۹-۹)$$

$$\Omega = 2.0 \ (ASD) \quad و \quad \phi = 0.75 \ (LRFD)$$

$$F'_{nt}=F_{nt}\left[1.3-\frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}}\right] \quad و \quad F'_{nv}=F_{nv}\left[1.3-\frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}}\right] \quad (LRFD) \qquad (۱۰-۲-۹-۱۰-الف)$$

$$F'_{nt}=F_{nt}\left[1.3-\frac{\Omega f_{av}}{F_{nv}}\right] \quad و \quad F'_{nv}=F_{nv}\left[1.3-\frac{\Omega f_{at}}{F_{nt}}\right] \quad (ASD) \qquad (۱۰-۲-۹-۱۰-ب)$$

$F'_{nt}$= مقاومت کششی اصلاح‌شده شامل آثار تنش برشی

$F'_{nv}$= مقاومت برشی اصلاح‌شده شامل آثار تنش کششی

$F_{nt}$ = مقاومت کششی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۹

$F_{nv}$ = مقاومت برشی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۹

$f_{ut}$ = تنش کششی موردنیاز در طراحی به روش LRFD

**جدول ۱۰-۲-۹-۹: تنش اسمی پیچ و میله‌های دندانه‌شده**

| نوع وسیله اتصال | تنش کششی اسمی [۱] ($F_{nt}$) | تنش برشی اسمی ($F_{nv}$) در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده [۲] |
|---|---|---|
| پیچ‌های معمولی در حالتی که سطح برش در داخل یا خارج ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد | $0.75F_u$ [۳] | $0.45F_u$ [۴] |
| پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش در داخل ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد | $0.75F_u$ | $0.45F_u$ [۴] |
| پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش خارج ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد | $0.75F_u$ | $0.55F_u$ [۴] |

توجه: اتصال مورد نظر تحت اثر برش خالص ناشی از حضور بار محوری در جهت ثقل و تحت لنگرخمشی ناشی از برون محوری اعمال بار تا مرکز سطح پیچ‌هاست که باعث کشش در پیچ‌های فوقانی می‌شود.

ابتدا با توجه به همین بند ضرورت در نظر گرفتن اندرکنش کشش و برش را کنترل می‌کنیم:

$$\frac{f_{ut}}{f_{nt}} = 0.45 \quad \rightarrow f_{ut} = 0.45 * f_{nt} \geq 0.3 * \emptyset * f_{nt} = 0.225 f_{nt}$$

$$\frac{f_{uv}}{f_{nv}} = 0.25 \quad \rightarrow f_{uv} = 0.25 * f_{nt} \geq 0.3 * \emptyset * f_{nt} = 0.225 f_{nt}$$

$$\emptyset = 0.75$$

بنابراین در نظر گرفتن اثر اندرکنش الزامی است:

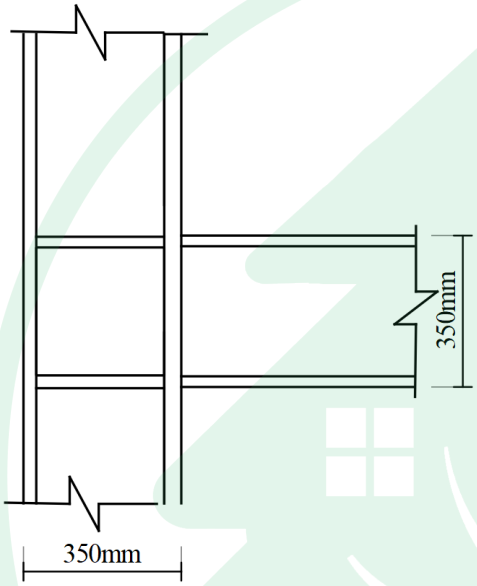
$$f_{nv}^{"} = f_{nv} * (1.3 - \frac{f_{ut}}{\emptyset f_{nt}}) \rightarrow f_{nv}^{"} = 0.45 * 800 * (1.3 - \frac{0.45}{0.75}) = 252\ mpa$$

$$\emptyset R_{nv}^{"} = \emptyset * f_{nv}^{"} * A_{nb} * n = 0.75 * 252 * \frac{\pi}{4} * 20^2 * 4 * 10^{-3} = 237.5 \cong 240\ kN$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۱ می‌باشد.

