خانه عمران
موسسه تحقیق و توسعه

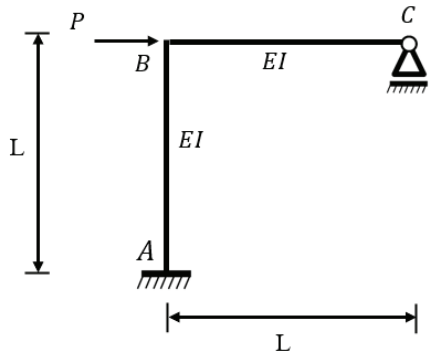
پاسخنامه تشریحی

آزمون ورود به حرفه آبان ماه ۱۴۰۳

عمران - محاسبات

براساس دفترچه A آزمون

۱- در سازهٔ شکل زیر در محل تکیه‌گاه غلتکی مقدار جابجایی افقی مطابق کدام‌یک از گزینه‌های زیر است؟ صلبیت خمشی کلیهٔ اعضا یکسان و برابر EI بوده و از تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول استفاده شود. از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود.



۱) $\frac{13PL^3}{30EI}$

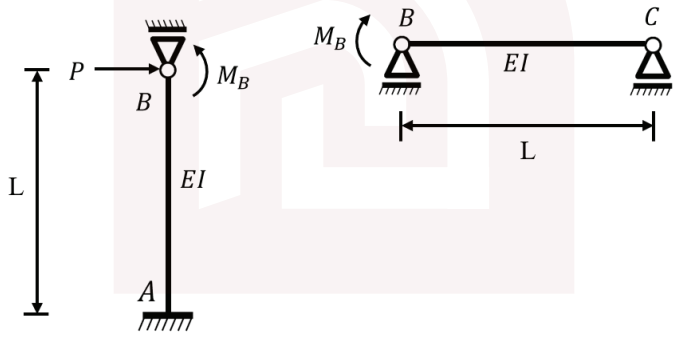
۲) $\frac{5PL^3}{21EI}$

۳) $\frac{11PL^3}{40EI}$

۴) $\frac{7PL^3}{48EI}$

پاسخ :

با توجه به اینکه هر دو عضو فاقد تغییر طول محوری می‌باشند، می توان سازه را در گره B با در نظر گرفتن شرایط تکیه‌گاهی مناسب به دو نیم تقسیم کرد.



با توجه به شرایط سازگاری دوران در گره B و روابط حفظی تغییر شکل داریم:

$$\theta_{B,L} = \theta_{B,R}$$

$$\frac{PL^2}{2EI} - \frac{M_B L}{EI} = \frac{M_B L}{3EI}$$

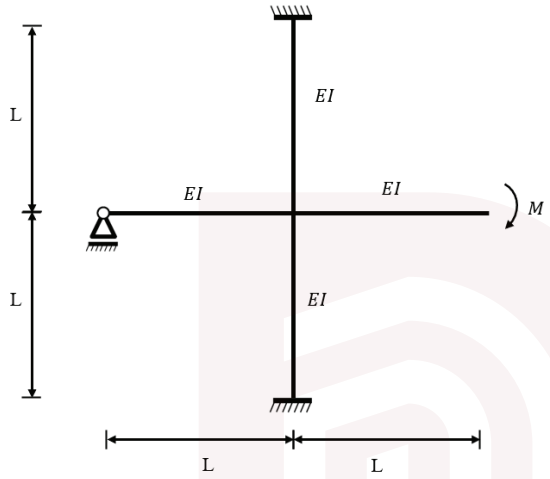
$$M_B = \frac{3PL}{8}$$

با توجه به عدم تغییر طول اعضا می‌دانیم که جابجایی افقی گره C گره B برابر است. مقدار جابجایی افقی گره B برای عضو AB قابل محاسبه است :

$$\Delta_{C,x}=\Delta_{B,x}=\frac{PL^3}{3EI}-\frac{\frac{3PL}{8}\times L^2}{48EI}=\frac{7PL^3}{48EI}$$

گزینه (۴)

۲- در سازهٔ شکل زیر مقدار جابجایی قائم در محل اثر M مطابق کدام‌یک از گزینه‌های زیر است؟ صلبیت خمشی تمامی اعضا یکسان و برابر EI بوده و از تغییر طول محوری اعضا صرف‌نظر شود. همچنین فرض کنید تحلیل از نوع الاستیک مرتبهٔ اول است.



۱) $\frac{13ML^2}{22EI}$

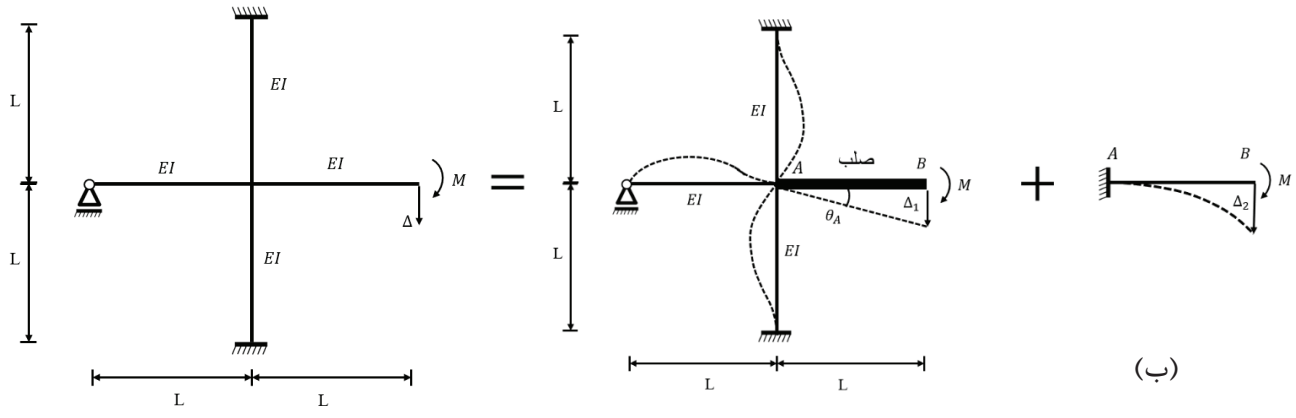
۲) $\frac{5ML^2}{13EI}$

۳) $\frac{13ML^2}{30EI}$

۴) $\frac{3ML^2}{13EI}$

پاسخ :

با توجه به اصل جمع آثار قوا می‌توان جابجایی گره B را به صورت زیر محاسبه نمود :



(الف)

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$$

در سازه الف میتوان سه عضو خمشی را به صورت فنرهای موازی در نظر گرفت و دوران نقطه A به راحتی قابل محاسبه است.

$$\theta_A = \frac{M}{K_{eq}} = \frac{M}{\frac{4EI}{L} + \frac{3EI}{L} + \frac{4EI}{L}} = \frac{ML}{11EI}$$

$$\Delta_1 = \theta_A \times L_{AB} = \frac{ML}{11EI} \times L = \frac{ML^2}{11EI}$$

$$\Delta_2 = \frac{ML^2}{2EI}$$

$$\Delta = \frac{ML^2}{11EI} + \frac{ML^2}{2EI} = \frac{13ML^2}{22EI}$$

گزینه (۱)

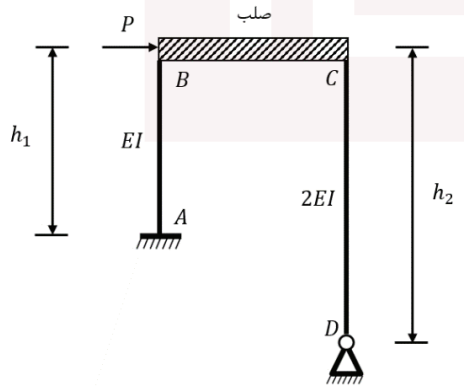
۳- در قاب شکل زیر به ازای چه مقدار $\frac{h_1}{h_2}$ مقدار حداکثر لنگر خمشی در ستون‌های کوتاه و بلند برابر خواهد بود؟ از تغییر طول محوری اعضا صرف‌نظر نموده و تحلیل از نوع الاستیک مرتبهٔ اول فرض شود.

۱) 0.5

۲) $\sqrt{2}/2$

۳) 1

۴) $\sqrt{2}$



پاسخ :

دو عضو خمشی به صورت دو فنر موازی عمل می‌کنند. حداکثر حداکثر لنگر بر حسب نیروی برشی وارده در هر عضو به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$M_{AB} = \frac{F_{AB} h_1}{2}$$

$$M_{CD} = F_{CD} \times h_2$$

با توجه به موازی بودن فنر ها نیروی P به این صورت بین دو عضو توزیع می‌شود.

$$K_{AB} = \frac{12EI}{h_1^3}$$

$$K_{CD} = \frac{3 \times (2EI)}{h_2^3} = \frac{6EI}{h_2^3}$$

$$F_{AB} = P \times \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{CD}}$$

$$F_{CD} = P \times \frac{K_{CD}}{K_{AB} + K_{CD}}$$

طبق خواسته سؤال:

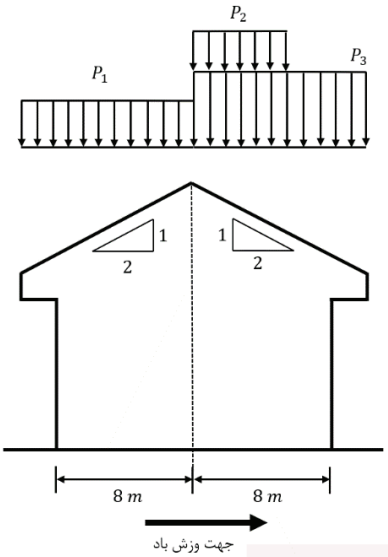
$$M_{AB} = M_{CD}$$

$$\frac{F_{AB} h_1}{2} = F_{CD} \times h_2 \rightarrow \frac{F_{AB}}{F_{CD}} = 2 \times \frac{h_2}{h_1}$$

$$\frac{P \times \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{CD}}}{P \times \frac{K_{CD}}{K_{AB} + K_{CD}}} = 2 \times \frac{h_2}{h_1} \rightarrow \frac{K_{AB}}{K_{CD}} = 2 \times \frac{h_2}{h_1} \rightarrow \frac{\frac{12EI}{h_1^3}}{\frac{6EI}{h_2^3}} = 2 \times \frac{h_2}{h_1} \rightarrow \frac{h_2}{h_1} = 1$$

گزینه (۳)

۴- در شکل زیر توزیع بار نامتوازن برف برای یک سقف شیبدار واقع در منطقهٔ بار برف سنگین داده شده است.
مقدار بار P_2 به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) $0.64\ kN/m^2$

۲) $0.98\ kN/m^2$

۳) $0.46\ kN/m^2$

۴) $1.39\ kN/m^2$

پاسخ :

طبق بند ۶-۷-۳ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸:

منطقه ۵ – برف سنگین $\leftarrow P_s = 2\frac{kN}{m^2}$

طبق بند ۶-۷-۴ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸:

$$\gamma = 0.43P_s + 2.2 \quad \frac{kN}{m^3}$$

$$\gamma = 0.43 \times 2 + 2.2 = 3.06\ \frac{kN}{m^3}$$

طبق بند ۶-۷-۷-۱ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸:

با توجه به صورت سؤال $l_u = 8\ m$

$$h_d = 0.12\sqrt[3]{l_u}\sqrt[4]{100P_s + 50} - 0.5 = 0.12\sqrt[3]{8}\sqrt[4]{100P_s + 50} - 0.5 = 0.454\ m$$

i : تانژانت زاویه شیب

$$i = \frac{1}{2}$$

$$P_2 = h_d\gamma\sqrt{i} = 0.454 \times 3.06 \times \sqrt{\frac{1}{2}} = 0.98\ \frac{kN}{m^2}$$

گزینه (۲)

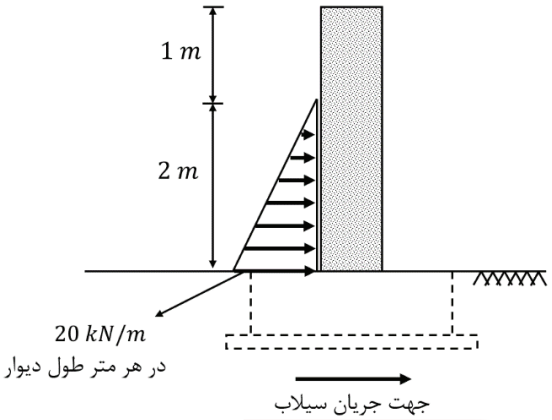
۵- دیوار بتنی شکل زیر در مناطق سیل خیز قرار دارد و در جهت جریان سیلاب ارتفاع هیدرواستاتیکی برابر 2 متر است. اگر سرعت جریان سیل 2.5 متر بر ثانیه باشد، حداقل لنگر خمشی ضریب‌دار در پای دیوار بتنی با در نظر گرفتن بارهای هیدرواستاتیکی و هیدرودینامیکی به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) $46\ kN.m/m$

۲) $32\ kN.m/m$

۳) $37\ kN.m/m$

۴) $55\ kN.m/m$



پاسخ :

طبق بند ۶-۶-۳-۵ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸:

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

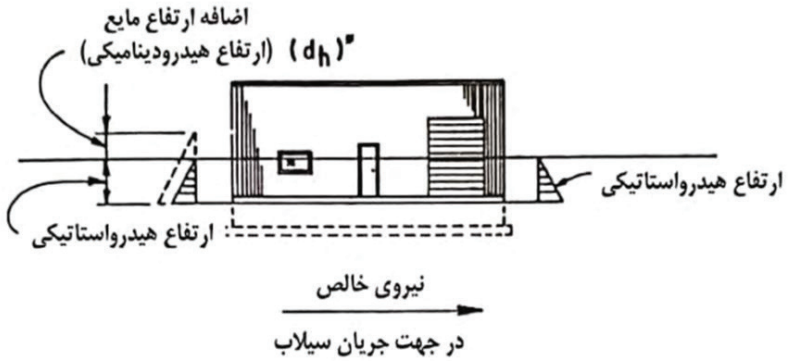
V: سرعت سیلاب (متر بر ثانیه)

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

$$V = 2.5\frac{m}{s} < 3\frac{m}{s}$$

$$a = 1.25$$

$$\rightarrow d_h = \frac{1.25 \times 2.5^2}{2 \times 9.81} = 0.4\ m$$

نیروی سیل برابر خواهد بود با نیروی ناشی از ارتفاع هیدرواستاتیکی 2 متر به علاوهٔ اضافه ارتفاع هیدرودینامیکی 0.4 متر :

با فرض :

$$\gamma_w = 10\frac{kN}{m^3}$$

$$\left(\text{بار مثلثی}\right) F_a = \frac{1}{2}\gamma_w(h_{hs} + h_{hd})^2 = \frac{1}{2} \times 10 \times (2 + 0.4)^2 = 28.8\frac{kN}{m}$$

و طبق بند ۶-۲-۳-۲ مورد (ث) مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸ داریم :

> ث) اگر طبق فصل ۶-۶ این مبحث در نظر گرفتن بار سیل برای سازه لازم باشد، علاوه بر ترکیب‌های ارائه شده، باید دو ترکیب بار اضافی با جایگزینی $1{,}6W+2{,}0F_a$ به جای $1{,}6W$ در ترکیب های ۴ و ۶ نیز در نظر گرفته شود.

$$F_u = 2F_a = 28.8 \times 2 = 57.6\frac{kN}{m}$$

با توجه به اینکه محل اثر بار مثلثی $\frac{1}{3}$ ارتفاع مثلث می‌باشد :

$$M_u = 57.6 \times \frac{2.4}{3} = 46.08\ kN.m/m$$

گزینه (۱)

۶- در تحلیل به روش استاتیکی معادل، حداکثر نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت وارد بر یک جان‌پناه طره‌ای غیرسازه‌ای متکی بر سازهٔ اصلی که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده است و واقع در طبقهٔ دوم یک ساختمان 8 طبقه به ارتفاع 32 متر از تراز پایه و اهمیت خیلی زیاد که در پهنهٔ با خطر نسبی زیاد بر روی خاک نوع II احداث می‌شود، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ جزء غیرسازه‌ای موردنظر برای خدمت‌رسانی بی‌وقفهٔ سازه لازم است. همچنین وزن جزء غیرسازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری $50\ kN$ بوده و ارتفاع مرکز جرم آن از تراز پایه 5 متر است.

۱) $11\ kN$

۲) $84\ kN$

۳) $8.4\ kN$

۴) $16\ kN$

پاسخ :

طبق بند ۴-۲-۱-۱ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :

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

در این رابطه:

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

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

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

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

خطر نسبی زیاد $\leftarrow A=0.3$

خاک نوع II $\leftarrow S=1.5$

طبق جدول ۴-۱ برای جان‌پناه طره‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهارشده باشد :

$R_{pu}=2.5$

$a_p=1$

طبق صورت سؤال جزء غیر سازه‌ای برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه سازه لازم است. $\leftarrow I_p=1.4$

طبق صورت سوال : $W_p=50\ kN\ ,Z=5m\ ,H=32m$

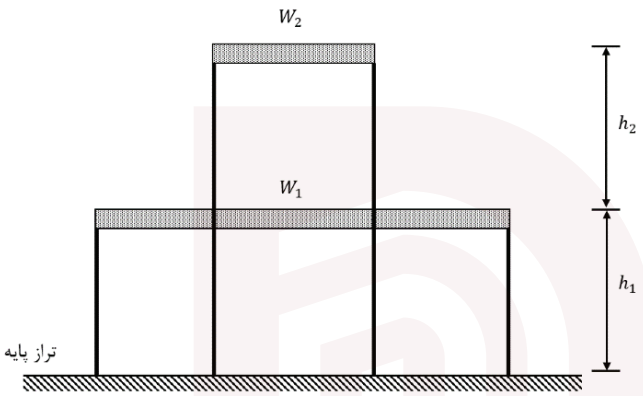
$$V_{pu}=\frac{0.4\times1\times0.3\times(1+1.5)\times50\times1.4}{2.5}\times\left(1+2\times\frac{5}{32}\right)=11.03\ kN$$

$$V_{pu}(min) = 0.3 \times 0.3 \times (1 + 1.5) \times 50 \times 1.4 = 15.75 > 11.03$$

$$V_{pu} = 15.75\ kN$$

گزینه (۴)

۷- فرض کنید زمان تناوب اصلی ساختمان نشان داده‌شده در شکل زیر کمتر از 0.4 ثانیه است. به‌ازای کدام‌یک از روابط زیر در تحلیل به روش استاتیکی معادل، مقدار نیروی جانبی وارد به طبقهٔ اول برابر نیروی جانبی وارد به طبقهٔ دوم خواهد بود؟ W_1 و W_2 به ترتیب وزن مؤثر لرزه‌ای طبقات اول و دوم هستند. $(W_1 > W_2)$



۱) $\frac{h_1}{h_2} = \frac{W_1}{W_1 - W_2}$

۲) $\frac{h_1}{h_2} = \frac{W_2}{W_1 - W_2}$

۳) $\frac{h_1}{h_2} = \frac{W_2}{W_1 + W_2}$

۴) $\frac{h_1}{h_2} = \frac{W_1}{W_1 + W_2}$

پاسخ :

طبق بند ۳-۳-۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :

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

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

h_i: ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

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

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.

$$T < 0.4\ s \rightarrow k = 1$$

$$F_{u1} = F_{u2} \rightarrow W_1 h_1 = W_2(h_1 + h_2) = W_2 h_1 + W_2 h_2$$

$$\rightarrow h_1(W_1 - W_2) = h_2 \times W_2 \rightarrow \frac{h_1}{h_2} = \frac{W_2}{W_1 - W_2}$$

گزینه (۲)

۸- در یک ساختمان فولادی 7 طبقه از روی تراز پایه از نوع قاب خمشی فولادی ویژه، با کاربری درمانگاه، دارای ارتفاع طبقات یکسان و برابر 3.65 متر است. اگر زمان تناوب تحلیلی این ساختمان 1.3 ثانیه باشد، برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی این ساختمان در برابر زلزلهٔ طرح بزرگترین مقدار زمان تناوب اصلی قابل‌قبول به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمی‌نمایند و ساختمان در منطقهٔ با خطر نسبی زیاد و بر روی زمین نوع II احداث شده است.

۱) 0.73 ثانیه

۲) 1.14 ثانیه

۳) 1.3 ثانیه

۴) 0.91 ثانیه

پاسخ :

طبق بندهای ۳-۵-۳ و ۳-۳-۳-۱ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :

برای قاب‌های فولادی :

$$T_e\left(\text{زمان تناوب تجربی}\right) = 0.08H^{0.75} = 0.08 \times (7 \times 3.65)^{0.75} = 0.91\ s$$

توجه کنید که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمی‌کنند پس نیازی به ضرب کردن عدد 0.8 در مقدار بالا نیست.

منظور از T_a زمان تناوب تحلیلی می‌باشد.

$$T = \max(\ T_e\ , \min(1.25T_e, T_a)\ )$$

$$T = \max(0.91, \min(1.25 \times 0.91\ , 1.3)) = 1.14\ s$$

گزینه (۲)

۹- فرض کنید زمان تناوب اصلی یک ساختمان 10 طبقه (ساختمان A) با زمان تناوب اصلی یک ساختمان 11 طبقه (ساختمان B) یکسان و برابر 1.2 ثانیه است. ساختمان A در منطقهٔ با خطر نسبی متوسط بر روی خاک نوع I و ساختمان B در منطقهٔ با خطر نسبی زیاد بر روی خاک نوع II احداث شده است. نسبت ضریب بازتاب ساختمان A به ضریب بازتاب بازتاب ساختمان B به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 1.08

۲) 0.85

۳) 0.76

۴) 0.97

پاسخ :

در حل این سؤال می‌توانستیم از نمودار های آماده B_1N نیز استفاده کنیم.

طبق بند های ۲-۳-۱ و ۲-۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :

ساختمان A :

خاک نوع I و خطر نسبی متوسط

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

$$T = 1.2\ s > T_s = 0.4 \rightarrow B_1 = (S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right) = (1.5+1)\left(\frac{0.4}{1.2}\right) = \frac{5}{6}$$

$$T_s = 0.4\ s < T = 1.2\ s < 4\ s \rightarrow N = \frac{0.4}{4 - T_s}(T - T_s) + 1$$

$$N = \frac{0.4}{4 - 0.4}(1.2 - 0.4) + 1 = 1.089$$

$$B_A = B_1 N = \frac{5}{6} \times 1.089 = 0.908$$

ساختمان B :

خاک نوع II و خطر نسبی زیاد

$$S_0 = 1 \ , \ S = 1.5 \ , \ T_s = 0.5 \ , \ T_0 = 0.1$$

$$T = 1.2\ s > T_s = 0.5 \rightarrow B_1 = (S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right) = (1.5+1)\left(\frac{0.5}{1.2}\right) = 1.042$$

$$T_s = 0.5\ s < T = 1.2\ s < 4\ s \rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1$$

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.5}(1.2 - 0.5) + 1 = 1.14$$

$$B_B = B_1 N = 1.042 \times 1.14 = 1.188$$

$$\frac{B_A}{B_B} = \frac{0.908}{1.188} = 0.764$$

گزینه (۳)

۱۰- فرض کنید زمان تناوب اصلی یک ساختمان 8 طبقه (ساختمان A) با زمان تناوب اصلی یک ساختمان 9 طبقه (ساختمان B) یکسان است. ساختمان A در منطقهٔ با خطر نسبی متوسط بر روی خاک نوع II و ساختمان B در منطقهٔ با خطر نسبی زیاد بر روی خاک نوع III احداث شده است. به‌ازای کدام‌یک از زمان‌های تناوب اصلی زیر مقدار ضریب اصلاح طیف ساختمان A برابر مقدار ضریب اصلاح طیف ساختمان B خواهد بود.

