پاسخ نامه آزمون محاسبات

آبان ۱۴۰۳

تهیه کنندگان:

دکتر رامین منصوری

دکتر سجاد شایان

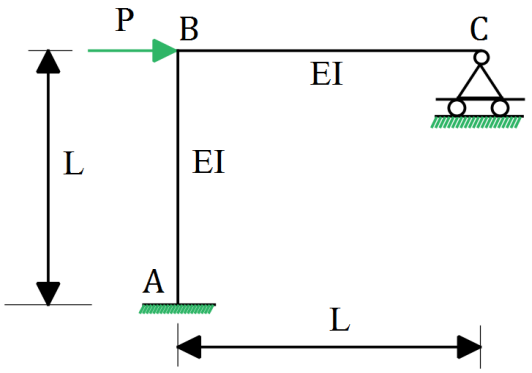
ناظران:

دکتر میثم مظلوم

مهندس محمد سلمان

سبزسازه

۱- در سازه شکل زیر در محل تکیه گاه غلتکی مقدار جابجایی افقی مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ صلبیت خمشی کلیهٔ اعضاء یکسان و برابر EI بوده و از تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول استفاده شود. از تغییرطول محوری اعضاء صرف نظر شود.



۱) $\frac{5PL^3}{21EI}$

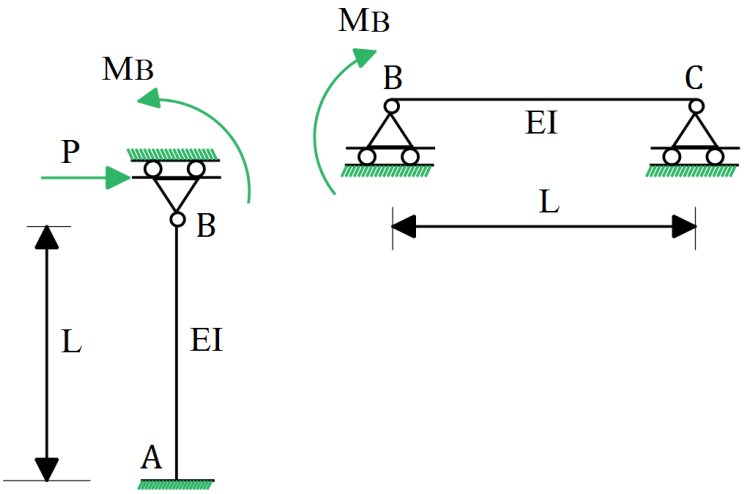
۲) $\frac{11PL^3}{40EI}$

۳) $\frac{7PL^3}{48EI}$

۴) $\frac{13PL^3}{30EI}$

سطح سوال آسان

حل: با جدا کردن سازه از نقطهٔ B و نوشتن معادلهٔ سازگاری برابر شیب در نقطهٔ B داریم:

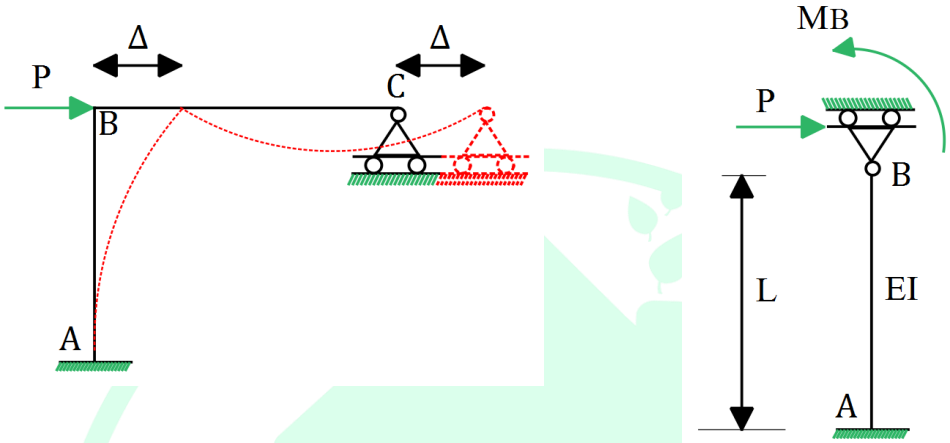


$$\curvearrowright^{+} (\theta_L)_B = (\theta_R)_B$$

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

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

در نهایت با توجه به ترسیم تغییرشکل قاب تحت اثر نیروی جانبی P و صرف نظر کردن از تغییرطول محوری اعضای قاب می توان فهمید که مقدار تغییرمکان جانبی قاب در نقاط B و C با هم برابر بوده و به صورت زیر محاسبه می شود:

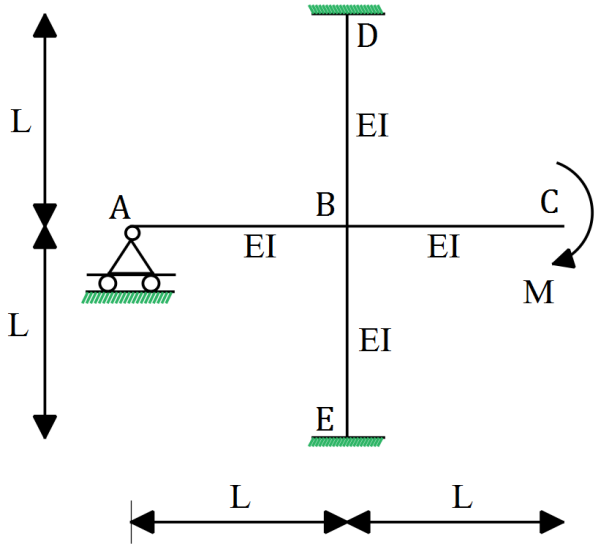


با توجه به ستون AB که شرایط ستون طره ای را دارد. و استفاده از روابط حفظی خیز در طره ها داریم:

$$\Delta_{Cx}=\Delta_{Bx}=\frac{PL^3}{3EI}-\frac{\frac{3PL}{8}*L^2}{2EI}=\frac{7PL^3}{48EI}$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

۲- در سازهٔ شکل زیر، مقدار جابجایی قائم در محل اثر لنگر متمرکز M مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ صلبیت خمشی کلیهٔ اعضاء یکسان و برابر EI بوده از تغییرطول محوری اعضاء صرف نظر شود همچنین فرض کنید تحلیل از نوع الاستیک مرتبهٔ اول است.



۱) $\frac{5ML^2}{13EI}$

۲) $\frac{13ML^2}{30EI}$

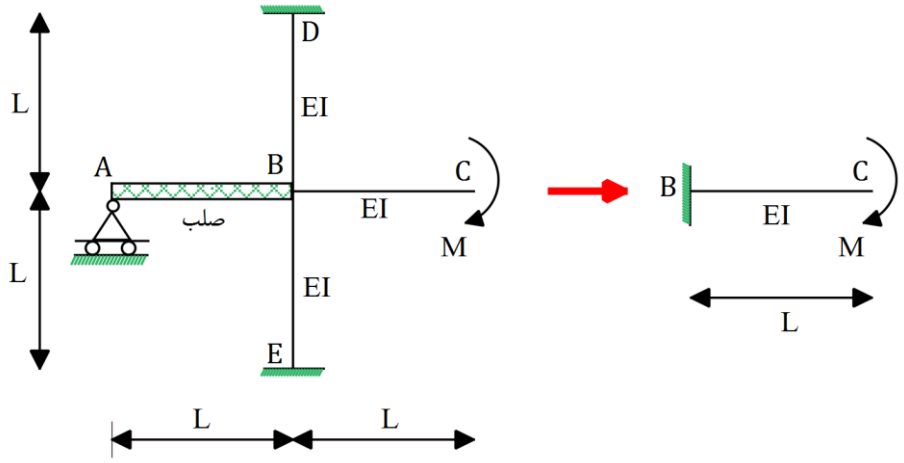
۳) $\frac{3ML^2}{13EI}$

۴) $\frac{13ML^2}{22EI}$

سطح سوال متوسط

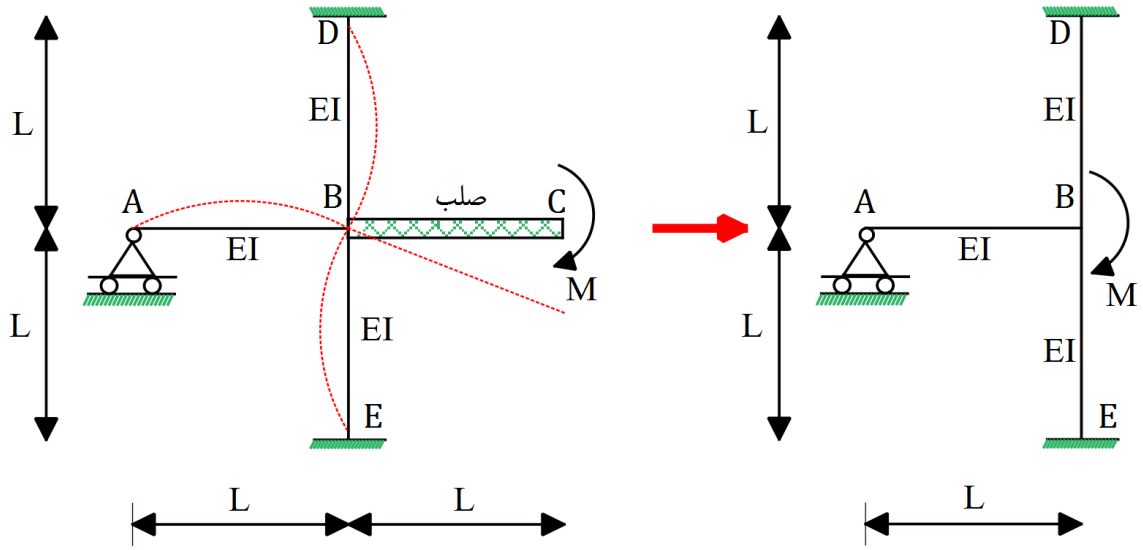
حل: طبق روش انعطاف پذیری در دو مرحله مقدار خیز قائم در محل اثر لنگر متمرکز M را محاسبه می کنیم:

حالت اول: صلبیت خمشی عضو AB را بی نهایت در نظر گرفته و با توجه به شرایط گیردار در نقطهٔ B از طریق عضو انعطاف پذیر BC مقدار خیز قائم نقطهٔ C را محاسبه می کنیم:



$$\Delta_{cy1}=\frac{M*L^2}{2EI}\downarrow$$

حالت دوم: صلبیت خمشی عضو BC را بی نهایت در نظر گرفته و با توجه به خطی بودن تغییرشکل عضو طره ای BC می توان ابتدا شیب نقطهٔ B را با توجه به بخش مربوط به فنرهای موازی در روش سختی محاسبه کرده و سپس مقدار خیز قائم نقطهٔ C را محاسبه می کنیم:



$$\Delta_{cy2}=\theta_B*L_{BC}$$

$$\theta_B=\frac{M}{\sum K}=\frac{M}{\frac{4EI}{L}+\frac{4EI}{L}+\frac{3EI}{L}}=\frac{ML}{11EI}$$

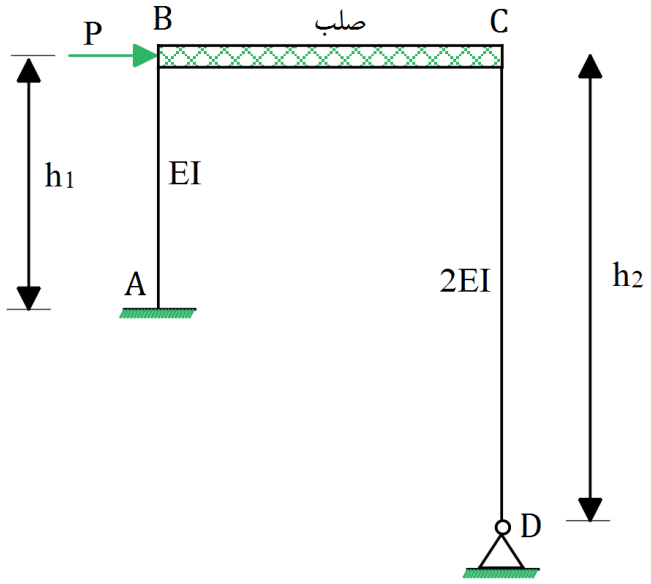
$$\Delta_{cy2}= \theta_B * L_{BC} = \frac{ML}{11EI} * L = \frac{ML^2}{11EI} \downarrow$$

در نهایت طبق اصل جمع آثار قوا داریم:

$$\Delta_{cy}= \Delta_{cy1} + \Delta_{cy2}= \frac{ML^2}{2EI} + \frac{ML^2}{11EI} = \frac{13ML^2}{22EI}$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۴)

۳- در قاب شکل زیر، به ازای چه مقدار $\frac{h_1}{h_2}$ مقدار حداکثر لنگر خمشی در ستون های کوتاه و بلند برابر خواهد بود؟ از تغییرطول محوری اعضا صرف نظر نموده و تحلیل از نوع الاستیک مرتبهٔ اول فرض شود.



۱) $\sqrt{2}/2$
۲) 1.0
۳) $\sqrt{2}$
۴) 0.5

سطح سوال متوسط

حل: طبق روش سختی و بخش مربوط به فنرهای موازی داریم: ابتدا سختی محوری ستون ها را محاسبه می کنیم:

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

$$\rightarrow \quad K_{CD} = \frac{3 * 2EI}{{h_2}^3} = \frac{6EI}{{h_2}^3}$$

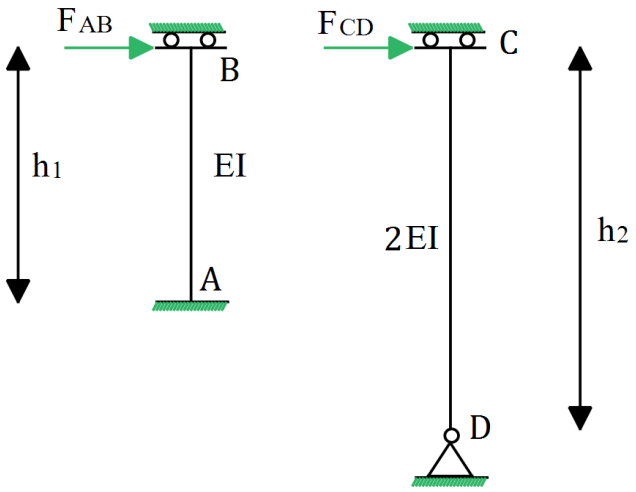
طبق صورت سوال داریم:

$$(M_{max})_{AB} = F_{AB} * \frac{h_1}{2}$$

$$(M_{max})_{CD} = F_{CD} * h_2$$

$$\rightarrow (M_{max})_{AB} = (M_{max})_{CD}$$

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



در ادامه با توجه به رفتار موازی ستون ها مقدار سهم نیروی افقی وارد به هر کدام از ستون ها از نیروی افقی P را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \quad F_{AB} = \frac{K_{AB}}{\sum K} * P = \frac{\frac{12EI}{{h_1}^3}}{\frac{12EI}{{h_1}^3} + \frac{6EI}{{h_2}^3}} * P$$

$$\rightarrow \quad F_{CD} = \frac{K_{BF}}{\sum K} * F = \frac{\frac{6EI}{{h_2}^3}}{\frac{12EI}{{h_1}^3} + \frac{6EI}{{h_2}^3}} * P$$

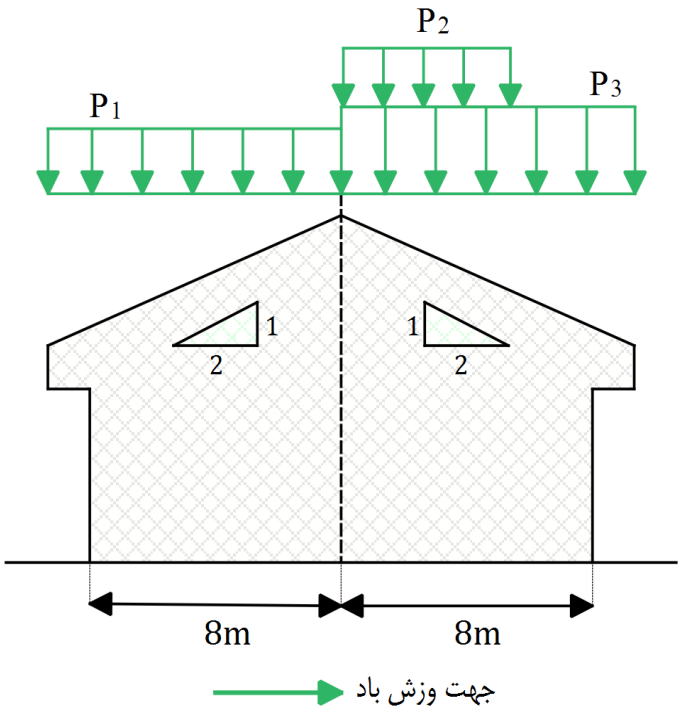
در نهایت نسبت خواسته شده را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \frac{h_1}{h_2} = \frac{2F_{CD}}{F_{AB}} = \frac{2 * \frac{\frac{6EI}{{h_2}^3}}{\frac{12EI}{{h_1}^3} + \frac{6EI}{{h_2}^3}} * P}{\frac{\frac{12EI}{{h_1}^3}}{\frac{12EI}{{h_1}^3} + \frac{6EI}{{h_2}^3}} * P} = \frac{\frac{12EI}{{h_2}^3}}{\frac{12EI}{{h_1}^3}} = \frac{{h_1}^3}{{h_2}^3}$$

$$\rightarrow {h_2}^2 = {h_1}^2 \rightarrow \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^2 = 1 \rightarrow \frac{h_1}{h_2} = 1$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۲)

۴- در شکل زیر توزیع بار نامتوازن برف برای یک سقف شیبدار واقع در منطقهٔ بار برف سنگین نشان داده شده است. مقدار بار P_2 به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر ا



۱) $0.98\ \frac{KN}{m^2}$

۲) $0.46\ \frac{KN}{m^2}$

۳) $1.39\ \frac{KN}{m^2}$

۴) $0.64\ \frac{KN}{m^2}$

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۶-۷-۷-۱ صفحهٔ ۵۳ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۷-۷-۱ بام‌های با شیب دو یا چند طرفه

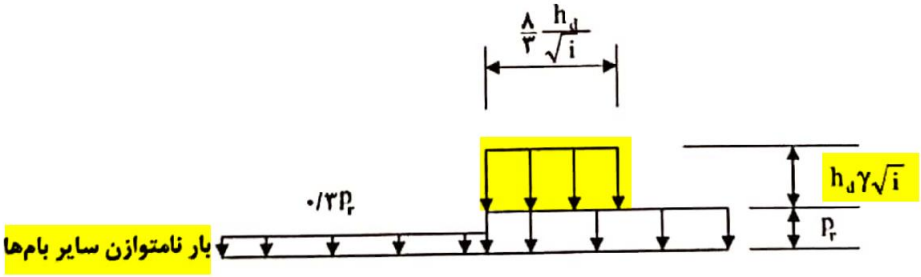
برای بام‌های با شیب دو یا چند طرفه، بارگذاری متوازن و نامتوازن برف مطابق شکل ۶-۷-۲ انجام می‌شود. درنظر گرفتن بار نامتوازن برف برای بام‌های با شیب سقف کمتر از ۴٪ و شیب سقف بیشتر از ۶۰٪ لازم نیست.