سبزسازه

**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 5 متر و بارهای ثقلی وارد بر آن (شامل وزن تیر) ناچیز و از آن صرف نظر شود. مقاطع تیر و ستون کاملا یکسان بوده و از ورق ساخته شده‌اند. حداکثر مقدار قابل قبول متوسط مقاومت فشاری موردنیاز ستون‌های بالا و پایین اتصال، حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدیدیافته برای آن که ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در این اتصال تامین شود، به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ از مشخصات مقطع $A_g = 121 \times 10^2\ mm^2$ و $f_y = 240\ MPa$ معلوم است. اتصال هر دو انتهای تیر گیردار است.(طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است.)**




۱) 300 kN
۲) 400 kN
۳) 500 kN
۴) 600 kN

**پاسخ سوال ۵۶)**

مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ و جدول ۱۰-۳-۲-۱ و بند ۱۰-۳-۷-۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

**جدول ۱۰-۳-۲-۱: مقادیر $R_y$ و $R_t$ فولاد و $R_c$ بتن**

| مقادیر $R_y$ و $R_t$ فولاد | | |
|---|---|---|
| نوع مصالح | $R_y$ | $R_t$ |
| مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده | 1.25 | 1.1 |
| سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی | 1.2 | 1.1 |
| مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها | 1.15 | 1.1 |
| میلگردها | 1.2 | 1.2 |

### ۱۰-۳-۳-۳-۶ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در قاب‌های خمشی ویژه، در کلیهٔ گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون یک قاب خمشی صفحه‌ای، رعایت رابطهٔ زیر الزامی است:

$$\frac{\sum M^{*}_{pc}}{\sum M^{*}_{pb}} > 1.0 \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۱)$$

که در آن:

$\sum M^{*}_{pc}$ = مجموع مقادیر اسمی مقاومت‌های خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال (شامل ماهیچه‌ها در صورت وجود) در امتداد موردنظر، که در محور تیر با در نظر گرفتن اثر نیروی محوری ستون محاسبه می‌شود. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطهٔ زیر در نظر گرفت:

$$\sum M^{*}_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_g P_r / A_g) \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۲)$$

$\sum M^{*}_{pb}$ = مجموع مقادیر لنگرهای خمشی مورد انتظار تیرها در گره اتصال نسبت به راستای موردنظر، که در محور ستون محاسبه می‌شود. این لنگرهای خمشی مطابق شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر ($E_{cl}$) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطهٔ زیر در نظر گرفت:

$$\sum M^{*}_{pb} = \sum (M_{pr} + \alpha_g M_v) \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۳)$$

در روابط فوق:

$Z_c$= اساس مقطع پلاستیک ستون

$A_g$= سطح مقطع ستون

$F_{yc}$= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

$P_r$= مقاومت محوری موردنیاز ستون حاصل از ترکیبات بارگذاری راستای موردنظر شامل زلزلهٔ تشدیدیافته

$M_{pr}$= حداکثر لنگر خمشی محتمل در محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر که باید برابر $M_{pr}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}$ در نظر گرفته شود.

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

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

$M_v$= لنگر خمشی اضافی تیر نسبت به محور ستون که ناشی از برش تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) روی تیر است.

$\alpha_s$ = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

## ۱۰-۳-۷-۶ اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

در این نوع اتصال گیردار، چرخش غیرالاستیک از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ای نزدیک به بر ستون تأمین می‌شود. نحوهٔ تسلیم در این نوع اتصال از طریق اعمال ضوابط خاص این بخش کنترل می‌شود. در این اتصال مقدار ضریب $C_{pr}$ که در طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید برابر 1.4 در نظر گرفته شود. این ضریب در

(۳) در این نوع اتصال $S_h$=0 در نظر گرفته می‌شود.

$$\frac{\sum M_{pc}^{*}}{\sum M_{pb}^{*}} \geq 1$$

$$Z_c = Z_b$$

$$\alpha_s = 1$$

ستون:

$$\sum M_{pc}^{*}=2 * Z_c * \left(f_y - \frac{\alpha_s * P_r}{A_g}\right) = 2 * Z_c * \left(240 - \frac{P_u}{12100}\right)$$

تیر:

بار ثقلی ناچیز می باشد در نتیجه در پارامتر $M_v$ فقط اثر برش ملحوظ می شود.