۱) 0.93 ثانیه

۲) 1.03 ثانیه

۳) 0.83 ثانیه

۴) 1.13 ثانیه

پاسخ :

طبق بند ۲-۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :

ساختمان A :

خاک نوع II و خطر نسبی متوسط $\leftarrow T_s = 0.5$

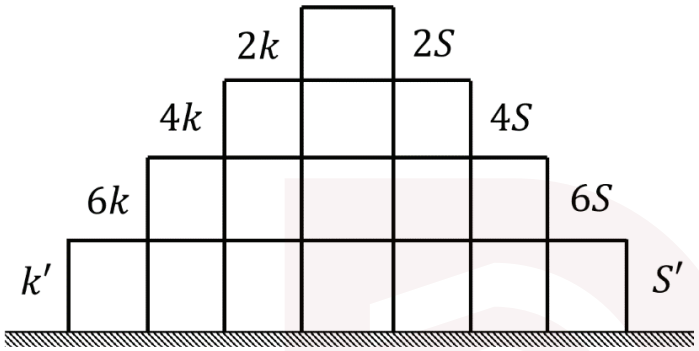
ساختمان B :

خاک نوع III و خطر نسبی زیاد $\leftarrow T_s = 0.7$

$$N_A = N_B \rightarrow \frac{0.4}{4-0.5}(T-0.5)+1 = \frac{0.7}{4-0.7}(T-0.7)+1 \rightarrow T = 0.93\ s$$

گزینه (۱)

۱۱- در شکل زیر نمای یک ساختمان 4 طبقه از نوع قاب خمشی نشان داده شده است که در سمت چپ آن مقادیر سختی جانبی طبقات و در سمت راست آن مقادیر مقاومت جانبی طبقات نوشته شده است. حداقل سختی (k') و مقاومت جانبی (S') پایین ترین طبقه برای آنکه بتوان این ساختمان را در مناطق با خطر نسبی متوسط بر روی خاک نوع IV احداث نمود به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید ساختمان به لحاظ پیچش از نوع شدید پیچشی نیست.



۱) $2.8k$ و $3.9S$

۲) $4.2k$ و $4.8S$

۳) $3.2k$ و $4.8S$

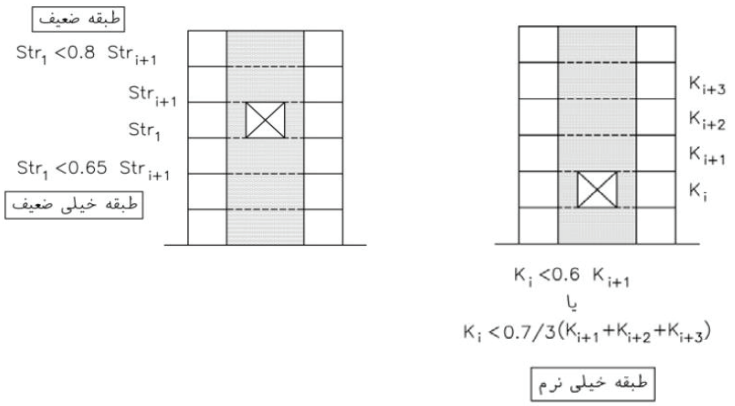
۴) $3.6k$ و $3.9S$

پاسخ :

طبق بند ۱-۷-۳ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :

احداث این ساختمان در صورتی مجاز است که دارای شرایط طبقه خیلی ضعیف و طبقه خیلی نرم نباشد.

طبق بند ۱-۷-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :



برای عدم وقوع طبقه خیلی نرم :

$$k' \geq 0.6 \times 6k = 3.6k$$

$$k' \geq 0.7 \times \frac{6k + 4k + 2k}{3} = 2.8k$$

$$k' \geq 3.6k$$

برای عدم وقوع طبقه خیلی ضعیف :

$$S' \geq 0.65 \times 6S = 3.9S$$

گزینه (۴)

۱۲- در بالکن یک سالن سینما از یک جان‌پناه سراسری به ارتفاع 1.1 متر استفاده شده است. در صورتی که جان‌پناه از میله‌های عمودی به فواصل 2 متری که به کف بالکن با اتصالات پیچی متصل شده باشد، برای طراحی اتصال به روش ضرایب بار و مقاومت، حداکثر لنگر خمشی و حداکثر نیروی کششی وارد بر اتصال به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ جرم و وزن جان‌پناه ناچیز است.

۱) $M_{umax} = 5.5\ kN.m$ و $T_{umax} = 0$

۲) $M_{umax} = 5.5\ kN.m$ و $T_{umax} = 5\ kN$

۳) $M_{umax} = 8.8\ kN.m$ و $T_{umax} = 8\ kN$

۴) $M_{umax} = 8.8\ kN.m$ و $T_{umax} = 0$

پاسخ :

طبق بند ۶-۵-۷-۱ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸ :

طراحی به گونه‌ای است که بار متمرکز ۱ کیلونیوتن بر هر نقطه از جان‌پناه و در هر امتداد به گونه‌ای اعمال شود که سبب ایجاد حداکثر بار وارده به تکیه‌گاه شود. همچنین جان‌پناه می‌بایست بار گسترده ۲.۵ کیلونیوتن بر متر (به دلیل اینکه بالکن سینما محل ازدحام می‌باشد) را در هر امتدادی تحمل کند.

بار متمرکز وارده در حالتی در تکیه گاه لنگر خمشی حداکثر ایجاد می‌کند که در محل اتصال میله عمودی و افقی و در امتداد افقی اعمال شود. بار گسترده نیز به گونه ای لنگر حداکثر در تکیه‌گاه ایجاد می‌کند که در امتداد افقی اعمال شود.

همچنین بار متمرکز وارده در حالتی در تکیه گاه نیروی کششی حداکثر ایجاد می‌کند که در محل اتصال میله عمودی و افقی به سمت بالا اعمال شود. بار گسترده نیز به گونه ای نیروی کششی حداکثر در تکیه‌گاه ایجاد می‌کند که به سمت بالا اعمال شود.

با در نظر گرفتن ضریب ۱.۶ برای بار زنده داریم :

برای بار متمرکز :

$$M = 1.1 \times 1 = 1.1\ kN.m$$

$$T = 1\ kN$$

برای بار گسترده :

با توجه به اینکه فاصله‌ی میله های عمودی ۲ متر است:

$$M = 2.5 \times 2 \times 1.1 = 5.5\ kN.m$$

$$T = 2.5 \times 2 = 5\ kN$$

$$M_{umax} = 1.6 \times \max(1.1\ , 5.5) = 8.8\ kN.m$$

$$T_{umax} = 1.6 \times \max(1\ , 5) = 8\ kN$$

گزینه (۳)

۱۳- یک ساختمان مسکونی 20 طبقه از سطح زمین با ارتفاع طبقات 4 متر و پلان مربع شکل و ساده در شهر تهران و در منطقه مسطح و پرتراکم که به میزان سه کیلومتر در بالادست سمت رو به باد ساختمان ادامه دارد. قرار دارد. در صورتی که کل سطح ساختمان از دیوارهای پانلی 4×4 متر پوشیده شده باشد، براساس همین اطلاعات حداکثر نیروی باد وارد بر هر پانل دیوار به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ساختمان دارای پنجره‌های معمولی قابل بازشو است.

۱) $30.6\ kN$

۲) $36.2\ kN$

۳) $23.5\ kN$

۴) $25.9\ kN$

پاسخ :

طبق بند ۶-۱۰-۵ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸:

بار خالص باد، F_t ، برای کل ساختمان یا اجزاء پوششی ساختمان (اجزاء نما – پوشش بام) از جمع جبری حاصل‌ضرب فشارها یا مکش‌های داخلی وخارجی وارد بر سطوح ساختمان (یا اجزاء) در مساحت سطوح ساختمان (یا اجزاء) به دست می‌آید.

$$F_t = \Sigma P_j A_j + \Sigma P_{ij} A_j \qquad (۶-۱۰-۴)$$

طبق بند ۶-۱۰-۴ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸ :

۶-۱۰-۴-۱ فشار یا مکش خارجی

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

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

در این رابطه :

P : فشار یا مکش خارجی استاتیکی در جهت عمود بر سطح است که در حالت فشار به سمت رو به سطح و در حالت مکش به سمت خارج از سطح عمل می‌کند.

I_w : ضریب اهمیت بار باد، طبق جدول (۶-۱-۲)

q : فشار مبنای باد بر اساس بند ۶-۱۰-۳ و رابطه ۶-۱۰-۲

C_e : ضریب اثر تغییر سرعت طبق بند ۶-۱۰-۶

C_t : ضریب پستی و بلندی زمین طبق بند ۶-۱۰-۷

C_g : ضریب اثر تند باد طبق بند ۶-۱۰-۸ یا ۶-۱۰-۹

C_p : ضریب فشار طبق بند ۶-۱۰-۸ یا ۶-۱۰-۹

C_d : ضریب هم‌راستایی باد طبق بند ۶-۱۰-۱۲

۶-۱۰-۴-۲ فشار یا مکش داخلی

فشار یا مکش داخلی ساختمان تحت اثر باد از رابطهٔ (۶-۱۰-۳-ب) به دست می‌آید.

$$P_i = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d \qquad (۶-۱۰-۳-ب)$$

در این رابطه :

P_i : فشار یا مکش داخلی استاتیکی در جهت عمود بر سطح است که در حالت فشار به سمت رو به سطح و در حالت مکش به سمت خارج از سطح عمل می‌کند.

C_{gi}: ضریب اثر تند باد طبق بند ۶-۱۰-۸

C_{pi} : ضریب اثر باز شو طبق بند ۶-۱۰-۱۱

ساختمان مسکونی $\leftarrow I_w = 1$

شهر تهران $\leftarrow q = 0.47 \frac{kN}{m^2}$

$$3000\,m > \max(1000\,m\,, 20 \times 20 \times 4) = 1600\,m \rightarrow C_e = 0.7\left(\frac{Z}{12}\right)^{0.3} \geq 0.7$$

حالت بحرانی $\leftarrow Z = H$

$$C_e = 0.7\left(\frac{80}{12}\right)^{0.3} = 1.237 \geq 0.7$$

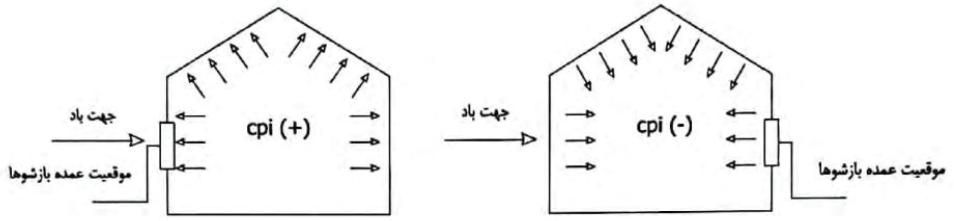
منطقه مسطح $\leftarrow C_t = 1$

ساختمان $\leftarrow C_d = 0.85$

محاسبه نیروی وارد بر اجزا (دیوار) $\leftarrow C_g = 2.5$

به صورت محافظه‌کارانه $C_{gi} = 2.5$

ساختمان دارای پنجره های معمولی قابل بازشو $\leftarrow C_{pi} = -0.45$ (مکش داخلی) و $C_{pi} = 0.3$ (فشار داخلی)



شکل ۶-۱۰-۱۲ ضریب اثر بازشو C_{pi}

برای در نظر گرفتن اثر لبه در محاسبه C_p^* به ابعاد پلان ساختمان نیاز داریم که در صورت سؤال ارائه نشده است. با این وجود برای هر دو حالت در نظر گرفتن و نگرفتن اثر لبه محاسبه می‌کنیم. درصورتی که هر پانل دیوار به طور کامل در ناحیه لبه (0.1D) قرار گرفته باشد. $\leftarrow C_p^* = -1.2$ و در صورتی که اثر لبه مد نظر نباشد $C_p^* = \pm 0.9 \leftarrow$

توجه کنید که علامت مثبت این ضریب به معنی فشار و علامت منفی به معنی مکش می‌باشد.

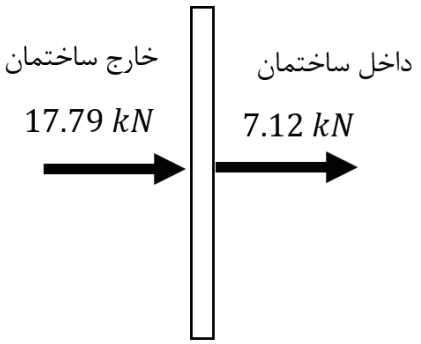
با در نظر نگرفتن اثر لبه :

$$P = 1 \times 0.47 \times 1.237 \times 1 \times 2.5 \times 0.9 \times 0.85 = 1.112 \ \frac{kN}{m^2}$$

$$F = 1.112 \times 4 \times 4 = 17.79 \ kN$$

$$P_i = 1 \times 0.47 \times 1.237 \times 1 \times 2 \times (-0.45) \times 0.85 = -0.445 \ \frac{kN}{m^2}$$

$$F_i = -0.445 \times 4 \times 4 = -7.12 \ kN$$



$$F_t = 17.79 + 7.12 = 24.91\ kN$$

با در نظر گرفتن اثر لبه :

با در نظر نگرفتن اثر لبه :

$$P = 1 \times 0.47 \times 1.237 \times 1 \times 2.5 \times (-1.2) \times 0.85 = -1.482\ \frac{kN}{m^2}$$

$$F = -1.482 \times 4 \times 4 = 23.71\ kN$$

$$P_i = 1 \times 0.47 \times 1.237 \times 1 \times 2 \times 0.3 \times 0.85 = 0.297\ \frac{kN}{m^2}$$

$$F_i = -0.445 \times 4 \times 4 = 4.75\ kN$$

$$F_t = 23.71 + 4.75 = 28.46\ kN$$

با توجه به اعداد $24.91\ kN$ و $28.46\ kN$ گزینه های (۱) و (۴) محتمل می‌باشند.

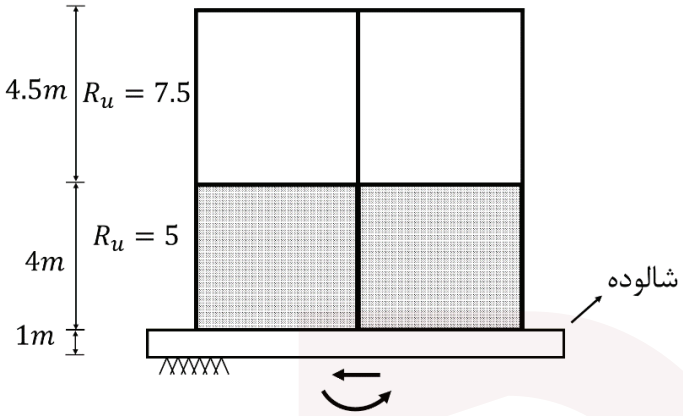
۱۴- در محاسبات یک ساختمان 2 طبقه با ترکیب سیستم در ارتفاع، از "حالت خاص" این نوع ساختمان‌ها استفاده شده است. برای کنترل‌های مربوط به لغزش و واژگونی شالوده، کل نیروی جانبی زلزله و لنگر واژگونی ناشی از آن در تراز زیر شالوده به ترتیب $3000\ kN$ و $21750kN.m$ محاسبه شده است (بدون هرگونه ضریب بار). نیروی جانبی زلزله وارد بر طبقهٔ دوم به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ روش تحلیل استاتیکی معادل بوده و ضرایب رفتار بر روی شکل مشخص شده است.

۱) $1000\ kN$

۲) $2240\ kN$

۳) $1500kN$

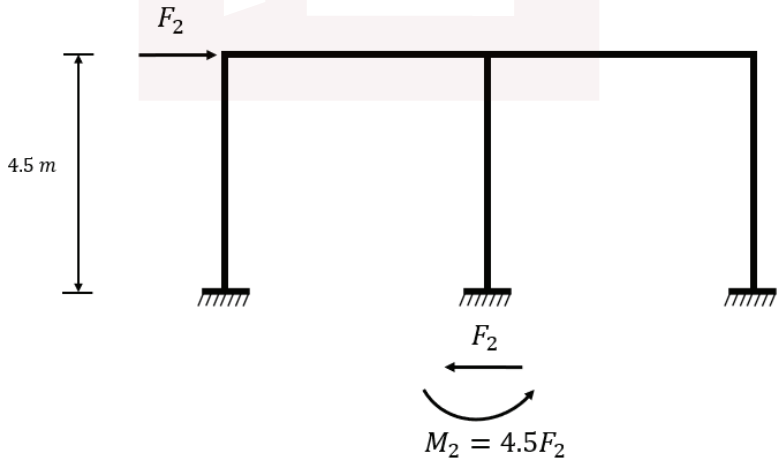
۴) در محاسبات مربوطه حتماً خطایی رخ داده است.



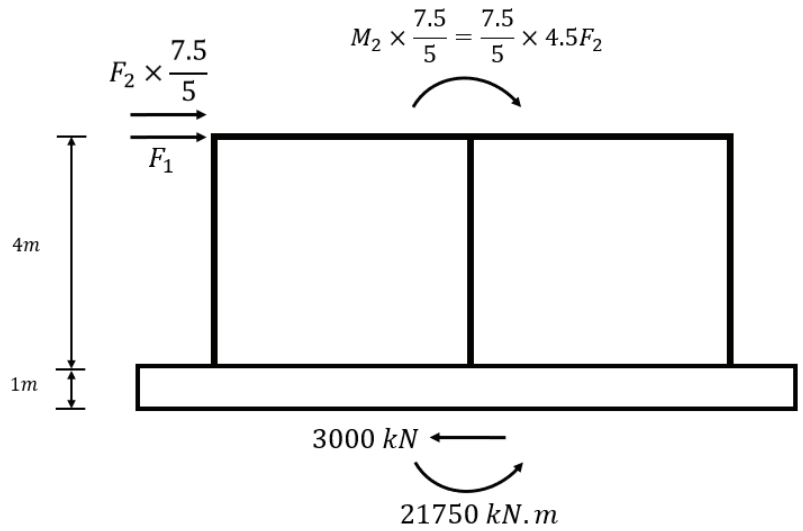
پاسخ :

طبق بند ۳-۳-۵-۹-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم به صورت زیر عمل می‌کنیم :

ابتدا سازه فوقانی را به طور مجزا و با فرض پایه‌های گیردار تحلیل می‌کنیم :



اکنون نیرو های عکس‌العمل به دست آمده را با اعمال ضریب نسبت R_u قسمت فوقانی به R_u قسمت تحتانی به سازه تحتانی اعمال می‌کنیم و سازه تحتانی را مانند سازه فوقانی تحلیل می‌کنیم :



$$\sum F_x = 0 \rightarrow F_1 + \frac{3}{2}F_2 = 3000\ (I)$$

$$\sum M = 0 \rightarrow (F_1 + \frac{3}{2}F_2) \times (4+1) + \frac{3}{2} \times 4.5F_2 = 21750\ (II)$$

$$(I), (II) \rightarrow F_2 = 1000\ kN$$

گزینه (۱)

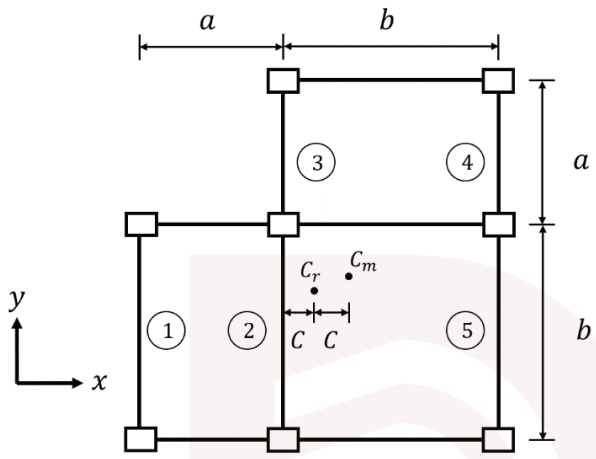
۱۵- در شکل، پلان پایین‌ترین طبقه از یک ساختمان 5 طبقهٔ بتنی از نوع قاب خمشی ویژه نشان داده شده است. نقاط C_r و C_m به ترتیب موقعیت مرکز سختی و مرکز جرم این طبقه را نشان می‌دهند. پلان‌ها در این ساختمان از هر نظر تیپ و یکسان فرض می‌شوند. برای کنترل محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی تحت نیروی زلزلهٔ راستای y ، برای حالت خروج از مرکزیت اتفاقی در سمت راست C_m ، حذف مقاومت خمشی اتصالات کدام تیر تعیین کننده است؟ روش تحلیل استاتیکی معادل، برون‌محوری اتفاقی در تمام طبقات 5 درصد بعد و نیز ابعاد تمامی ستون‌ها یکسان است. در تعیین محدودیت ضریب نامعینی فقط معیار پیچش طبقه مدنظر این سؤال است.

۱) تیر شمارهٔ 3

۲) تیر شمارهٔ 1

۳) تیر شمارهٔ 4

۴) تیر شمارهٔ 5



پاسخ :

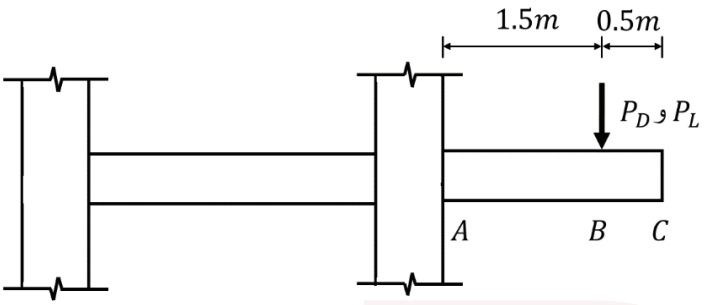
طبق بند ۳-۳-۲-۲ مورد (ب) استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :

می‌بایست در راستای نیروی زلزله مدنظر، مقاومت خمشی اتصالات تیری حذف شود که حداکثر تأثیر را در بحرانی تر شدن شرایط نامنظمی پیچشی داشته باشد. حذف مقاومت خمشی اتصالات تیری که در سمت خروج از مرکزیت اتفاقی نسبت به مرکز سختی قرار دارد و همچنین بیشترین مقدار سختی را داشته و از مرکز سختی دورتر باشد این شرط را تأمین می‌کند (به دلیل بازوی لنگر پیچشی بیشتر). در قاب خمشی تیری سختی بیشتری دارد که طول آن کوتاه تر بوده و مقطع قوی‌تری داشته باشد.

با توجه به توضیحات فوق و با در نظرگرفتن اینکه a کوچکتر از b می‌باشد، تیر شماره ۴ پاسخ درست است.

گزینه (۳)

۱۶- در شکل بخشی از ساختمانی در تبریز نشان داده شده است که بارهای ثقلی وارد بر طرهٔ AC ، شامل وزن تیر را می‌توان به صورت متمرکز در نقطه B در نظر گرفت. محاسبات به روش $LRFD$ نشان می‌دهد در این طره در تکیه‌گاه A مقاومت خمشی مثبت مورد نیاز $31.5\ kN.m$ و مقاومت خمشی منفی مورد نیاز $225\ kN.m$ است چنانچه بار زنده وارد بر طره چه از نظر مقدار و چه ضریب بار غیرقابل کاهش بوده و ضریب اهمیت سازه در زلزله نیز یک باشد، بار متمرکز مرده و زنده وارد بر تیر به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟



۱) $P_L = 45\ kN$ و $P_D = 55\ kN$

۲) $P_L = 35\ kN$ و $P_D = 65\ kN$

۳) $P_L = 60\ kN$ و $P_D = 40\ kN$

۴) $P_L = 75\ kN$ و $P_D = 25\ kN$

پاسخ :

طبق بند ۳-۳-۹ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :

باید بار مرده و زنده هر دو در محاسبه نیروی قائم زلزله در نظر گرفته شوند. (عضو طره)

$$F_V = 0.6AIW_p$$

$$I = 1 \quad , \quad A = 0.35 \text{ (شهر تبریز)}$$

لنگر خمشی مثبت بدون توجه به اثر کاهنده بار ثقلی محاسبه می‌شود :

علامت منفی یعنی بار قائم زلزله به سمت بالاست. $0.9D$ باعث کاهش لنگر خمشی مثبت می‌شود پس از آن صرف نظر می‌کنیم (طبق بند۳-۳-۹-۲) :

$$\cancel{0.9D} - E_V$$

$$Mu^+ = \left(0.6 \times 0.35 \times 1 \times (P_D + P_L)\right) \times 1.5 = 31.5\ kN.m$$

$$0.315P_D + 0.315P_L = 31.5\ kN.m\ (I)$$

لنگر خمشی منفی با توجه به ترکیب بارهای زیر محاسبه می‌شود :

$$1.2D + 1.6L$$

ترکیب بار سنگین لرزه‌ای (اثر افزاینده بار ثقلی) : $1.2D + L + E_V$

ابتدا فرض می‌کنیم که ترکیب بار اولی حاکم باشد در این صورت داریم :

$$Mu^- = (1.2P_D + 1.6P_L) \times 1.5 = 225.5\ kN.m$$

$$1.8P_D + 2.4P_L = 225.5\ kN.m\ (II)$$

$$(I), (II) \rightarrow P_D = 24.17\ kN \quad , \quad P_L = 75.83\ kN$$

اکنون صحت فرض را کنترل می‌کنیم :

$$(1.2D + 1.6L) \times 1.5 = 225.5\ kN.m$$

$$(1.2D + L + E_V) \times 1.5$$
$$= \big(1.2 \times 24.17 + 75.83 + 0.6 \times 0.35 \times 1 \times (24.17 + 75.83)\big) \times 1.5$$
$$= 136.33\ kN.m$$

همانطور که مشاهده می‌کنید ترکیب بار اولی حاکم و فرض ما صحیح بوده‌است. جواب نهایی به صورت زیر است:

$$P_D = 24.17\ kN \quad , \quad P_L = 75.83\ kN$$

گزینه (۴)

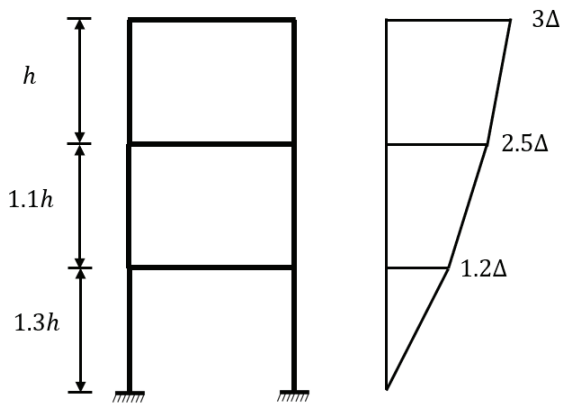
۱۷- در یک ساختمان فولادی با کاربری مسکونی و با سیستم مقاوم جانبی از نوع قاب خمشی ویژه، برای کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، مقادیر تغییرمکان‌های جانبی طبقات تحت اثر زلزلهٔ طرح مطابق شکل زیر محاسبه شده است. حداکثر مقدار Δ به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) $0.0049h$

۲) $0.0038h$

۳) $0.0042h$

۴) $0.0031h$



پاسخ :

طبق بند ۳-۵ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :

$$\Delta_M = c_d . \Delta_{eu} \qquad (۳-۱۱)$$

در این رابطه:

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

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

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

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۳-۵-۲) مقایسه شود.