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

برای سایر بام‌ها، بار نامتوازن شامل بار گسترده $0.3P_r$ در سمت بادگیر و در سمت پشت به باد P_r به اضافه سربار به شدت $\gamma h_d \sqrt{i}$ بر واحد سطح افقی و در فاصله افقی $\frac{8}{3}\frac{h_d}{\sqrt{i}}$ از تاج شیب به سمت پای شیب خواهد بود. i، بیانگر شیب سقف (تانژانت زاویه شیب) مطابق شکل می‌باشد. ارتفاع انباشت برف، h_d، بر حسب متر از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$h_d = 0.123\sqrt[3]{l_u}\sqrt[4]{100P_s + 50} - 0.5 \qquad (۶-۷-۴)$$

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



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

۶-۷-۳ بار برف مبنا

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

بار برف مبنا درمناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم‌بندی مشخص‌شده در جدول۶-۷-۱ یا در شکل پیوست ۶-۵، حداقل برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

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

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

$$\gamma = ۰/۴۳\,P_s + ۲/۲ \qquad kN/m^۳ \qquad (۶-۷-۲)$$

طبق بند ۶-۷-۱-۱ صفحهٔ ۵۳ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

$$P_2 = h_d\gamma\sqrt{i}$$

برای منطقهٔ با برف سنگین داریم:

$$P_S = 2\ \frac{KN}{m^2}$$

$$\gamma = 0.43P_S + 2.2 = 0.43 * 2 + 2.2 = 3.06\ \frac{KN}{m^3}$$

در ادامه مقدار h_d را محاسبه می کنیم:

$$L_u = 8m$$

$$h_d = 0.12\sqrt[3]{L_u} * \sqrt[4]{100P_S + 50} - 0.5$$

$$h_d = 0.12\sqrt[3]{8} * \sqrt[4]{100 * 2 + 50} - 0.5 = 0.454m$$

مقدار i را به صورت محاسبه می کنیم:

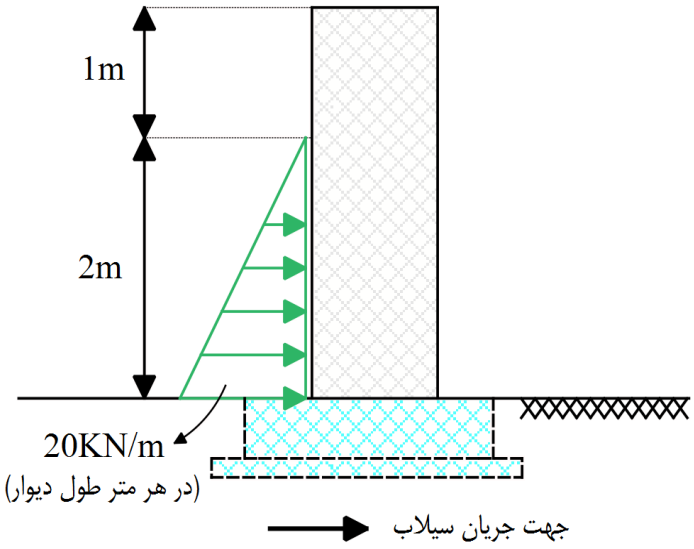
$$i = tan\alpha = \frac{1}{2} = 0.5$$

در نهایت مقدار P_2 را محاسبه می کنیم:

$$P_2 = h_d\gamma\sqrt{i} = 0.454 * 3.06 * \sqrt{0.5} = 0.982\ \frac{KN}{m^2}$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۱)

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 ضریب دار در پای دیوار بتنی با در نظر گرفتن بارهای هیدرواستاتیکی و هیدرودینامیکی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



۱) $32\ KN.m/m$
۲) $37\ KN.m/m$
۳) $55\ KN.m/m$
۴) $46\ KN.m/m$

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۶-۶-۳-۵ صفحهٔ ۴۱ و بند ۶-۲-۳-۲ مورد (ث)صفحهٔ ۱۱ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

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

$$d_h = av^2/2g \qquad (۱-۶-۶)$$

که در آن:

a : ضریب شکل

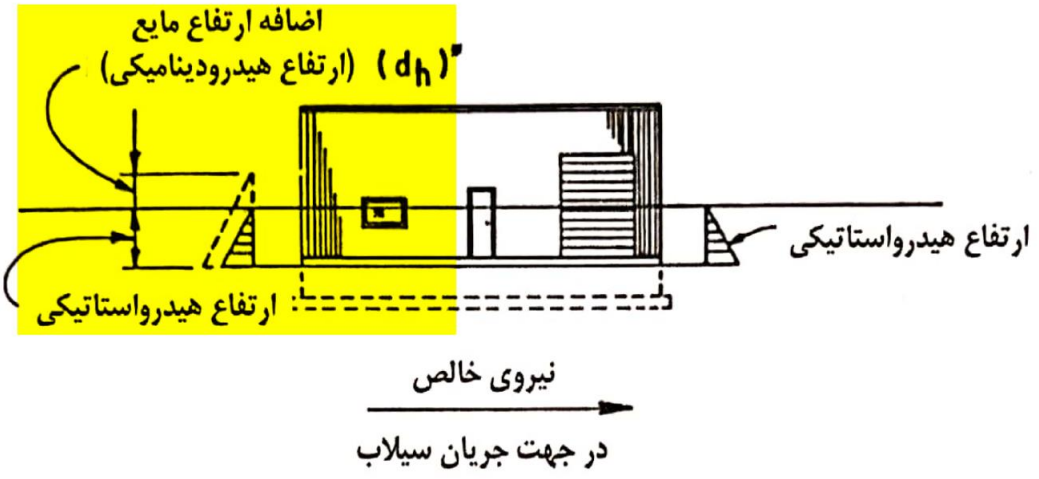
V: سرعت سیلاب (متر بر ثانیه)

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

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

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

۱) ۱/۴D

۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_r یا S یا R)

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

۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L_r یا S یا R)

۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S

۶) ۰/۹ D+۱/۶W

۷) ۰/۹D+E

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 ۱٫۶W+۲٫۰F_a به جای ۱٫۶W در ترکیب های ۴ و ۶ نیز در نظر گرفته شود.

طبق مورد ث صفحهٔ ۱۱ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ ترکیب بار برای محاسبهٔ حداقل لنگر خمشی ضریب دار ناشی از بار سیل به صورت زیر می باشد:

$$M_u = 2M_a$$

با توجه به اینکه سرعت جریان سیل طبق صورت سوال 2.5 متر بر ثانیه بوده و از 3 متر بر ثانیه تجاوز نمی کند، لذا مقدار بار هیدرودینامیک به صورت اضافه ارتفاعی از بار هیدرواستاتیک تعریف می شود. بنابراین:

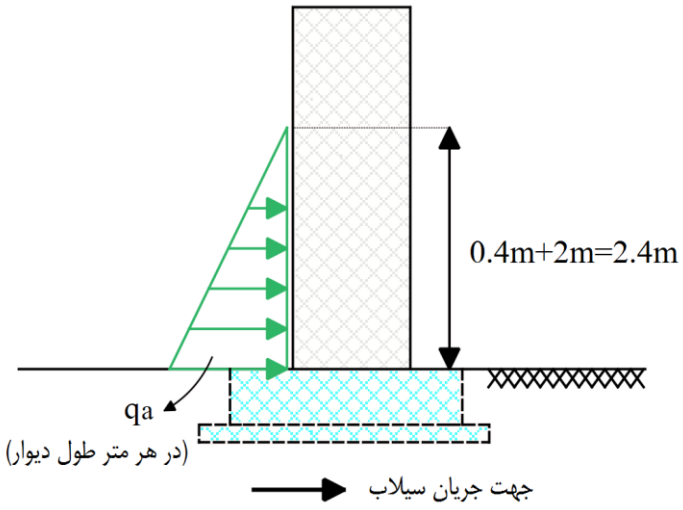
$$V = 2.5\frac{m}{s} \leq 3\frac{m}{s}$$

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

$$a = 1.25$$

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

$$\gamma_w = 9.81\ \frac{KN}{m^3} \approx 10\ \frac{KN}{m^3}$$



$$q_a = \gamma_w * \left(\text{ارتفاع هیدرودینامیکی} + \text{ارتفاع هیدرواستاتیکی}\right) = 10 * (2 + 0.4) = 24\ \frac{KN}{m^2}$$

$$M_a = 24 * \frac{2.4}{2} * \frac{2.4}{3} * 1 = 23\ KN.m/m$$

در نهایت حداقل لنگر خمشی ضریب دار پای دیوار بتنی ناشی از بار سیل را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$M_u = 2M_a = 2 * 23 = 46\ KN.m/m$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۴)

۶- در تحلیل به روش استاتیکی معادل، حداکثر نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت وارد بر یک جان پناه طره ای غیرسازه ای 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 می شود، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ جزء غیرسازه ای مورد نظر برای خدمت رسانی بی وقفهٔ سازه لازم است. همچنین وزن جزء غیرسازه ای همراه با محتویات آن در زمان بهره برداری 50KN بوده و ارتفاع مرکز جرم آن از تراز پایه 5 متر است.

۱) $84\ KN$

۲) $8.4\ KN$

۳) $16\ KN$

۴) $11\ KN$

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۴-۲-۱-۱ صفحهٔ ۵۹ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۴-۲-۱-۱ روش تحلیل استاتیکی معادل

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

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

در این رابطه:

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

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

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

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

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

جزء معماری	a_p	R_{pu}
۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه		
- دیوار غیرمسلح مصالح بنایی	۱	۱/۵
- انواع دیگر دیوار و تیغه	۱	۲/۵
۲- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دیوار غیرسازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشد.	۲/۵	۲/۵
۳- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.	۱	۲/۵

جدول ۲-۱ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

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

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

۴-۱-۳ ضریب اهمیت جزء

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

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

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

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

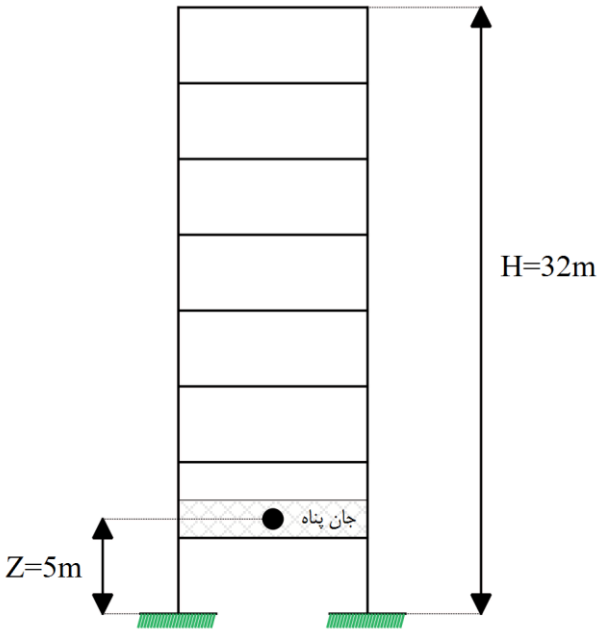
مطابق رابطهٔ زیر حداکثر نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت وارد بر دیوار جان پناه طره ای غیرسازه ای متکی بر سازهٔ اصلی را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \quad V_{Pu} = \frac{0.4 a_p A (1+S) W_P I_P}{R_{Pu}} \left(1 + 2\frac{Z}{H}\right)$$

چون جان پناه در محلی بالا تر از مرکز ثقل جزء مهار شده است طبق جدول ۴-۱ داریم:

$$a_p = 1 \quad , \quad R_{Pu} = 2.5$$

با توجه به اینکه دیوار جان پناه در طبقهٔ دوم ساختمان 8 طبقه می باشد. لذا داریم:



$$Z = 5m$$

$$H = 32m$$

$$I_P = 1.4$$

$$W_P = 50KN$$

$$S = 1.5$$

$$A = 0.30$$

در نهایت داریم:

$$\rightarrow \quad V_{Pu} = \frac{0.4 * 1 * 0.30 * (1+1.5) * 50 * 1.4}{2.5} \left(1 + 2 * \frac{5}{32}\right) = 11.03\ KN$$

در ادامه مقدار V_{Pu} را با $V_{Pu_{min}}$ و $V_{Pu_{max}}$ کنترل می کنیم:

$$V_{Pu_{min}} = 0.3 A (1+S) W_P I_P = 0.3 * 0.30 * (1+1.5) * 50 * 1.4 = 15.75 KN$$

$$V_{Pu_{max}} = 1.6 A (1+S) W_P I_P = 1.6 * 0.30 * (1+1.5) * 50 * 1.4 = 84\ KN$$

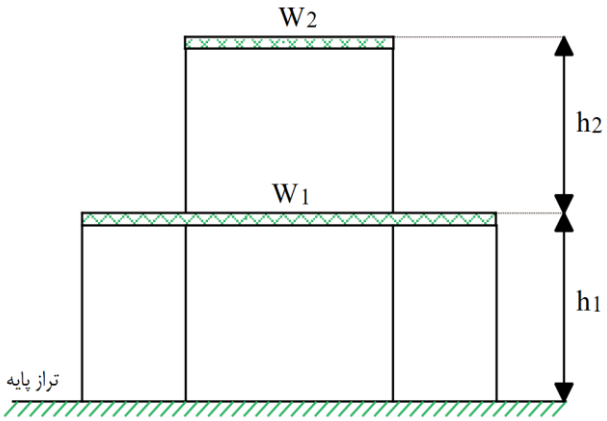
$$\rightarrow \quad V_{Pu_{min}} = 15.75\ \text{KN} \not\leq V_{Pu} = 11.03\ KN \quad not\ ok \quad \times$$

$$V_{Pu} = V_{Pu_{min}} = 15.75\ KN \approx 16\ KN$$

با توجه به اینکه V_{Pu} از مقدار حداقل $V_{Pu_{min}}$ کمتر می باشد. لذا مقدار حداقل $V_{Pu_{min}}$ به عنوان حداکثر نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت وارد بر دیوار جان پناه طره ای غیرسازه ای متکی بر سازهٔ اصلی و پاسخ سوال در نظر گرفته می شود.

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

۷- فرض کنید زمان تناوب اصلی ساختمان نشان داده شده در شکل زیر کمتر از 0.4 ثانیه است. به ازای کدام یک 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 موثر لرزه ای 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) $\frac{h_1}{h_2} = \frac{W_1}{W_1 + W_2}$

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۳-۳-۶ صفحهٔ ۳۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

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

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

در این رابطه:

F_{ui}: نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

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

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

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.

مطابق زمان تناوب اصلی داده شده در صورت سوال داریم:

$$\rightarrow \quad T = 0.4s < 0.5s$$

$$\rightarrow \quad K = 1$$

در نهایت با برابر هم قرار دادن مقدار نیروی جانبی زلزله در تراز طبقات اول و دوم ساختمان داریم:

$$\rightarrow \quad F_{u1} = \frac{w_1 * h_1}{[w_1 h_1 + w_2(h_1 + h_2)]} * V_u$$

$$\rightarrow \quad F_{u2} = \frac{w_2 * (h_1 + h_2)}{[w_1 h_1 + w_2(h_1 + h_2)]} * V_u$$

$$\rightarrow \quad F_{u1} = F_{u2}$$

$$\rightarrow \frac{w_1 * h_1}{[w_1 h_1 + w_2(h_1 + h_2)]} * V_u = \frac{w_2 * (h_1 + h_2)}{[w_1 h_1 + w_2(h_1 + h_2)]} * V_u$$

$$\rightarrow w_1 * h_1 = w_2 * (h_1 + h_2)$$

$$\rightarrow h_1(w_1 - w_2) = w_2 * h_2$$

$$\rightarrow \frac{h_1}{h_2} = \frac{w_2}{w_1 - w_2}$$

پاسخ سوال گزینهٔ (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 تغییرمکان جانبی نسبی این ساختمان در برابر زلزلهٔ طرح بزرگترین مقدار زمان تناوب اصلی قابل قبول به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمی نمایند و ساختمان در منطقهٔ با خطر نسبی زیاد و بر روی زمین نوع II احداث شده است.