همچنین مقادیر لنگر باید نسبت به گره اتصال محاسبه شود.

$$\sum M_{pb}^{*}=M_{pr} + V_{pr} * \left(\text{sh} + \frac{dc}{2}\right) = M_{pr} * \left(1 + \frac{2}{Ln} * \frac{dc}{2}\right)$$

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * M_{pb} = C_{pr} * R_y * Z_b * f_y$$

$$V_{pr} = \frac{2 * M_{pr}}{Ln}$$

$$\sum M^*_{pb}=M^*_{pb} = C_{pr} * R_y * Z_b * f_y * \left(1 + \frac{dc}{Ln}\right) = 1.4 * 1.15 * Z_b * 240 * \left(1 + \frac{350}{5000}\right)$$

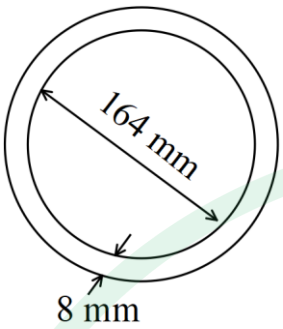
$$\sum M^*_{pC} \geq \sum M^*_{pb} \rightarrow 2 * Z_c * \left(240 - \frac{P_u}{12100}\right) \geq 1.4 * 1.15 * Z_b * 240 * \left(1 + \frac{350}{5000}\right)$$

$$P_u \leq 402.7\ kN$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۲ می‌باشد.

سبزسازه

**۵۷- مقاومت پیچشی طراحی یک عضو فولادی به طول 10 m با مقطع لوله‌ای مطابق شکل زیر به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ ($F_y = 360\ MPa$ طراحی به روش LRFD مد نظر است.)**




۱) 415 kN.m
۲) 375 kN.m
۳) 80 kN.m
۴) 72 kN.m

**پاسخ سوال ۵۷)**

مطابق بند ۱۰-۲-۷-۴-الف مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

$$T_n = F_{cr} * C$$

$$F_{cr} = max\left\{\frac{1.23*E}{\sqrt{\frac{L}{D}}*(\frac{D}{t})^{1.25}}\ ,\ \frac{0.6*E}{(\frac{D}{t})^{1.5}}\right\} \leq 0.6f_y = 0.6*360 = 216\ mpa$$

$$F_{cr} = max\left\{\frac{1.23*2*10^5}{\sqrt{\frac{10000}{180}}*(\frac{180}{8})^{1.25}} = 673.5\ ,\ \frac{0.6*2*10^5}{(\frac{180}{8})^{1.5}} = 1124\right\} \leq 216\ mpa \rightarrow F_{cr} = 216\ mpa$$