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

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

- در سایر ساختمان‌ها $\Delta_a = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

طبق جدول ۳-۴ :

قاب خمشی فولادی ویژه $\leftarrow C_d = 5.5$

ساختمان تا پنج طبقه $\leftarrow \Delta_a = 0.0025h$

برای هر طبقه داریم :

$\Delta_M \leq \Delta_a$:

طبقه اول : $5.5 \times 1.2\Delta \leq 0.025 \times 1.3h \rightarrow \Delta \leq 0.009h$

طبقه دوم : $5.5 \times (2.5\Delta - 1.2\Delta) \leq 0.025 \times 1.1h \rightarrow \Delta \leq 0.0038h$

طبقه سوم : $5.5 \times (3\Delta - 2.5\Delta) \leq 0.025 \times h \rightarrow \Delta \leq 0.0049h$

$\Delta_{max} = 0.0038$

گزینه (۲)

۱۸- یک ساختمان بتن آرمهٔ مسکونی واقع در شهر تهران به ارتفاع کل 30 متر از روی فونداسیون مفروض است. فرض کنید 10 متر ابتدای این ساختمان از نوع قاب خمشی توام با دیوار برشی بتن آرمه در پیرامون و 20 متر قسمت فوقانی آن از نوع قاب خمشی ویژه است. اگر زمان تناوب اصلی نوسان این ساختمان ناشی از تحلیل دینامیکی برابر 2 ثانیه باشد و جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند، حداقل ضریب زلزله برای تحلیل و طراحی سازه بخش فوقانی به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ زمین از نوع II و تراز پایه روی فونداسیون فرض شود و شرایط استفاده از روش دو مرحله‌ای فراهم نیست.

۱) 0.084

۲) 0.068

۳) 0.057

۴) 0.102

پاسخ :

طبق بند ۳-۳-۵-۹-۱ مورد (الف) استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :

الف- زمان تناوب اصلی سازه باید مطابق ضوابط بند (۳-۳-۳) تعیین گردد.در مواردی که از روابط تجربی استفاده می‌شود، این زمان باید برابر با متوسط وزنی زمان‌های تناوب هر یک از سیستم‌ها در ارتفاع کل سازه در نظر گرفته شود.

و طبق بند ۳-۳-۳ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :

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

$$T= 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

پس داریم :

$$T_e\left(\text{زمان تناوب تجربی}\right) = \frac{10}{30} \times (0.05 \times 30^{0.75}) + \frac{20}{30} \times (0.05 \times 30^{0.9}) = 0.925\ s$$

توجه کنید در رابطه زیر منظور از T_a زمان تناوب تحلیلی می‌باشد.

$$T = \max(\ T_e\ , \min(1.25T_e, T_a)\ )$$

$$T = \max(0.925, \min(1.25 \times 0.925\ , 2)) = 1.16\ s$$

طبق بند ۳-۳-۱-۱ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم :

C: ضریب زلزله که از رابطه (۳-۲) به‌دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad (۳-۲)$$

در این رابطه:

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۲-۳)

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۳-۳-۴)

R_u: ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۳-۳-۵)

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

$$V_{u\,min} = 0.12AIW \qquad (۳-۳)$$

شهر تهران $\leftarrow A = 0.35$

ساختمان مسکونی $\leftarrow I = 1$

در صورت سؤال ذکر نشده که سیستم دوگانه از چه نوعی است با فرض ویژه بودن قاب خمشی و دیوار برشی و با توجه به اینکه قسمت فوقانی قاب خمشی ویژه است، طبق جدول ۳-۴ مقدار R_u را برای کل سازه 7.5 در نظر می‌گیریم.

زمین نوع II و خطر لرزه‌ای خیلی زیاد :

با توجه به نمودار شکل ۲-۱-ب :

$$B_1 = 1.1$$

طبق بند ۲-۳-۲ :

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.5} \times (1.16 - 0.5) + 1 = 1.132$$

و طبق بند ۲-۳ :

$$B = 1.1 \times 1.132 = 1.25$$

$$C = \frac{0.35 \times 1.25 \times 1}{7.5} = 0.058 > 0.12 \times 0.35 \times 1 = 0.042$$

گزینه (۳)

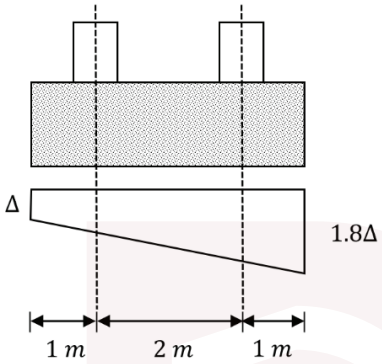
۱۹- در یک پی نواری با خاک زیر آن از نوع ماسه و با سیستم از نوع قاب خمشی بتنی و دارای دو ستون، تحت بارگذاری استاتیکی مقادیر نشست‌ها مطابق شکل زیر به دست آمده است. برای کنترل نشست و در نظر گرفتن شرایط حد ایجاد ترک غیرسازه‌ای، حداکثر مقدار مجاز Δ به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) $16.5\ mm$

۲) $28.6\ mm$

۳) $40\ mm$

۴) $22.2\ mm$



پاسخ :

طبق بخش ۷-۴-۴ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ :

حداکثر چرخش مجاز برابر 0.0033 می‌باشد.

$$\theta \cong \frac{1.8\Delta - \Delta}{4000} \leq 0.0033 \rightarrow \Delta \leq 16.5\ mm$$

همچنین مقدار نشست مجاز یکنواخت برای خاک ماسه‌ای $40\ mm$ و میزان نشست غیریکنواخت $20\ mm$ می‌باشد.

نشست یکنواخت : $16.5\ mm < 40\ mm \quad O.K.$

نشست غیریکنواخت : $0.8 \times 16.5\ mm = 13.2\ mm < 20\ mm \quad O.K.$

گزینه (۱)

۲۰- برای احداث یک ساختمان اداری در مجاورت یک بیمارستان نیاز به گودبرداری است. اگر در این گود مقدار $\frac{h}{h_c} = 1.2$، عمق گود از تراز صفر برابر 8 متر و عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدودهٔ ناپایداری دیوارهٔ گود برابر 4 متر باشد و در گود موردنظر هیچگونه تراوش آب موجود نباشد و سایر شرایط گود نیز مناسب باشد، خطر گود کدام‌یک از گزینه‌های زیر خواهد بود؟

۱) معمولی یا زیاد

۲) معمولی

۳) زیاد

۴) بسیار زیاد

طبق بند ۷-۳-۳-۶-۶ مورد (ج) مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ :

به دلیل اینکه ساختمان مجاور که تحت تاثیر ناپایداری گود می‌باشد یک بیمارستان است و طبق استاندارد ۲۸۰۰، بیمارستان ساختمان با اهمیت بسیار زیاد محسوب می‌شود، پس خطر گود هموار بسیار زیاد در نظر گرفته می‌شود.

گزینه (۴)

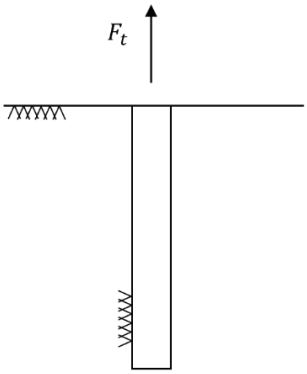
۲۱- با استفاده از روابط تحلیلی معتبر، ظرفیت باربری فشاری (مقاومت فشاری اسمی) یک شمع درجاریز به وزن 150 کیلونیوتن، ناشی از ظرفیت نوک (مقاومت اسمی نوک) $1500\ kN$ و ناشی از ظرفیت باربری جدارهٔ شمع (مقاومت اسمی جداره) $1300\ kN$ و مجموعاً $2800\ kN$ به دست آمده است. صرفاً با این اطلاعات حداقل مقاومت باربری نهایی کششی این شمع در شرایط استاتیکی (R_t) به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

۱) $480\ kN$

۲) $995\ kN$

۳) $395\ kN$

۴) $340\ kN$



پاسخ :

طبق بند ۷-۶-۴-۳-۳ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ :

۷-۶-٤-۳-۳ نیروی مقاوم کششی، چه در حالت منفرد و چه در حالت گروهی، با استفاده از رابطه (۷-۶-۱۰) محاسبه می‌شود:

$$R_t = W_t + F_s - U_{uplift} \qquad (۷-۶-۱۰)$$

در این رابطه:

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

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

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

طبق بند ۷-۶-۴-۳-۶ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ :

۷-۶-٤-۳-٦ مقاومت اصطکاک جدار کششی شمع‌های منفرد ۰/۷ تا ۰/۸۵ اصطکاک جدار شمع در حالت فشاری لحاظ شود، مگر آنکه آزمایش بارگذاری استاتیکی کششی انجام شده باشد.

چونکه حداقل مد نظر است $\rightarrow F_s = 0.7 \times 1300 = 910\ kN$

$R_t = 150 + 910 - 0 = 1060\ kN$

طبق بند ۷-۶-۷-۲-۳ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ :

ضریب کاهش مقاومت برای شمع درجاریز $= 0.375$

مقاومت باربری نهایی کششی شمع $= 0.375 \times 1060 = 397.5\ kN$

گزینه (۳)

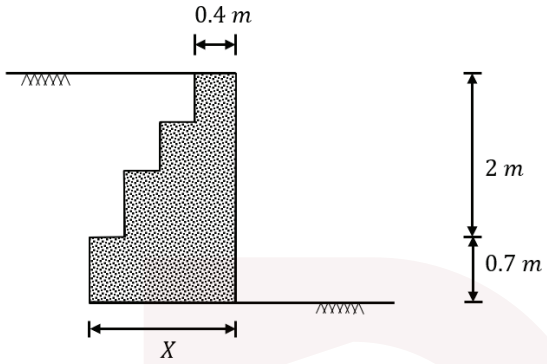
۲۲- یک دیوارحائل وزنی از جنس سنگ توف مطابق شکل زیر ساخته خواهد شد. اگر فشار خاک وارد بر دیوار از نوع محرک فرض شود، حداقل پهنای دیوار در شالوده (X) چقدر باید باشد تا در طراحی به روش تنش مجاز، ضریب اطمینان در برابر لغزش در شرایط استاتیکی تامین شود؟ از سربار روی خاک صرف‌نظر شده و نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید. زاویهٔ اصطکاک بین خاک و زیر دیوار $\delta = 20$ درجه، هرگونه چسبندگی صفر و خاک در شرایط زهکشی شده فرض شود. جرم مخصوص دیوار سنگی و خاک $2000\frac{kg}{m^3}$ است.

۱) $X = 2.3\ m$

۲) $X = 2.5\ m$

۳) $X = 1.6\ m$

۴) $X = 1.9\ m$



پاسخ :

$$K_a = \frac{1-\sin\Phi}{1+\sin\Phi} = \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = \frac{1}{3}$$

$$\tan\delta = \tan 20 = 0.36$$

$$\sum F_{\text{محرک}} = \frac{1}{2}K_a\gamma H^2 L = \frac{1}{2}\times\frac{1}{3}\times 2000\times 2.7^2\times 1 = 2430\ kg$$

$$\sum F_{\text{مقاوم}} = (\text{وزن دیوار} + \text{وزن خاک}) \times \min(\tan\delta\ ,\tan\Phi)$$

$$= 2000\times 2.7\times \mathrm{X}\times 1\times 0.36 = 1944\mathrm{X}$$

طبق بند ۷-۵-۷-۱-۱ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ :

$$\frac{\sum F_{\text{مقاوم}}}{\sum F_{\text{محرک}}} \geq \text{ضریب اطمینان} = 1.5$$

$$\frac{1944\mathrm{X}}{2430} \geq 1.5 \rightarrow X \geq 1.875\ m$$

گزینه (۴)

۲۳- در صورتی که از تیر به عنوان تکیه‌گاه جانبی یک دیوار بنایی غیرمسلح استفاده شود، حداکثر فاصله آزاد قابل قبول بین تیرها یا کلاف‌ها به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 24 برابر عرض مؤثر دیوار

۲) 16 برابر عرض مؤثر دیوار

۳) 32 برابر عرض مؤثر دیوار

۴) 12 برابر عرض مؤثر دیوار

پاسخ :

طبق بند ۸-۳-۴-۶ مبحث هشتم ویرایش ۱۳۹۸ :

فاصلهٔ آزاد بین تیرها یا کلاف‌ها حداکثر ۳۲ برابر حداقل عرض مساحت ناحیه فشاری می‌باشد. عرض ناحیه فشاری در بنایی غیر مسلح، نصف عرض مؤثر دیوار می‌باشد.

فاصلهٔ آزاد بین تیرها یا کلاف‌ها $\leq$ 32 برابر حداقل عرض مساحت ناحیه فشاری

فاصلهٔ آزاد بین تیرها یا کلاف‌ها $\leq = \frac{1}{2} \times$ عرض مؤثر دیوار $\times 32 = 16$

گزینه (۲)

۲۴- مدول گسیختگی یک واحد بنایی توخالی با ملات سیمان نوع متوسط که 30 درصد آن دوغاب شده، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید امتداد تنش کششی خمشی موازی بندهای افقی است.

۱) $0.56\ MPa$

۲) $0.76\ MPa$

۳) $0.33\ MPa$

۴) $0.65\ MPa$

پاسخ :

طبق جدول ۸-۲-۶ مبحث هشتم ویرایش ۱۳۹۸ :

با درونیابی برای مقادیر مشخص شده در جدول مدول گسیختگی برای حالت 30 درصد دوغاب شده بدست می‌آید :

جدول ۸-۲-۶ مدول گسیختگی واحد بنایی f_r (MPa)

امتداد تنش کششی خمشی و نوع مصالح بنایی	نوع ملات	
	ملات ماسه-سیمان نوع خیلی قوی یا قوی	ملات ماسه-سیمان نوع متوسط
عمود بر بندهای افقی:		
واحدهای توپر	۰/۶۹	۰/۵۲
واحدهای توخالی:		
دوغاب نشده	۰/۴۳	۰/۳۳
کاملا دوغاب شده	۱/۱۲	۱/۰۹
موازی بندهای افقی:		
واحدهای توپر	۱/۳۸	۱/۰۳
واحدهای توخالی:		
دوغاب نشده یا قسمتی دوغاب شده(۱)	۰/۸۶	۰/۶۵
کاملا دوغاب شده	۱/۳۸	۱/۰۳

(۱) برای بنایی که قسمتی دوغاب شده است، مقدار مدول گسیختگی باید بر اساس درون‌یابی خطی بین حالات کاملا دوغاب شده و دوغاب نشده واحدهای توخالی بر اساس میزان دوغاب شدن بدست آید.

$$f_{r30\%} = 0.65 + \frac{30}{100} \times (1.03 - 0.65) = 0.764\ MPa$$

گزینه (۲)

۲۵- در نظر است یک ساختمان بنایی محصور شده با کلاف 2 طبقه به اضافهٔ زیرزمینی مسطح بدون هیچگونه شیب نسبت به زمین‌های مجاور ساخته شود. هرگاه مجموع ضخامت پی و بتن مگر آن 600 میلی‌متر و بلوکاژ با کفسازی زیرزمین 200 میلی‌متر و ضخامت سقف زیرزمین با کفسازی آن 400 میلی‌متر باشد، برای دستیابی به حداکثر ارتفاع مجاز زیرزمین، کمترین عمق خاکبرداری مطابق کدام‌یک از گزینه‌های زیر است؟

۱) 1.8 متر

۲) 2.5 متر

۳) 2 متر

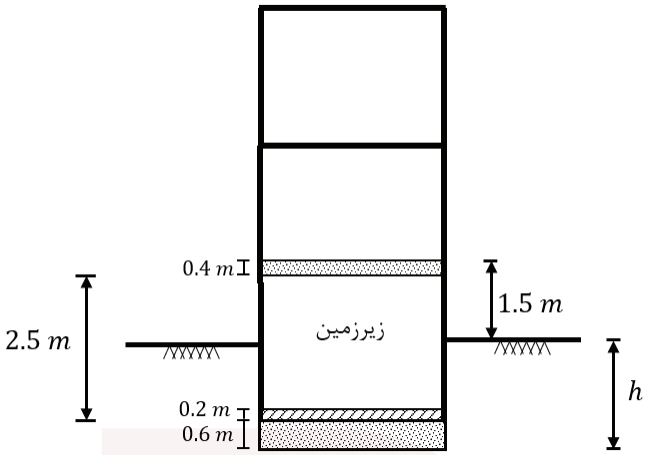
۴) 2.2 متر

پاسخ :

طبق بند ۸-۵-۴-۲ مبحث هشتم ویرایش ۱۳۹۸ :

حداکثر ارتفاع از روی پی تا سقف زیرزمین : $2.5\ m$

حداکثر اختلاف تراز روی سقف زیرزمین تا زمین مجاور : $1.5\ m$



$$h = 0.6 + 2.5 + 0.4 - 1.5 = 2\ m$$

گزینه (۳)

۲۶- یک تیر چوبی با مقطع مستطیل به عرض 200 mm و ارتفاع 350 mm بر روی یک دیوار باربر بنایی مسلح که از بلوک سیمانی و ملات ماسه سیمان قوی ساخته شده است، قرار می‌گیرد. امتداد طول تیر عمود بر صفحه دیوار بوده و دیوار به عنوان تکیه‌گاه تیر عمل می‌کند. در صورتی که عکس‌العمل تکیه‌گاهی این تیر تحت بارهای با ضریب که به صورت نیروی فشار مستقیم (لهیدگی) به دیوار وارد می‌شود برابر 384 kN باشد و تیر چوبی بدون استفاده از ورق توزیع بار به طور مستقیم روی دیوار بنایی نشسته باشد و از تمام 400 mm ضخامت دیوار به عنوان تکیه‌گاه استفاده شود، حداقل مقاومت مشخصهٔ بلوک سیمانی چه مقدار باید باشد؟ از روش مقاومت نهایی استفاده شود.

۱) $13\ MPa$

۲) $30\ MPa$

۳) $10\ MPa$

۴) $25\ MPa$

طبق بند ۸-۴-۶-۳ مبحث هشتم ویرایش ۱۳۹۸ :

برای لهیدگی :

$\Phi = 0.6$

طبق بند ۸-۴-۶-۲-۳-۳ مبحث هشتم ویرایش ۱۳۹۸ :

مقاومت اسمی لهیدگی $= 0.8f'_m \times$ مساحت لهیدگی

مساحت لهیدگی $=$ عرض تیر $\times$ ضخامت دیوار

f'_m : مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی

مقاومت طراحی لهیدگی :

$$384 \times 10^3 \leq 0.6 \times 0.8 \times f'_m \times 200 \times 400 \rightarrow f'_m \geq 10\ MPa$$

طبق جدول ۸-۲-۵ مبحث هشتم ویرایش ۱۳۹۸ :

$f'_m \geq 10\ MPa \rightarrow$ مقاومت فشاری مشخصه بلوک سیمانی $\geq 13\ MPa$

گزینه (۱)

۲۷- مقطع یک عضو بتن‌آرمه تحت اثر همزمان نیروی برشی و لنگر خمشی قرار دارد و مقاومت برشی اسمی تأمین‌شده توسط بتن (بر اساس رابطهٔ ساده‌تر) برابر V_{c1} است. اگر مقطع همین عضو علاوه بر نیروی برشی و لنگر خمشی فوق به طور همزمان تحت اثر نیروی کششی P_u قرار گیرد و در این حالت مقاومت برشی اسمی تأمین شده توسط بتن (بر اساس رابطهٔ ساده‌تر) برابر V_{c2} باشد، به ازای کدام‌یک از مقادیر $\frac{P_u}{A_g}$ مقدار V_{c2} حدوداً یک‌سوم مقدار V_{c1} خواهد بود؟ بتن معمولی و از ردهٔ $C30$ بوده و عضو موردنظر از حداقل فولاد عرضی استفاده شده است. در پاسخ‌ها A_g سطح مقطع کل عضو بتنی است.

۱) $\frac{Pu}{A_g} = 3.3$

۲) $\frac{Pu}{A_g} = 3.7$

۳) $\frac{Pu}{A_g} = 1.9$

۴) $\frac{Pu}{A_g} = 1.5$

طبق بند ۹-۸-۴-۴-۱ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

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.

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

طبق بند ۹-۳-۲-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

بتن معمولی $\leftarrow \lambda = 1$

$$V_{c1} = 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times b_w d$$

$$V_{c2} = \left(0.17 \times 1 \times \sqrt{30} - \frac{P_u}{6A_g}\right) b_w d$$

$$V_{c2} = \frac{1}{3} V_{c1} \rightarrow \left(0.17 \times 1 \times \sqrt{30} - \frac{P_u}{6A_g}\right) b_w d = \frac{1}{3} \times 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times b_w d$$

$$5.59 - \frac{P_u}{A_g} = 1.86 \rightarrow \frac{P_u}{A_g} = 3.73$$

طبق بند ۹-۸-۴-۴-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

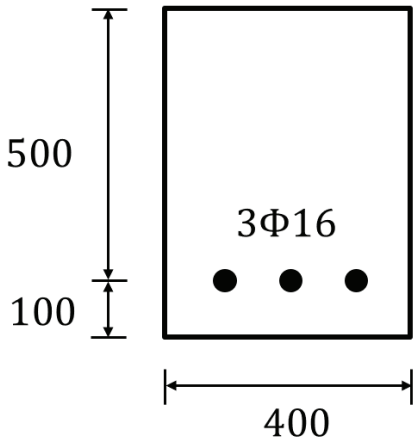
۹-۸-۴-۴-۳ در رابطه‌های (۹-۸-۱۲) و (۹-۸-۱۳)، بار محوری N_u در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. هم‌چنین مقدار $\frac{N_u}{6A_g}$ نباید بیش از $0.05f'_c$ منظور شود.

$$\frac{N_u}{6A_g} = \frac{3.73}{6} = 0.62 < 0.05f'_c = 0.05 \times 30 = 1.5\ O.K.$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 3.73$$

گزینه (۲)

۲۸- حداکثر لنگر خمشی ضریب‌دار قابل تحمل و تحمل و قابل قبول توسط مقطع تیر بتنی شکل زیر به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از رده $C30$ بوده و آرماتورها از ردهٔ $S340$ هستند. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۱) $100\ kN.m$

۲) $90\ kN.m$

۳) $75\ kN.m$

۴) $68\ kN.m$

پاسخ :

ابتدا ضابطه ρ_{min} را کنترل می‌کنیم :

طبق بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

$$\rho_{min} = max\left\{\frac{1.4}{f_y}\ ,\ \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{fy}\right\} = max\left\{\frac{1.4}{340}\ ,\ \frac{0.25\sqrt{30}}{340}\right\} = 0.0041$$

$$\rho = \frac{3 \times \frac{\pi \times 16^2}{4}}{400 \times 500} = 0.003 < 0.0041\ N.G.$$

با توجه به بند ۹-۱۱-۵-۱-۳ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

$$\rho_{\text{موجود}} = 0.003 = 1.33\ \rho_{\text{محاسباتی}} \rightarrow \rho_{\text{محاسباتی}} = 0.00225$$

رابطهٔ مقاومت خمشی اسمی :

$$M_n = \rho f_y b d^2 (1 - 0.59\rho\frac{f_y}{f_c'})$$

$$M_n = 0.00225 \times 340 \times 400 \times 500^2 \left(1 - 0.59 \times 0.0023 \times \frac{340}{30}\right) \times 10^{-6}$$
$$= 75.3\ kN.m$$

تعیین Φ :

طبق بند ۹-۸-۲-۲-۶ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f'_c - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7}(30 - 28) = 0.836$$

$$\rho_{tcl} = 0.319\beta_1 \frac{d_t}{d}\frac{f'_c}{f_y} = 0.319 \times 0.836 \times \frac{500}{500} \times \frac{30}{340} = 0.024$$

$$\rho = 0.00225 < \rho_{tcl} = 0.024$$

پس مقطع رفتار کشش‌کنترل می‌باشد و طبق جدول ۹-۷-۲ : $\Phi = 0.9$

مقاومت خمشی طراحی :

$$M_u \leq \Phi M_n = 0.9 \times 75.3 = 67.8\ kN.m$$

گزینه (۴)

۲۹- در یک سازه با شکل‌پذیری زیاد، در اتصالات دال‌های دوطرفه بدون تیر به ستون که جزئی از سیستم مقاوم در برابر زلزله منظور نمی‌شوند، در صورت نیاز به آرماتورهای برشی، در مقاطع بحرانی حداقل تنش معادل بتن متناظر با مقاومت برشی دو طرفهٔ اسمی که با آرماتور تأمین می‌شود به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از ردهٔ $C30$ است.