۱) 1.14 ثانیه
۲) 1.3 ثانیه
۳) 0.91 ثانیه
۴) 0.73 ثانیه

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۳-۳-۳-۱ صفحهٔ ۳۱ و بند ۳-۵-۳ صفحهٔ ۴۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

۱-۶ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت

ساختمان‌ها بر حسب نوع کاربری و میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به چهار گروه اهمیت تقسیم می‌شوند:

گروه۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌های ضروری:

این گروه شامل ساختمان‌هایی است که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره‌برداری از آنها غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود؛ مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تأسیسات

زمان تناوب تجربی سیستم قاب خمشی فولادی ویژه بدون اثر جداگرهای میانقابی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$T_a = 0.08(H)^{0.75} = 0.08(7 * 3.65)^{0.75} = 0.91s$$

در ادامه طبق بند ۳-۵-۳ صفحه ۴۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برای درمانگاه ها با اهمیت خیلی زیاد داریم:

$$T_m = 1.3s$$

$$T_{\text{اصلی}} = min(1.25T_a, T_m) = min(1.25 * 0.91 \approx 1.14s\ ,1.3s) = 1.14s$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۱)

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 ساختمان B به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۱) 0.85 ثانیه
۲) 0.76 ثانیه
۳) 0.97 ثانیه
۴) 1.08 ثانیه

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۲-۳ صفحهٔ ۱۴ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B=B_1N \qquad (۲-۱)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

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

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

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$N = 1$ $\quad T < T_s$

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

$N = 1.7$ $\quad T > 4$ sec

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط وکم

$N = 1$ $\quad T < T_s$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 \qquad T_s < T < 4 \text{ sec} \qquad (۴-۲)$$

$N = 1.4$ $\quad T > 4$ sec

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

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

ساختمان (A) در منطقه با خطر نسبی متوسط و بر روی خاک نوع I می باشد. لذا داریم:

$\rightarrow \quad T = 1.2s$

$\rightarrow \quad T_S = 0.4s$

$\rightarrow \quad T_S < T < 4S$

$\rightarrow S = 1.5$

$$\rightarrow \quad B_1 = (S+1) * \frac{T_s}{T} = (1.5+1) * \frac{0.4}{1.2} = 0.834$$

$$\rightarrow \quad N = \frac{0.4}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 = \frac{0.4}{4 - 0.4}(1.2 - 0.4) + 1 = 1.09$$

$$\rightarrow \quad B_{A_{\text{ساختمان}}} = B_1 * N = 1.09 * 0.834 = 0.91$$

ساختمان (B) در منطقه با خطر نسبی زیاد و بر روی خاک نوع II می باشد. لذا داریم:

$\rightarrow \quad T = 1.2s$

$\rightarrow \quad T_S = 0.5s$

$\rightarrow S = 1.5$

$\rightarrow \quad T_S < T < 4S$

$$\rightarrow \quad B_1 = (S+1) * \frac{T_s}{T} = (1.5+1) * \frac{0.5}{1.2} = 1.042$$

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

$$\rightarrow \quad B_{B_{\text{ساختمان}}} = B_1 * N = 1.042 * 1.14 = 1.188$$

در نهایت طبق صورت سوال نسبت مورد نظر را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \quad \frac{B_{A_{\text{ساختمان}}}}{B_{B_{\text{ساختمان}}}} = \frac{0.91}{1.188} = 0.766$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۲)

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. به ازای کدام یک از زمان های تناوب اصلی زیر مقدار ضریب اصلاح طیف ساختمان A برابر مقدار ضریب اصلاح طیف ساختمان B خواهد بود؟

۱) 1.03 ثانیه
۲) 0.83 ثانیه
۳) 1.13 ثانیه
۴) 0.93 ثانیه

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۲-۳-۲ صفحهٔ ۱۷ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$N = 1$ $\quad T < T_s$

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

$N = 1.7$ $\quad T > 4\ sec$

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط وکم

$N = 1$ $\quad T < T_s$

$N = \frac{0.4}{4 - T_s}(T - T_s) + 1$ $\quad T_s < T < 4\ sec$ (۴-۲)

$N = 1.4$ $\quad T > 4\ sec$

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

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

ساختمان (A) در منطقه با خطر نسبی متوسط و بر روی خاک نوع II می باشد. لذا داریم:

$$\rightarrow \quad T_S = 0.5s$$

$$\rightarrow S = 1.5$$

با فرض اینکه زمان تناوب اصلی T در محدودهٔ زیر قرار دارد، محاسبات ضریب طیف ساختمان A را انجام می دهیم و در نهایت بعد از بدست آمدن زمان تناوب فرض اولیه را کنترل می کنیم:

$$\rightarrow \quad T_S < T < 4S$$

$$\rightarrow \quad N_{A_{\text{ساختمان}}} = \frac{0.4}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 = \frac{0.4}{4 - 0.5}(T - 0.5) + 1 = \frac{4T}{35} + \frac{33}{35}$$

ساختمان (B) در منطقه با خطر نسبی زیاد و بر روی خاک نوع III می باشد. لذا داریم:

$$\rightarrow \quad T_S = 0.7s$$

$$\rightarrow S = 1.75$$

با فرض اینکه زمان تناوب اصلی T در محدودهٔ زیر قرار دارد، محاسبات ضریب طیف ساختمان B را انجام می دهیم و در نهایت بعد از بدست آمدن زمان تناوب فرض اولیه را کنترل می کنیم:

$$\rightarrow \quad T_S < T < 4S$$

$$\rightarrow \quad N_{B_{\text{ساختمان}}} = \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.7}(T - 0.7) + 1 = \frac{7T}{33} + \frac{281}{330}$$

در نهایت طبق صورت سوال با برابر قرار دادن ضریب اصلاح طیف N ساختمان A و ساختمان B، مقدار زمان تناوب اصلی T این ساختمان ها را که در هر دو ساختمان با هم برابر می باشد، محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \quad N_{A_{\text{ساختمان}}} = N_{B_{\text{ساختمان}}}$$

$$\rightarrow \quad \frac{4T}{35} + \frac{33}{35} = \frac{7T}{33} + \frac{281}{330} \quad \rightarrow \frac{113T}{1155} = \frac{211}{2310} \quad \rightarrow T = 0.934s$$

در نهایت بعد از بدست آمدن زمان تناوب اصلی T فرض اولیه را در هر دو ساختمان A و B کنترل می کنیم:

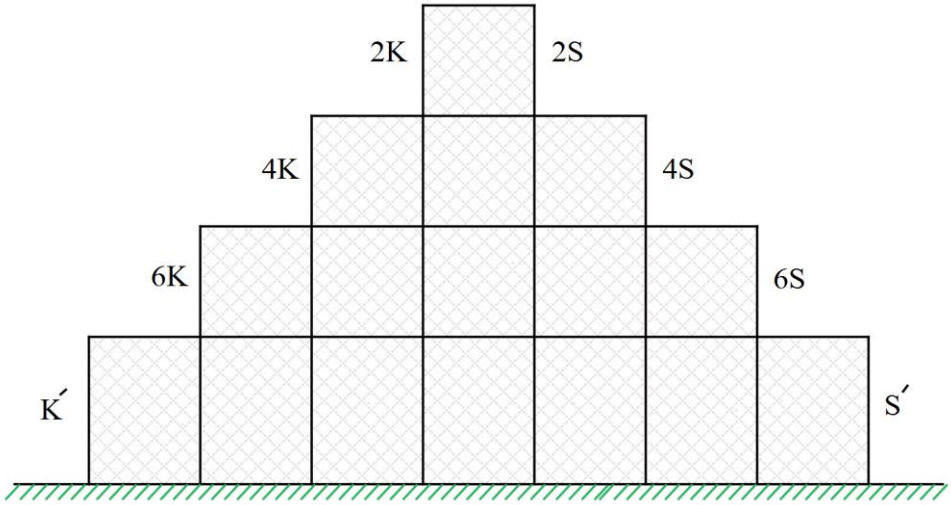
$$T_A = T_B = T = 0.934s$$

$$\rightarrow \quad (T_S)_A < T_A < 4S \quad \rightarrow 0.5 < 0.934s < 4S \quad ok\surd$$

$$\rightarrow \quad (T_S)_B < T_B < 4S \quad \rightarrow 0.7 < 0.934s < 4S \quad ok\surd$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۴)

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 کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید ساختمان به لحاظ پیچش از نوع شدید پیچشی نیست.



۱) 4.8S و 4.2K

۲) 4.8S و 3.2K

۳) 3.9S و 3.6K

۴) 3.9S و 2.8K

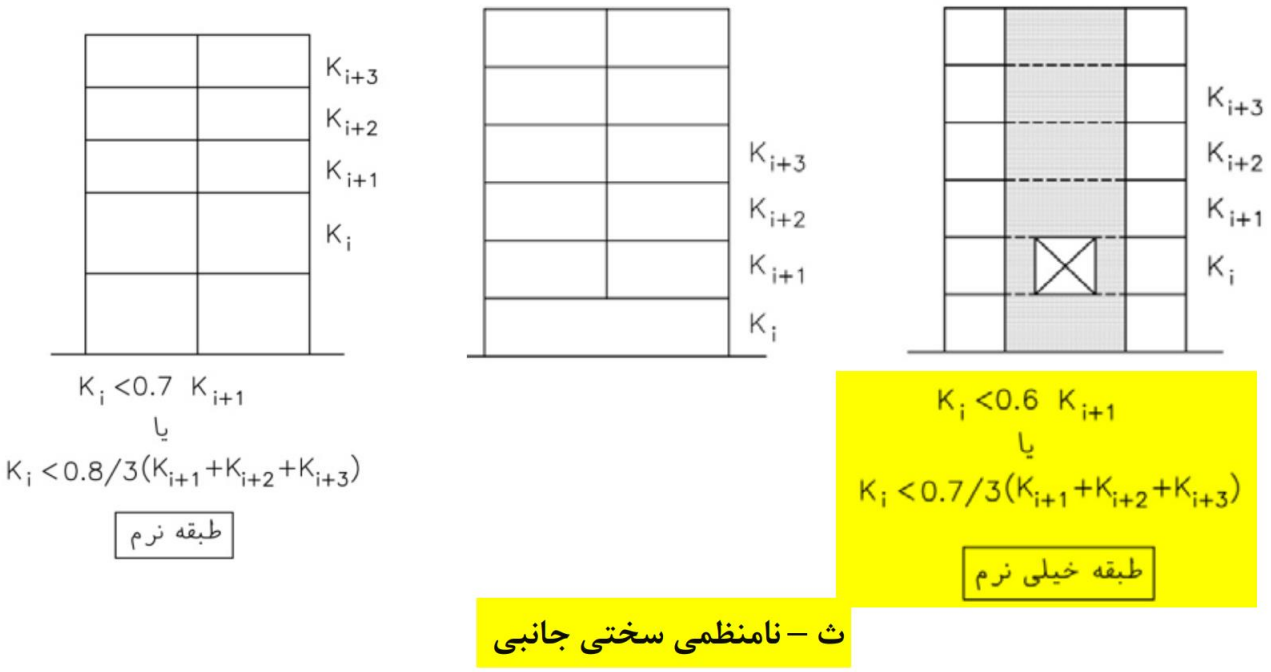
سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۱-۷-۳صفحهٔ ۱۱ و شکل های ت و ث در صفحهٔ ۱۰ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

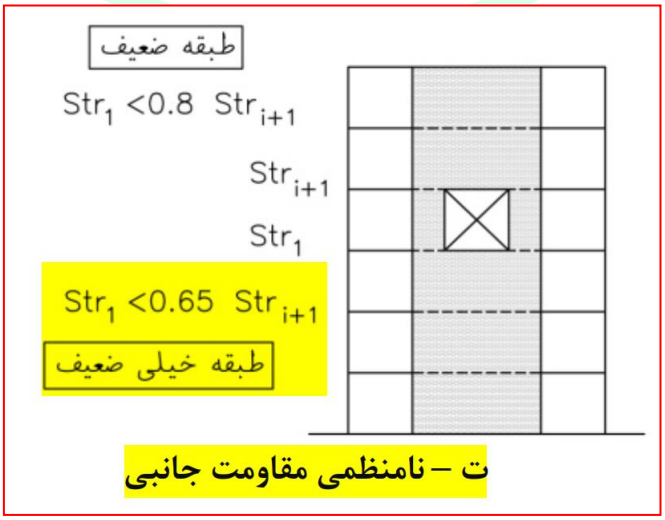
۱-۷-۳ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های با نامنظمی "طبقه خیلی ضعیف" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطرنسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه و یا ۱۰ متر باشد.

ب- احداث ساختمان‌های با نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "شدید پیچشی" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی زمین‌های نوع I، II و III مجاز است.



ث – نامنظمی سختی جانبی



ت – نامنظمی مقاومت جانبی

طبق بند ۱-۷-۳ در صفحهٔ ۱۱ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم این ساختمان نباید دارای طبقهٔ خیلی نرم و خیلی ضعیف باشد که بتوانیم آن را در مناطق با خطر نسبی متوسط و بر روی خاک نوع IV احداث کنیم. بنابراین ابتدا طبقهٔ خیلی نرم را در ساختمان کنترل می کنیم:

برای آنکه طبقهٔ خیلی نرم نداشته باشیم، داریم:

$$K_1 \geq 0.6 * K_{i+1} \rightarrow K' \geq 0.6 * 6K \rightarrow K' \geq 3.6K$$

$$K_1 \geq 0.7 * \frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \rightarrow K' \geq 0.7 * \frac{6K + 4K + 2K}{3} \rightarrow K' \geq 2.8K$$

در ادامه داریم:

$$\rightarrow K' \geq max\{3.6K, 2.8K\}$$

$$\rightarrow K' \geq 3.6K$$

و در نهایت برای آنکه طبقهٔ خیلی ضعیف هم نداشته باشیم، داریم:

$$\rightarrow S_1 \geq 0.65 * S_{i+1} \rightarrow S' \geq 0.65 * 6S \rightarrow S' \geq 3.9S$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

۱۲- در بالکن یک سالن سینما از یک جان پناه سراسری به ارتفاع 1.1 متر استفاده شده است. در صورتی که جان پناه از میله های 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 کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ جرم و وزن جان پناه ناچیز است.

۱) $T_{u\,max} = 5KN.m \;, M_{u\,max} = 5.5\;KN.m$

۲) $T_{u\,max} = 8\;KN.m \;, M_{u\,max} = 8.8\;KN.m$

۳) $T_{u\,max} = 0 \;, M_{u\,max} = 8.8\;KN.m$

۴) $T_{u\,max} = 0 \;, M_{u\,max} = 5.5\;KN.m$

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۶-۵-۷-۱ صفحهٔ ۲۷ و جدول ۶-۵-۱ ردیف ۲-۴ صفحه ۳۱ و بند ۶-۲-۳-۲ صفحهٔ ۱۰ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

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

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

۱) ۱/۴D

۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_r یا S یا R)

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

۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L_r یا S یا R)

۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S

۶) ۰/۹ D+۱/۶W

۷) ۰/۹D+E

۶-۵-۷-۱ بار وارد بر سیستم‌های نرده وجان‌پناه

سیستم نرده یا جان‌پناه باید طوری طراحی شود که یک بار متمرکز ۱ کیلونیوتن وارد برهر نقطه و در هر امتداد از آن را به نحوی که سبب ایجاد حداکثر اثر بار بر روی اجزاء سازه‌ای مربوط شود، تحمل کرده و آن را توسط تکیه‌گاه‌های خود به سازه منتقل نماید. همچنین نرده یا جان‌پناه باید طوری طراحی شود که یک بار گسترده ۰/۷۵ کیلونیوتن بر مترطول را در هر امتدادی در راستای نرده یا جان‌پناه تحمل کند. این بار لازم نیست که به صورت همزمان با بار متمرکز فوق در نظر گرفته شود. در سیستم‌های نرده و جان‌پناه که در محل‌های ازدحام و اجتماع قرار می‌گیرند بار گسترده خطی فوق باید به ۲/۵ کیلونیوتون بر مترطول افزایش یابد.

میله‌های میانی نرده‌ها و قطعات پرکننده میان آن‌ها باید برای تحمل یک بار افقی ۰/۲۵ کیلونیوتن به صورت عمود بر روی سطحی به ابعاد حداکثر ۳۰۰×۳۰۰ میلی متر (با احتساب فضای خالی بین میله‌های نرده) به نحوی که سبب ایجاد حداکثر اثرات ناشی از آن بارگذاری گردد، طراحی شوند. عکس‌العمل‌های ناشی از این بارگذاری لازم نیست به سایر بارهای مذکور در این بند اضافه گردد.

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_0 و بار زنده متمرکز کف‌ها

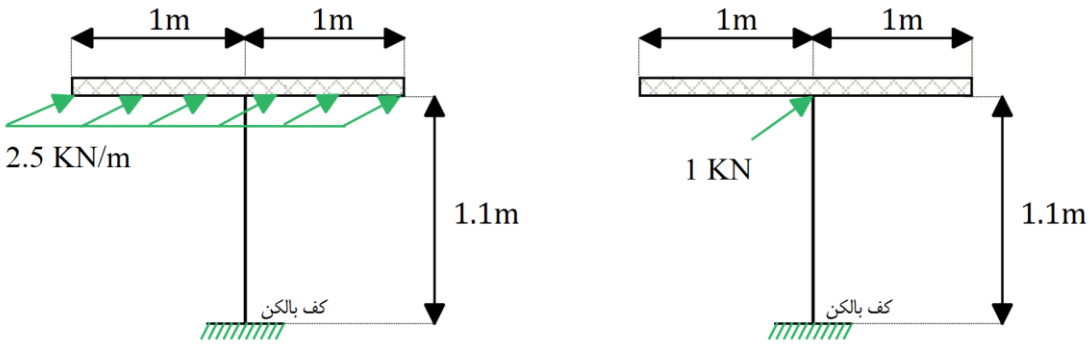
ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۲	**سالن‌ها و محل‌های تجمع و ازدحام در انواع ساختمان‌ها**		
۲-۱	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای صندلی‌های ثابت (چسبیده به کف)	۳[۳]	—
۲-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع فاقد صندلی‌های ثابت	۵[۳]	—
۲-۳	سالن غذاخوری و رستوران	۵[۳]	—
۲-۴	سینما و تئاتر	۵[۳]	—
۲-۵	صحنه سینما و تئاتر	۷/۵[۳]	—
۲-۶	سالن اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و ...	۷/۵[۳]	—
۲-۷	شبستان مساجد و تکایا	۶[۳]	—
۲-۸	سالن انتظار و ملاقات	۵[۳]	—
۲-۹	پایانه مسافربری	۶[۳]	

طبق بند ۶-۵-۷-۱ صفحهٔ ۲۷ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ با توجه به اینکه کاربری سینما شامل محل های تجمع و ازدحام می باشد. لذا داریم:

$$\rightarrow \ \mathrm{P} = 1\ KN$$

$$\rightarrow \ q = 2.5\ \frac{KN}{m}$$

ابتدا محاسبهٔ حداکثر لنگر خمشی ضریب دار وارد بر اتصال کف به صورت زیر می باشد:



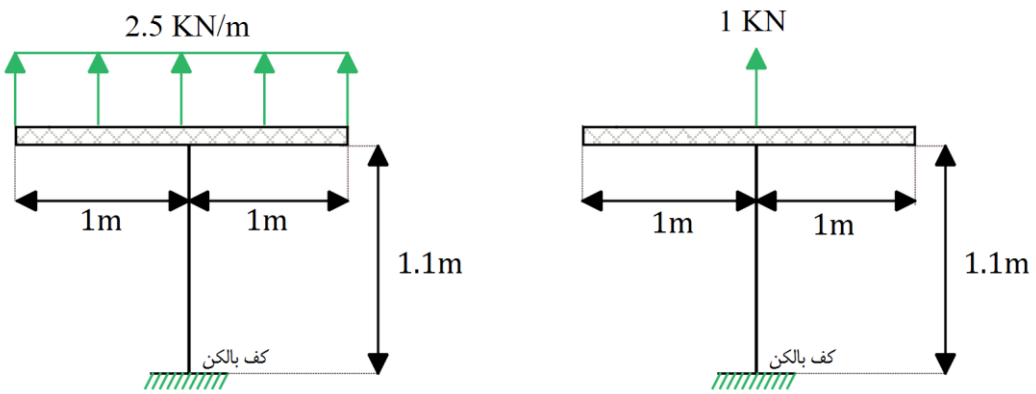
$$M_{\text{گسترده}} = 2.5 * 2 * 1.1 = 5.5\ KN.m$$

$$M_{\text{متمرکز}} = 1 * 1.1 = 1.1\ KN.m$$

$$M_{u\ max} = 1.6 * max\left(M_{\text{گسترده}} , M_{\text{متمرکز}} \right) = 1.6 * max(5.5 , 1.1) = 8.8\ KN.m$$

در ادامه محاسبهٔ حداکثر نیروی کششی ضریب دار وارد بر اتصال کف به صورت زیر می باشد:

نکتهٔ مهم: در بند ۶-۵-۷-۱ صفحهٔ ۲۷ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ مطرح شده که بارهای متمرکز و گسترده می توانند در هر امتدادی در راستای نرده یا جام پناه اعمال شوند. لذا طبق این نکته داریم:



$$T_{\text{گسترده}} = 2.5 * 2 = 5\ KN$$

$$T_{\text{متمرکز}} = 1\ KN$$

$$T_{u\,max} = 1.6 * max\left(T_{\text{گسترده}}\,,\ T_{\text{متمرکز}}\right) = 1.6 * max(5\,,1) = 8KN$$

نکتهٔ مهم: واحد حداکثر نیروی کششی $T_{u\,max}$ در گزینه های سوال توسط طراح محترم اشتباه داده شده و واحد آن از نوع لنگر می باشد نه از نوع نیرو، لذا با توجه به گمراه کردن مخاطب سر جلسه آزمون می توان به این سوال اعتراض نمود.