$$C = \frac{\pi*(D-t)^2*t}{2} = 371763.5$$

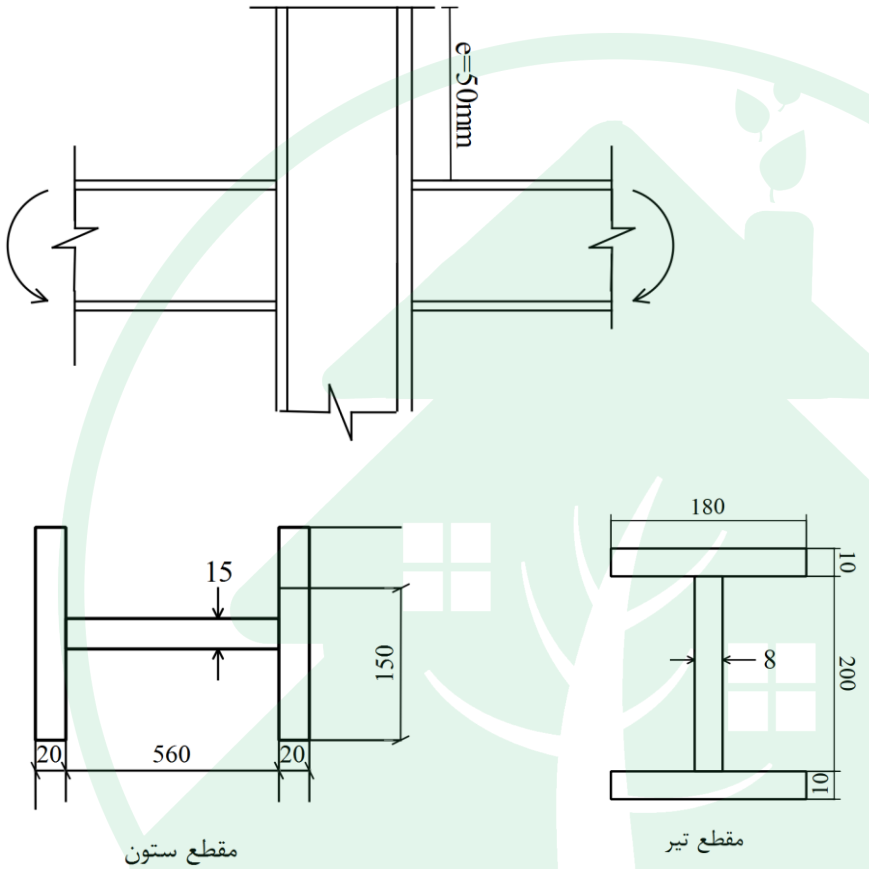
$$T_n = 216*371763.5 = 80.3\ kN$$

$$\emptyset T_n = 0.9*80.3 = 72.27 kN.m$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۴ می‌باشد.

**۵۸- در اتصال مستقیم و گیردار شکل زیر، مقاومت طراحی کمانش فشاری جان ستون در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر بوده و $f_{yw} = 240\ MPa$ است. (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است.)**

۱) 300 kN
۲) 900 kN
۳) 450 kN
۴) 600 kN




**پاسخ سوال ۵۸)**

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۵ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

$$\frac{d}{2} = \frac{600}{2} = 300\ mm$$

$$e1 = e + 220 = 270\ mm$$

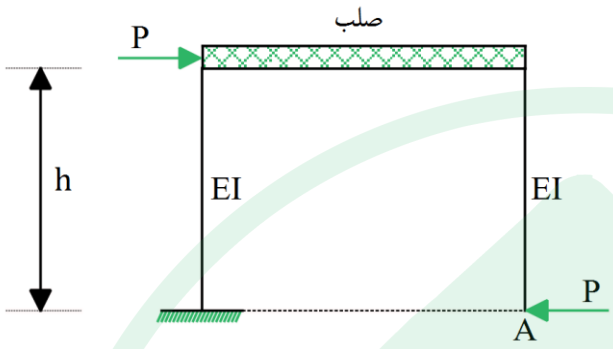
$$e1 < \frac{d}{2} \rightarrow R_n = 0.5 * \frac{24 * tw^3 * \sqrt{E * F_{yw}}}{h}$$

$$R_n = 0.5 * \frac{24 * 15^3 * \sqrt{2 * 10^5 * 240}}{560} = 501\ kN$$

$$\emptyset R_n = 0.9 * 501 = 450.9 kN$$

بنابراین پاسخ صحیح گزینه ۳ می‌باشد.

**۵۹- در قاب شکل زیر جابه‌جایی افقی گره A مطابق کدام‌یک از گزینه‌های زیر است؟ از تغییر طول محوری و تغییرشکل برشی اعضای قائم و نیز آثار مرتبهٔ دوم صرف نظر شود.**