۱) $2.813\ MPa$

۲) $1.875\ MPa$

۳) $1.588\ MPa$

۴) $1.625\ MPa$

طبق بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۳ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

> **۹-۲۰-۱۰-۴-۳** در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی مورد نیاز باید رابطه‌ی $v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ را تامین نموده و حداقل تا ۴ برابر ضخامت دال از بر تکیه گاه در مجاورت مقطع بحرانی دال ادامه داشته باشند.

و در صفحه ۱۲۴ داریم :

> به طوری که v_c و v_s تنش معادل متناظر با مقاومت برشی دو طرفه‌ی اسمی می‌باشند که به ترتیب توسط بتن و فولادها فراهم می‌شود.

$$v_s \geq 0.29 \times \sqrt{30} = 1.588\ MPa$$

گزینه (۳)

۳۰- فرض کنید حداکثر نیروی برشی مقاوم دوطرفهٔ یک دال بتنی تخت در مجاورت یک ستون بتنی با مقطع مربع، در صورتی که از خاموت استفاده نشود برابر $600\ kN$ است. در این دال بتنی برای دستیابی به حداکثر نیروی برشی مقاوم دوطرفهٔ مقطع در حضور خاموت‌ها، حداقل نیروی برشی اسمی تامین‌شده توسط خاموت‌ها باید چقدر باشد؟ فرض کنید نسبت محیط مقطع بحرانی به عمق مؤثر دال برابر 8 بوده و لنگر متعادل‌نشده‌ای از دال به ستون منتقل نمی‌شود.

۱) $800\ kN$

۲) $700\ kN$

۳) $900\ kN$

۴) $600\ kN$

پاسخ :

در صورت عدم استفاده از خاموت :

طبق بند ۹-۸-۵-۳-۱ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۸-۵-۳ مقاومت برشی دو طرفه‌ی تامین شده توسط بتن

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

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

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

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

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

و از طرفی :

۹-۸-۵-۳-۱ برش دو طرفه توسط مقطعی با عمق d و یک محیط منگنه‌ای بحرانی b_0 که در بخش ۹-۸-۵-۲ تعریف شده است، مقاومت می‌گردد. اگر بر مقطع لنگر نامتعادل اثر نکند و بتوان توزیع تنش برشی در پیرامون مقطع بحرانی را یک نواخت در نظر گرفت، نیروی برشی دو طرفه‌ی متناظر با بتن، V_c، و یا متناظر با فولاد، V_s، به ترتیب با ضرب v_c و v_s در سطح بحرانی برش دو طرفه، $b_0 d$، تعیین میشوند.

$\frac{b_0}{d} = 8$: طبق صورت سوال

$$V_c = min\begin{Bmatrix} 0.33 \times \lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \\ 0.17 \times \left(1+\frac{2}{1}\right) \times \lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \\ 0.083 \times \left(2+\frac{40}{8}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \end{Bmatrix} b_0 d = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}\, b_0 d$$

طبق جدول ۹-۷-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

$$\Phi = 0.75$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times 0.33 \times 1 \times 1 \times \sqrt{f_c'} b_0 d = 600 \rightarrow \sqrt{f_c'} b_0 d = 2424.24$$

طبق بند ۹-۸-۵-۳-۴ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

> **۹-۸-۵-۳-۴** برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، لازم است عمق موثر مقطع طوری انتخاب شود که v_u محاسبه شده در مقاطع بحرانی از مقادیر زیر بیش‌تر نشود:
>
> - در صورت استفاده از خاموت:
>
> $v_u \le 0.5\phi\sqrt{f_c'}$ **(۹-۸-۲۳-الف)**

و طبق بند ۹-۸-۵-۳-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

> **۹-۸-۵-۳-۲** برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، مقدار v_c که در مقاطع بحرانی محاسبه می‌شود نباید از حدود زیر بیش‌تر باشد:
>
> **الف**- اگر از خاموت استفاده شده باشد:
>
> $v_c \le 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'}$ **(۹-۸-۲۱)**

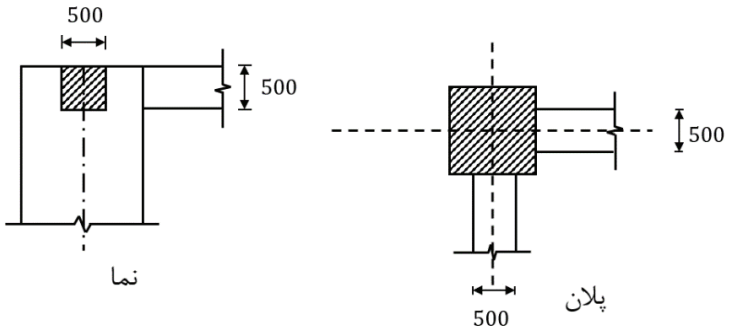
$$V_{c_{\text{جدید}}} = 0.17 \times 2424.24 = 412.12\ kN$$

$$\Phi\left(V_{c_{\text{جدید}}} + V_s\right) = 0.5\Phi\sqrt{f_c'} b_0 d \rightarrow \Phi\left(V_{c_{\text{جدید}}} + V_s\right) = 0.5\Phi\sqrt{f_c'} b_0 d$$

$$\rightarrow (412.12 + V_s) = 0.5 \times 2424.24 \rightarrow V_s = 800\ kN$$

گزینه (۱)

۳۱- فرض کنید در یک ساختمان بتنی با شکل‌پذیری زیاد مقدار نیروی برشی نهایی مؤثر چشمهٔ اتصال مطابق شکل زیر در هر دو راستای عمود بر هم برابر $1170\ kN$ است. اگر بتن معمولی و از ردهٔ $C30$ باشد، بر اساس کنترل مقاومت چشمهٔ اتصال حداقل ابعاد مورد نیاز مقطع ستون به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۱) $650 \times 650\ mm$

۲) $520 \times 520\ mm$

۳) $600 \times 600\ mm$

۴) $575 \times 575\ mm$

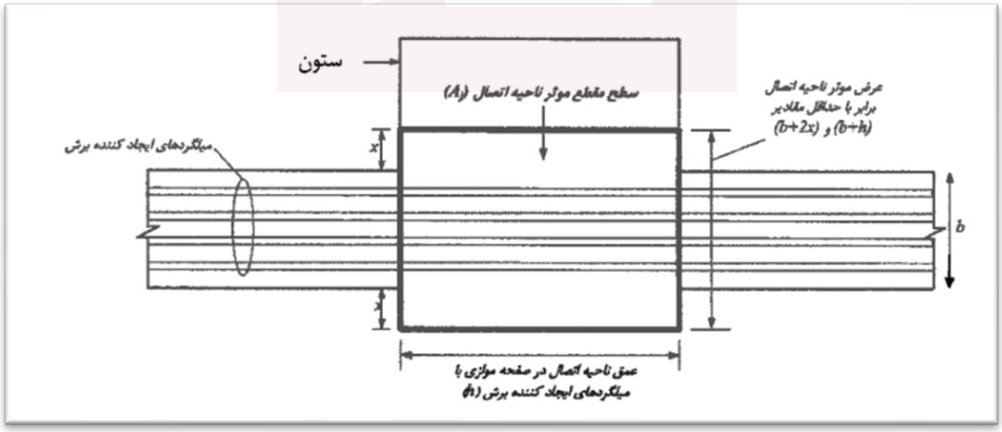
پاسخ :

طبق جدول ۹-۲۰-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

با توجه به اینکه تیر و ستون هر دو ناپیوسته‌اند و اتصال محصور نشده می‌باشد :

$$V_n = 0.7\lambda\sqrt{f_c'}A_j$$

طبق بند ۹-۱۶-۴-۲-۳ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :



به دلیل اینکه مقطع ستون مربعی است، مطمئن هستیم که $b + 2x$ کوچکتر است.

$$A_j = h \times \min\{b + 2x \ \ , \ \ b + h\} = h \times \big(500 + (h - 500)\big) = h^2$$

طبق بند ۹-۷-۴-۵ مورد (ت) مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

$$\Phi = 0.85$$

$$V_u \leq \Phi Vn \rightarrow 1170 \times 10^3 \leq 0.85 \times 0.7 \times 1 \times \sqrt{30} \times h^2$$

$$h = 600\ mm$$

گزینه (۳)

۳۲- فرض کنید در یک مهار کاشتنی انبساطی نسبت نیروی برشی ضریب‌دار به مقاومت برشی اسمی برابر 1.5α و نسبت نیروی کششی ضریب‌دار به مقاومت کششی اسمی آن برابر α است. حداکثر مقدار قابل قبول α به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ مهارهای کاشتنی دارای حساسیت زیاد به نصب و قابلیت اعتماد کم بوده و بدون آرماتور اضافی گذرنده از سطح گسیختگی (شامل گسیختگی بیرون‌کشیدگی یا قلوه‌کن‌شدگی بتن) می‌باشد.

۱) 0.31

۲) 0.27

۳) 0.48

۴) 0.45

پاسخ :

طبق بند ۹-۱۸-۶-۳ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

فرض می‌کنیم شرایط این بند برقرار باشد :

> **۹-۱۸-۶-۳** اگر $V_{ua}>0.2\phi V_n$ و $N_{ua}>0.2\phi N_n$ باشند، رابطه‌ی زیر باید برای اندرکنش کشش و برش برقرار شود:
>
> $$\frac{N_{ua}}{\phi N_n}+\frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \qquad (۹-۱۸-۳۵)$$

طبق بند ۹-۱۸-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

برای مهار های کاشتنی گروه ۳، حساسیت زیاد به نصب و قابلیت اعتماد کم :

$$\Phi_{\text{برش}} = 0.7$$

$$\Phi_{\text{کشش}} = 0.45$$

$$\rightarrow \frac{\alpha}{0.45} + \frac{1.5\alpha}{0.7} \leq 1.2 \rightarrow \alpha \leq 0.27$$

کنترل شرط بند ۹-۱۸-۶-۳ :

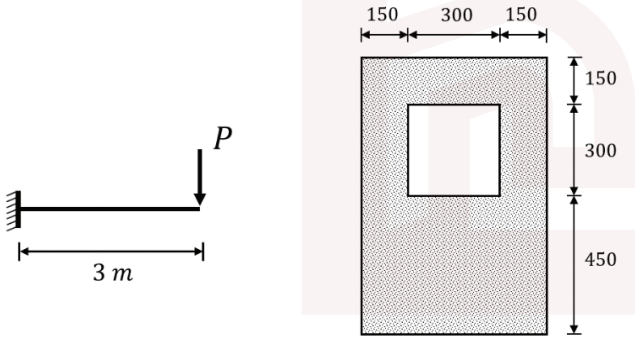
$$\frac{1.5 \times 0.27}{0.7} = 0.58 > 0.2 \rightarrow \ O.K.$$

$$\frac{0.27}{0.45} = 0.6 > 0.2 \rightarrow O.K.$$

$$\alpha \leq 0.27$$

گزینه (۲)

۳۳- در تیر بتنی شکل زیر مقدار P برای ایجاد لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از ردهٔ $C30$ بوده و از وزن در واحد طول تیر صرف‌نظر نمائید. در مقطع شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۱) $97.3\ kN$

۲) $66.7\ kN$

۳) $89.9\ kN$

۴) $78.6\ kN$

پاسخ :

طبق بند ۹-۱۹-۲-۲-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

در روابط جدول ۹-۱۹-۱، M_{cr} لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۱۹-۱) محاسبه می‌شود:

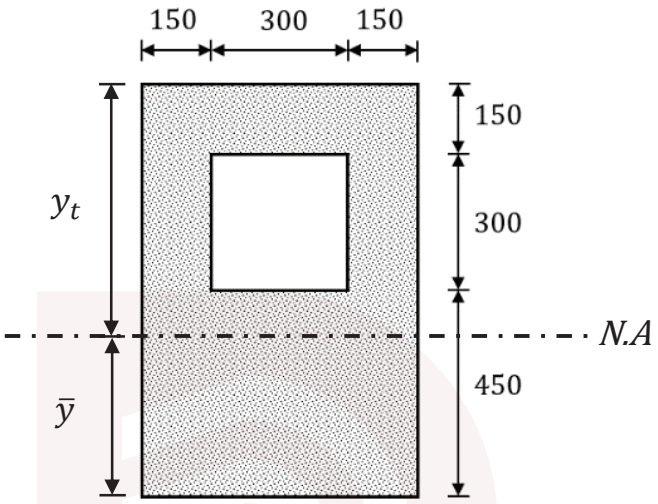
$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \qquad (۹-۱۹-۱)$$

I_g : ممان اینرسی ناخالص مقطع بتنی با صرف‌نظر از اثر فولاد

y_t : فاصله محور خنثی از دورترین تار کششی مقطع

طبق بند ۹-۳-۵-۱ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f_c'} = 0.62 \times 1 \times \sqrt{30} = 3.3959\ MPa$$



چونکه مقطع تحت اثر لنگر خمشی منفی می‌باشد، بالای مقطع تحت کشش قرار می‌گیرد و y_t برابر است با فاصله تار محور تا بالای مقطع :

$$\bar{y} = \frac{600 \times 900 \times \frac{900}{2} - 300 \times 300 \times \left(450 + \frac{300}{2}\right)}{600 \times 900 - 300 \times 300} = 420\ mm$$

$$y_t = 900 - 420 = 480\ mm$$

$$I_g = \frac{1}{12} \times 600 \times 900^3 + (600 \times 900)\left(\frac{900}{2} - 420\right)^2 - \left(\frac{1}{12} \times 300 \times 300^3 + (300 \times 300)\left(450 + \frac{300}{2} - 420\right)^2\right)$$

$$I_g = 3.3345 \times 10^{10}\ mm^4$$

$$M = P \times 3 = M_{cr} = \frac{3.3959 \times 3.3345 \times 10^{10}}{480} \times 10^{-6}$$

$\rightarrow P = 78.6\ kN$

گزینه (۴)

۳۴- در یک شالودهٔ گسترده با فولادگذاری برشی (با استفاده از خاموت) حداکثر تنش برشی دوطرفه ضریب دار در پیرامون مقطع بحرانی به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از رده $C25$ است.

۱) $1.875\ MPa$

۲) $2.813\ MPa$

۳) $1.625\ MPa$

۴) $2.250\ MPa$

پاسخ :

طبق بند ۹-۸-۵-۳-۴ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۸-۵-۳-۴ برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، لازم است عمق موثر مقطع طوری انتخاب شود که v_u محاسبه شده در مقاطع بحرانی از مقادیر زیر بیش‌تر نشود:

- در صورت استفاده از خاموت:

$$v_u \le 0.5\phi\sqrt{f'_c} \qquad \textbf{(۹-۸-۲۳-الف)}$$

طبق جدول ۹-۷-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

$\Phi = 0.75$

$v_u \le 0.5 \times 0.75 \times \sqrt{25} = 1.875\ MPa$

گزینه (۱)

۳۵- در یک پی نواری به عرض 2 متر مقدار برش یک‌طرفهٔ ضریب‌دار برای طراحی $V_u = 400\ kN$ از تحلیل به‌دست آمده است. در صورتی که آرماتورهای طولی در دال پی مقدار حداقل آئین‌نامه باشند، کمترین ضخامت پی برای این‌که نیازی به آرماتورهای برشی نباشد به کدام‌یک از مقادیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از ردهٔ $C25$ بوده و عمق مؤثر پی 0.85 ارتفاع پی فرض شود.

۱) $1050\ mm$

۲) $990\ mm$

۳) $790\ mm$

۴) $740\ mm$

طبق بند ۹-۸-۴-۴-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

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

طبق بند ۹-۹-۶-۱ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۹-۶ آرماتور گذاری

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

$$A_{s,min} = 0.0018A_g = 0.0018b_w h$$

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{s,min}}{b_w d} = \frac{0.0018b_w h}{b_w \times 0.85h} = 0.0021$$

$$V_c = \left(0.66 \times 1 \times 1 \times (0.00212)^{\frac{1}{3}} \times \sqrt{25} + 0\right) \times 2000 \times 0.85h \times 10^{-3}$$
$$= 0.7207h$$

$$V_u \leq \Phi V_c \rightarrow 400 \leq 0.75 \times 0.7207h \rightarrow h \geq 740\ mm$$

گزینه (۴)

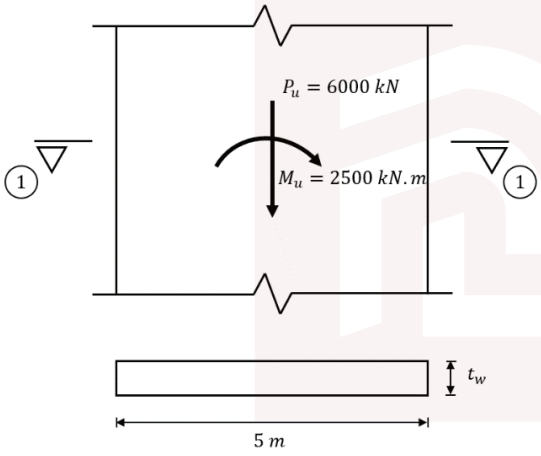
۳۶- یک قطعه دیوار برشی بتنی ویژه به طول 5 متر مطابق شکل زیر در مقطع $1-1$ دارای نیروی محوری و لنگر خمشی ضریب‌دار (شامل اثر زلزله) برابر P_u و M_u قرار دارد. حداقل ضخامت دیوار برای آنکه دیوار نیازی به المان مرزی نداشته باشد براساس این اطلاعات به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از ردهٔ $C25$ است.

۱) $t_w = 360\ mm$

۲) $t_w = 320\ mm$

۳) $t_w = 480\ mm$

۴) $t_w = 400\ mm$



مقطع $1-1$

پاسخ :

طبق بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

> در مواردی که تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع دیوار تحت اثر ترکیب بارهای ضریب‌دار، شامل اثر زلزله، از $0.2f'_c$ بیش‌تر باشد، باید اجزای مرزی ویژه پیش‌بینی شوند. این اجزا

با توجه به روابط مقاومت مصالح ، تنش فشاری در دورترین تار فشاری قطع محاسبه می‌شود و این مقدار باید کوچکتر از f_c' باشد پس داریم :

$$\sigma = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u}{S} \leq 0.2 f_c'$$

$$\frac{6000 \times 10^3}{5000 \times t_w} + \frac{2500 \times 10^6}{\frac{t_w \times 5000^2}{6}} \leq 0.2 \times 25 \rightarrow t_w \geq 360\ mm$$

گزینه (۱)

۳۷- یک ستون با مقطع دایره و قطر 700 میلی‌متر در یک قاب خمشی ویژه قرار دارد. در صورتی‌که از آرماتور سایز 14 به عنوان دورپیچ استفاده شود، حداکثر فاصلهٔ گام دورپیچ در نواحی بحرانی ستون جهت تأمین آرماتور عرضی ویژه، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ نیروی محوری ستون $P_u = 2500\ kN$ ، بتن از نوع $C25$ ، آرماتور ها $S400$ ، پوشش بتن روی میلگرد دورپیچ 70 میلی‌متر و قطر آرماتورهای طولی 28 میلی‌متر است.

۱) $S = 80\ mm$

۲) $S = 65\ mm$

۳) $S = 60\ mm$

۴) $S = 55\ mm$

طبق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ مقدار آرماتور عرضی ویژه‌ی لازم در ناحیه‌ی بحرانی برای دورپیچ‌ها و یا دورگیرهای دایروی باید مطابق (الف) و (ب) زیر محاسبه شود:

الف- در صورتی که $P_u \leq 0.3 A_g f_c'$ و $f_c' \leq 70$ MPa باشد، مقدار ρ_s باید برابر با بیشترین مقدار از دو رابطه‌ی (۹-۲۰-۷) و (۹-۲۰-۸) باشد.

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۷)$$

$$\rho_s = 0.12\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۸)$$

ب- در صورتی که $P_u > 0.3A_g f'_c$ و یا $f'_c > 70\ \text{MPa}$ باشد، مقدار ρ_s باید علاوه بر مقدار حداکثر به دست آمده از روابط (۹-۲۰-۷) و (۹-۲۰-۸)، از مقدار محاسبه شده از رابطه‌ی (۹-۲۰-۹) نیز بیش‌تر باشد.

$$\rho_s = 0.35k_f\ \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \qquad (۹-۲۰-۹)$$

A_{ch} : سطح مقطع هسته بتن

A_g : سطح مقطع ناخالص مقطع

$$P_u = 2500\ kN < 0.3 \times \frac{\pi \times 700^2}{4} \times 25 \times 10^{-3} = 2886\ kN$$

$$f'_c = 25\ MPa \leq 70MPa$$

→ ۹-۲۰-۷ :

$$\rho_s = \max\begin{cases} 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12\,\frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$\rho_s = \max\begin{cases} 0.45\left(\frac{\frac{\pi \times 700^2}{4}}{\frac{\pi \times (700 - 2\times 70)^2}{4}} - 1\right)\frac{25}{400} = 0.0158 \\ 0.12 \times \frac{25}{400} = 0.0075 \end{cases} = 0.0158$$

از طرفی :

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D_c s}$$

D_c : قطر هسته ستون

A_{sp} : سطح مقطع فولاد دورپیچ

$$\rho_s = 0.0158 = \frac{4 \times \frac{\pi \times 14^2}{4}}{(700 - 2 \times 70) \times s} \rightarrow s \leq 69.6\ mm$$

همچنین براساس بند ۹-۲۱-۶-۳-۱ :

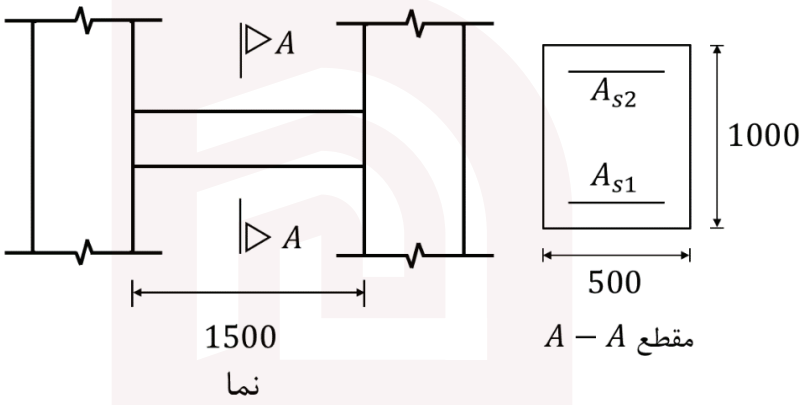
$$s \leq 75 + 14 = 89\ mm$$

$$\rightarrow s \leq 69.6\ mm$$

گزینه (۲)

۳۸- هرگاه برش در تیر همبند شکل زیر $V_u = 800\ kN$ باشد، کدام عبارت زیر صحیح است؟ بتن معمولی بوده و در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$$f_c' = 30\ MPa\ , f_y = 400\ MPa$$



۱) استفاده از آرماتورهای عرضی و قطری اجباری نیست.

۲) استفاده از آرماتورهای عرضی اجباری نبوده ولی استفاده از آرماتورهای قطری اجباری است.

۳) استفاده از آرماتورهای عرضی و قطری اجباری است.

۴) استفاده از آرماتورهای عرضی اجباری بوده ولی استفاده از آرماتورهای قطری اجباری نیست.