پاسخ سوال گزینهٔ (۲)

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 تهران 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 کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ساختمان دارای پنجره های معمولی قابل بازشو است.

۱) $36.2\ KN$
۲) $23.5\ KN$
۳) $25.9\ KN$
۴) $30.6\ KN$

سطح سوال سخت

حل: طبق بند ۶-۱۰-۱-۴ صفحهٔ ۷۴ و بند ۶-۱۰-۵ صفحهٔ ۷۶ و پیوست ۴ بند پ-۶-۴-۲ صفحهٔ ۱۳۱ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۱۰-۵ نیروی باد

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.

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

۶-۱۰-۴ فشار باد بر ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها

۶-۱۰-۴-۱ فشار یا مکش خارجی

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

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

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.

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

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 بازشو طبق بند ۶-۱۰-۱۱

ردیف	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (V) km/h	فشار مبنا (q) kN/m^2
۸۶	تهران	۱۰۰	۰/۴۷

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

گروه خطرپذیری	نوع کاربری
۳	کلیه ساختمان‌ها و سازه‌های مشمول این مبحث که جزو ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه خطرپذیری دیگر نباشند، مانند ساختمان‌های مسکونی،اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های طبقاتی، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی و غیره.

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

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۶-۱-۱	ضریب اهمیت بارزلزله، I_e	ضریب اهمیت بار باد، I_w	ضریب اهمیت بار یخ، I_i	ضریب اهمیت بار برف، I_s
۱	۱٫۴	۱٫۲	۱٫۲	۱٫۲
۲	۱٫۲	۱٫۱	۱٫۱	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸

۶-۱۰-۱۲ ضریب هم راستایی باد C_d

ضریب هم‌راستایی باد به منظور در نظر گرفتن احتمال هم‌راستایی جهت باد، ساختمان و ضریب فشار مربوط در همان جهت باد پیش‌بینی شده است. بجز در ساختمان‌ها و حالات زیر، ضریب هم‌راستایی C_d برابر با ۰/۸۵ اختیار می‌شود.

۱-دودکش‌ها، منابع و ساختمان‌های مشابه با مقطع مربع C_d=۰/۹، با مقطع دایره یا هشت ضلعی C_d=۰/۹۵

۲-پایه‌های انتقال نیرو (برج‌های خرپایی) با مقطع مثلث، مربع و مستطیل C_d=۰/۸۵، با سایر مقاطع C_d=۰/۹۵

۶-۱۰-۶-۱ ارتفاع مبنا

ارتفاع مبنا که در محاسبه ضریب C_e به‌کار می‌رود، به شرح زیر تعریف می‌شود:

الف) برای ساختمان‌های منطبق بر بند ۶-۱۰-۸ این بخش یا پیوست ۶-۴، مقدار ارتفاع مبنا در سمت رو به باد برابر ارتفاع نقطه مورد نظر از سطح زمین (Z)، برای سمت پشت باد نصف ارتفاع کل ساختمان (Z=H/ ۲) و برای بام و بدنه‌های جانبی ساختمان معادل ارتفاع کل ساختمان (Z=H) است.

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

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

۶-۱۰-۶-۳ ضریب C_e در نواحی پرتراکم

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

$$C_e = ۰/۷\left(\frac{Z}{۱۲}\right)^{۰/۳} \geq ۰/۷ \qquad (۶-۱۰-۶)$$

۶-۱۰-۷ ضریب پستی و بلندی زمین C_t

چنانچه ساختمان یا سازه در بالای تپه، پرتگاه یا سینه‌کش منفردی با شیب متوسط ($\frac{H_h}{2L_h}$) بیشتر از ۱۰درصد قرار گرفته باشد، در نواحی پایینی ساختمان یا سازه سرعت باد افزایش می‌یابد. (شکل ۶-۱۰-۱) این افزایش در نواحی نزدیک به رأس تپه یا پرتگاه زیادتر از دیگر نواحی است. در شرایط معمولی، $C_t=1$ خواهد بود.

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

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

مقدار ضریب C_g به شرح ذیل است:

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

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

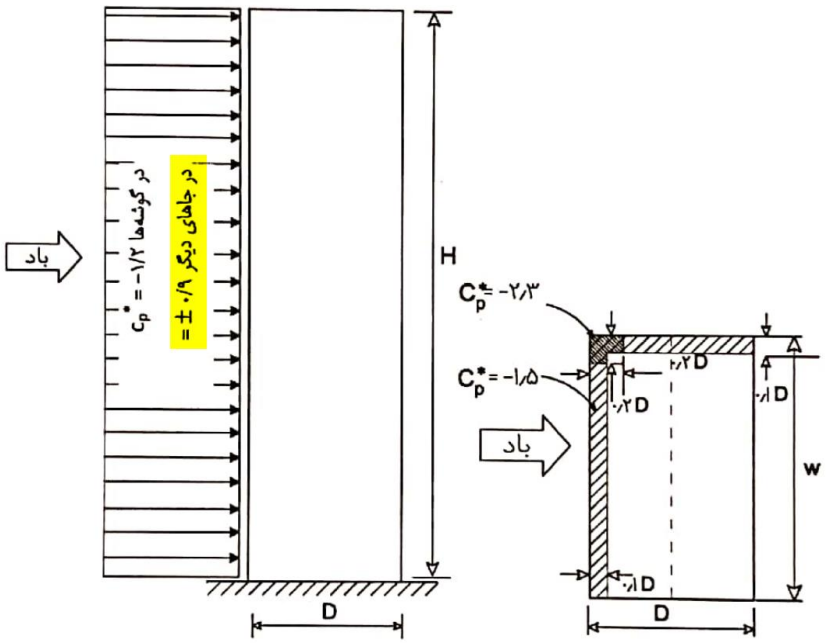
برای محاسبه فشار یا مکش داخلی، مقدار ضریب C_{gi} را می‌توان به صورت محافظه کارانه برابر ۲/۰ اختیار نمود.

گروه ۲: ساختمان‌هایی که بازشوهای آنها هنگام طوفان شکسته یا باز نخواهند شد، ساختمان‌های با پنجره‌های معمولی قابل بازشو

در این حالت $C_{pi} = -۰/۴۵$ تا $C_{pi} = ۰/۳$ می‌باشد.

سبزسازه

۳) برای تعیین حالت بحرانی بارهای وارد بر ساختمان، باید ترکیب فشار (مکش)های خارجی و داخلی ساختمان با هم مورد ارزیابی قرار گیرند.



شکل ۶-۱۰-۳ ضریب فشار C_p^* برای طراحی اعضاء پوششی نما و بام

۴) ضریب $C_p^* = -1/2$ فقط در نواری به عرض $0/1D$ و روی اجزاء نما و اتصالات آن به کار می‌رود.

برای طراحی اجزاء نما و اتصالات آن در سایر نواحی ضریب $C_p^* = \pm 0/9$ باید استفاده شود.

۶-۱۰-۱-۴ سه روش استاتیکی، تأثیرات دینامیکی باد و تجربی برای تعیین بارهای باد قابل استفاده است. ضوابط محاسبه بار باد وارد برساختمان‌ها و سازه‌های غیرساختمانی به روش استاتیکی در بندهای ۶-۱۰-۴ الی۶-۱۰-۱۵ این فصل تشریح شده است.

در ساختمان‌های بلند که ارتفاع آنها بیشتر از ۶۰ متر یا ۴ برابر عرض مؤثر آنها بوده و در سازه ساختمان‌های نرم که زمان تناوب ارتعاشات طبیعی آن بزرگتر از ۱/۵ ثانیه باشد، و درسازه‌های غیرساختمانی نرم نظیر دودکش‌ها، مخازن و دکل‌ها که زمان تناوب ارتعاشات طبیعی آن‌ها بزرگتر از ۱/۰ ثانیه است، محاسبه بار باد به روش استاتیکی کافی نیست. برای محاسبه بار باد در این ساختمان‌ها و سازه‌ها باید یکی از دو روش زیر را به کار گرفت:

الف) روش تأثیرات دینامیکی بار باد، نظیر آنچه در پیوست پ - ۶-۴ ارائه شده است.

ب)روش تجربی و استفاده از تونل باد، مطابق روش‌های معتبر بین‌المللی.

پ-۶-۴-۲ روش دینامیکی برای تخمین نیروی باد برسازه ساختمان‌های بلند و نرم

درمواردی که بر اساس مفاد بند ۶-۱۰-۱-۴، ساختمان یا سازه مورد نظر شرایط لازم برای تحلیل استاتیکی را نداشته و استفاده از روش تجربی الزامی نباشد، باید از روابط این بخش برای محاسبه نیروی باد استفاده نمود.

در روش دینامیکی، مقادیر مورد استفاده C_e و C_g در روابط ۶-۱۰-۳-الف و ۶-۱۰-۳-ب، از روابط این بخش محاسبه شده و ضرایب(C_d ، C_p و C_{pi}) همان مقادیر تعریف شده در بخش ۶-۱۰ بوده و ضریب C_t بر مبنای C_g محاسبه شده از این پیوست تعیین می‌شود.

ناحیه ۲-نواحی پرتراکم

$$C_e = ۰/۵\left(\frac{z}{۱۲/۷}\right)^{۰/۵}$$ (پ-۶-۴-۲)

حداقل ضریب C_e، ۰/۵ و حداکثر آن ۲/۵ می‌باشد.

Z یا ارتفاع مبنا در بند ۶-۱۰-۶-۱ تعریف شده است.

در مورد سازه‌هائی با زمان تناوب بیش از۴ ثانیه و ارتفاع بیش از ۶ برابر عرض مؤثر ساختمان، استفاده از روش تجربی مثل تونل باد الزامی است.

بزرگترین زمان تناوب اصلی ساختمان یا سازه را در امتداد مورد نظر می‌توان از هریک از روش‌های تحلیلی یا برای ساختمان‌های با ارتفاع کمتر از ۱۲۰ متر از روابط تجربی زیر محاسبه کرد.

(۶-۱۰-۱-الف) قاب خمشی فولادی $Ta= ۰/۱۲\bar{H}^{۰/۸}$

(۶-۱۰-۱-ب) قاب خمشی بتنی $Ta= ۰/۰۷\bar{H}^{۰/۹}$

(۶-۱۰-۱-ج) ساختمان‌های با سایر سیستم‌های باربر جانبی $Ta= ۰/۰۴۴\bar{H}$

در روابط فوق $\bar{H}$ تراز متوسط سقف برحسب متر است.

ابتدا ارتفاع سازه را کنترل می کنیم:

$$\rightarrow \quad H = 20 * 4 = 80m > 60m \quad OK\surd$$

سازه بلند مرتبه دینامیکی می باشد، لذا باید برخی از پارامترها را از پیوست ۶-۴ صفحهٔ ۱۳۱ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ مربوط به روش دینامیکی بار باد محاسبه کنیم.

در ادامه باید روش تجربی مثل تونل باد را کنترل کنیم که آیا الزامی می باشد یا خیر، بنابراین داریم:

$$\rightarrow \quad H = 20 * 4 = 80m < 120m \quad OK\surd$$

با توجه به اینکه به نوع سیستم سازه ای در صورت سوال اشاره نشده است. بنابراین باید هر سه رابطهٔ زمان تناوب را محاسبه کنیم:

$$T_{a1} = 0.12 * 80^{0.8} = 3.99s < 4s$$

$$T_{a2} = 0.07 * 80^{0.9} = 3.61s < 4s$$

$$T_{a3} = 0.044 * 80 = 3.52s < 4s$$

با توجه به کنترل زمان تناوب می توان فهمید که زمان تناوب سازه از 4 ثانیه کمتر بوده لذا استفاده از روش تجربی مثل تونل باد الزامی نمی باشد. بنابراین طبق بند پ-۶-۴-۲ از روابط پیوست بار دینامیکی باد برای محاسبهٔ نیروی باد استفاده می شود.

نکتهٔ مهم: پارامترهای مورد نیازی که برای محاسبهٔ نیروی خارجی و داخلی باد در روش دینامیکی بار باد در پیوست ۶-۴ صفحهٔ ۱۳۱ مبحث ۶ قابل محاسبه نمی باشند، برای محاسبهٔ آنها از همان روابط فصل ۱۰ بار استاتیکی باد در صفحهٔ ۷۳ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ استفاده می کنیم.

محاسبهٔ نیروی خارجی باد وارد بر هر پانل دیوار به صورت زیر می باشد:

با استفاده از پیوست ۶-۴ در صفحهٔ ۱۳۲ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ مقدار C_e را برای ناحیه پرتراکم محاسبه می کنیم:

$$C_e = 0.5 * \left(\frac{20 * 4}{12.7}\right)^{0.5} \approx 1.255$$

$$0.5 \leq 1.255 \leq 2.5 \quad OK\surd$$

$$P_W = I_W q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 * 0.47 * 1.255 * 1 * 2.5 * 0.9 * 0.85 = 1.13 \frac{KN}{m^2}$$

$$F_W = P_W * A_W = 1.13 * 4 * 4 \approx 18.1KN$$

$$I_W = 1$$

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

$$C_t = 1$$

$$C_d = 0.85$$

$$C_p = 0.9$$

$$C_g = 2.5$$

محاسبهٔ نیروی داخلی باد وارد بر هر پانل دیوار به صورت زیر می باشد:

با استفاده از پیوست ۶-۴ در صفحهٔ ۱۳۲ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ مقدار C_e را برای ناحیه پرتراکم محاسبه می کنیم:

$$C_e = 0.5 * \left(\frac{20 * 4}{12.7}\right)^{0.5} \approx 1.255$$

$$0.5 \leq 1.255 \leq 2.5 \quad OK\surd$$

$$P_{Wi} = I_W q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d = 1 * 0.47 * 1.255 * 1 * 2 * 0.45 * 0.85$$

$$P_{Wi} = 0.451 \ \frac{KN}{m^2}$$

$$F_{Wi} = P_{Wi} * A_W = 0.451 * 4 * 4 \approx 7.22KN$$

$$I_W = 1$$

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

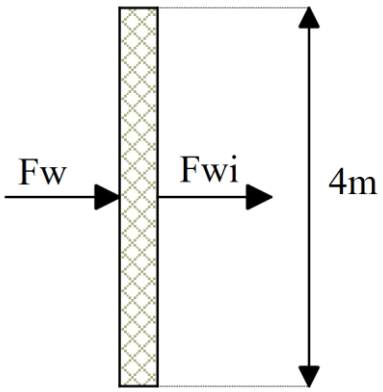
$$C_t = 1$$

$$C_d = 0.85$$

$$C_{pi} = 0.45$$

$$C_{gi} = 2$$

در نهایت مقدار حداکثر نیروی باد وارد بر هر پانل دیوار را به صورت زیر محاسبه می کنیم:



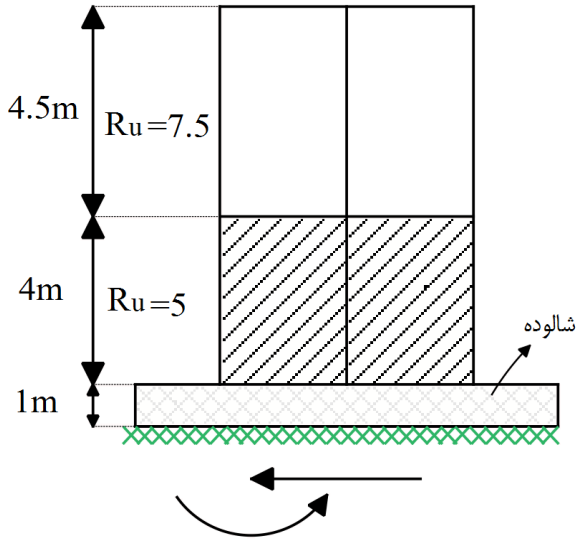
$$\rightarrow \quad F_{W\ کل} = F_W + F_{Wi} = 18.1 + 7.22 = 25.32 \ KN$$

مقدار بدست آمده برای حداکثر نیروی کلی باد وارد بر هر پانل دیوار به گزینهٔ (۳) نزدیکتر می باشد.

نکته مهم: اگر به صورت کامل از روش استاتیکی بار باد در فصل ۱۰ مبحث ۶ برای محاسبهٔ حداکثر نیروی باد وارد بر هر پانل دیوار نیز استفاده می کردیم، به عدد 24.8 کیلونیوتن که باز هم نزدیک به گزینهٔ (۳) می باشد، می رسیدیم.

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

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



۱) 2240 KN

۲) 1500 KN

۳) 1000 KN

۴) در محاسبات مربوطه حتماً خطایی رخ داده است.