۱) $\frac{5Ph^3}{6EI}$

۲) $\frac{Ph^3}{6EI}$

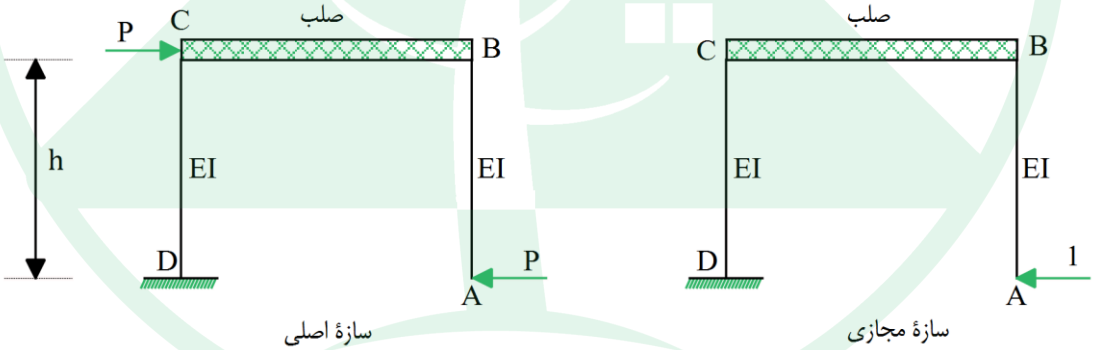
۳) $\frac{Ph^3}{3EI}$

۴) صفر

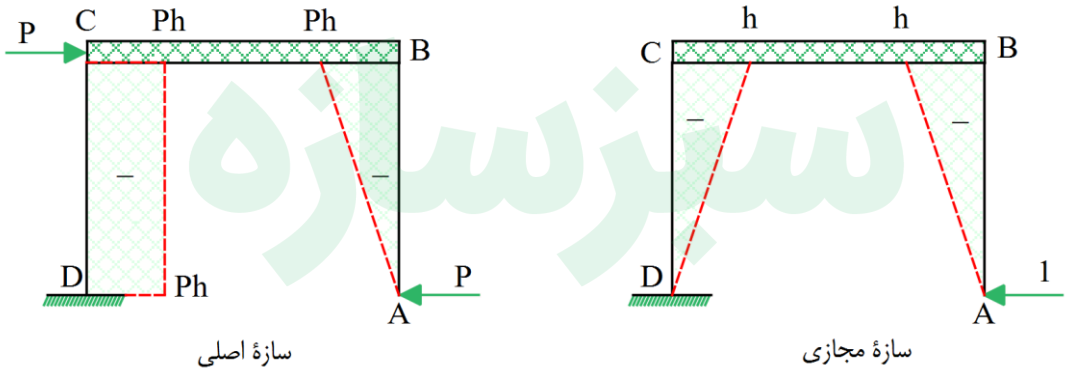
**پاسخ سوال ۵۹)**

سطح سوال متوسط

سازه معین بوده و طبق روش کارمجازی داریم:




در ادامه نمودار لنگر خمشی را در اعضای انعطاف پذیر AB و CD در سازه های اصلی و مجازی ترسیم می کنیم:

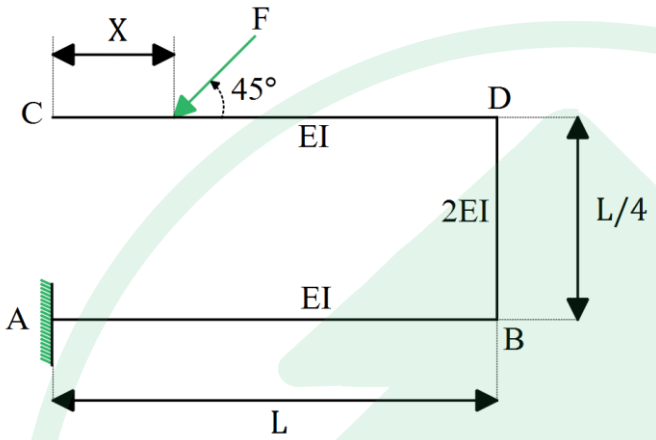



طبق جدول روش ترسیمی مور داریم:

$$\Delta_{Ax}=\frac{Ph*h*h}{2EI}+\frac{Ph*h*h}{3EI}=\frac{5Ph^3}{6EI}$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۱)