پاسخ :

طبق بند ۹-۲۰-۷-۵ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۲۰-۷-۵-۱ در تیرهای هم‌بند که در آن‌ها نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع تیر مساوی یا بزرگ‌تر از ۴ می‌باشد، ($\frac{l_n}{h} \geq 4$)، باید الزامات بند ۹-۲۰-۶-۲، با فرض آن که لبه‌های دیوارها به عنوان تکیه گاه‌های ستونی عمل می‌کنند، رعایت شوند. در صورتی که بتوان نشان داد تیر دارای پایداری جانبی مناسب است، لزومی به اعمال ضوابط بند ۹-۲۰-۶-۲-۱-۱(ب) و (پ) نمی‌باشد.

۹-۲۰-۷-۵-۲ در تیرهای هم‌بند که در آن‌ها نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع، کوچک‌تر از ۲ بوده ($\frac{l_n}{h} < 2$)، و $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ می‌باشد، باید از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که نسبت به مرکز تیر متقارن می‌باشند، استفاده گردد. در صورتی که با حذف سختی و مقاومت جانبی تیرهای هم‌بند، توانایی باربری قائم آن‌ها، امکان خروج اضطراری از ساختمان، و یا انسجام اجزای غیر سازه‌ای و اتصالات آن‌ها به سازه حفظ گردند، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

۹-۲۰-۷-۵-۳ در تیرهای هم‌بندی که هیچ کدام از شرایط بندهای ۹-۲۰-۷-۵-۱ یا ۹-۲۰-۷-۵-۲ وجود ندارد، می‌توان از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که به صورت متقارن نسبت به مرکز تیر قرار داده شده‌اند، یا از آرماتورهایی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۲-۲ ، ۹-۲۰-۶-۲-۳، ۹-۲۰-۶-۴، و با منظور نمودن اجزای مرزی دیوارها به عنوان تکیه گاه‌های ستونی، استفاده نمود.

بررسی شرط بند ۹-۲۰-۷-۵-۱ :

$$\frac{L_n}{h} = \frac{1500}{1000} = 1.5 \ngeq 4$$

بررسی شرط بند ۹-۲۰-۷-۵-۲ :

A_{cw} : سطح مقطع تیر همبند

$$\frac{L_n}{h} = 1.5 < 2$$

$$V_u = 800\ kN \ngeq 0.33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 500 \times 1000 \times 10^{-3} = 903.7\ kN$$

در نتیجه شرایط بند ۹-۲۰-۷-۵-۳ حاکم می‌شود و هم می‌توان از آرماتورهای قطری استفاده کرد و هم می‌توان از آرماتورهای طولی و آرماتورهای عرضی طبق بند ۹-۲۰-۶-۲-۳ استفاده کرد. در نتیجه استفاده از آرماتور های قطری اجباری نیست.

طبق بند ۹-۲۰-۷-۵-۴ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

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 نمود؛ در این حالت نیازی به رعایت بند ۹-۱۱-۸ نمی‌باشد.

الف- V_n از رابطه‌ی زیر محاسبه گردد:

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

در رابطه‌ی فوق، α 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.

پ- هر گروه میلگردهای قطری باید با آرماتورهای عرضی با خطوط مستقیم که بعد بیرونی آن‌ها در امتداد موازی با عرض جان تیر همبند، b_w، برابر با حداقل $\frac{bw}{2}$ بوده، و در امتداد دیگر برابر با حداقل $\frac{bw}{5}$ باشد، محصورشود (شکل ۹-۲۰-۳ الف).

ت- آرماتورهای عرضی باید در تمام سطح مقطع تیر مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث)، و با منظور نمودن A_{sh} حداقل برابر با بیش‌ترین دو مقدار زیر، قرار داده شوند (شکل ۹-۲۰-۳ ب) :

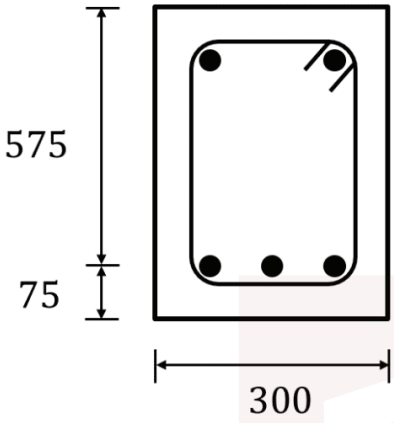
در صورت استفاده از آرماتورهای قطری لازم است از آرماتورهای عرضی استفاده شود. در حالت استفاده از آرماتورهای طولی هم همانطور که گفته شد استفاده از آرماتورهای عرضی اجباریست.

در نتیجه استفاده از آرماتورهای عرضی اجباری بوده ولی استفاده از آرماتورهای قطری اجباری نیست.

گزینه (۴)

۳۹- در مقطع یک تیر بتنی نیاز به استفاده از آرماتور پیچشی است. میلگردهای عرضی پیچشی به قطر 10 میلی‌متر و مقدار $\frac{A_t}{s} = 0.0335\ mm^2/mm$ تعیین شده است. پوشش بتن روی این میلگردهای عرضی 50 میلی‌متر است. حداقل سطح مقطع آرماتور طولی پیچشی (بدون توجه به مقدار لازم محاسباتی) به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$f_y = f_{yt} = 340\ MPa\ , f'_c = 30\ MPa$



۱) $1095\ mm^2$

۲) $1319\ mm^2$

۳) $1165\ mm^2$

۴) $1265\ mm^2$

پاسخ :

طبق بند ۹-۱۱-۵-۳-۳ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۱۱-۵-۳-۳ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل آرماتور طولی پیچشی، $A_{l,min}$، کم‌ترین مقدار (الف) و (ب) در نظر گرفته می‌شود:

$$0.42\frac{\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \text{(۹-۱۱-۳-الف)}$$

$$\left(\frac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_{yt}} - \frac{0.175b_w}{f_{yt}}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \text{(۹-۱۱-۳-ب)}$$

در این رابطه :

A_{cp} : مساحت مقطع بتنی

p_h : محیط تنگ بسته‌ی پیچشی $= 2(x_0 + y_0)$

$$x_0 = 300 - 2\left(50 + \frac{10}{2}\right) = 190\ mm$$

$$y_0 = 650 - 2\left(50 + \frac{10}{2}\right) = 540\ mm$$

$$p_h = 2(190 + 540) = 1460\ mm$$

$$A_{cp} = 300 \times 650 = 195000\ mm^2$$

$$A_{l,min} = \min \begin{cases} 0.42 \times \frac{\sqrt{30} \times (195000)}{340} - (0.0335)(1460) \times \frac{340}{340} = 1270.46\ mm^2 \\ 0.42 \times \frac{\sqrt{30} \times (195000)}{340} - \left(\frac{0.175 \times 300}{340}\right)(1460) \times \frac{340}{340} = 1093.93\ mm^2 \end{cases}$$

$$A_{l,min} = 1093.93\ mm^2$$

گزینه (۱)

۴۰- یک سیستم سقف از تیرهای T شکل که با دال یکپارچه بتن‌ریزی شده‌اند تشکیل شده است. دهانه تیرها 6.0 متر و فاصلهٔ مرکز هر تیر تا تیر مجاور 1.25 متر است. پهنای جان تیرهای T شکل $300\ mm$ ، عمق مؤثر این تیرها (نسبت به تار بالای دال) $500\ mm$ و ضخامت دال بتنی $100\ mm$ است. در صورتی که لنگر مثبت تحت بارهای با ضریب در وسط دهانه برابر $724\ kN.m$ باشد، مقدار میلگرد کششی لازم در یک تیر T شکل میانی (با بال در دو طرف جان تیر) به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و ردهٔ $C25$ و فولاد میلگرد ها $S400$ هستند.

۱) $6500\ mm^2$

۲) $1950\ mm^2$

۳) $2200\ mm^2$

۴) $4300\ mm^2$

پاسخ :

طبق بند ۹-۶-۳-۳-۱ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۶-۳-۳-۱ در تیرهای T شکل که دارای دال یک‌پارچه و یا مرکب می‌باشند، عرض موثر بال، b_f، باید برابر با عرض جان تیر، b_w، به اضافه‌ی قسمتی از بال در هر طرف تیر مطابق جدول ۹-۶-۱ در نظر گرفته شود. در این جدول h ضخامت دال و s_w فاصله‌ی آزاد بین جان تیر مورد نظر و جان تیر مجاور آن می‌باشد.

جدول ۹-۶-۱ محدودیت ابعاد برای عرض موثر بال از بر جان تیر T شکل

وضعیت	عرض موثر بال، از بر جان تیر	
بال در دو طرف جان	کم‌ترین از:	$8h$
		$s_w/2$
		$l_n/8$
بال در یک طرف جان	کم‌ترین از:	$6h$
		$s_w/2$
		$l_n/12$

$$b_e = b_w + 2 \times \min\left(8h, \frac{s_w}{2}, \frac{l_n}{8}\right)$$

$$= b_w + 2 \times \min\left(8 \times 100, \frac{1250 - 300}{2}, \frac{6000}{8}\right) = 300 + 2 \times 475$$

$$b_e = 1250\, mm$$

فرض می‌کنیم بلوک فشاری بتن در قسمت بال تیر قرار گیرد :

با توجه به رابطهٔ تیر مستطیل شکل :

$$M_u \leq \Phi M_n$$

$$M_n = \rho f_y b_e d^2 (1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f_c'})$$

با فرض رفتار کشش کنترل :

$$\Phi = 0.9$$

$$724 \le 0.9 \times \rho \times 400 \times 1250 \times 500^2 \times \left(1 - 0.59 \times \rho \times \frac{400}{25}\right) \times 10^{-6}$$

$$\rho = 0.00688$$

$$\rho_{min} = max\left\{\frac{1.4}{f_y} \ , \ \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{fy}\right\} = max\left\{\frac{1.4}{400} \ , \ \frac{0.25\sqrt{25}}{400}\right\} = 0.0035$$

$$\rho = 0.00688 > 0.0035 \quad O.K.$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b_e} = \frac{0.00688 \times 1250 \times 500 \times 400}{0.85 \times 25 \times 1250} = 64.8\, mm < 100\, mm$$

در نتیجه فرض درست بود و بلوک فشاری بتن در قسمت بال تیر قرار دارد.

کنترل Φ :

$$f_c' = 25MPa < 28MPa \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{tcl} = 0.319\beta_1 \frac{d_t}{d}\frac{f_c'}{f_y} = 0.319 \times 0.85 \times \frac{500}{500} \times \frac{25}{400} = 0.0169$$

$$\rho = 0.00688 < \rho_{tcl} = 0.0169$$

پس فرض رفتار کشش‌کنترل صحیح می‌باشد و $\Phi = 0.9$

$$A_s = 0.00688 \times 1250 \times 500 = 4300\, mm^2$$

گزینه (۴)

۴۱- هرگاه طول و ضخامت دیوار برشی ویژه در مقطع بحرانی یک ساختمان 10 طبقه به ترتیب 5 و 0.4 متر و ضریب تشدید برشی آن مقدار بیشینهٔ آن و نیروی برشی ضریب‌دار ناشی از ترکیب بار شامل اثر زلزله برابر $1500\ kN$ باشد و دیوار برشی به‌صورت یکنواخت تا بالای آن به‌صورت پیوسته ادامه داشته باشد، مقدار $\frac{A_v}{s}$ به کدام‌یک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از ردهٔ $C30$ و آرماتورها از ردهٔ $S400$ فرض شود.

۱) $1.83\ mm^2/mm$

۲) $1.00\ mm^2/mm$

۳) $2.07\ mm^2/mm$

۴) $2.82\ mm^2/mm$

پاسخ :

طبق بند ۹-۲۰-۷-۹-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۲۰-۷-۹-۲ مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n، نباید از مقدار رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۸) بیش‌تر در نظر گرفته شود:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \qquad (۹-۲۰-۱۹)$$

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

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

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

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

مساحت مقطع دیوار : A_{cv}

$$\rho_t = \frac{A_v}{s \times t_{wall}}$$

ساختمان ده طبقه است و طول دیوار 5 متر است لذا رابطه زیر برقرار است :

$$\frac{h_w}{l_w} > 2 \rightarrow \alpha_c = 0.17$$

$$V_n = 5000 \times 400 \times \left(0.17 \times 1 \times \sqrt{30} + \frac{A_v}{s \times 400} \times 400\right) \times 10^{-3}$$

$$V_n = 1862.2567 + 2000\frac{A_v}{s}$$

از طرفی طبق بند ۹-۲۰-۷-۹-۱-۱ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

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

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

پس مقدار حداکثر نیروی برشی طرح برابر با $3V_u$ می‌باشد.

$$V_e \leq \Phi V_n$$

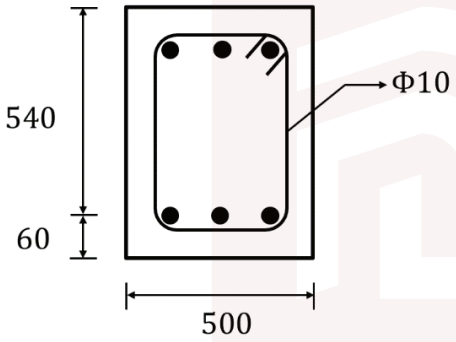
$$\rightarrow 3 \times 1500 \leq 0.75 \times \left(1862.2567 + 2000\frac{A_v}{s}\right)$$

$$\rightarrow \frac{A_v}{s} \geq 2.069$$

گزینه (۳)

۴۲- لنگر پیچشی (T_u) در یک تیر بتنی مطابق شکل زیر $50\ kN.m$ است. مقدار آرماتور پیچشی طولی (A_l) و عرضی (A_t/s) به ترتیب چه مقدار است؟ مقدار پوشش روی آرماتور عرضی را 40 میلی‌متر در نظر بگیرید و از نیروی محوری صرف‌نظر نموده و $\Phi = 45°$ فرض شود. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$f'_c = 30\ MPa\ ,f_{yt} = 400\ MPa$



۱) $660\ mm^2$ و $0.36\ mm^2/mm$

۲) $870\ mm^2$ و $0.47\ mm^2/mm$

۳) $780\ mm^2$ و $0.44\ mm^2/mm$

۴) $950\ mm^2$ و $0.52\ mm^2/mm$

پاسخ :

طبق بند ۹-۸-۶-۳-۱ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۸-۶-۳ مقاومت پیچشی تامین شده در عضو و محدودیت ابعاد

۹-۸-۶-۳-۱ مقاومت پیچشی اسمی عضو بتن آرمه، T_n، بر اساس عمل توام خاموت‌های بسته و فولادهای طولی پیچشی، تامین شده و برابر با کم‌ترین از دو مقدار زیر منظور می‌شود.

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_{yt}}{s}\cot\theta \qquad \text{(۹-۸-۳۰-الف)}$$

$$T_n = \frac{2A_0 A_\ell f_y}{p_h}\tan\theta \qquad \text{(۹-۸-۳۰-ب)}$$

در این رابطه‌ها، A_0 سطح مقطع ناخالصی است که با مسیر جریان برش پیچشی احاطه می‌شود؛ و با استفاده از تحلیل و با فرض مقطع جدار نازک تعیین می‌گردد. هم‌چنین می‌توان فرض نمود که $A_0 = 0.85A_{oh}$ باشد؛ که A_{oh} مساحت محصور به بیرونی‌ترین خاموت‌های بسته‌ی پیچشی است. از طرفی زاویه‌ی θ نباید کم‌تر از ۳۰ درجه و بزرگ‌تر از ۶۰ درجه تعیین شود؛ هم‌چنین می‌توان فرض نمود که $\theta = 45^\circ$ باشد. هم‌چنین متغیر A_t مقدار سطح مقطع یک ساق از خاموت بسته‌ای است که در مقابل پیچش مقاومت می‌کند؛ A_ℓ سطح مقطع میلگردهای طولی پیچشی است، و p_h محیط خط میانی بیرونی‌ترین خاموت بسته است.

آرماتور عرضی :

طبق جدول ۹-۷-۲ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ : $\Phi = 0.75$

$$A_0 = 0.85 \times (500 - 2 \times 40 - 10) \times (600 - 2 \times 40 - 10) = 177735\ mm^2$$

$$T_u = 50 \le 0.75 \times \frac{2 \times 177735 \times A_t \times 400}{s} \times \cot 45 \times 10^{-6}$$

$$\frac{A_t}{s} \ge 0.469\ \frac{mm^2}{mm}$$

طبق بندهای ۹-۱۱-۵-۳-۲ و ۹-۱۱-۵-۲-۳ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

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

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:

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

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

$$\frac{(A_v+2A_t)_{min}}{s}=max\begin{cases}0.062\times\sqrt{30}\times\dfrac{500}{400}=0.424\\ 0.35\times\dfrac{500}{400}=0.437\end{cases}=0.437\frac{mm^2}{mm}$$

$$2\times 0.469=0.938>0.437\ \ O.K.$$

$$\rightarrow\frac{A_t}{s}\geq 0.469\frac{mm^2}{mm}$$

آرماتور طولی :

$$p_h=2(x_0+y_0)$$

$$x_0=500-2\left(40+\frac{10}{2}\right)=410\ mm$$

$$y_0=600-2\left(40+\frac{10}{2}\right)=510\ mm$$

$$p_h=2(410+560)=1840\ mm$$

با فرض $f_y=f_{yt}$:

$$T_u = 50 \le 0.75 \times \frac{2 \times 177735 \times A_l \times 400}{1840} \times \tan 45 \times 10^{-6}$$

$$A_l \ge 862.71\ mm^2$$

و طبق بند ۹-۱۱-۵-۳-۳ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

۹-۱۱-۵-۳-۳ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل آرماتور طولی پیچشی، $A_{l,\min}$، کم‌ترین مقدار (الف) و (ب) در نظر گرفته می‌شود:

$$0.42\frac{\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \text{(۹-۱۱-۳-الف)}$$

$$0.42\frac{\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{0.175b_w}{f_{yt}}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \text{(۹-۱۱-۳-ب)}$$

A_{cp} : مساحت مقطع بتنی

$$A_{cp} = 500 \times 600 = 300000\ mm^2$$

$$A_{l,min} = \min\begin{cases} 0.42 \times \dfrac{\sqrt{30} \times (300000)}{400} - (0.469)(1840) \times \dfrac{400}{400} = 862.37\ mm^2 \\ 0.42 \times \dfrac{\sqrt{30} \times (300000)}{400} - \left(\dfrac{0.175 \times 500}{400}\right)(1840) \times \dfrac{400}{400} = 1322.83\ mm^2 \end{cases}$$

$$A_{l,min} = 862.37\ mm^2$$

$$862.71 \ge 862.37\ O.K.$$

$$\rightarrow A_l \ge 862.71\ mm^2$$

گزینه (۲)

۴۳- در یک ساختمان فولادی مقطع یکی از ستون ها از نوع $IPB\ 300$ بوده و طراحی به روش $LRFD$ و روش تحلیل مستقیم مدنظر است. حداکثر نیروی محوری قابل تحمل توسط این ستون برای آنکه مقدار ضریب τ_b از 0.8 کمتر نباشد، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$E = 2 \times 10^5\ MPa\ \ ,\ \ F_y = 360\ MPa$

۱) $980\ kN$

۲) $2580\ kN$

۳) $3880\ kN$

۴) $1480\ kN$

پاسخ :

طبق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ کاهش سختی اعضا

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز در تحلیل مرتبه دوم، باید به شرح زیر از ضرایب کاهش سختی استفاده شود:

(۱) ضریب کاهش 0.8 برای کلیهٔ سختی‌هایی که در پایداری سازه مؤثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیهٔ سختی‌های تمامی اعضا، حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند، نیز مجاز است.

(۲) علاوه بر ضریب کاهش 0.8 یک ضریب کاهش اضافی τ_b نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه مؤثر هستند:

$$(EI)^* = 0.8\,\tau_b EI \qquad (۱۰-۲-۱-۲)$$

که در آن:

$(EI)^*$ = صلبیت خمشی کاهش‌یافتهٔ عضو

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

I = ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خمش

τ_b = ضریب کاهش اضافی سختی خمشی مطابق رابطهٔ زیر:

$$\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \alpha \frac{P_r}{P_y} \le 0.5 \\ 4\alpha \frac{P_r}{P_y}\left(1 - \frac{\alpha P_r}{P_y}\right) & \alpha \frac{P_r}{P_y} > 0.5 \end{cases} \qquad (۳-۱-۲-۱۰)$$

$\alpha = 1.0$ (LRFD) و $\alpha = 1.6$ (ASD)

در رابطهٔ ۳-۱-۲-۱۰، P_r مقاومت محوری فشاری موردنیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y=A_gF_y$) است. درصورتی‌که عضو فشاری لاغر باشد، در تعیین مقاومت تسلیم محوری باید از مساحت مؤثر مقطع (A_e) استفاده شود.

طراحی $LRFD \leftarrow \alpha = 1$

طبق جدول اشتال :

$$A_g = 149 \times 100\ mm^2$$

$$P_y = A_g f_y = 14900 \times 360 \times 10^{-3} = 5364\ kN$$

بر اساس خواسته سوال :

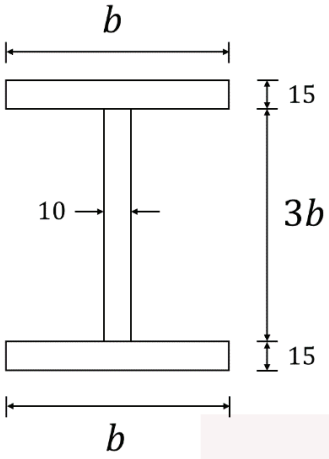
$$\tau_b = 4 \times 1 \times \frac{P_r}{5364} \times \left(1 - 1 \times \frac{P_r}{5364}\right) \ge 0.8$$

$$\rightarrow P_r \le 3881\ kN$$

گزینه (۳)

۴۴- در مقطع فولادی شکل زیر حداکثر مقدار b برای آنکه مقطع تحت اثر لنگر خمشی حول محور قوی غیر لاغر باشد به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

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



۱) $580\ mm$

۲) $545\ mm$

۳) $525\ mm$

۴) $620\ mm$

پاسخ :

طبق بند ۱۰-۲-۲-۲-۲ مورد (پ) مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

۱۰-۲-۲-۲-۲ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای لنگر خمشی

برای لنگر خمشی، مقاطع فولادی به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

- مقاطع فشرده
- مقاطع غیرفشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

الف) مقاطع فشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها اولاً بال‌ها به‌طور سراسری و پیوسته به جان یا جان‌ها متصل باشند، ثانیاً نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_p مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ بیشتر نباشد.

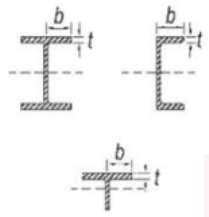
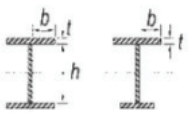
ب) مقاطع غیرفشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء فشاری از مقطع عضو از λ_p مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ بیشتر بوده، اما از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ کمتر باشد.

پ) مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت حداقل یکی از اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ بیشتر باشد.

برای اینکه مقطع غیر لاغر باشد باید هم بال و هم جان مقطع غیر لاغر باشد.