سطح سوال: سخت

حل: طبق بند ۳-۳-۵-۹-۲ صفحهٔ ۳۷ و ۳۸ و طبق غلط نامه استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۳-۵-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع استفاده شده باشد، برای تعیین نیروی جانبی زلزله باید الزامات زیر رعایت گردد:

۳-۳-۵-۹-۲ حالت خاص

در ساختمان‌هایی که سختی جانبی قسمت فوقانی به طور قابل ملاحظه‌ای کمتر از سختی جانبی قسمت تحتانی بوده و شرایط زیر موجود باشد:

الف) سختی جانبی متوسط طبقات تحتانی حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات فوقانی باشد.

ب) زمان تناوب اصلی نوسان کل سازه بیشتر از ۱/۱ برابر زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی باشد.

نیروهای جانبی را می‌توان با استفاده از روش دو مرحله زیر تعیین نمود:

۱- سازه انعطاف‌پذیر قسمت فوقانی به‌طور مجزا و با پایه‌های گیردار در نظر گرفته شده و مطابق روال عادی تحلیل می‌گردد. در تعیین نیروها کلیه پارامترهای مربوط به سیستم این قسمت مورد استفاده قرار داده می‌شود.

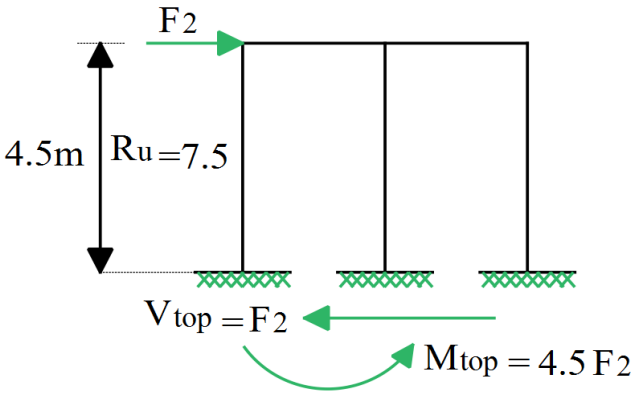
۲- سازه سخت قسمت تحتانی عیناً مانند آنچه در زیر بند (۱) گفته شد و با در نظر گرفتن پارامترهای مربوط به این قسمت تحلیل می‌گردد، با این تفاوت که نیروهای عکس‌العمل سازه فوقانی نیزبه سازه تحتانی اثر داده می‌شود. این نیروها باید با ضریب نسبت R_u/ρ قسمت تحتانی به R_u/ρ قسمت فوقانی تعدیل شوند. ضریب مورد نظر نباید کوچک‌تر از ۱/۰ در نظر گرفته شود.

نکتهٔ مهم: در قسمت ب-۲ بند ۳-۳-۵-۹-۲ صفحهٔ ۳۸ استاندارد ۲۸۰۰ به اشتباه نسبت $\frac{R_u}{\rho}$ قسمت تحتانی به نسبت $\frac{R_u}{\rho}$ فوقانی نوشته شده است، که متن صحیح آن در اصلاحیه به صورت نسبت $\frac{R_u}{\rho}$ قسمت فوقانی به نسبت $\frac{R_u}{\rho}$ تحتانی نوشته شده است.

با توجه به حالت خاص ابتدا سازهٔ انعطاف پذیر فوقانی را به صورت مجزا و با پایه های گیردار در نظر گرفته و پارامترهای مورد نیاز آن را از جمله نیروی برشی و لنگر خمشی که از سیستم فوقانی به سیستم تحتانی وارد می شود را محاسبه می کنیم:

$$V_{top} = F_2$$

$$M_{top} = F_2 * 4.5 = 4.5F_2$$



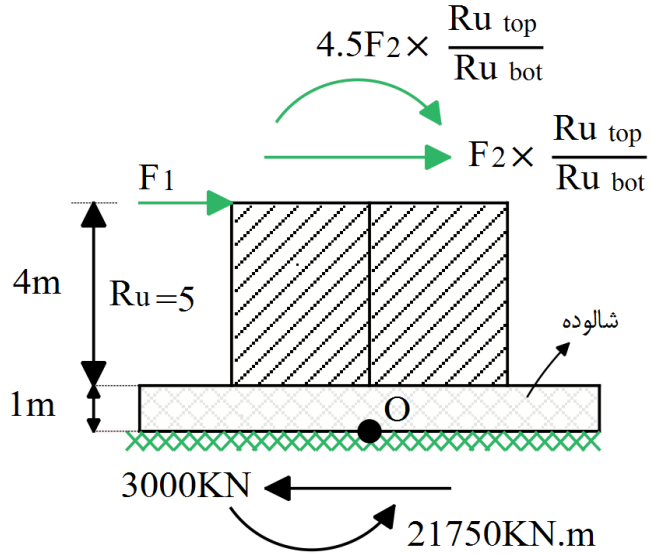
در ادامه با اعمال برش و لنگر ناشی از سازهٔ فوقانی به سازهٔ تحتانی که ابتدا باید V_{top} و M_{top} را در نسبت $\frac{R_u}{\rho}$ قسمت فوقانی به نسبت $\frac{R_u}{\rho}$ تحتانی و سپس به سیستم تحتانی اعمال شوند. مقدار نیروی جانبی وارد بر تراز طبقهٔ دوم سازه را محاسبه می کنیم:

$$\rho_{top} = \rho_{bot} = 1$$

$$\left(\frac{R_u}{\rho}\right)_{top} = R_{u_{top}} = 7.5$$

$$\left(\frac{R_u}{\rho}\right)_{bot} = R_{u_{bot}} = 5$$

$$\frac{R_{u_{top}}}{R_{u_{bot}}} = \frac{7.5}{5} = 1.5 \geq 1 \; ok \; \surd$$



در ادامه با نوشتن معادلهٔ تعادل نیروها حول محور افقی داریم:

$$\rightarrow^{+} \sum F_x = 0$$

$$\rightarrow F_1 + F_2 * \frac{R_{u_{top}}}{R_{u_{bot}}} - 3000 = 0$$

$$\rightarrow F_1 + 1.5F_2 = 3000 \qquad \text{معادلهٔ } I$$

در ادامه با نوشتن معادلهٔ تعادل لنگرها حول نقطهٔ ای در تراز زیر شالوده مطابق شکل بالا در نقطهٔ O داریم:

$$\curvearrowright^{+} \sum M_O = 0$$

$$\rightarrow F_1 * (4+1) + F_2 * \frac{R_{u_{top}}}{R_{u_{bot}}} * (4+1) + 4.5F_2 * \frac{R_{u_{top}}}{R_{u_{bot}}} - 21750 = 0$$

$$\rightarrow F_1 * 5 + F_2 * 1.5 * 5 + 4.5F_2 * 1.5 - 21750 = 0$$

$$\rightarrow 5F_1 + 14.25F_2 = 21750 \qquad \text{معادلهٔ } II$$

در نهایت از دستگاه دو معادله دو مجهول می توانیم از طریق دو معادلهٔ I و II مقدار نیروی جانبی وارد بر تراز طبقهٔ دوم ساختمان را محاسبه کنیم:

$$\begin{cases} F_1 + 1.5F_2 = 3000 \\ 5F_1 + 14.25F_2 = 21750 \end{cases}$$

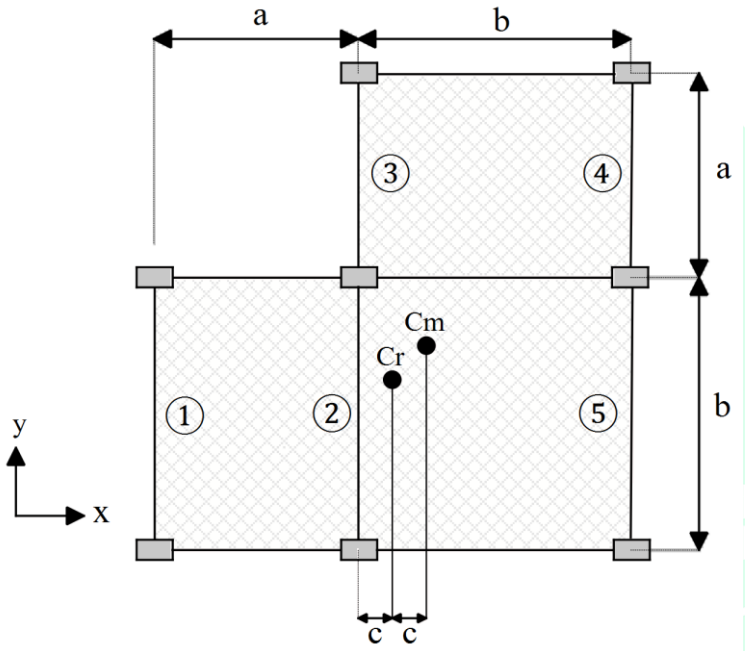
با ضرب عدد (-5) در معادلهٔ I می توان پارامتر F_1 را حذف کرده و مقدار F_2 را محاسبه کنیم. در ادامه مجدد دستگاه دو معادله دو مجهول را به صورت زیر می نویسیم:

$$\begin{cases} (-5)F_1 + [(-5) * 1.5F_2] = (-5) * 3000 \\ 5F_1 + 14.25F_2 = 21750 \end{cases}$$

$$6.75F_2 = 6750 \rightarrow F_2 = \frac{6750}{6.75} = 1000\ KN$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

۱۵- در شکل، پلان پایین ترین 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 می دهند. پلان ها در این ساختمان از هر نظر تیپ و یکسان فرض می شوند. برای کنترل محدودیت های 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، برون محوری اتفاقی در تمام طبقات 5 در صد بعد و دیافراگم ها صلب فرض می شوند. همچنین فرض کنید ابعاد مقطع تیرها 1 الی 5 و نیز ابعاد تمامی ستون ها یکسان است. در تعیین محدودیت ضریب نامعینی فقط معیار پیچش طبقه مدنظر این سوال است.



۱) تیر شمارهٔ 1

۲) تیر شمارهٔ 4

۳) تیر شمارهٔ 5

۴) تیر شمارهٔ 3

سطح سوال: آسان و تکراری

حل: طبق بند ۳-۳-۲-۲ و جدول ۳-۲ صفحهٔ ۳۰ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۳-۲)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

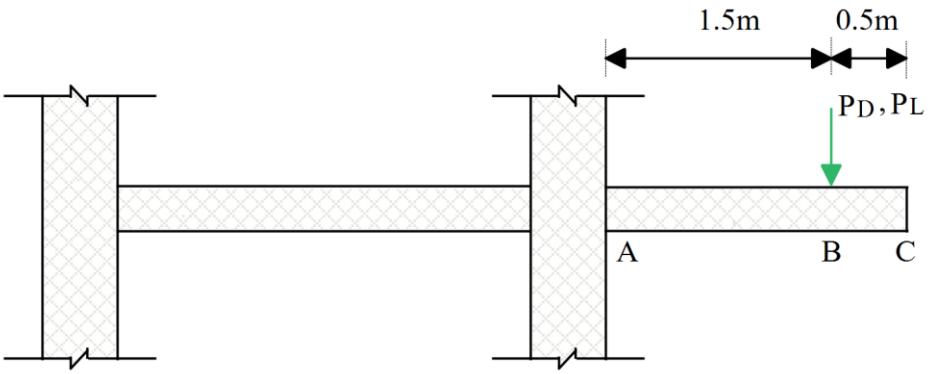
جدول ۳-۲ محدویت‌های مربوط به ρ =1.0

نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی‌شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم‌بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ‌تر از ۱/۰	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها

با توجه به پلان ساختمان می توان فهمید که طول دهانهٔ b بزرگتر از طول دهانه a می باشد. لذا با توجه به اینکه دو تیر شمارهٔ 4 و 5 فاصلهٔ بیشتری از مرکز سختی C_r در اثر نیروی وارده در راستای y را دارند. و همچنین در مقایسهٔ بین تیرهای 4 و 5 تیر شمارهٔ 4 به دلیل طول کوتاه تر و سختی بیشتر با حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای تیر شمارهٔ 4 با جا به جا شدن مرکز سختی و متمایل شدن مرکز سختی به سمت چپ پلان پیچش شرایط بحرانی تری داشته و لذا در محاسبهٔ ضریب نامعینی ρ تعیین کننده و بیشترین اثر را دارد.

پاسخ سوال گزینهٔ (۲)

۱۶- در شکل بخشی از ساختمانی در تبریز را نشان داده شده است که بارهای ثقلی وارد بر طرهٔ AC، شامل وزن تیر را می توان به صورت متمرکز در نقطهٔ B در نظر گرفت. محاسبات به روش LRFD نشان می دهد در این طره در تکیه گاه 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 غیر قابل کاهش بوده و ضریب اهمیت سازه در زلزله نیز یک باشد، بار متمرکز مرده و زنده وارد بر تیر به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟



۱) $P_L = 35\ KN$ و $P_D = 65\ KN$

۲) $P_L = 60\ KN$ و $P_D = 40\ KN$

۳) $P_L = 75\ KN$ و $P_D = 25\ KN$

۴) $P_L = 45\ KN$ و $P_D = 55\ KN$

سطح سوال: متوسط و مفهومی

حل: طبق بند ۶-۲-۳-۲ صفحه ۱۰ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ و بند ۳-۳-۹-۲ صفحهٔ ۴۱ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

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

۱) ۱/۴D

۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_r یا S یا R)

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

۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L_r یا S یا R)

۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

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

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

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

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

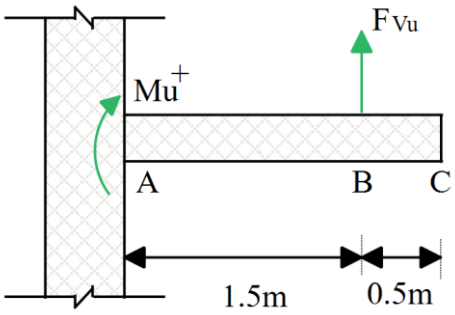
$$F_{Vu}=0.6\ AIW_P \qquad (۳-۱۰)$$

جدول ۲-۱ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۷	تبریز	آذربایجان شرقی				*

حالت الف: در قسمت طره ای AC و اعمال بار قائم زلزله در محل اثر بارهای مرده و زنده برای محاسبهٔ لنگر مثبت ناشی از بار قائم زلزله و صرف نظر کردن از اثر بارهای ثقلی مرده و زنده به دلیل اثر کاهنده آنها طبق مورد ت در بند ۲-۹-۳-۳ داریم:



$$M_u{}^+ = 31.5\ KN.m$$

$$M_u{}^+ = E = F_{Vu} * 1.5 = [0.21(P_D + P_L)] * 1.5$$

$$F_{Vu} = 0.6AIW_P = 0.6 * 0.35 * 1 * (P_D + P_L)$$

$$F_{Vu} = 0.21(P_D + P_L)$$

$$A = 0.35$$

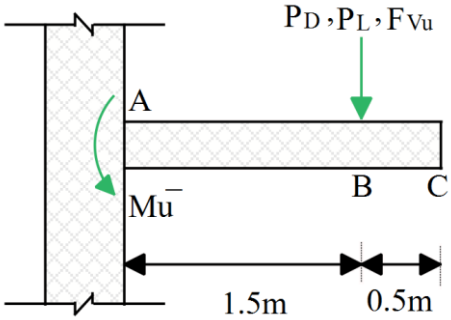
$$I = 1$$

$$W_P = P_D + P_L$$

$$\rightarrow M_u{}^+ = [0.21(P_D + P_L)] * 1.5 = 31.5\ KN.m$$

$$P_D + P_L = 100\ KN \quad I \text{ معادله}$$

حالت ب: در قسمت طره ای AC و اعمال بار قائم زلزله به همراه بارهای ثقلی مرده و زنده برای محاسبهٔ لنگر منفی در نظر گرفته می شود، چون بارهای ثقلی در این حالت اثر کاهندگی نداشته و با بار قائم زلزله هم جهت می باشند. بنابراین:



در این حالت باید برای ترکیب بارهای ردیف 2 و 5 مقادیر بار مرده و زنده را محاسبه و حالت بحرانی را انتخاب کنیم.

برای ترکیب بار شمارهٔ 2 در روش LRFD داریم:

$$M_u{}^- = 225\ KN.m$$

$$M_u{}^-{}_1 = (1.2P_D + 1.6P_L) * 1.5 = 225$$

$1.2P_D + 1.6P_L = 150$ معادله II

با استفاده از دستگاه دو معادله دو مجهول طبق معادلات I و II و با ضرب (-1.2) در معادلهٔ I داریم:

$$\begin{cases}(-1.2) * P_D + (-1.2) * P_L = (-1.2) * 100 \\ \quad 1.2P_D + 1.6P_L = 150\end{cases}$$

$$\rightarrow 0.4P_L = 30 \rightarrow P_L = \frac{30}{0.4} = 75\ KN$$

$$P_D + P_L = 100\ KN \rightarrow P_D = 100 - 75 = 25\ KN$$

برای ترکیب بار شمارهٔ 5 در روش LRFD داریم:

$$M_u{}^-{}_2 = (1.2P_D + P_L + [0.21(P_D + P_L)]) * 1.5 = 225$$

$1.41P_D + 1.21P_L = 150$ معادله III

با استفاده از دستگاه دو معادله دو مجهول طبق معادلات I و III و با ضرب (-1.21) در معادلهٔ I داریم:

$$\begin{cases}(-1.21) * P_D + (-1.21) * P_L = (-1.21) * 100 \\ \quad 1.41P_D + 1.21P_L = 150\end{cases}$$

$$\rightarrow 0.2P_D = 29 \rightarrow P_D = \frac{29}{0.2} = 145\ KN$$

$$P_D + P_L = 100\ KN \rightarrow P_L = 100 - 145 = -45\ KN$$

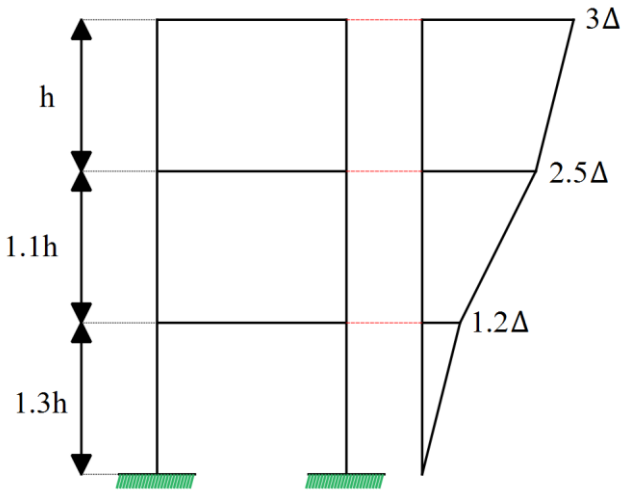
با توجه به مقادیر بدست آمده برای بار مرده P_D و زندهٔ P_L می توان فهمید که مقدار لنگر خمشی $M_u{}^-$ در ترکیب بار شمارهٔ 5 بحرانی نبوده و مد نظر طراح در گزینه ها نمی باشد. لذا همان ترکیب بار شمارهٔ 2 بحرانی می باشد و مقادیر بار مرده و زنده به صورت زیر به عنوان پاسخ سوال انتخاب می شوند:

$$\rightarrow P_L = 75\ KN$$

$$\rightarrow P_D = 25\ KN$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

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 تغییرمکان های جانبی طبقات تحت اثر زلزلهٔ طرح مطابق شکل زیر محاسبه شده است. حداکثر مقدار Δ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



۱) 0.0038h

۲) 0.0042h

۳) 0.0031h

۴) 0.0049h

سطح سوال: متوسط

حل: طبق جدول ۳-۴ صفحهٔ ۳۴ و بند ۳-۵-۲ صفحهٔ ۴۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

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

در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به‌دست آورد:

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

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.