**۶۰- مطابق شکل زیر نیروی F با زاویهٔ 45 درجه به عضو CD سازه وارد می شود. نقطهٔ اثر این نیرو (X) را طوری تعیین کنید که دوران گرهٔ B برابر با صفر باشد. صلبیت خمشی اعضا در شکل مشخص شده است. از تغییر طول محوری و تغییرشکل برشی اعضا صرف نظر نموده و تحلیل از نوع الاستیک مرتبهٔ اول فرض شود.**




۱) $\frac{2L}{3}$

۲) $\frac{3L}{4}$

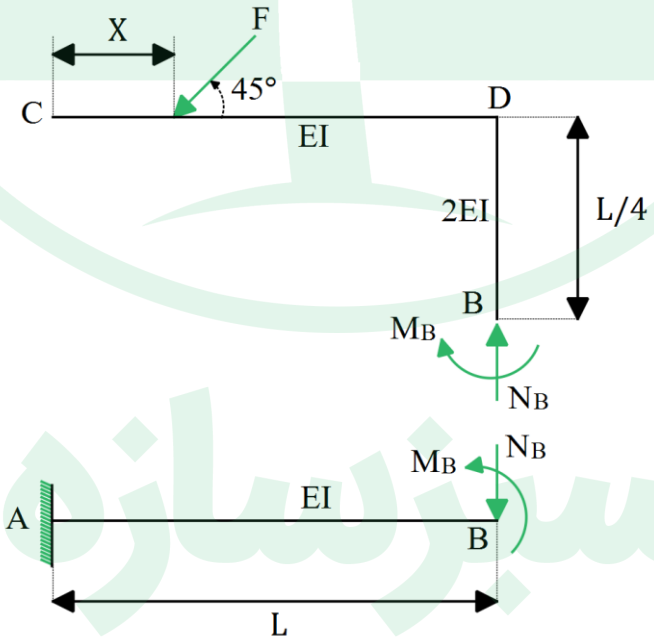
۳) $\frac{L}{4}$

۴) $\frac{5L}{6}$

**پاسخ سوال ۶۰)**

سطح سوال متوسط

حل سوال روش اول: سازه معین می باشد و با برش در نقطهٔ B و در نظر گرفتن عضو طره ای AB و استفاده از جدول روابط حفظی شیب در تیرهای طره‌ای داریم:




در قطعهٔ BCD داریم:

$$\sum F_y = 0 \rightarrow N_B = F * sin45 = \frac{\sqrt{2}F}{2}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow M_B = \frac{5\sqrt{2}FL}{8} - \frac{\sqrt{2}Fx}{2}$$

در قطعهٔ AB طبق روابط حفظی شیب در تیر های طره ای داریم:

$$\rightarrow \theta_B = 0$$

$$\rightarrow \theta_B = \frac{N_B * L^2}{2EI} - \frac{M_B * L}{EI} = 0$$

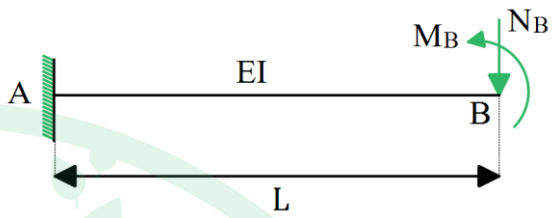
$$\rightarrow \frac{N_B * L^2}{2EI} = \frac{M_B * L}{EI}$$