طبق جداول ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ برای مقاطع ساخته شده از ورق :

جدول ۱۰-۲-۲-۳: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با یک لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			(مرز فشرده و غیرفشرده) λ_p	(مرز غیرفشرده و لاغر) λ_r	
۱۰	بال‌های مقاطع I شکل نوردشده، ناودانی‌ها و سپری‌ها	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۱	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با یک یا دو محور تقارن	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [۲] و [۳]	

[۲] مقدار k_c از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$0.35 \le k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \le 0.76$$

[۳] برای خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با جان فشرده و غیرفشرده مقدار F_L از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

- برای $S_{xt}/S_{xc} \ge 0.7$: $F_L = 0.7F_y$
- برای $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$: $F_L = \frac{S_{xt}}{S_{xc}}F_y \ge 0.5F_y$

که در آن:

S_{xt}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی

S_{xc}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

پارامتر K_c مجهول است پس مقدار 0.35 را به عنوان فرض اولیه در نظر می‌گیریم (کران پایین این پارامتر)

به دلیل تقارن مقطع : $S_{xt} = S_{xc} \rightarrow \frac{S_{xt}}{S_{xc}} = 1 > 0.7$

$$\rightarrow F_L = 0.7F_y = 0.7 \times 240 = 168\ MPa$$

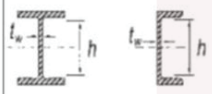
$$\frac{b_f - t_w}{2t_f} = \frac{b - 10}{2 \times 15} \leq 0.95 \times \sqrt{\frac{0.35 \times 2 \times 10^5}{168}} \rightarrow b \leq 591.75\ mm$$

کنترل K_c :

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{3 \times 591.75}{10}}} = 0.3 < 0.35$$

$$\rightarrow K_c = 0.35\ O.K.$$

جدول ۱۰-۲-۲-۴: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با دو لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش

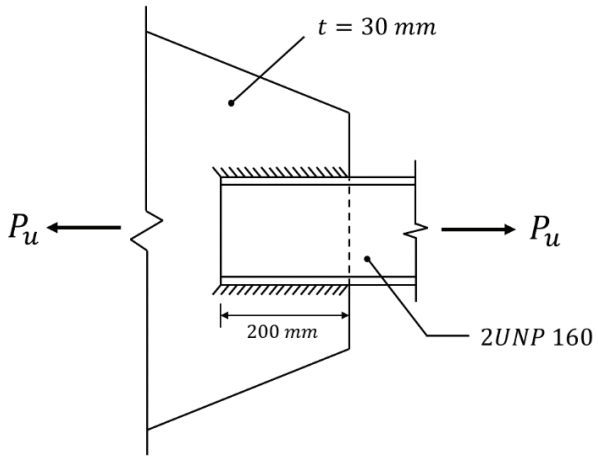
حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			(مرز فشرده و غیرفشرده) λ_p	(مرز غیرفشرده و لاغر) λ_r	
۱۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$\frac{3b}{10} \leq 5.7\sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} \rightarrow b \leq 548.48$$

$$b_{max} = \min(591.75, 548.48) = 548.48$$

گزینه (۲)

۴۵- در عضو کششی زیر با مقطع دوبل ناودانی 160 مقدار ضریب تأخیر برش به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



۱) 0.91

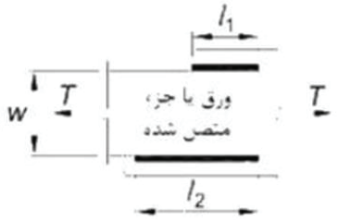
۲) 0.86

۳) 0.82

۴) 0.75

پاسخ :

طبق جدول ۱۰-۲-۳-۱ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

۴	ورق‌ها (تسمه‌های کششی)، نبشی‌ها، ناودانی‌ها و مقاطع I شکل با قطعات متصل‌شونده که در آن‌ها نیروی کششی فقط از طریق جوش‌های طولی در دو لبهٔ موازی (در انتهای قطعه) منتقل می‌شود.	[۱] و [۲] $U = \frac{(3l^2)}{(3l^2+W^2)}(1-\frac{\bar{x}}{l})$ مقدار $\bar{x}$ براساس حالت ۲ این جدول تعیین می‌شود.	

در این جدول:

l = طول اتصال در امتداد نیرو، مساوی فاصلهٔ اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی

[۱] $\bar{x}$= خروج از مرکزیت اتصال (فاصلهٔ عمودی مرکز اتصال تا مرکز هندسی بخشی از عضو که نیروی آن توسط این اتصال منتقل می‌گردد).

[۲] $l = \frac{l_1+l_2}{2}$ که در آن، l_1 و l_2 نباید از 4 برابر بعد جوش کمتر باشد.

طبق جدول اشتال :

$$\bar{x} = e_y = 18.4\ mm$$

$$U = \frac{3 \times 200^2}{3 \times 200^2 + 160^2} \times \left(1 - \frac{18.4}{200}\right) = 0.748$$

گزینه (۴)

۴۶- یک عضو فشاری با مقطع ناودانی تک $UNP\ 320$ و به طول 3 متر مفروض است. بر اساس حالت حدی کمانش خمشی – پیچشی، مقدار تنش فشاری (F_{cr}) به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ضریب طول مؤثر برای کمانش‌های خمشی و پیچشی برابر واحد در نظر گرفته شوند.

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

۱) $0.62F_y$

۲) $0.74F_y$

۳) $0.83F_y$

۴) $0.67F_y$

پاسخ:

طبق بند های ۱۰-۲-۴-۳ و ۱۰-۲-۴-۴ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

۱۰-۲-۴-۳ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش خمشی در اعضای با مقطع بدون اجزای لاغر

مقاومت فشاری اسمی (P_n)، اعضای فشاری با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن بدون اجزای لاغر براساس کمانش خمشی حول محور موردنظر با استفاده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$P_n=F_{cr}A_g \qquad (۱۰-۲-۴-۱)$$

که در آن:

A_g= سطح مقطع کلی عضو

F_{cr}= تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می‌آید:

الف) اگر $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e} \le 2.25$) باشد:

$$F_{cr}=\left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y \qquad (۱۰-۲-۴-۲)$$

ب) اگر $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$) باشد:

$$F_{cr}=0.877F_e \qquad (۱۰-۲-۴-۳)$$

در روابط فوق:

$\frac{KL}{r}$ = نسبت لاغری عضو حول محور کمانش موردنظر

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

K = ضریب طول مؤثر حول محور کمانش موردنظر مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۱

L = طول مهارنشدهٔ عضو حول محور کمانش موردنظر

r = شعاع ژیراسیون مقطع عضو حول محور کمانش موردنظر

F_e=تنش کمانش الاستیک که مقدار آن عبارت است از:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \qquad (۴-۴-۲-۱۰)$$

۴-۴-۲-۱۰ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش پیچشی و کمانش خمشی- پیچشی در اعضای با مقطع بدون اجزای لاغر

همان‌طور که در جدول ۱۰-۲-۴-۱ نیز عنوان شده است، الزامات این بند برای تعیین مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری با مقاطع دارای دو محور تقارن، یک محور تقارن و نامتقارن مورد استفاده قرار می‌گیرد.

مقاومت فشاری اسمی (P_n) در اعضای فشاری با مقاطع بدون اجزای لاغر براساس کمانش پیچشی و کمانش خمشی- پیچشی (حسب مورد) برابر $F_{cr}A_g$ است که در آن A_g سطح مقطع کلی عضو و F_{cr} تنش فشاری بوده که مقدار آن با استفاده از روابط ۱۰-۲-۴-۲ و ۱۰-۲-۴-۳ ولی براساس تنش‌های کمانش پیچشی الاستیک و خمشی- پیچشی الاستیک (F_e) که برای حالت‌های مختلف به شرح زیر تعیین می‌شود، به‌دست می‌آید:

الف) برای مقاطع دارای دو محور تقارن براساس حالت حدی کمانش پیچشی حول محور طولی ماربر مرکز برش:

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ\right)\frac{1}{I_x + I_y} \qquad (۵-۴-۲-۱۰)$$

ب) برای مقاطع با یک محور تقارن که محور تقارن آن‌ها y نام‌گذاری شده است، براساس حالت حدی کمانش خمشی- پیچشی حول محور y و محور طولی ماربر مرکز برش:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}}\right] \qquad (۶-۴-۲-۱۰)$$

پ) برای مقاطع نامتقارن، براساس حالت حدی کمانشی خمشی- پیچشی حول محورهای اصلی مقطع و محور طولی ماربر مرکز برش، F_e عبارت است از کوچک‌ترین ریشهٔ معادلهٔ درجه سوم زیر:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0$$

(۷-۴-۲-۱۰)

در روابط فوق:

C_w = ثابت تابیدگی

K_z = ضریب طول مؤثر برای کمانش پیچشی، مقدار این ضریب به‌طور محافظه‌کارانه می‌تواند برابر یک انتخاب گردد. ولی در مواردی که فقط یک انتها یا هر دو انتهای ستون در برابر تابیدگی مقید شده باشند، این ضریب می‌تواند برابر 0.7 برای حالت فقط در یک انتها مقید یا برابر 0.5 برای حالت در هر دو انتها مقید، در نظر گرفته شود. مقید شدن در برابر تابیدگی می‌تواند از طریق جعبه‌ای کردن مقطع در انتها در طولی حداقل برابر بزرگ‌ترین بعد مقطع ستون انجام شود.

J = ثابت پیچشی

G = مدول الاستیسیتهٔ برشی $G = \frac{1}{2.6}E$ (با فرض $\nu = 0.3$)

x_o و y_o = مختصات مرکز برش نسبت به مرکز سطح در راستای محورهای اصلی x و y

r_x و r_y = شعاع ژیراسیون حول محورهای اصلی x و y

$\bar{r}_o$ = شعاع ژیراسیون قطبی نسبت به مرکز برش که از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

(۸-۴-۲-۱۰)

A_g= سطح مقطع کلی عضو

H = ضریبی است که از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2}$$

(۹-۴-۲-۱۰)

F_{ex}، F_{ey} و F_{ez} از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2}$$

(۱۰-۴-۲-۱۰)

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} \qquad (۱۱-۴-۲-۱۰)$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ\right] \frac{1}{A_g \bar{r}_o^2} \qquad (۱۲-۴-۲-۱۰)$$

I_x و I_y = ممان اینرسی حول محورهای اصلی

L_x، L_y و L_z = طول مهارنشدهٔ عضو به ترتیب حول محورهای کمانش x، y و z

K_x و K_y = ضریب طول مؤثر برای کمانش خمشی حول محورهای اصلی x و y

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

مشخصات $UNP\ 320$ با توجه به جدول اشتال :

توجه کنید که در این محاسبات محور y محور تقارن ناودانی می‌باشد.

***

$A_g = 7580\ mm^2$

$I_x = 598 \times 10^4\ mm^4$

$I_y = 10870 \times 10^4\ mm^4$

$r_y = 121\ mm$

$J = 68.5 \times 10^4\ mm^4$

$C_w = 95690 \times 10^6\ mm^6$

$x_0 = 0$

$y_0 = 48.2\ mm$

***

$$G = \frac{1}{2.6} \times 2 \times 10^5 = 76923\ MPa$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^5}{\left(\frac{1 \times 3000}{121}\right)^2} = 3211\ MPa$$

$$\bar{r}_0^2 = 0^2 + 48.2^2 + 10^4 \times \frac{598 + 10870}{7580} = 17453\ mm^2$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 \times 2 \times 10^5 \times 95690 \times 10^6}{(1 \times 3000)^2} + (76923 \times 68.5 \times 10^4)\right] \times \frac{1}{7580 \times 17453}$$

$$F_{ez} = 556.9\ MPa$$

$$H = 1 - \frac{0 + 48.2^2}{17453} = 0.8669$$

$$F_e = \left(\frac{3211 + 556.9}{2 \times 0.8669}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 3211 \times 556.9 \times 0.8669}{(3211 + 556.9)^2}}\right] = 542.24\ MPa$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{240}{542.24} = 0.4426 \leq 2.25$$

$$\rightarrow F_{cr} = (0.658^{0.4426}) \times F_y = 0.831 F_y$$

گزینه (۳)

۴۷- برای آنکه مقدار مقاومت خمشی اسمی تیر شکل زیر از لنگر پلاستیک مقطع آن (M_P) کمتر نباشد، حداکثر طول آن با مقطع $IPE\ 300$ و خمش حول محور قوی به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ مهارهای جانبی فقط در ابتدا و انتهای تیر قرار دارند و از وزن در واحد طول تیر صرف‌نظر شود.

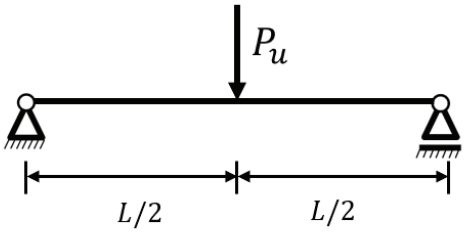
$F_y = 240\ MPa\ \ ,\ \ E = 2 \times 10^5\ MPa$

۱) $4.2\ m$

۲) $5.6\ m$

۳) $1.7\ m$

۴) $3.4\ m$

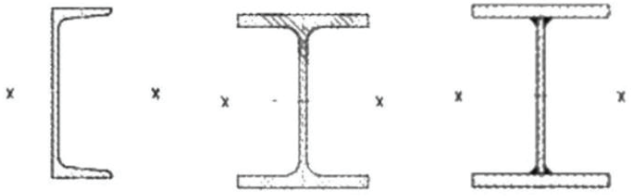


پاسخ :

طبق بند ۱۰-۲-۵-۲ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

۱۰-۲-۵-۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده تحت اثر خمش حول محور قوی

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



بال‌ها و جان فشرده　　بال‌ها و جان فشرده　　بال‌ها و جان فشرده

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم و کمانش جانبی-پیچشی در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_x \qquad (۱۰-۲-۵-۳)$$

در رابطهٔ فوق:

M_p = لنگر پلاستیک

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

Z_x = اساس مقطع پلاستیک حول محور x (محور قوی)

ب) حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی

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

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$:

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr}S_x \le M_p \qquad (۵-۵-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

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.

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

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

$$L_r = 1.95r_{ts}\frac{E}{0.7F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_xh_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_xh_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \qquad (۷-۵-۲-۱۰)$$

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

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

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

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

J = ثابت پیچشی که مقدار آن را به‌طور تقریبی می‌توان از طریق رابطهٔ $\frac{1}{3}\sum bt^3$ تعیین نمود که در آن b پهنا و t ضخامت اجزاء مقطع است.

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

h_o = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌ها

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

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

c = ضریبی است طبق روابط زیر:

- برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن $c=1$
- برای مقاطع ناودانی $c=0.5h_o\sqrt{I_y/C_w}$

C_w = ثابت تابیدگی

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

تبصره ۱: برای مقاطع I شکل دارای دو محور تقارن با بال مستطیلی، $C_w=I_y\frac{h_o^2}{4}$ بوده و در نتیجه برای این نوع مقاطع، رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۹ به‌صورت زیر ساده می‌شود:

$$r_{ts}^2=\frac{I_yh_o}{2S_x}$$ (۱۰-۵-۲-۱۰)

به منظور اینکه مقاومت خمشی اسمی تیر از لنگر پلاستیک کمتر نباشد، می‌بایست مقدار مقاومت خمشی اسمی حالت کمانش پیچشی جانبی را با کران بالای آن یعنی لنگر پلاستیک که مربوط به حالت تسلیم می‌باشد، برابر قرار دهیم.

با توجه به صورت سؤال :

$$L_b = L$$

با توجه به شرایط بارگذاری و تکیه‌گاه و بر اساس جدول آماده C_b :

$$C_b = 1.32$$

مشخصات $IPE\ 300$ با توجه به جدول اشتال :

***

محور قوی : x

$$S_x = 557 \times 10^3\ mm^3$$
$$Z_x = 628 \times 10^3\ mm^3$$

برای $st37$:

$$L_p = 1702\ mm$$
$$L_r = 5641\ mm$$

***

$$M_p = 628 \times 10^3 \times 240 \times 10^{-6} = 150.72\ kN.m$$

$$M_{n,\text{کمانش پیچشی جانبی}} = M_p$$

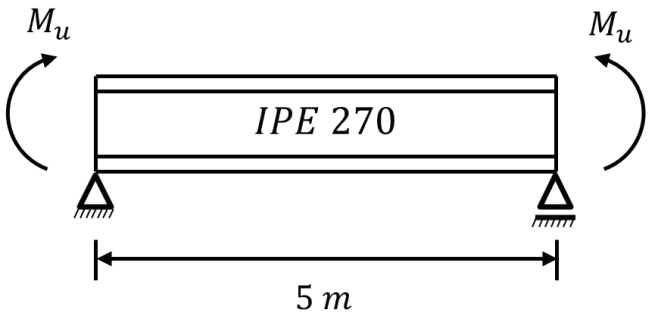
$$1.32 \times \left[150.72 \times 10^6 - (150.72 \times 10^6 - 0.7 \times 557 \times 10^3 \times 240)\left(\frac{L_b - 1702}{5641 - 1702}\right)\right] \times 10^{-6} = 150.72$$

$$L_b = 4221\ mm \cong 4.2\ m$$

گزینه (۱)

۴۸- در طراحی به روش $LRFD$ و کنترل مقاومت خمشی، حداکثر لنگر خمشی نهایی (M_u) قابل تحمل توسط تیر نشان داده در شکل زیر به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ مهارهای جانبی فقط در ابتدا و انتهای تیر قرار دارند و از وزن تیر صرف‌نظر نمائید.

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



۱) $116.2\ kN.m$

۲) $75.2\ kN.m$

۳) $67.7\ kN.m$

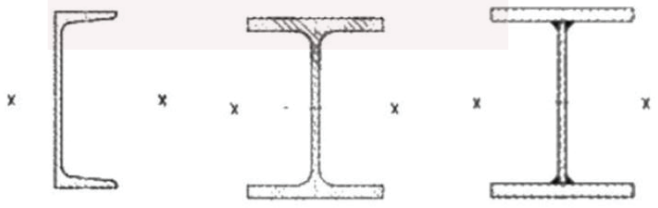
۴) $104.6\ kN.m$

پاسخ :

طبق بند ۱۰-۲-۵-۲ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

۱۰-۲-۵-۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده تحت اثر خمش حول محور قوی

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



بال‌ها و جان فشرده　　بال‌ها و جان فشرده　　بال‌ها و جان فشرده

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم و کمانش جانبی-پیچشی در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_x \qquad (۱۰-۲-۵-۳)$$

در رابطهٔ فوق:

M_p = لنگر پلاستیک

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

Z_x = اساس مقطع پلاستیک حول محور x (محور قوی)

ب) حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی

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

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$:

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr}S_x \le M_p \qquad (۵-۵-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

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.

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

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

$$L_r = 1.95r_{ts}\frac{E}{0.7F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_xh_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_xh_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \qquad (۷-۵-۲-۱۰)$$

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

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

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

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

J = ثابت پیچشی که مقدار آن را به‌طور تقریبی می‌توان از طریق رابطهٔ $\frac{1}{3}\sum bt^3$ تعیین نمود که در آن b پهنا و t ضخامت اجزاء مقطع است.

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

h_o = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌ها

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

$$r_{ts}^2=\frac{\sqrt{I_yC_w}}{S_x} \qquad (۹-۵-۲-۱۰)$$

c = ضریبی است طبق روابط زیر:

- برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن $c=1$
- برای مقاطع ناودانی $c=0.5h_o\sqrt{I_y/C_w}$

C_w = ثابت تابیدگی

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

تبصره ۱: برای مقاطع I شکل دارای دو محور تقارن با بال مستطیلی، $C_w=I_y\frac{h_o^2}{4}$ بوده و در نتیجه برای این نوع مقاطع، رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۹ به‌صورت زیر ساده می‌شود:

$$r_{ts}^2=\frac{I_yh_o}{2S_x} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۰)$$

با توجه به اینکه مهارهای جانبی فقط در ابتدا و انتهای تیر قرار دارند :

$$L_b = 5000\ mm$$

به دلیل ثابت بودن مقدار لنگر در طول تیر و بر اساس جدول آماده C_b :

$$C_b = 1$$

مشخصات $IPE\ 270$ با توجه به جدول اشتال :

***

محور قوی : x

$$S_x = 429 \times 10^3\ mm^3$$

$$Z_x = 484 \times 10^3\ mm^3$$

برای $st37$:

$$L_p = 1534\ mm$$

$$L_r = 5262\ mm$$

***

$$L_p = 1534\ mm < L_b = 5000\ mm < L_r = 5262\ mm$$

در نتیجه رابطه ۱۰-۲-۵-۶ حاکم می‌باشد :

$$M_p = 484 \times 10^3 \times 240 \times 10^{-6} = 116.16\ kN.m$$

$$M_n = 1 \times \left[116.16 \times 10^6 - (116.16 \times 10^6 - 0.7 \times 240 \times 429 \times 10^3)\left(\frac{5000 - 1534}{5262 - 1534}\right)\right] \times 10^{-6} = 75.17\ kN.m < 116.16\ kN.m \quad O.K.$$

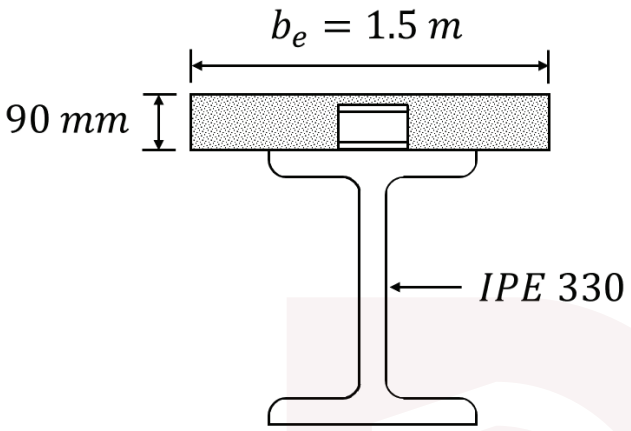
همچنین طبق بند ۱۰-۲-۵-۱-۱ : $\Phi_b = 0.9$

مقاومت خمشی طراحی $= \Phi_b M_n = 0.9 \times 75.17 = 67.65\ kN.m$

گزینه (۳)

۴۹- در تیر مختلط دو سر سادهٔ شکل زیر به طول L و تحت اثر بار گستردهٔ یکنواخت q_u از 24 عدد ناودانی $UNP\ 60$ به طول $50\ mm$ به عنوان برشگیر استفاده شده است. در خصوص این تیر مختلط کدام‌یک از عبارت‌های زیر صحیح است؟ فرض کنید فاصلهٔ ناودانی‌ها از یکدیگر در محدودهٔ مجاز قرار داشته و در فواصل مساوی در طول تیر توزیع شده‌اند.

$$F_y = 240\ MPa\ \ ,\ \ E = 2\times 10^5\ MPa\ \ ,\ \ f_c' = 30\ MPa\ \ ,\ \ W_c = 2500\ kg/m^3$$



۱) تیر دارای عملکرد مختلط کامل است.

۲) بستگی به q_u دارد و ممکن است دارای عملکرد مختلط کامل یا ناقص باشد.

۳) تیر دارای عملکرد مختلط ناقص است.

۴) بستگی به طول تیر (L) دارد و ممکن است دارای عملکرد مختلط کامل یا ناقص باشد.

پاسخ :

طبق بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ مورد (ت) مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

ت) مقاومت برشی موردنیاز بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-1) 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:

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

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطهٔ زیر:

$$V_h=F_yA_s \qquad (۲۱-۸-۲-۱۰)$$

تبصره: در ناحیهٔ لنگر خمشی مثبت (فاصلهٔ بین نقطهٔ حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطهٔ لنگر خمشی صفر) چنانچه مقدار ΣQ_n مساوی یا بیش از V_h باشد تیر دارای عملکرد مختلط کامل، کمتر از V_h و مساوی یا بیشتر از $0.25V_h$ باشد تیر دارای عملکرد مختلط ناقص و کمتر از $0.25V_h$ باشد تیر بدون عملکرد مختلط در نظر گرفته می‌شود.

در روابط فوق:

A_c= سطح مقطع دال بتنی در محدودهٔ پهنای مؤثر

A_s= مساحت مقطع فولادی

ΣQ_n= مقاومت اسمی برشگیرهای تعبیه‌شده در فاصلهٔ بین نقطهٔ لنگر خمشی صفر و نقطهٔ با حداکثر لنگر خمشی مثبت

و طبق بند ۱۰-۲-۸-۸ مورد (پ) مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

پ)مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، بدون توجه به جهت قرارگیری ناودانی در طول تیر از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$Q_n=0.3(t_f+0.5t_w)\,l_a\sqrt{f'_cE_c} \qquad (۳۷-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

t_f= ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w= ضخامت جان ناودانی

l_a= طول ناودانی

f'_c= تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

E_c = مدول الاستیسیتهٔ بتن

برای $IPE\ 330$ با توجه به جدول اشتال داریم :

$$A_g = 6260\ mm^2$$

***

برای $UNP\ 60$ با توجه به جدول اشتال داریم :

$$t_f = 6\ mm$$

$$t_w = 6\ mm$$

***

$$V_h = \min\begin{cases} 0.85 \times 30 \times 90 \times 1500 \times 10^{-3} = 3442.5\ kN \\ 6260 \times 240 \times 10^{-3} = 1502.4\ kN \end{cases}$$

$$V_h = 1502.4\ kN$$

طبق بند ۹-۶-۳-۱ مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ :

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c'} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440\ MPa$$

$$Q_n = 0.3 \times (6 + 0.5 \times 6) \times 50 \times \sqrt{30 \times 29440} \times 10^{-3} = 126.87\ MPa$$

با توجه به اینکه تیر دو سر ساده است، موقعیت لنگر خمشی حداکثر در وسط تیر و لنگر خمشی صفر در دو انتهای تیر قرار دارد. در نتیجه مقدار $\sum Q_n$ بر اساس $\frac{24}{2} = 12$ عدد نبشی محاسبه می‌شود.