ابتدا تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر کدام از طبقات (Δ_M) با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$C_d = 5.5$$

$$\Delta_{M1} = C_d * \Delta_{e1} = 5.5 * (1.2\Delta - 0) = 6.6\Delta$$

$$\Delta_{M2} = C_d * \Delta_{e2} = 5.5 * (2.5\Delta - 1.2\Delta) = 7.15\Delta$$

$$\Delta_{M3} = C_d * \Delta_{e3} = 5.5 * (3\Delta - 2.5\Delta) = 2.75\Delta$$

در ادامه تغییر مکان جانبی نسبی واقعی (Δ_M) هر کدام از طبقات با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه را با مقدار مجاز (Δ_a) آن طبقه (در ساختمان های تا 5 طبقه) کنترل می کنیم:

$$h_1 = 1.3h$$

$h_2 = 1.1h$

$h_3 = h$

$\Delta_{M1} \leq 0.025 * h_1 \rightarrow 6.6\Delta \leq 0.025 * 1.3h \rightarrow \Delta \leq 0.0049h$

$\Delta_{M2} \leq 0.025 h_2 \rightarrow 7.15\Delta \leq 0.025 * 1.1h \rightarrow \Delta \leq 0.0038h$

$\Delta_{M3} \leq 0.025 h_3 \rightarrow 2.75\Delta \leq 0.025 * h \rightarrow \Delta \leq 0.009h$

در نهایت برای انتخاب مقدارحداکثر (Δ) باید از سه مقدار بدست آمده در بالا عددی انتخاب شود که در هر سه طبقه مقدار تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طبقات (Δ_M) از مقدار مجاز آن (Δ_a) بیشتر نشود، و هر سه طبقه در محدودهٔ مجاز باشند. لذا کمترین مقدار را به عنوان حداکثر مقدار (Δ) در نظر می گیریم:

$\Delta \leq 0.0038h$

پاسخ سوال گزینهٔ (۱)

۱۸- یک ساختمان بتن آرمهٔ مسکونی واقع در شهر تهران به ارتفاع کل 30 متر از روی فنداسیون 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 قاب ها ایجاد ننمایند، حداقل ضریب زلزله برای تحلیل و طراحی سازه بخش فوقانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ زمین از نوع II و تراز پایه روی فنداسیون فرض شود و شرایط استفاده از روش دو مرحله ای فراهم نیست.

۱) 0.068

۲) 0.057

۳) 0.102

۴) 0.084

سطح سوال: آسان

حل: طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحهٔ ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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) ص ۱۴

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۲-۳) ص ۱۴

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۳-۳-۴) ص ۳۳

R_u: ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۳-۳-۵) ص ۳۴

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

$$V_{u\,min}=0.12AIW \qquad (۳-۳)$$

۳-۳-۵-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع استفاده شده باشد، برای تعیین نیروی جانبی زلزله باید الزامات زیر رعایت گردد:

۳-۳-۵-۹-۱ حالت کلی

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.

سبزسازه

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T= 0.05H^{0.9} \quad (۳-۴)$$

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۵)، به‌غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۳-۵)$$

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

سبزسازه

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B=B_1N \qquad (۲-۱)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

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

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

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

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

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

۳-۳-۴ ضریب اهمیت ساختمان، I

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه‌بندی آنها، در بند (۱-۶)، مطابق جدول (۳-۳) تعیین می‌گردد:

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه‌بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

این گروه ساختمان‌ها شامل کلیه ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه، بجز ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه دیگر می‌باشند، مانند ساختمان‌های مسکونی و اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چندطبقه، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی

جدول ۲-۱ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

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

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

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

طبق بند ۳-۳-۵-۹-۱ ابتدا متوسط وزنی زمان های تناوب هر یک از سیستم ها را در کل ارتفاع سازه محاسبه می کنیم:

$$T_{top} = 0.05 * (30)^{0.9} = 1.068s$$

$$T_{bot} = 0.05 * (30)^{0.75} = 0.641s$$

زمان تناوب تجربی کل سیستم به صورت زیر محاسبه می شود:

$$T_a = \frac{10}{30} * T_{bot} + \frac{20}{30} * T_{top} = \frac{10}{30} * 0.641 + \frac{20}{30} * 1.068 = 0.926s$$

در ادامه با توجه به اینکه در صورت سوال زمان تناوب ناشی از تحلیل دینامیکی تعریف شده است. طبق تبصرهٔ صفحهٔ ۳۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم مقدار زمان تناوب اصلی سازه را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$T_{\text{اصلی}} = min(1.25T_a, T_m) = min(1.25 * 0.926 \approx 1.16s\ ,2s) = 1.16s$$

$$(R_u)_{top} = (R_u)_{\text{قاب خمشی بتنی ویژه}} = 7.5$$

برای ساختمان مسکونی در شهر تهران با خطر نسبی خیلی زیاد بر روی زمین نوع II داریم:

$$\rightarrow A = 0.35$$

$$\rightarrow I = 1$$

$$\rightarrow T_{\text{اصلی}} = 1.16s$$

$$\rightarrow T_S = 0.5s$$

$$\rightarrow S = 1.5$$

$$\rightarrow T_S < T < 4S$$

$$\rightarrow B_1 = (S+1) * \frac{T_s}{T} = (1.5+1) * \frac{0.5}{1.16} = 1.078$$

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

$$\rightarrow B = B_1 * N = 1.078 * 1.132 = 1.22$$

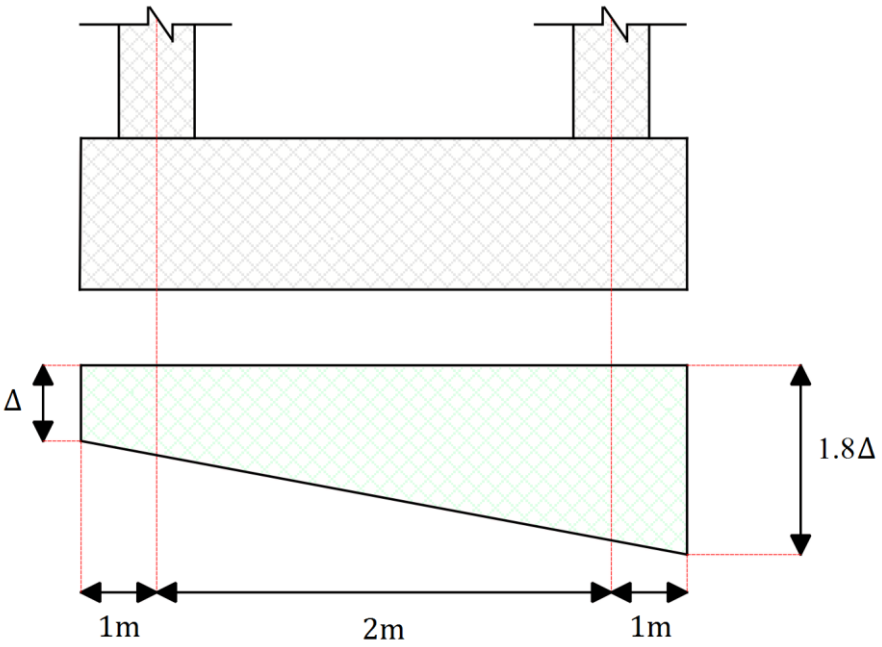
در نهایت حداقل ضریب زلزله به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rightarrow C = \frac{ABI}{(R_u)_{top}} \geq 0.12AI$$

$$\rightarrow C = \frac{0.35 * 1.22 * 1}{7.5} = 0.057 \geq 0.12AI = 0.12 * 0.35 * 1 = 0.042\ OK\surd$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۲)

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 نشست ها مطابق شکل زیر به دست آمده است. برای کنترل نشست و در نظر گرفتن شرایط حد ایجاد ترک غیرسازه ای، حداکثر مقدار مجاز Δ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



۱) $28.6\ mm$

۲) $40\ mm$

۳) $22.2\ mm$

۴) $16.5\ mm$

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۷-۴-۴-۲ و جدول های ۷-۴-۲ و ۷-۴-۳ صفحهٔ ۴۴ مبحث ۷ ویرایش ۱۴۰۰ داریم:

۷-٤-٤ مقادیر نشست مجاز

۷-٤-٤-۱- مقادیر مجاز نشست یکنواخت و غیریکنواخت در جدول ۷-٤-۲ و مقادیر مجاز چرخش در جدول ۷-٤-۳ ارائه شده است.

جدول ۷-٤-۳ مقادیر مجاز چرخش

نوع ساختمان	مقدار حداکثر چرخش مجاز R_a
حد خرابی (با اسکلت)	۰/۰۰٦۷
حد ایجاد ترک غیرسازه‌ای	۰/۰۰۳۳

۷-٤-٤-۲- مقادیر مجاز نشست غیریکنواخت نصف مقادیر مجاز نشست یکنواخت می‌باشد.

جدول ۷-٤-۲ مقادیر نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

خاک	نوع پی	سیستم سازه‌ای	نشست یکنواخت (mm)
ماسه	منفرد	قاب فولادی یا بتنی	۲۵
	نواری		٤۰
	گسترده		۵۰
رس	منفرد	قاب فولادی یا بتنی	۵۰
	نواری		۷۰
	گسترده		۱۰۰

در صورتی که مقدار نشست دو سمت کناری پی نواری غیریکنواخت باشد، باعث ایجاد چرخش در پی خواهد شد. لذا طبق جدول ۷-۲-۴ مقدار نشست یکنواخت برای پی نواری در قاب خمشی بتنی روی خاک ماسه ای را محاسبه کرده و طبق بند ۷-۴-۴-۲ مقدار مجاز نشست غیریکنواخت این پی برابر نصف مقدار مجاز نشست یکنواخت در جدول می باشد. بنابراین:

$$\Delta_{a_{\text{یکنواخت}}} = 40mm$$

$$\Delta_{a_{\text{غیر یکنواخت}}} = \frac{40}{2} = 20mm$$

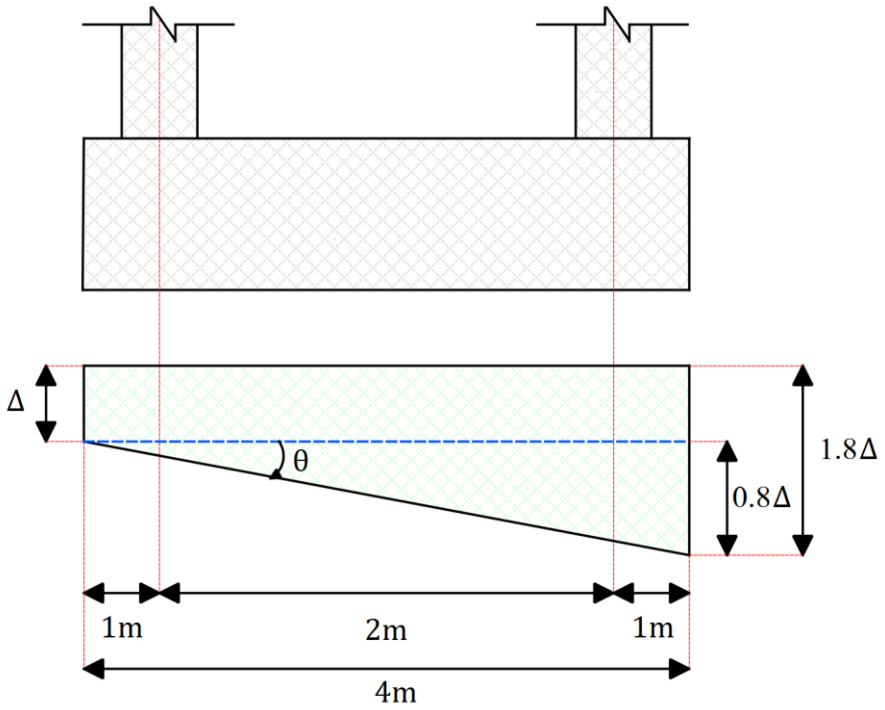
حداکثر مقدار مجاز نشست غیریکنواخت قابل قبول در پی نواری با سیستم قاب خمشی بتنی روی خاک ماسه ای باید کمتر مساوی $20mm$ باشد. لذا در گزینهٔ (۱) و گزینهٔ (۴) فقط این مقدار قابل قبول می باشد و در دو گزینهٔ دیگر محدودیت نشست غیریکنواخت مجاز رعایت نشده است. چون به اندازهٔ 0.8Δ از میزان کل نشست زیر پی در لبهٔ سمت راست به صورت غیریکنواخت و به اندازهٔ Δ دارای نشست یکنواخت در هر دو لبهٔ کناری می باشند.

نکته: در کنترل نشست یکنواخت مجاز مقادیر تمام گزینه های سوال در محدودهٔ مجاز کمتر مساوی 40 میلی متر قرار دارند و قابل قبول می باشند.

در ادامه طبق جدول ۷-۴-۳ برای محاسبه مقدار حداکثر چرخش مجاز در ساختمان با حد ایجاد ترک غیرسازه ای داریم:

$$R_a \leq 0.0033$$

در نهایت با توجه به شکل زیر و ترسیم نشست پی نواری داریم:



$\theta \leq R_a$

چون مقادیر نشست پی ها (Δ) بر اساس میلی متر می باشد. لذا باید طول پی نواری بر اساس میلی متر در رابطهٔ (θ) قرار داده شود.

$L = 4m = 4000mm$

نکتهٔ مهم: با توجه به اینکه مقدار زاویهٔ (θ) بسیار کوچک است. لذا داریم:

$tan\theta = \theta$

$$\rightarrow \theta = \frac{1.8\Delta - \Delta}{4000} = \frac{0.8\Delta}{4000} = 0.0002\Delta$$

$$\rightarrow \theta \leq R_a \ \rightarrow \ 0.0002\Delta \leq 0.0033$$

$$\rightarrow \Delta \leq \frac{0.0033}{0.0002} = 16.5mm$$

میزان نشست یکنواخت و غیریکنواخت زیر پی نواری با مقدار مجاز آنها را به صورت زیر کنترل می کنیم:

$\Delta = 16.5mm \leq 40mm \ \ ok\surd$

$0.8\Delta = 0.8 * 16.5mm = 13.2mm \leq 20mm \ \ ok\surd$

پاسخ سوال گزینهٔ (۴)

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 مورد نظر هیچگونه تراوش آب موجود نباشد و سایر شرایط گود نیز مناسب باشد، خطر گود کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟

۱) معمولی
۲) زیاد
۳) بسیار زیاد
۴) معمولی یا زیاد

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۷-۳-۳-۶-۶ در صفحهٔ ۳۴ مبحث ۷ ویرایش ۱۴۰۰ و طبق بند ۱-۶ صفحهٔ ۵ و جدول ۳-۳ صفحهٔ ۳۳ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۷-۳-۳-۶-۶ چنانچه ساختمان موجود در حوزهٔ تأثیر ناپایداری گود دارای یکی از مشخصات در بندهای زیر باشد، خطر گود همواره بسیار زیاد در نظر گرفته می‌شود.

الف- ساختمان فاقد انسجام و یکپارچگی کافی برای تحمل نشست‌های افقی و قائم نظیر ساختمان بدون اسکلت یا بدون پی پیوسته بتنی مسلّح (پی‌های نواری و گسترده) یا هرگونه ساختمانی که در آن نشانه آشکار فرسودگی و ضعف در باربری مشاهده گردد.

ب- ساختمان با ارزش فرهنگی و تاریخی

ج- ساختمان با اهمیت بسیار زیاد در استاندارد ۲۸۰۰

د- ساختمان ۸ طبقه یا بیشتر

۱-۶ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت

ساختمان‌ها بر حسب نوع کاربری و میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به چهار گروه اهمیت تقسیم می‌شوند:

گروه۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌های ضروری:

این گروه شامل ساختمان‌هایی است که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره‌برداری از آنها غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود؛ مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان‌های نیروگاه‌ها و تأسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک‌رسانی و به‌طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد.

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

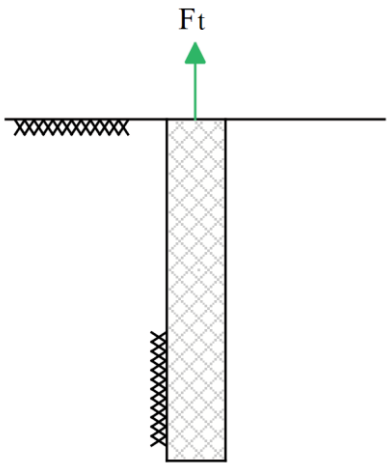
طبقه‌بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه۱	۱/۴
گروه۲	۱/۲
گروه۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

طبق بند ۷-۳-۳-۶-۶ مورد ج صفحهٔ ۳۴ مبحث ۷ ویرایش ۱۴۰۰ چون ساختمان موجود در حوزهٔ تاثیر ناپایداری گود بیمارستان بوده و دارای اهمیت بسیار زیاد است، لذا خطر گود همواره بسیار زیاد در نظر گرفته می شود.

نکته: چون خطر گود بسیار زیاد بحرانی ترین حالت ممکن می باشد، لذا نیاز به بررسی دیگر پارامترهای داده صورت سوال نمی باشد.