$$\rightarrow N_B * L = 2M_B$$

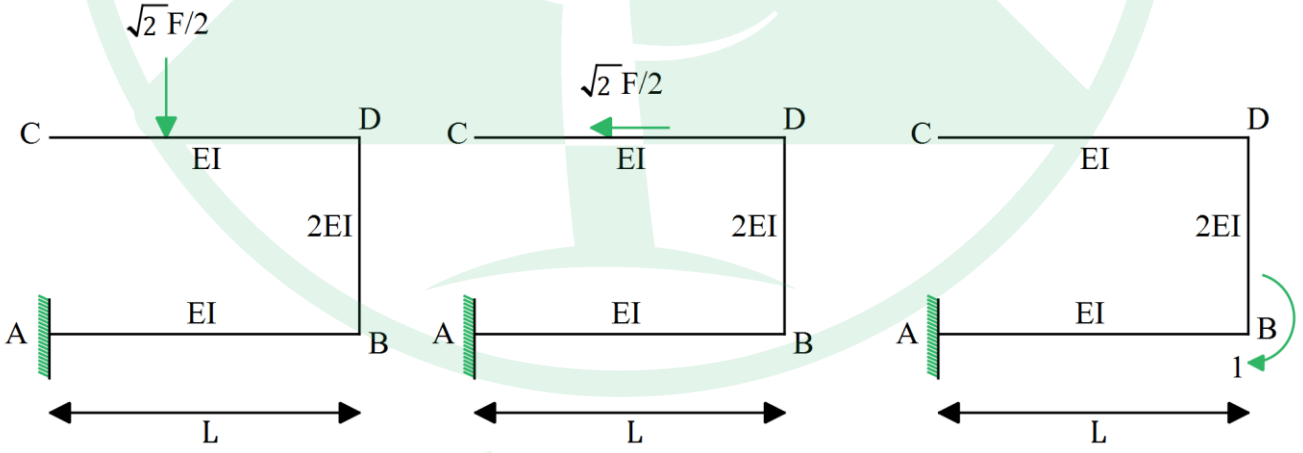
$$\rightarrow \frac{\sqrt{2}F}{2} * L = 2\left(\frac{5\sqrt{2}FL}{8} - \frac{\sqrt{2}Fx}{2}\right)$$

$$\rightarrow \frac{3\sqrt{2}FL}{4} = \sqrt{2}Fx$$

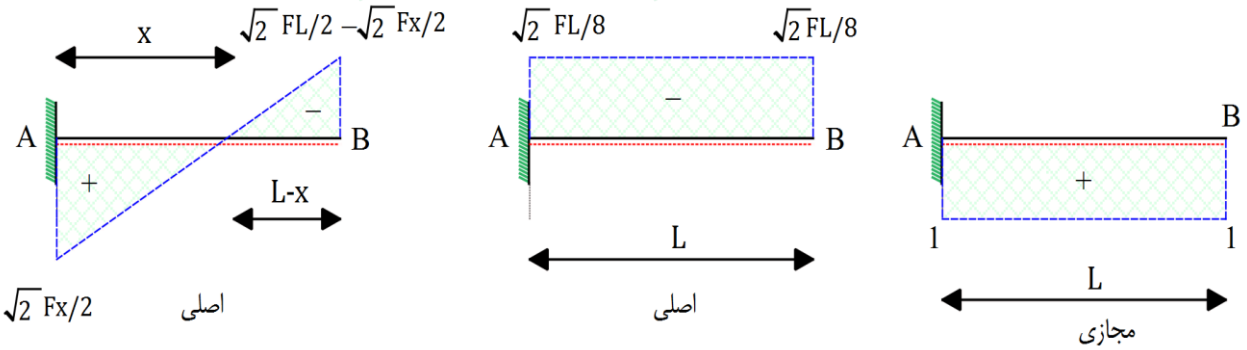
$$\rightarrow 3L = 4x \quad \rightarrow \quad x = \frac{3L}{4}$$




حل سوال روش دوم: با روش کارمجازی نیز می توان به حل این سوال رسید، اما نسبت به روش حل اول که با استفاده از روابط حفظی تیرهای طره ای انجام شده است نیازمند زمان بیشتری برای حل می باشد، که به صورت زیر محاسبه می شود:




ترسیم نمودار لنگر در عضو AB برای سازه های اصلی و مجازی و صرف نظر کردن از ترسیم نمودار لنگر دیگر اعضای سازه به دلیل صفر شدن لنگر در آن اعضاء در سازهٔ مجازی:



$$\rightarrow \theta_B = 0$$

$$\rightarrow \frac{\frac{\sqrt{2}Fx}{2} * 1 * x}{2EI} - \frac{\left(\frac{\sqrt{2}FL}{2} - \frac{\sqrt{2}Fx}{2}\right) * 1 * (L - x)}{2EI} - \frac{\frac{\sqrt{2}FL}{8} * 1 * L}{EI} = 0$$

$$\rightarrow 4x = 3L \quad \rightarrow \quad x = \frac{3L}{4}$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۲)

سبزسازه