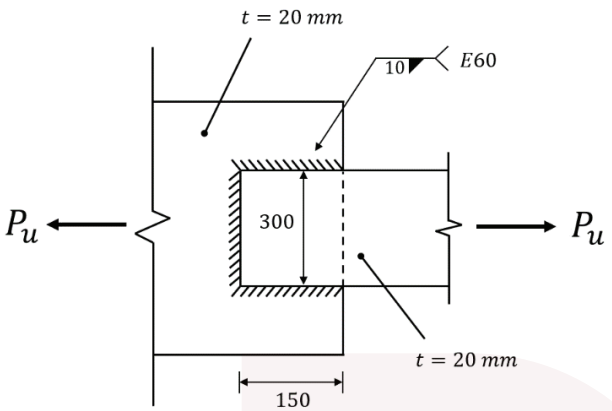
$$\sum Q_n = 12 \times 126.87 = 1522.44\ kN > V_h = 1502.4\ kN$$

در نتیجه تیر عملکرد کاملاً مختلط دارد.

گزینه (۱)

۵۰- فقط بر اساس کنترل مقاومت جوش، حداکثر P_u قابل تحمل توسط اتصال دو ورق به یکدیگر (اتصال شکل زیر) به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ حداکثر مقدار قابل‌قبول مدنظر این سوال است. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

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



۱) $1250\ kN$

۲) $940\ kN$

۳) $1070\ kN$

۴) $800\ kN$

پاسخ :

با توجه به اینکه گروه جوش حول محور افقی متقارن می‌باشد در نتیجه طبق تبصره ۲ بند ۱۰-۲-۹-۲-۴ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم :

تبصره ۲: برای گروه جوش گوشه که متشکل از جوش‌های گوشهٔ طولی و عرضی (عمود بر محور جوش‌های گوشهٔ طولی) بوده و نیروی وارد بر مرکز ثقل گروه جوش‌ها در امتداد جوش‌های گوشهٔ طولی باشد، به‌عنوان یک گزینهٔ دیگر طراحی، مقاومت اسمی گروه جوش گوشه را می‌توان مطابق روابط زیر، بزرگ‌ترین دو مقدار R_{n1} و R_{n2} در نظر گرفت:

$$R_{n1} = R_{nwl} + R_{nwt} \qquad (۱۰-۲-۹-۶)$$

$$R_{n2} = 0.85R_{nwl} + 1.5R_{nwt} \qquad (۱۰-۲-۹-۷)$$

که در آن:

R_{nwl}= مقاومت اسمی کل برای جوش گوشه، بارگذاری‌شده به‌صورت طولی که با توجه به جدول ۱۰-۲-۹-۳ تعیین می‌شود.

R_{nwt}= مقاومت اسمی کل برای جوش گوشه، بارگذاری‌شده به‌صورت عرضی که با توجه به جدول ۱۰-۲-۹-۳ و بدون در نظر گرفتن افزایش تبصرهٔ (۱) بالا تعیین می‌شود.

جوش گوشه	برشی	براساس فلز پایه	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ =0.75 Ω = 2.0	$F_{nw}= 0.6F_{ue}$
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	طراحی ندارد		

و با توجه به بند ۱۰-۲-۹-۲-۲ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

$$t_e = 0.707a = 0.707 \times 10 = 7.07\ mm$$

$$E60 \text{ برای} : F_{ue} = 420\ MPa$$

$$R_{nwl} = 2 \times 0.6 \times 420 \times 150 \times 7.07 \times 10^{-3} = 534.5\ kN$$

$$R_{nwl} = 0.6 \times 420 \times 300 \times 7.07 \times 10^{-3} = 534.5\ kN$$

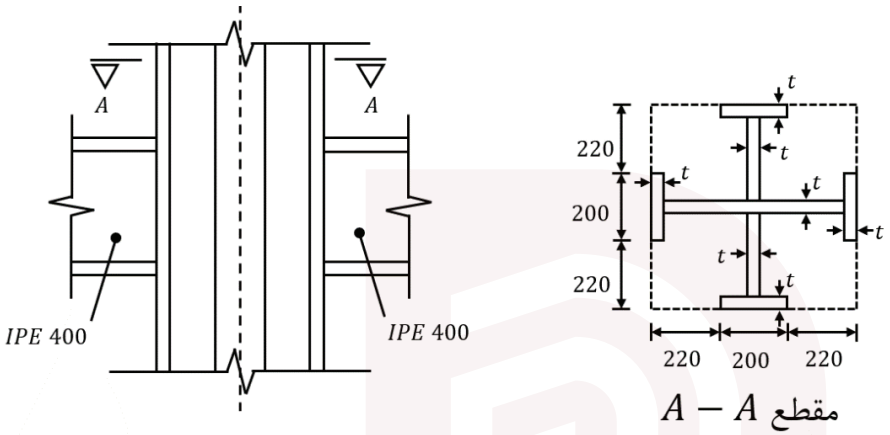
$$R_n = \max(2 \times 534.5\ \ ,\ \ (0.85 + 1.5) \times 534.5) = 1256.1\ kN$$

$$P_u \leq \Phi R_n = 0.75 \times 1256.1 = 942\ kN$$

گزینه (۲)

۵۱- فرض کنید اتصال شکل زیر مربوط به یک قاب خمشی ویژه است. اگر از اثر بارهای ثقلی صرف‌نظر شود و نیز به‌طور محافظه‌کارانه از اثر نیروی برشی ستون صرف‌نظر شود، براساس کنترل برش در چشمهٔ اتصال، حداقل ضخامت ورقهای تشکیل‌دهنده مقطع ستون به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید اتصال از نوع $WUF-W$ بوده و طراحی به روش $LRFD$ مدنظر است. همچنین فرض کنید در تحلیل از آثار تغییر شکل غیرالاستیک چشمهٔ اتصال استفاده نشده، اتصال تیرهای عمود بر صفحه کاغذ مفصلی و $\frac{P_{uc}}{P_{yc}} < 0.4$ است. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

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



۱) $25\ mm$

۲) $35\ mm$

۳) $20\ mm$

۴) $30\ mm$

پاسخ :

طبق بند ۱۰-۳-۳-۳-۹ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

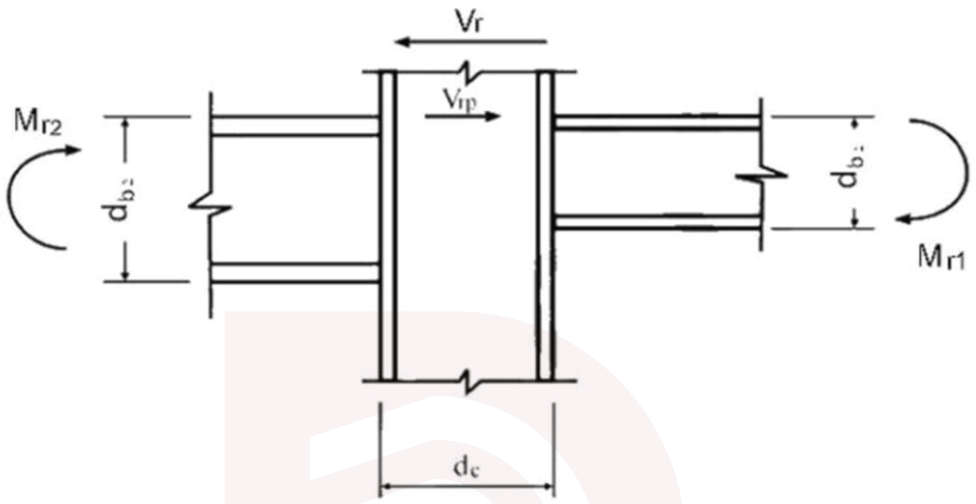
۱۰-۳-۳-۳-۹ برش در چشمهٔ اتصال

الف) چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز این چشمه باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف به دست می‌آید، تعیین شود. درصورتی‌که مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال بیش از مقاومت برشی موجود آن باشد، در چشمهٔ اتصال تعبیهٔ ورق یا ورق‌های مضاعف الزامی بوده و ضخامت آن یا آن‌ها براساس اختلاف مقاومت برشی موردنیاز و مقاومت برشی موجود به دست می‌آید.

طبق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

۱۰-۲-۹-۱۰-۶ برش در چشمهٔ اتصال

الزامات این بند مربوط به حالتی است که مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۸ یک زوج نیروی متمرکز در یک یا هر دو بال عضو اثر می‌کند.



شکل ۱۰-۲-۹-۲۸: برش در چشمهٔ اتصال

مقاومت برشی موجود چشمهٔ اتصال در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت برشی اسمی چشمهٔ اتصال) براساس حالت حدی تسلیم برشی به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.90 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.67 \ \text{(ASD)}$$

الف) در حالتی که آثار تغییرشکل غیرالاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

۱- برای حالتی که $\alpha P_r \le 0.4 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \qquad (۱۰-۲-۹-۴۰)$$

۲- برای حالتی که $\alpha P_r > 0.4 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y}\right) \quad (۴۱-۹-۲-۱۰)$$

ب) در حالتی که آثار تغییرشکل غیر الاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

۱- برای حالتی که $\alpha P_r \leq 0.75 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \quad (۴۲-۹-۲-۱۰)$$

۲- برای حالتی که $\alpha P_r > 0.75 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6\, F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \left(1.9 - \frac{1.2\alpha P_r}{P_y}\right) \quad (۴۳-۹-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

b_{cf} = پهنای بال مقطع ستون

t_{cf} = ضخامت بال مقطع ستون

d_c = ارتفاع کلی مقطع ستون

d_b = ارتفاع کلی مقطع تیر

t_w = ضخامت جان مقطع ستون

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

P_r = مقاومت محوری موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با P_u و در روش ASD با P_a نشان داده می‌شود.

P_y= مقاومت تسلیم محوری ستون ($P_y = A_g F_y$)

A_g = سطح مقطع کلی ستون

α = ضریبی که مقدار آن در روش LRFD برابر 1.0 و در روش ASD برابر 1.6 است.

مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۸، در چشمهٔ اتصال مقاومت برشی موردنیاز (V_{rp}) از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{rp} = \frac{M_{r1}}{d_{b1}} + \frac{M_{r2}}{d_{b2}} - V_r \quad (۴۴-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

d_{b1} و d_{b2} = به ترتیب ارتفاع‌های کل مقاطع تیرهای سمت چپ و راست چشمهٔ اتصال

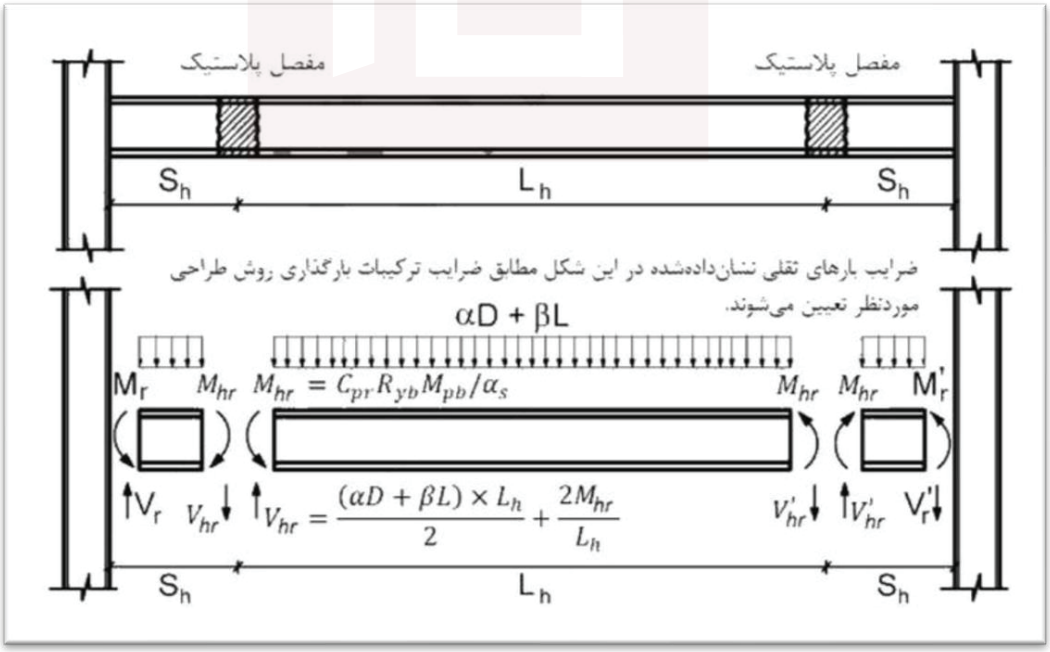
M_{r1} و M_{r2} = به ترتیب لنگرهای خمشی انتهایی تیرهای سمت چپ و راست چشمهٔ اتصال با رعایت جهت لنگرهای وارده ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با M_{u1} و M_{u2} و در روش ASD با M_{a1} و M_{a2} نشان داده می‌شوند.

V_r = نیروی برشی ستون در بالای چشمهٔ اتصال ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با V_u و در روش ASD با V_a نشان داده می‌شود.

تبصره ۲: در کنترل برش در چشمهٔ اتصال ستون‌های با مقطع صلیبی، مقاومت برشی موجود چشمهٔ اتصال باید براساس جان موازی با نیروی وارده مقطع محاسبه شود. چنانچه ورق‌های بال در طولی حداقل برابر 300 میلی‌متر در بالا و پایین تیر با ورق‌های کمربندی به شکل هشت‌ضلعی درآید، در این صورت می‌توان از مساحت بال‌های موازی با نیروی واردهٔ مقطع نیز استفاده کرد.

طبق تبصره ۲ بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ به دلیل عدم استفاده از ورق‌های کمربندی مقاومت برشی چشمه اتصال تنها بر اساس جان موازی با نیروی وارده محاسبه می‌شود.

طبق بند ۱۰-۳-۳-۳-۷ مورد (الف) مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :



طبق بند ۱۰-۳-۷-۶ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

۱۰-۳-۷-۶ اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

اتصالات گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (اتصال شکل ۱۰-۳-۷-۷) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.

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 ۱۰-۳-۳-۶ مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید برابر 1.4 در نظر گرفته شود. این ضریب در محاسبهٔ مقاومت برشی موردنیاز جان تیر (بدون توجه به وجود ورق تکی جان)، مقاومت‌های موردنیاز در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال تیر به ستون و کنترل ضابطهٔ تیر ضعیف-ستون قوی، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

و طبق جدول ۱۰-۳-۲-۱ :

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

همچنین برای $IPE\ 330$ با توجه به جدول اشتال داریم :

$$Z_x = 1307 \times 10^3\ mm^3$$

***

$$M_{hr1} = M_{hr2} = \frac{1.4 \times 1.2 \times 1307 \times 10^3 \times 240}{1} \times 10^{-6} = 526.98\ kN.m$$

در اتصالات $WUF-W$ مفصل پلاستیک در بر ستون تشکیل می‌شود و $M_r = M_{hr} \leftarrow S_h = 0$

$$V_{rp} = 2 \times \frac{526.98}{0.4} - 0 = 2634.9\ kN$$

$$\alpha \frac{P_r}{P_y} = 1 \times \frac{P_r}{P_y} < 0.4$$

$$\rightarrow R_n = 0.6 \times 240 \times (200 + 2 \times 220)t = 92160t$$

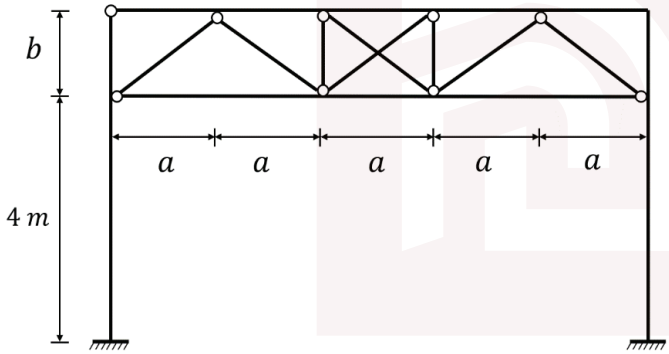
$$V_{rp} \leq \Phi R_n$$

$$\rightarrow 2634.9 \leq 0.9 \times 92160t \rightarrow t \geq 31.5\ mm$$

مقدار $30\ mm$ جوابگو نیست ولی به مقدار حداقل نزدیک‌تر است پس احتمالا پاسخ سوال این گزینه می‌باشد.

گزینه (۴)

۵۲- در قاب خمشی خرپایی ویژهٔ شکل زیر کدام‌یک از تناسبات ابعادی زیر مجاز نیست؟



۱) $b = 1.6\ m$ و $a = 2\ m$

۲) $b = 1.5\ m$ و $a = 2.5\ m$

۳) $b = 1.8\ m$ و $a = 2.7\ m$

۴) $b = 1.4\ m$ و $a = 1.2\ m$

پاسخ :

با توجه به بند ۱۰-۳-۳-۴-۱ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ در مورد قاب خمشی خرپایی ویژه داریم :

۱۰-۳-۳-۴-۱ الزامات عمومی

الف) طول دهانهٔ خرپا در این قاب‌ها نباید از 20 متر و ارتفاع کلی آن‌ها از 1.8 متر بیشتر باشد.

ب) هر خرپای واقع در بین دو ستون این سیستم باید دارای بخش ویژه‌ای در نیمهٔ میانی طول آن باشد. طول این بخش ویژه باید 0.1 تا 0.5 برابر طول دهانهٔ خرپا باشد. نسبت طول به ارتفاع هر چشمهٔ خرپا در این بخش نباید از 1.5 بزرگ‌تر و از 0.67 کوچک‌تر باشد.

پ) در بخش ویژهٔ خرپا، چشمه‌ها باید از نوع ویراندل یا ضربدری باشند. همچنین در چشمه‌های مختلف این بخش، ترکیب این دو نوع پیکربندی یا استفاده از انواع دیگر پیکربندی مجاز نیست.

با توجه به ضربدری بودن چشمه میانی، طول بخش ویژه برابر با a می‌باشد.

$$0.67 < \frac{a}{b} < 1.5$$

برای گزینه (۲) داریم :

$$\frac{a}{b} = \frac{2.5}{1.5} = 1.67 \not< 1.5 \quad N.G.$$

گزینه (۲) صحیح می‌باشد.

۵۳- در قاب لرزه‌ای شکل زیر در نقاط B، C، E و F مهار جانبی وجود دارد. حداکثر ارتفاع مجاز (h_1) ستون ها AB و DE برای آنکه در طول آنها نیازی به مهار جانبی نباشد به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید مقطع ستون‌ها به لحاظ مقاومتی پاسخگو بوده و در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

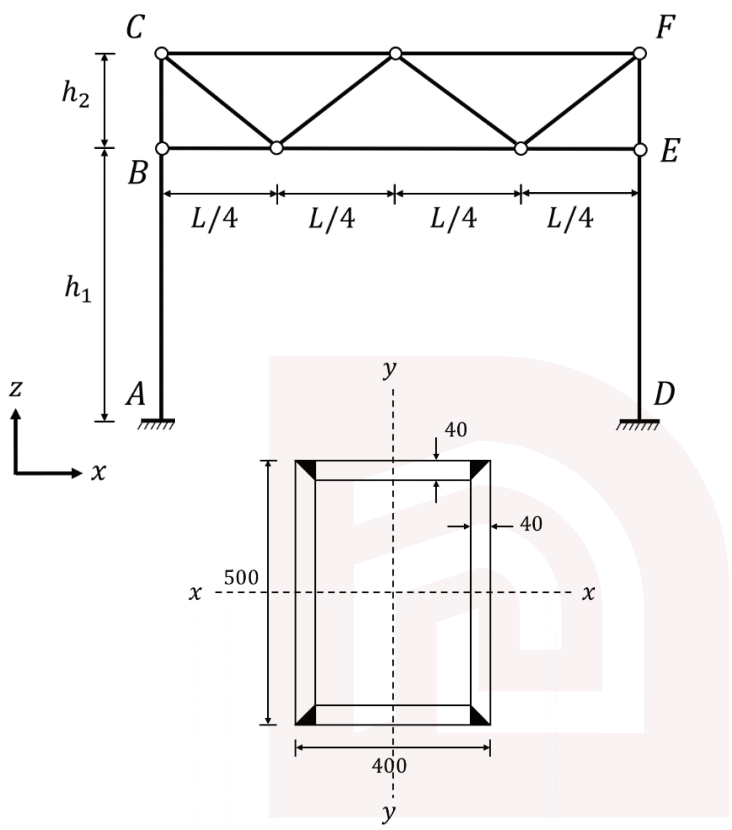
$F_y = 360\ MPa \quad , \quad E = 2 \times 10^5\ MPa$

۱) $12\ m$

۲) $10\ m$

۳) $8\ m$

۴) $14\ m$



پاسخ :

با توجه به اینکه این سازه یک سیستم کنسولی می‌باشد طبق بند ۱۰-۳-۳-۵-۴ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم :

۱۰-۳-۳-۵-۴ مهار جانبی ستون‌ها

در ارتباط با مهار جانبی ستون‌ها، الزامات زیر باید تأمین شوند:

الف) کلیهٔ ستون‌ها باید در انتها و در صورت لزوم در طول خود دارای مهار جانبی باشند به‌طوری‌که این مهارهای جانبی بتوانند از تغییرمکان جانبی هر دو بال ستون یا از پیچش کل مقطع به نحو مؤثری جلوگیری نمایند تا از این طریق در تعیین مقاومت خمشی اسمی ستون (M_n)، حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی تعیین‌کننده نباشد.

ب) مهارهای جانبی ستون‌ها باید مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ الزامات مهارهای جانبی در قاب‌های خمشی متوسط را تامین نمایند.

پس با توجه به بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ :

۱۰-۳-۲-۸-۱ مهارهای جانبی در اعضای با شکل‌پذیری متوسط

الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی با شکل‌پذیری متوسط باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

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

۲- در طول تیر، فاصلهٔ مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.17 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد. r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

و طبق جدول ۱۰-۳-۲-۱ :

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

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \times (500 \times 400^3 - 420 \times 320^3)}{500 \times 400 - 420 \times 320}} = 152.2\ mm$$

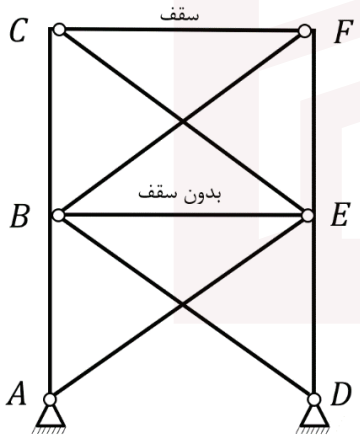
$$h_1 \le L_b = \frac{0.17 \times 152.2 \times 2 \times 10^5}{1.15 \times 360} = 12500\ mm$$

گزینه (۱)

۵۴- در قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی شکل زیر در طراحی به روش $LRFD$ ، مقاومت مورد نیاز اتصال اعضای مهاربندی باید بر اساس کدام‌یک از گزینه‌های زیر تعیین شود؟ فرض کنید مهاربندها دارای رفتاری کششی – فشاری بوده و مهارهای جانبی فقط در نقاط C و F قرار دارند.