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

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) 1500KN و ناشی از ظرفیت باربری جدارهٔ شمع (مقاومت اسمی جداره) 1300KN و مجموعاً 2800KN به دست آمده است. صرفاً با این اطلاعات حداقل مقاومت باربری نهایی کششی این شمع در شرایط استاتیکی (R_t) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟



۱) $995\ KN$
۲) $395\ KN$
۳) $340\ KN$
۴) $480\ KN$

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۷-۶-۴-۳-۳ و بند ۷-۶-۴-۳-۶ در صفحهٔ ۷۸ و جدول ۷-۶-۲ در صفحهٔ ۸۴ مبحث ۷ ویرایش ۱۴۰۰ داریم:

۷-۶-٤-۳ شمع‌های کششی

۷-۶-٤-۳-۱ برای آنکه یک شمع، بارهای طراحی را با ایمنی مناسبی در مقابل گسیختگی کششی تحمل نماید، باید نامساوی زیر در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری برقرار باشد:

$$R_t \geq F_t \qquad (۷-۶-۹)$$

در این نامساوی:

F_t = بار محوری کششی طراحی

R_t = باربری کششی شمع

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.

۷-۶-۴-۳-۶ 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.

۷-۶-۷-۲-۳ ضرایب کاهش مقاومت در وضعیت استاتیکی با توجه به شرایط طراحی مندرج در جدول (۷-۶-۲) تعیین می‌گردد.

جدول ۷-۶-۲ ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی (مقاومت نهایی)

نوع بار اعمالی	شرایط طراحی		ضریب کاهش مقاومت
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	کوبشی	۰/۵
		درجاریز	۰/۳۷۵
	آزمایش نفوذ مخروط		۰/۵۵
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)		۰/۶۸
	آزمایش بارگذاری دینامیکی		۰/۶
جانبی	فقط روش تحلیلی		۰/۶
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (جانبی)		۰/۷۵

رابطهٔ باربری کششی شمع به صورت زیر می باشد:

$$R_t = W_t + F_s - U_{uplift}$$

$$U_{uplift} = 0$$

$$W_t = 150\ KN$$

$$F_s = 1300\ KN$$

مطابق بند ۷-۶-۴-۳-۶ صفحهٔ ۷۸ مبحث ۷ ویرایش ۱۴۰۰ داریم: در صورت سوال با توجه به اینکه حداقل مقاومت باربری نهایی کششی شمع مد نظر طراح می باشد. بنابراین بار محوری نهایی کششی زیر را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$F_t = min\{0.7\ ,0.85\} * F_s = 0.7 * 1300 = 910\ KN$$

از جدول ۷-۶-۲ ضریب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی برای شمع درجاریز در حالت تحلیلی برابر مقدار زیر می باشد:

$$\phi_t = 0.375$$

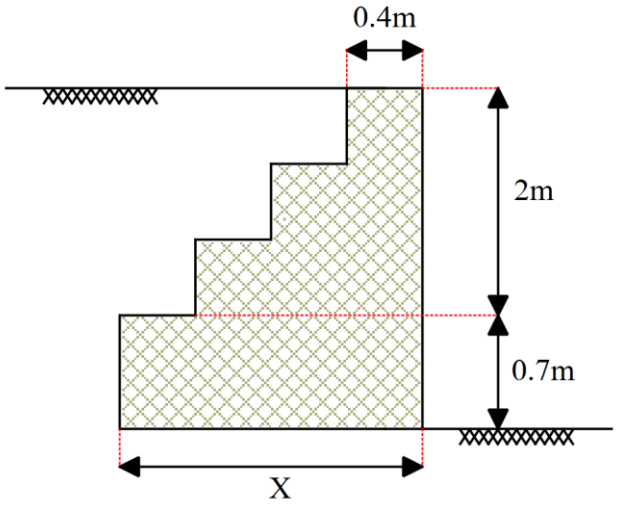
در نهایت حداقل مقاومت باربری نهایی کششی شمع به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\phi_t R_t = \phi_t * (W_t + F_s - U_{uplift}) = 0.375 * (150 + 910 + 0) = 397.5\ KN$$

که به مقدار 395KN نزدیک می باشد.

پاسخ سوال گزینهٔ (۲)

۲۲- یک دیوار حائل 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 صرف نظر شده و نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید. زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک $\phi = 30°$ ، زاویهٔ اصطکاک بین خاک و زیر دیوار $\delta = 20°$، هر گونه چسبندگی صفر و خاک در شرایط زهکشی شده فرض شود. جرم مخصوص دیوار سنگی و خاک $2000\ \frac{Kg}{m^3}$ است.



۱) $X = 2.5\ m$

۲) $X = 1.6\ m$

۳) $X = 1.9\ m$

۴) $X = 2.3\ m$

سطح سوال سخت

حل: طبق بند ۷-۵-۷-۱-۱ و جدول ۷-۵-۳ در صفحهٔ ۶۱ مبحث ۷ ویرایش ۱۴۰۰ داریم:

۷-۵-۷-۱-۱ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای صلب

مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای این گونه دیوارها در طراحی به روش تنش مجاز در جدول ۷-۵-۳ آمده است.

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

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

برای خاک در شرایط زهکشی شده به صورت زیر عمل می کنیم: با توجه به صورت سوال چسبندگی صفر بوده و به صورت زیر مقدار کل نیروهای مقاوم را محاسبه می کنیم:

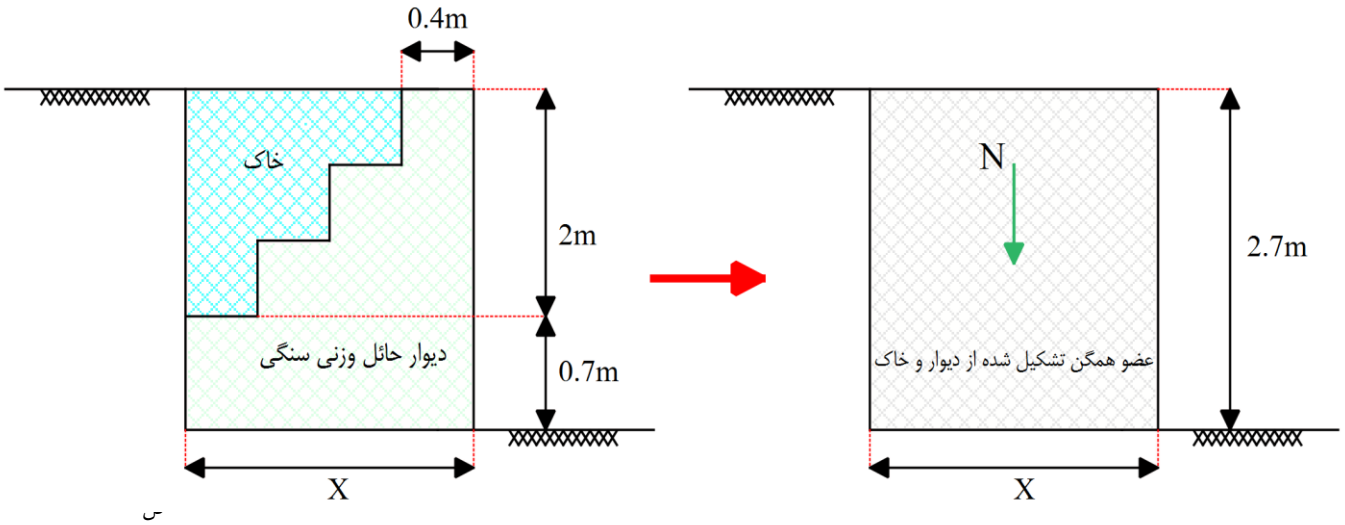
$$\rightarrow \sum F_P = min\{N * tan\delta\ , N * tan\phi\ \}$$

$$\delta = 20°$$

$$\phi = 30°$$

$$N = W_{\text{دیوار}} + W_{\text{خاک}} = \left(\gamma_{\text{دیوار}} * V_{\text{دیوار}}\right) + \left(\gamma_{\text{خاک}} * V_{\text{خاک}}\right)$$

با توجه به برابر بودن جرم مخصوص دیوار سنگی و خاک رابطهٔ N برای طول واحد دیوار به صورت زیر نوشته می شود و کل دیوار و خاک به یک عضو همگن (هم جنس) مطابق شکل زیر تبدیل خواهد شد:



$$\rightarrow \sum F_P = min\{5400X * tan20 = 1965.44X\ , 5400X * tan30 = 3117.7X\ \}$$

$$\rightarrow \sum F_P = 1965.44X$$

در ادامه مقدار کل نیروهای محرک را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \sum F_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 L = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * 2000 * 2.7^2 * 1 = 2430\ kg$$

$$k_a = \frac{1 - sin\phi}{1 + sin\phi} = \frac{1 - sin30}{1 + sin30} = \frac{1}{3}$$

$$\gamma_{\text{خاک}} = 2000 \frac{kg}{m^3}$$

$$H = 2.7m$$

$$l = 1m$$

در نهایت به صورت زیر حداقل مقدار پهنای دیوار (X) را محاسبه می کنیم:

$$\frac{\sum F_P}{\sum F_a} \geq F_{S_{\text{لغزش}}}$$

$$F_{S_{\text{لغزش}}} = 1.5$$

$$\frac{\sum F_P}{\sum F_a} \geq F_{S_{\text{لغزش}}}$$

$$\rightarrow \frac{1965.44X}{2430} \geq 1.5$$

$$\rightarrow X \geq 1.854\ m$$

که طبق گزینه های سوال مقدار X برابر است با:

$$\rightarrow X \approx 1.9\ m$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

۲۳- در صورتی که از تیر به عنوان تکیه گاه جانبی یک دیوار بنایی غیرمسلح استفاده شود، حداکثر فاصلهٔ آزاد قابل قبول بین تیرها یا کلاف ها به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۱) 16 برابر عرض موثر دیوار
۲) 32 برابر عرض موثر دیوار
۳) 12 برابر عرض موثر دیوار
۴) 24 برابر عرض موثر دیوار

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۸-۳-۴-۶ صفحهٔ ۵۱ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۸-۳-۴-۶ تکیه‌گاه دیوار

تکیه‌گاه جانبی را می‌توان بوسیله دیوارهای متقاطع، ستون‌ها، پشت‌بندها و یا کلاف‌های قائم که با فاصله افقی معینی از یکدیگر قرار گرفته باشند، یا بوسیله پی، کف‌ها، سقف، تیرها یا کلاف‌های افقی که بطور عمودی دارای فاصله معینی باشند، تأمین کرد. در صورتی‌که از تیر به‌عنوان تکیه‌گاه جانبی استفاده شود، فاصله آزاد بین تیرها یا کلاف‌ها نباید از ۳۲ برابر حداقل عرض مساحت ناحیه فشاری بیشتر باشد.

توضیح: منظور از ناحیه فشاری، ناحیه‌ای از مقطع عضو است که تحت خمش در فشار قرار می‌گیرد. عرض این ناحیه در بنایی غیرمسلح، نصف عرض موثر دیوار و در بنایی مسلح، چنان‌چه میلگردها در وسط مقطع قرار داشته باشند، تقریبا یک‌چهارم عرض موثر دیوار می‌باشد.

حداقل عرض مساحت ناحیهٔ فشاری دیوار غیرمسلح نصف عرض موثر دیوار می باشد:

$$\text{حداقل عرض مساحت ناحیه فشاری} = \frac{b_e}{2}$$

در نهایت فاصلهٔ آزاد قابل قبول بین تیرها یا کلاف ها به صورت زیر محاسبه می شود:

$$x \leq 32 * \text{حداقل عرض مساحت ناحیه فشاری}$$

$$x \leq 32 * \frac{b_e}{2}$$

$$x \leq 16 b_e$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۱)

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

۱) $0.76\ MPa$
۲) $0.33\ MPa$
۳) $0.65\ MPa$
۴) $0.56\ MPa$

سطح سوال آسان

حل: طبق جدول ۸-۲-۶ و زیر نویس جدول در صفحهٔ ۴۵ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

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 توحالی بر اساس میزان دوغاب شدن بدست آید.

طبق زیرنویس شمارهٔ (۱) جدول با استفاده از درون یابی خطی می توان مقدار مدول گسیختگی واحد بنایی تو خالی را محاسبه نمود:

$$f_r = 0.65 + 0.3 * (1.03 - 0.65) = 0.764\ MPa$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۱)

۲۵- در نظر است یک ساختمان بنایی محصور شده با کلاف 2 طبقه به اضافهٔ زیر زمین در زمینی مسطح بدون هیچگونه شیب نسبت به زمین های مجاور ساخته شود. هر گاه مجموع ضخامت پی و بتن مگر آن 600 میلی متر و بلوکاژ با کف سازی زیرزمین 200 میلی متر و ضخامت سقف زیرزمین با کف سازی آن 400 میلی متر باشد، برای دستیابی به حداکثر ارتفاع مجاز زیرزمین، کمترین عمق خاکبرداری مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟

۱) 2.5 متر
۲) 2 متر
۳) 2.20 متر
۴) 1.8 متر

سطح سوال متوسط

حل: طبق بند ۸-۵-۴-۲ صفحهٔ ۱۰۶ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۸-۵-۴-۲ ارتفاع و تعداد طبقات ساختمان

در مورد ساختمان‌های مشمول این فصل رعایت نکات زیر الزامی است:

۱- حداکثر تعداد طبقات بدون احتساب زیرزمین به دو محدود می‌شود.

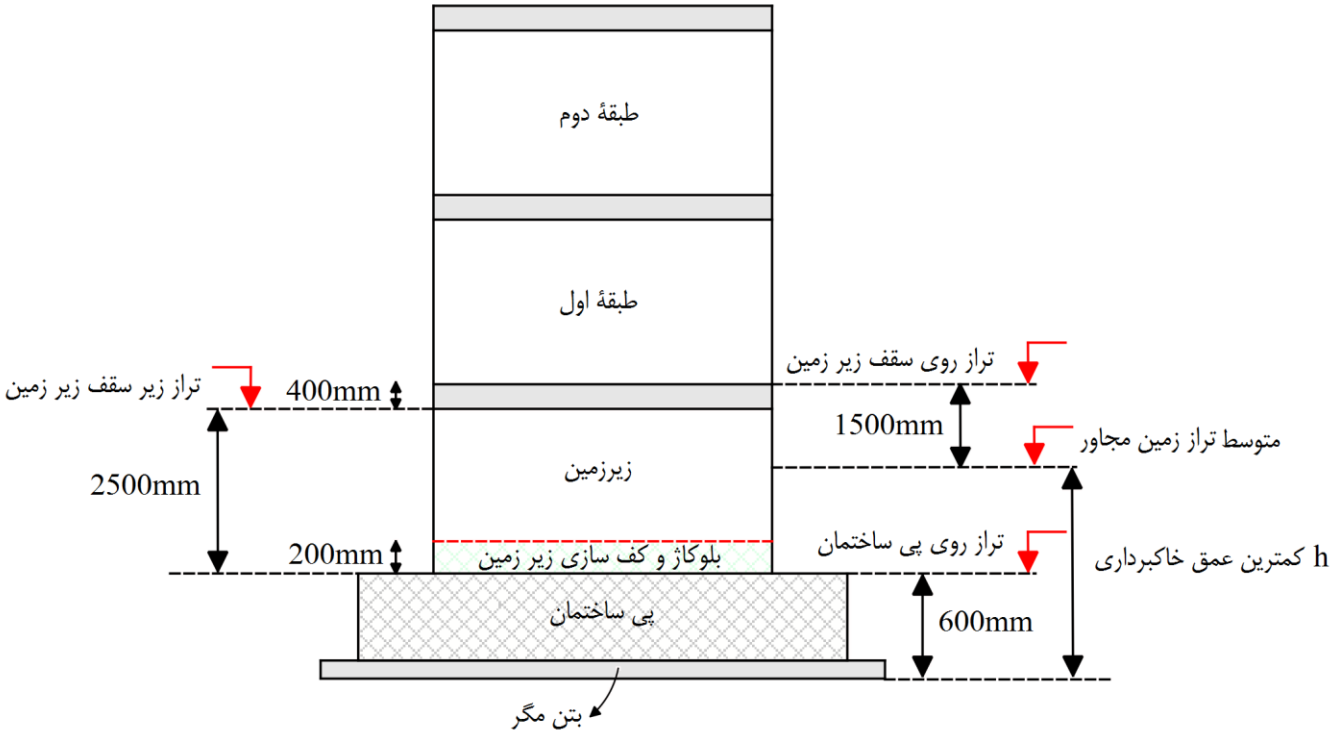
۲- در احتساب تعداد طبقات، تراز روی سقف زیرزمین نباید نسبت به متوسط تراز زمین مجاور بیش از ۱/۵ متر باشد، در غیر این صورت، زیرزمین نیز به عنوان طبقه‌ای از ساختمان منظور می‌شود. به‌علاوه، تفاوت تراز سقف زیرزمین با تراز زمین در پایین دست ساختمان نباید از ۲ متر بیشتر باشد. در غیر این صورت، این طبقه نیز به عنوان یک طبقه منظور می‌شود.

۳- حداکثر تعداد طبقات زیرزمین یک طبقه می‌باشد.

۴- تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید بیش از ۸ متر باشد.

۵- ارتفاع طبقه (از روی کلاف زیر دیوار یا پی بتنی تا زیر سقف) نباید از ۴ متر بیشتر باشد. چنان‌چه ارتفاع طبقه بیشتر از این مقدار در نظر گرفته شود، باید یک کلاف افقی اضافی در داخل دیوارها و در تراز حداکثر ۴ متر بالاتر از روی کلاف زیر دیوار تعبیه شود. در صورت اخیر می‌توان ارتفاع طبقه را تا حداکثر ۶ متر افزایش داد.

۶- حداکثر ارتفاع زیرزمین، از روی پی بتنی یا کلاف زیر دیوار تا زیر سقف زیرزمین، ۲/۵ متر می‌باشد.