E = نیروی محوری عضو مهاربندی ناشی از ترکیبات متعارف بارگذاری در حضور نیروی زلزله

A_g = سطح مقطع اعضای مهاربندی



۱) $\max(R_y F_y A_g, 1.14 F_{cr} A_g)$

۲) $\min(R_y F_y A_g, 1.14 F_{cr} A_g)$

۳) $\max(\Omega_0 E, R_y F_y A_g)$

۴) $\min(1.5\Omega_0 E, R_y F_y A_g)$

پاسخ :

با توجه به اینکه در تراز BE سقف نداریم، طبق شکل ۱۰-۳-۴-۱-۱ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ این سازه یک قاب مهار بندی چند ردیفی می‌باشد و طبق بند ۱۰-۳-۴-۱-۴-۳ مورد (ت) :

مقاومت مورد نیاز اتصال اعضای مهاربندی $= \min(1.5\Omega_0 E, R_y F_y A_g)$

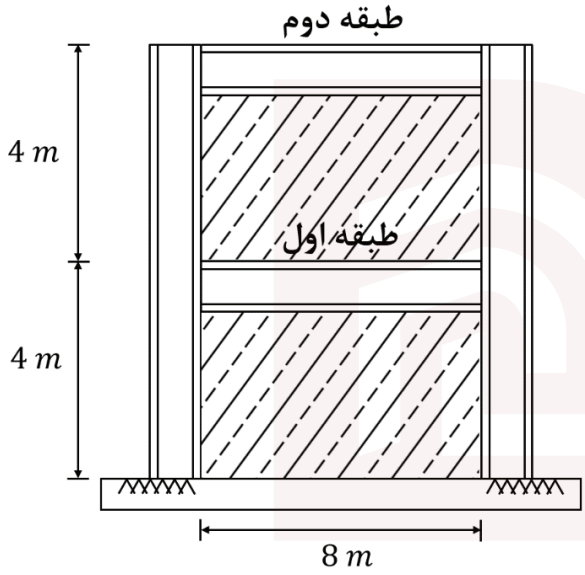
گزینه (۴)

۵۵- در دیوار برشی فولادی ویژهٔ شکل زیر فرض کنید ضخامت ورق‌های دیوار در هر دو طبقه یکسان و برابر $6\ mm$ بوده و اتصال اجزای مرزی افقی به اجزای مرزی قائم از نوع $BUEEP$ است. برای آنکه از تسلیم جزء مرزی افقی واقع در تراز طبقهٔ اول به جز در نواحی نزدیک اتصال تیر به ستون جلوگیری شود، در طراحی به روش $LRFD$ مقاومت خمشی مورد نیاز این جزء مرزی افقی (بدون در نظر گرفتن هرگونه کاهش در بار زنده) حداقل چقدر باید در نظر گرفته شود؟

$q_D = 50\ kN/m$ بار مرده در واحد طول تیر

$q_L = 30\ kN/m$ بار زنده در واحد طول تیر

$F_y = 360\ MPa\ \ ,\ \ E = 2 \times 10^5\ MPa$



۱) $944\ kN.m$

۲) $1440\ kN.m$

۳) $1888\ kN.m$

۴) $720\ kN.m$

پاسخ :

طبق بند ۱۰-۳-۴-۵-۵-۳ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

۱۰-۳-۴-۵-۵-۳ اجزای مرزی افقی

اجزای مرزی افقی باید به نحوی طراحی شوند که مانع تسلیم خمشی آن‌ها به‌جز در نواحی نزدیک اتصال تیر به ستون شوند. برای این منظور یکی از شرایط زیر باید تأمین شود:

الف) مقاومت موجود جزء مرزی افقی بیش از دو برابر لنگر خمشی تیر ساده‌ای باشد که تحت اثر بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) و جاری شدن ورق دیوار (F_y/α_s) قرار گرفته است. مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

ترکیب بار لرزه‌ای :

$$1.2D + L + E$$

$$q_u = 1.2 \times 50 + 30 = 90 \frac{kN}{m}$$

تیر دو سر ساده :

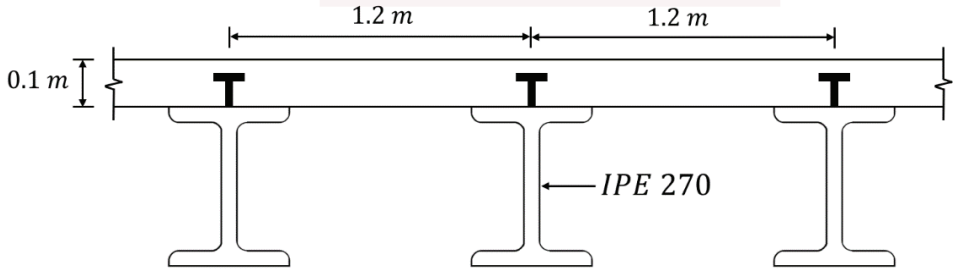
$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{90 \times 8^2}{8} = 720\ kN.m$$

مقاومت خمشی عضو مرزی افقی $= 2 \times 720 = 1440\ kN.m$

گزینه (۲)

۵۶- در یک سازه فولادی با سقف مختلط با دال تخت از تیرآهن $IPE\ 270$ به طول 6 متر مطابق شکل زیر استفاده شده است. درصورت تأمین عملکرد مختلط کامل، حداکثر فاصلهٔ گلمیخ‌های به قطر 16 میلی‌متر به عنوان برشگیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید تیر مختلط تحت اثر بار گستردهٔ یکنواخت قرار دارد.

$F_y = 235\ MPa\ , f_c' = 25\ MPa\ , E_c = 2.4 \times 10^4\ MPa$ ، گل‌میخ $F_u = 420\ MPa$



۱) $300\ mm$

۲) $220\ mm$

۳) $160\ mm$

۴) $270\ mm$

پاسخ :

طبق بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ مورد (ت) مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

ت) مقاومت برشی موردنیاز بین تیر فولادی و دال بتنی

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:

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

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطهٔ زیر:

$$V_h=F_yA_s \qquad (۲۱-۸-۲-۱۰)$$

تبصره: در ناحیهٔ لنگر خمشی مثبت (فاصلهٔ بین نقطهٔ حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطهٔ لنگر خمشی صفر) چنانچه مقدار ΣQ_n مساوی یا بیش از V_h باشد تیر دارای عملکرد مختلط کامل، کمتر از V_h و مساوی یا بیشتر از $0.25V_h$ باشد تیر دارای عملکرد مختلط ناقص و کمتر از $0.25V_h$ باشد تیر بدون عملکرد مختلط در نظر گرفته می‌شود.

در روابط فوق:

A_c= سطح مقطع دال بتنی در محدودهٔ پهنای مؤثر

A_s= مساحت مقطع فولادی

ΣQ_n= مقاومت اسمی برشگیرهای تعبیه‌شده در فاصلهٔ بین نقطهٔ لنگر خمشی صفر و نقطهٔ با حداکثر لنگر خمشی مثبت

و طبق بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ مورد (الف) مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

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

برای تیر میانی :

$$b_e = 2 \times \min\left(\frac{6000}{8}, \frac{1200}{2}\right) = 1200\ mm$$

برای $IPE\ 270$ با توجه به جدول اشتال داریم :

$$A_s = 4590\ mm^2$$

***

$$V_h = \min\begin{cases} 0.85 \times 25 \times 1200 \times 100 \times 10^{-3} = 2550\ kN \\ 4590 \times 235 \times 10^{-3} = 1078.65\ kN \end{cases}$$

$$V_h = 1078.65\ kN$$

طبق بند ۱۰-۲-۸-۸ مورد (ب) مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ :

ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ کلاهک‌دار

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

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

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

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

جدول ۱۰-۲-۸-۴: مقادیر R_g و R_p

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

در جدول فوق:

h_r= ارتفاع اسمی کنگرهٔ ورق عرشه

w_r= پهنای متوسط بتن داخل کنگرهٔ فولادی

* درصورتی‌که فاصلهٔ بین لبهٔ بدنهٔ گل‌میخ تا نصف ارتفاع عرشهٔ فولادی بیشتر از 50 میلی‌متر باشد، این مقدار می‌تواند تا 0.75 افزایش یابد.

** برای گل‌میخ تکی

$$Q_n = \min \begin{cases} 0.5 \times \dfrac{\pi \times 16^2}{4} \times \sqrt{25 \times 2.4 \times 10^4} \times 10^{-3} = 77.87\ kN \\ 1 \times 0.75 \times \dfrac{\pi \times 16^2}{4} \times 420 \times 10^{-3} = 63.33\ kN \end{cases}$$

$$Q_n = 63.33\ kN$$

$$V_h \le \sum Q_n \rightarrow 1078.65 \le n \times 63.33 \rightarrow n \ge 17.03$$

با توجه به اینکه تیر دو سر ساده است، موقعیت لنگر خمشی حداکثر در وسط تیر و لنگر خمشی صفر در دو انتهای تیر قرار دارد و تعداد گل‌میخ مربوط به نصف طول تیر می‌باشد.

$n = 18$ عدد

فاصله گل‌میخ ها $= \dfrac{6000/2}{18} = 166.7\ mm$

همچنین طبق بند ۱۰-۲-۸-۸ مورد (ث-۵) :

> ۵- حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز برشگیرها نباید از 8 برابر ضخامت کل دال بتنی یا 900 میلی‌متر بیشتر باشد.

$166.7\ mm < \min(8 \times 100, 900) = 900\ mm \quad O.K.$

گزینه (۳)

۵۷- تیر شکل زیر با طول آزاد $L_n = 7\ m$ به ستون H شکل در قاب خمشی متوسط با اتصال پیش‌تائیدشده $BUEEP$از نوع پیش‌تنیده متصل شده است. حداقل قطر قابل‌قبول پیچ‌ها مطابق کدام‌یک از گزینه‌های زیر است؟ کنترل پیچ‌ها در برابر لنگر خمشی مدنظر این سوال است. از آثار بارهای ثقلی صرف‌نظر نموده و طراحی به روش $LRFD$ مدنظر است.

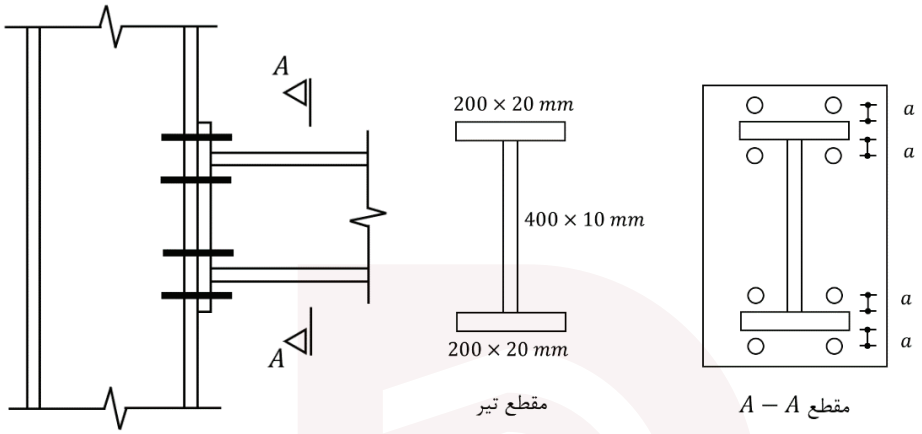
پیچ از نوع $F_y = 225\ MPa$, 10.9

۱) $27\ mm$

۲) $30\ mm$

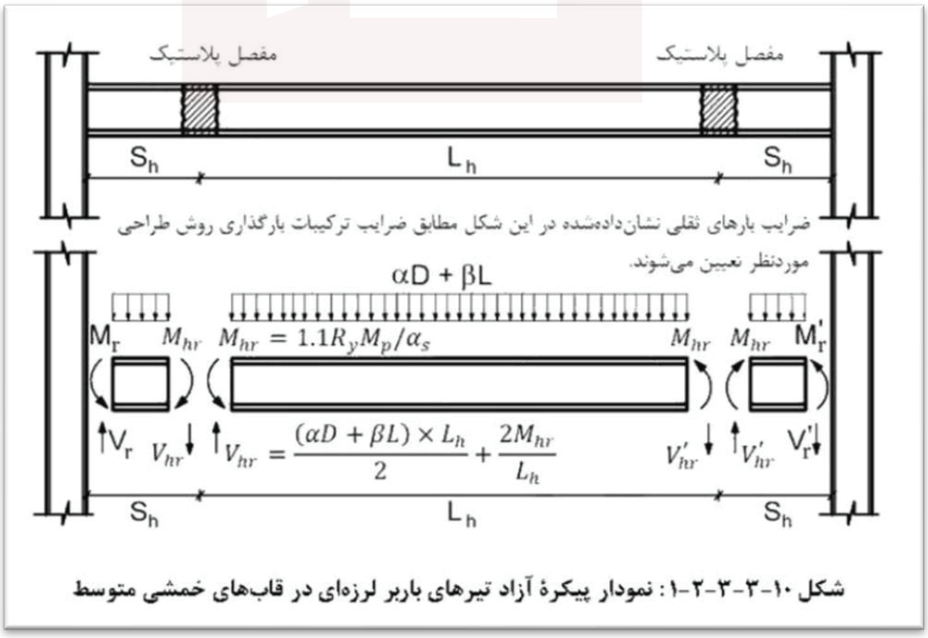
۳) $24\ mm$

۴) $22\ mm$



پاسخ :

طبق بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ برای محاسبهٔ مقاومت خمشی مورد نیاز، داریم :



شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱ : نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط

$$M_r = M_{hr} + \left(\frac{2M_{hr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2}\right) S_h + \frac{q_u S_h^2}{2}$$

$$Z = \sum A_i d_i = 2 \times (200 \times 20 \times 210 + 200 \times 10 \times 100) = 2080 \times 10^3\ mm^3$$

و طبق جدول ۱۰-۳-۲-۱ :

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

$$M_{h_r} = \frac{1.1 \times 1.15 \times 2080 \times 10^3 \times 225 \times 10^{-6}}{1} = 592.02\ kN.m$$

طبق بند ۱۰-۳-۷-۳-۱ مورد (۴) مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

(۴) فاصلهٔ محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون (S_h)، باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار $d_b/2$ و $3b_{bf}$ برای اتصالات فلنجی بدون استفاده از ورق‌های لچکی و برابر $L_{st}+t_p$ برای اتصالات فلنجی با استفاده از ورق‌های لچکی در نظر گرفته شود که در آن d_b عمق تیر، b_{bf} پهنای بال تیر، L_{st} طول ورق لچکی در روی بال تیر و t_p ضخامت ورق انتهایی است.

$$S_h = \min\left(\frac{440}{2}, 3 \times 200\right) = 220\ mm$$

$$M_r = 592.02 + \left(\frac{2 \times 592.02}{7 - 2 \times 0.22} + 0\right) \times 0.22 + 0 = 631.73\ \text{kN.m}$$

نیروی کششی وارده از بال تیر به بال ستون

$$T_u = \frac{631.73}{0.4 + 2 \times \frac{0.2}{2}} = 1504.12\ kN$$

طبق بند ۱۰-۲-۹-۳-۳ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

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

$$R_n = F_n A_b \qquad (۱۰-۲-۹-۸)$$

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

در روابط فوق:

A_b = سطح مقطع اسمی پیچ یا میلهٔ دندانه‌شده

F_n = تنش کششی اسمی (F_{nt}) یا تنش برشی اسمی (F_{nv})، مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۹

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]
میلهٔ دندانه‌شده در حالتی که سطح برش در داخل ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.45F_u$
میلهٔ دندانه‌شده در حالتی که سطح برش خارج ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.55F_u$

یادداشت‌ها:

[۱] برای تنش کششی اسمی پیچ‌های پرمقاومت تحت اثر تنش کششی ناشی از خستگی به آئین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی رجوع شود.

با توجه به ظرفیت کششی 4 عدد پیچ و برای پیچ 10.9 داریم :

$$F_u = 1000\ MPa$$

$$1504.12 \times 10^3 \leq 0.75 \times 4 \times 0.75 \times 1000 \times \frac{\pi d_b^2}{4}$$

$$d_b \geq 29.17\ mm$$

گزینه (۲)

۵۸- در یک تیر طره به دهانهٔ L تحت اثر بار یکنواخت q_u و با مقطع I شکل نوردشده تحت اثر خمش حول محور قوی و دارای تکیه‌گاه جانبی کافی، چنانچه اساس مقطع پالستیک مقطع برابر Z ، سطح مقطع جان (حاصلضرب ارتفاع کلی مقطع در ضخامت جان) برابر A_w و $\frac{h}{t_w} < 50$ باشد، در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت به ازای کدام‌یک از روابط زیر تأثیر معیارهای خمش و برش به طور همزمان تعیین‌کنندهٔ طراحی می‌شود.

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

۱) $L = 2.67 \frac{Z}{A_w}$

۲) $L = 3 \frac{Z}{A_w}$

۳) $L = 3.33 \frac{Z}{A_w}$

۴) $L = 2 \frac{Z}{A_w}$

پاسخ :

طبق بندهای ۱۰-۲-۶-۱ و ۱۰-۲-۶-۲-۱ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

۱۰-۲-۶-۱ الزامات عمومی

در روش LRFD مقاومت برشی طراحی مساوی $\phi_v V_n$ و در روش ASD مقاومت برشی مجاز مساوی V_n/Ω_v است که در آن:

ϕ_v = ضریب کاهش مقاومت برشی بوده و برای کلیهٔ الزامات این بخش برابر 0.9 است، به‌جز در مورد بند ۱۰-۲-۶-۲-۱-الف که مقدار آن باید برابر 1.0 در نظر گرفته شود.

Ω_v = ضریب اطمینان مقاومت برشی بوده و برای کلیهٔ الزامات این بخش برابر 1.67 است، به‌جز در مورد بند ۱۰-۲-۶-۲-۱-الف که مقدار آن باید برابر 1.5 در نظر گرفته شود.

V_n = مقاومت برشی اسمی اعضا بوده که مطابق الزامات بندهای ۱۰-۲-۶-۲ تا ۱۰-۲-۶-۷ باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های تسلیم برشی و کمانش برشی در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی

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

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \qquad (۱-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

A_w = مساحت جان که برابر است با حاصل‌ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان $= dt_w$

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

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

$$C_{v1} = 1 \qquad (۲-۶-۲-۱۰)$$

و طبق بندهای ۱۰-۲-۵-۱-۱ و ۱۰-۲-۵-۲ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱:

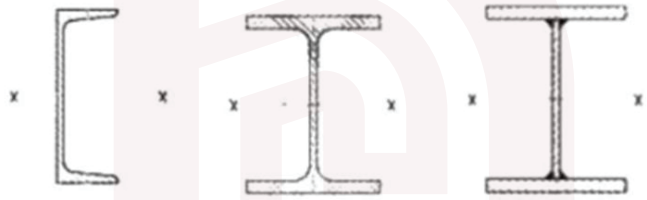
۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۱-۱ در روش LRFD مقاومت خمشی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ و در روش ASD مقاومت خمشی مجاز مساوی M_n/Ω_b است که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9، Ω_b ضریب اطمینان برابر 1.67 و M_n مقاومت خمشی اسمی بوده که باید مطابق الزامات بندهای ۱۰-۲-۵-۲ تا ۱۰-۲-۵-۱۲ تعیین شود.

تبصره ۱: دامنهٔ کاربرد این بخش مربوط به تیرهای با جان پر بوده و برای طراحی تیرهای با جان باز (تیرهای لانه‌زنبوری) به پیوست شماره ۵ رجوع شود.

۱۰-۲-۵-۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده تحت اثر خمش حول محور قوی

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



بال‌ها و جان فشرده　　بال‌ها و جان فشرده　　بال‌ها و جان فشرده

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم و کمانش جانبی-پیچشی در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_x \qquad (۱۰-۲-۵-۳)$$

در رابطهٔ فوق:

$$\frac{h}{t_w} < 50 < 2.24\sqrt{\frac{2\times 10^5}{240}} = 64.66 \rightarrow C_{v1} = 1 \ , \ \Phi_v = 1$$

برای تیر طره :

$$V_u = q_u L$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2}$$

بنا به خواسته سؤال :

$$\left(\frac{Demand}{Capacity}\right)_v = \left(\frac{Demand}{Capacity}\right)_b$$

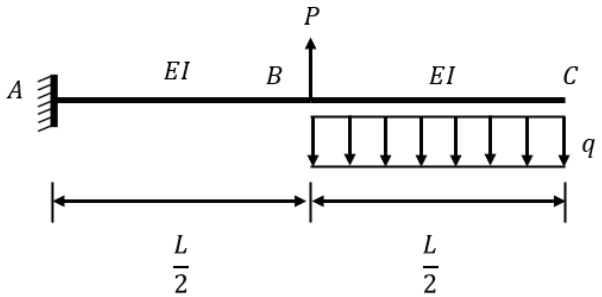
$$\rightarrow \frac{V_u}{\Phi_v V_n} = \frac{M_u}{\Phi_b M_n}$$

$$\rightarrow \frac{q_u L}{1 \times 0.6 \times F_y \times A_w \times 1} = \frac{\frac{q_u L^2}{2}}{0.9 Z F_y}$$

$$\rightarrow L = 3\frac{Z}{A_w}$$

گزینه (۲)

۵۹- به ازای کدام‌یک از روابط زیر جابجایی قائم در وسط طول تیر (محل اثر بار P) برابر صفر خواهد بود؟ از تغییر طول محوری تیر صرف‌نظر نمائید.



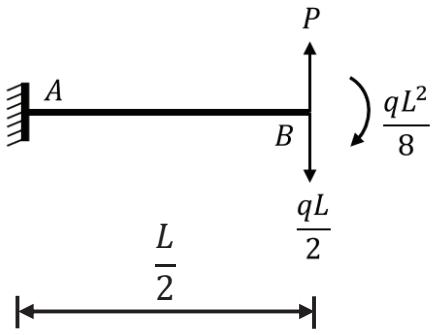
۱) $P = \frac{7}{8}qL$

۲) $P = 7qL$

۳) $P = \frac{7}{4}qL$

۴) $P = \frac{7}{2}qL$

با حذف بخش BC و انتقال نیرو و لنگر این قسمت به نقطه B داریم :

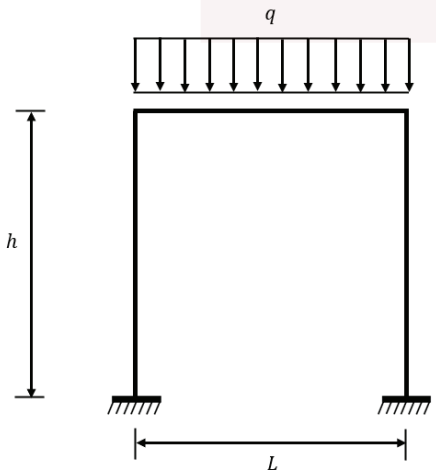


با توجه به روابط حفظی تیر کنسول و با در نظر گرفتن صفر بودن جابجایی قائم نقطه B طبق صورت سؤال داریم :

$$\Delta_B = 0 \rightarrow \frac{\left(P - \frac{qL}{2}\right)\left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI} - \frac{\left(\frac{qL^2}{8}\right)\left(\frac{L}{2}\right)^2}{2EI} = 0 \rightarrow P = \frac{7}{8}qL$$

گزینه (۱)

۶۰- به ازای چه مقدار $\frac{L}{h}$ مقدار لنگر خمشی در وسط دهانهٔ تیر برابر مقدار لنگر خمشی در دو انتهای آن خواهد بود؟ صلبیت خمشی کلیهٔ اعضا یکسان و برابر EI بوده و از تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول استفاده شود. از تغییر طور محوری اعضا صرف‌نظر شود.



۱) 2

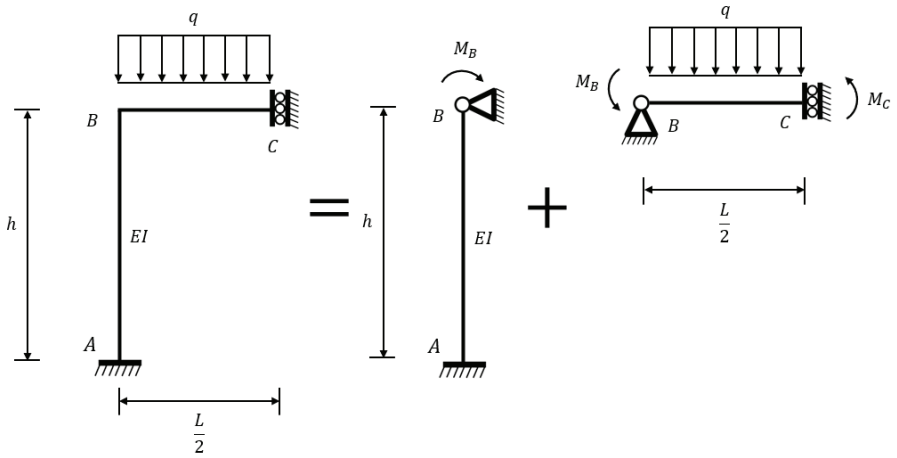
۲) 1.5

۳) $\frac{4}{3}$

۴) $\frac{2}{3}$

پاسخ :

با اعمال تقارن سازه را به دو نیمه تقسیم می‌کنیم و با توجه به اینکه اعضا تغییر طول محوری ندارند دو عضو AB و BC را با در نظر گرفتن شرایط تکیه‌گاهی مناسب جدا می‌کنیم :



با توجه به شرایط سازگاری دوران در گره B داریم :

$$\theta_{B,L} = \theta_{B,R}$$

$$-\frac{M_B h}{4EI} = \frac{M_B\left(\frac{L}{2}\right)}{EI} - \frac{q\left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI}$$

$$\rightarrow M_B = \frac{qL^3}{6(h+2L)}$$

در عضو BC و گره C :

$$\sum M = 0 \rightarrow M_C = \frac{qL^2}{8} - M_B$$

با توجه به صورت سوال لنگر ابتدای تیر با لنگر وسط تیر برابر است :

$$M_C = M_B \rightarrow M_B = \frac{qL^2}{8} - M_B \rightarrow \frac{qL^3}{6(h+2L)} = \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^3}{6(h+2L)}$$

با ساده نمودن معادله فوق :

$$\frac{L}{h} = 1.5$$

گزینه (۲)

خانه عمران، نخستین و معتبرترین
مرکز آمادگی آزمون‌های حرفه‌ای صنعت ساختمان

۰۲۱ ۸۴۳۶۰

CivilHouse.ir

CivilHouseir

CivilHouse.ir

تهران - خیابان سهروردی شمالی - بالاتر از مطهری - خیابان باغ - پلاک ۵۱