برای حداقل شدن عمق خاکبرداری اختلاف تراز روی سقف زیرزمین تا متوسط تراز زمین مجاور باید حداکثر برابر 1.5 متر باشد. بنابراین:

$$h_{\text{کمترین عمق خاکبرداری}} = 2500 + 400 + 600 - 1500 = 2000mm$$

$$h_{\text{کمترین عمق خاکبرداری}} = 2m$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۲)

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

۱) $30\ MPa$
۲) $10\ MPa$
۳) $25\ MPa$
۴) $13\ MPa$

سطح سوال سخت

حل: طبق بند ۸-۴-۶-۲-۳-۳ صفحهٔ ۸۱ و جدول ۸-۴-۲ صفحهٔ ۸۲ و جدول ۸-۲-۵ صفحهٔ ۴۴ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

جدول ۸-۴-۲ ضرایب کاهش مقاومت

عضو	شرایط	ضریب کاهش مقاومت
پیچ مهاری	جاری شدن فولاد پیچ مهاری	۰/۹
	سایر شکست‌ها	۰/۵
اعضای بنایی مسلح	لهیدگی	۰/۶
اعضای بنایی مسلح	خمش، نیروی محوری یا ترکیب خمش و نیروی محوری	۰/۹
اعضای بنایی مسلح	برش	۰/۸

جدول ۸-۲-۵ مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f'_m، بر حسب مقاومت فشاری بلوک سیمانی

مقاومت فشاری مشخصه بلوک سیمانی (MPa)	مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f'_m (MPa)	
	ملات ماسه-سیمان نوع حیلی قوی یا قوی	ملات ماسه-سیمان نوع متوسط
≥ ۳۵	۲۰	۱۹
۲۵	۱۷	۱۶
۲۰	۱۳	۱۲
۱۳	۱۰	۹
۹	۶	۶

۸-۴-۶-۲-۳-۳ مقاومت اسمی لهیدگی بنایی

مقاومت اسمی لهیدگی بنایی باید از حاصل‌ضرب مساحت لهیدگی در $0.8 f'_m$ محاسبه شود.

مساحت لهیدگی برای بارهای متمرکز نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

الف- $A_1\sqrt{A_2/A_1}$

ب- $2A_1$

برای محاسبهٔ مقاومت اسمی لهیدگی از رابطهٔ زیر استفاده می شود:

$$\rightarrow P_P = min\left\{0.8f'_m * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad , 0.8f'_m * 2A_1\right\}$$

طبق جدول ۸-۴-۲ برای لهیدگی ضریب کاهش مقاومت برابر است با:

$$\phi = 0.6$$

طبق صورت سوال با توجه به اینکه از تمام $400mm$ ضخامت دیوار به عنوان تکیه گاه استفاده شده است لذا داریم:

$$A_1 = A_2 = 200 * 400 = 8 * 10^4\ mm^2$$

$$\rightarrow P_P = min\{0.8f'_m * 8 * 10^4 * \sqrt{1} \quad , \quad 0.8f'_m * 2 * 8 * 10^4\}$$

$$\rightarrow P_P = min\{6.4 * 10^4\ f'_m \ , \ 12.8 * 10^4 f'_m\} = 6.4 * 10^4\ f'_m$$

در ادامه طبق رابطهٔ زیر مقدار مقاومت فشاری مشخصهٔ واحد بنایی را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow P_u \leq \phi P_P$$

$$\rightarrow 384 * 10^3 \leq 0.6 * 6.4 * 10^4\ f'_m$$

$$\rightarrow f'_m \geq 10\ MPa$$

در نهایت برای ملات ماسه سیمان قوی و مقاومت فشاری مشخصهٔ واحد بنایی $f'_m \geq 10MPa$ مقدار حداقل مقاومت فشاری مشخصهٔ بلوک سیمانی را از جدول ۸-۲-۴ صفحهٔ ۴۴ مبحث ۸ محاسبه می کنیم:

$f'_m = 10\ MPa \rightarrow$ حداقل مقاومت مشخصهٔ بلوک سیمانی $= 13\ MPa$

پاسخ سوال گزینهٔ (۴)

۲۷- مقطع یک عضو بتن‌آرمه تحت اثر همزمان نیروی برشی و لنگر خمشی قرار دارد و مقاومت برش اسمی تامین‌شده توسط بتن (براساس رابطه ساده‌تر) برابر V_{c1} است. اگر مقطع همین عضو علاوه بر نیروی برشی و لنگر خمشی فوق به‌طور همزمان تحت اثر نیروی کششی P_u قرار گیرد و در این حالت مقاومت برشی اسمی تامین‌شده توسط بتن (براساس رابطه ساده‌تر) برابر V_{c2} باشد، به ازای کدام از مقادیر $\frac{P_u}{A_g}$ مقدار V_{c2} حدوداً یک‌سوم مقدار V_{c1} خواهد بود؟ بتن معمولی و از رده C30 بوده. در عضو مورد نظر از حداقل فولاد عرضی استفاده شده است. در پاسخ‌ها A_g سطح مقطع کل عضو است.

۱) $\frac{P_u}{A_g} = 3.7$

۲) $\frac{P_u}{A_g} = 1.9$

۳) $\frac{P_u}{A_g} = 1.5$

۴) $\frac{P_u}{A_g} = 3.3$

سطح سوال آسان

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۸-۴-۴-۱ صفحه ۱۱۹ و ۱۲۰ و بند ۹-۸-۴-۴-۳ صفحه ۱۲۰:

> **۹-۸-۴-۴-۱** برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد، $A_v \geq A_{v,min}$، V_c را می‌توان از رابطه‌ی ساده‌تر (۹-۸-۱۲-الف)، و یا از رابطه‌ی (۹-۸-۱۲-ب)

> محاسبه نمود. در این رابطه‌ها بار محوری، N_u، در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. هم‌چنین V_c نباید منفی در نظر گرفته شود.
>
> $$V_c = \left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d \qquad \text{(۹-۸-۱۲-الف)}$$

> **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.

در حالت اول که فاقد نیروی محوری است داریم:

$$V_{c1} = [0.17 * \lambda * \sqrt{f_c}] * b_w * d$$

در حالت دوم که نیرو کششی است، نیروی محوری با علامت منفی در رابطه قرار می گیرد:

$$V_{c2} = \left[0.17 * \lambda * \sqrt{f_c} - \frac{P_u}{6A_g}\right] * b_w * d$$

خواسته تست این است که مقاومت اسمی بتن در حالت دوم، یک سوم مقاومت در حالت اول باشد یعنی:

$$V_{c2} = \frac{1}{3} * V_{c1}$$

با جایگذاری روابط فوق خواهیم داشت:

$$\left[0.17 * \lambda * \sqrt{f_c} - \frac{P_u}{6A_g}\right] * b_w * d = \frac{1}{3} * [0.17 * \lambda * \sqrt{f_c}] * b_w * d$$

$$\frac{2}{3} * 0.17 * \lambda * \sqrt{f_c} = \frac{P_u}{6A_g}$$

بتن معمولی است:

$$\lambda = 1$$

و طبق داده تست:

$$f_c = 30Mpa$$

$$\frac{2}{3} * 0.17 * 1 * \sqrt{30} = 0.62 = \frac{P_u}{6A_g}$$

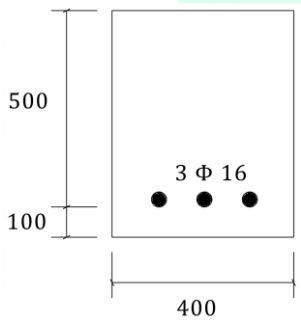
$$\frac{P_u}{A_g} = 6 * 0.62 = 3.72$$

کنترل:

$$\frac{P_u}{6A_g} = \frac{3.72}{6} = 0.62 \leq 0.05 * f_c = 0.05 * 30 = 1.5 \quad ok$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

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



۱) 90 kN.m

۲) 75 kN.m

۳) 68 kN.m

۴) 100 kN.m

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۸-۲-۲ صفحه ۱۱۳ و ۱۱۴ و بند ۹-۱۱-۵-۱-۱ و بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ و بند ۹-۱۱-۵-۱-۳ صفحه ۲۰۰:

۹-۸-۲-۲ فرضیات طراحی

۹-۸-۲-۲-۱ در هر مقطع لازم است تعادل بین نیروهای موثر برقرار گردد.

۹-۸-۲-۲-۲ کرنش در تارهای مقطع بتنی و نیز در فولادها به صورت خطی متناسب با فاصله‌ی آن تار یا فولاد از محور خنثی تعیین می‌شود.

۹-۸-۲-۲-۳ کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن برابر با ۰/۰۰۳ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۸-۲-۲-۴ از مقاومت کششی بتن در مقطع صرف نظر می‌گردد.

۹-۸-۲-۲-۵ رابطه‌ی بین تنش و کرنش فشاری بتن را می‌توان به صورت مستطیلی، ذوزنقه‌ای، سهمی و یا هر شکل و منحنی دیگری در نظر گرفت؛ به شرط آن که با نتایج آزمایشات جامع مرتبط تطابق داشته باشد. در این ارتباط می‌توان از توزیع تنش مستطیلی معادل طبق مشخصات بند ۹-۸-۲-۲-۶ استفاده نمود.

۹-۸-۲-۲-۶ تنش فشاری بتن برابر با $0.85f'_c$ و با توزیع یک‌نواخت در ناحیه‌ی فشاری معادل که به وجوه جانبی مقطع و یک خط موازی با تار خنثی و به فاصله‌ی a از دورترین تار فشاری مقطع محدود می‌گردد، فرض می‌شود. عمق بلوک فشاری بتن، a، از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$a=\beta_1 c \qquad (۹-۸-۲)$$

در این رابطه:

c عمق تار خنثی، یعنی فاصله‌ی موقعیت تار بتنی با حداکثر کرنش فشاری تا تار خنثی در راستای عمود بر تار خنثی است.

ضریب β_1 که ضریب عمق بلوک مستطیل معادل تنش فشاری است، به صورت زیر تعیین می‌شود:

(۹-۸-۳-الف) برای $17 \le f'_c \le 28\,\text{MPa}$:

$$\beta_1 = 0.85$$

(۹-۸-۳-ب) برای $f'_c > 28\,\text{MPa}$:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f'_c - 28) \ge 0.65$$

۹-۸-۲-۷ در صورتی که از بتن با مقاومت بیش از ۵۵ مگاپاسکال استفاده شود، تنش فشاری بتن را می‌توان برابر با $\alpha_0 f'_c$ و با توزیع مشابه بند قبلی در نظر گرفت. در این حالت ضریب α_0 به صورت زیر تعیین می‌گردد.

(۹-۸-۴)

$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7}(f'_c - 55) \ge 0.7$$

۹-۱۱-۵-۱-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی، $A_{s,\min}$، باید در تمامی مقاطع عضو خمشی که نیاز به میلگرد کششی باشد، تأمین گردد.

۹-۱۱-۵-۱-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کم‌تر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۱-۳ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

(۹-۱۱-۱-الف)

$$0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

(۹-۱۱-۱-ب)

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d$$

۹-۱۱-۵-۱-۳ اگر سطح مقطع آرماتورهای طولی تأمین شده در وجه کششی، حداقل به اندازه‌ی یک سوم بیش‌تر از مقدار مورد نیاز بر اساس محاسبه باشد، نیازی به کنترل ضوابط بندهای ۹-۱۱-۵-۱-۱ و ۹-۱۱-۵-۱-۲ نمی‌باشد.

آرماتورهای نشان داده شده در شکل ، آرماتورهای تامین شده یا موجود هستند. برای محاسبه مقاومت خمشی قابل تحمل و قابل قبول، باید مقدار آرماتور محاسباتی محاسبه شود.

مساحت آرماتور تامین شده:

$$A_{s\ \text{تامین شده}} = 3 * \frac{3.14 * 16^2}{4} = 602.88mm^2$$

مساحت آرماتور حداقل:

$$A_{s\ min} \geq max \begin{cases} \frac{0.25 * \sqrt{f_c}}{f_y} * b * d \\ \frac{1.4}{f_y} * b * d \end{cases}$$

$$A_{s\ min} \geq max \begin{cases} \frac{0.25 * \sqrt{30}}{340} * 400 * 500 = 805.48mm^2 \\ \frac{1.4}{340} * 400 * 500 = 823.54mm^2 \end{cases}$$

$$A_{s\ min} \geq 823.54mm^2$$

از آنجاییکه مساحت آرماتور تامین شده کمتر از مساحت حداقل می باشد می توان نتیجه گرفت که سطح مقطع آرماتور تامین شده ۱.۳۳ برابر مساحت آرماتور محاسباتی است.

$$1.33A_{s\ \text{محاسباتی}} = A_{s\ \text{تامین شده}}$$

$$\rightarrow A_{s\ \text{محاسباتی}} = \frac{A_{s\ \text{تامین شده}}}{1.33} = \frac{602.88}{1.33} = 453.3mm^2$$

در نتیجه درصد آرماتور محاسباتی برابر می شود با:

$$\rho = \frac{A_{s\ \text{محاسباتی}}}{b * d} = \frac{453.3}{400 * 500} = 0.00227$$

ضریب کاهش مقاومت برابر خواهد بود با:

$$\phi = 0.9$$

حال می توان ظرفیت خمشی مقطع را محاسبه کرد:

$$\phi * M_n = 0.9 * \rho * f_y * b * d^2 * [1 - \frac{0.5\rho * f_y}{\alpha_1 * f_c}]$$

$$= 0.9 * 0.00227 * 340 * 400 * 500^2 * \left[1 - \frac{0.5 * 0.00227 * 340}{0.85 * 30}\right] * 10^{-6} = 68.41kN.m$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

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، درصورت نیاز به آرماتورهای برشی، در مقاطع بحرانی حداقل تنش معادل بتن متناظر با مقاومت برشی دوطرفهٔ اسمی که با آرماتور تامین می‌شود، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از ردهٔ C30 است.

۱) 1.875 MPa

۲) 1.588 MPa

۳) 1.625 MPa

۴) 2.813 MPa

سطح سوال آسان

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۳ صفحه ۴۱۷ و بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۱ صفحه ۴۱۷:

> **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.

> **۹-۲۰-۱۰-۴-۱** در اتصالات دال‌های دو طرفه‌ی بدون تیر به ستون، باید در کلیه‌ی مقاطع بحرانی که در بند ۹-۸-۵-۲-۱ تعریف شده‌اند، در صورتی که $\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0.035 - \frac{1}{20}\left(\frac{V_{uv}}{\varphi V_c}\right)$ باشد، از آرماتورهای برشی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۳ و یکی از دو بند ۹-۱۰-۷-۴ و ۹-۱۰-۷-۵ استفاده شود. در محاسبه‌ی v_{uv} فقط ترکیب‌های باری که شامل E هستند، باید منظور گردند. مقدار $\frac{\Delta_x}{h_{sx}}$ باید برای بزرگ‌ترین مقداری که در طبقات فوقانی و تحتانی مجاور طبقه‌ی مورد نظر هستند، محاسبه شود. مقدار v_c باید بر اساس بند ۹-۸-۵ محاسبه شود.

حداقل تنش در این حالت برابر می شود با:

$$v_s \geq 0.29 * \sqrt{f_c}$$

$$v_s \geq 0.29 * \sqrt{30} = 1.588\ mpa$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

۳۰- فرض کنید حداکثر نیروی برشی مقاوم دوطرفهٔ یک دال بتنی تخت در مجاورت یک ستون بتنی با مقطع مربع، درصورتی‌که 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) 700 kN ۲) 900 kN ۳) 600 kN ۴) 800 kN

سطح سوال سخت

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۸-۵-۳-۱ و بند ۹-۸-۵-۳-۲ صفحه ۱۲۷ و بند ۹-۸-۵-۳-۴ صفحه ۱۲۸ :

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.

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

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

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

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

۹-۸-۵-۳-۲ 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:

$$v_c \le 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (۹-۸-۲۱)$$

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:

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

در صورتی که از خاموت استفاده نشود، مقاومت برشی اسمی مقطع برابر مقاومت برشی اسمی بتن بوده و از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$V_c = min\begin{cases} 0.33 * \lambda_s * \lambda * \sqrt{f_c} * b_0 * d \\ 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right) * \lambda_s * \lambda * \sqrt{f_c} * b_0 * d \\ 0.083 * \left(2+\frac{\alpha_s * d}{b_0}\right) * \lambda_s * \lambda * \sqrt{f_c} * b_0 * d \end{cases}$$

مقطع مربعی است:

$$\beta = 1$$

در این تست اطلاعاتی از λ و λ_s داده نشده است. در نتیجه نمی توان به طرز صحیحی پاسخ را محاسبه نمود.

در ادامه با این فرض که هر دو ضریب بیان شده برابر واحد باشند، اقدام به حل تست می کنیم:

مطابق داده تست:

$$\frac{b_0}{d} = 8$$

$$\rightarrow \frac{d}{b_0} = \frac{1}{8}$$

موقعیت ستون مشخص نیست در نتیجه بحرانی ترین حالت که ستون در گوشه واقع شود (تا کمترین عدد برای α_s بدست آید) در رابطه قرار داده می شود:

$$\alpha_s = 20$$

$$V_c = min\begin{cases} 0.33 * 1 * 1 * \sqrt{f_c} * b_0 * d \\ 0.17\left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * 1 * \sqrt{f_c} * b_0 * d \\ 0.083 * \left(2 + \frac{20 * 1}{8}\right) * 1 * 1 * \sqrt{f_c} * b_0 * d \end{cases}$$

$$V_c = min\begin{cases} 0.33\sqrt{f_c} * b_0 * d \\ 0.51\sqrt{f_c} * b_0 * d \\ 0.3735\sqrt{f_c} * b_0 * d \end{cases} = 0.33\sqrt{f_c} * b_0 * d$$

حداکثر مقاومت برشی مقاوم مقطع برابر است با:

$$\phi * V_c = 0.75 * \left(0.33\sqrt{f_c} * b_0 * d\right) = 600$$

$$\rightarrow \sqrt{f_c} * b_0 * d = 2424.25kN$$

در ادامه محاسبات مربوط به حالتی محاسبه می شود که از آرماتور عرضی از نوع خاموت استفاده شود. در این حالت رابطه مقاومت به صورت زیر نوشته می شود:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c \leq 0.17 * \lambda_s * \lambda * \sqrt{f_c} * b_0 * d$$

با جایگذاری خواهیم داشت:

$$V_c \leq 0.17 * 2424.25 = 412.13kN$$

در نهایت باید رابطه ۹-۸-۲۳-الف به صورت زیر کنترل شود:

$$V_u \leq min\begin{cases} \phi * V_n = \phi * [V_c + V_s] \\ 0.5 * \phi * \sqrt{f_c} * b_0 * d \end{cases}$$

توجه شود که در رابطه سمت راست بیان شده در آیین نامه، ضرایب λ و λ_s وجود نخواهند داشت.

برای یافتن V_s حداقل باید:

$$412.13 + V_s \geq 0.5 * 2424.25 = 1212.125$$

$$V_s \geq 800kN$$

تذکر:

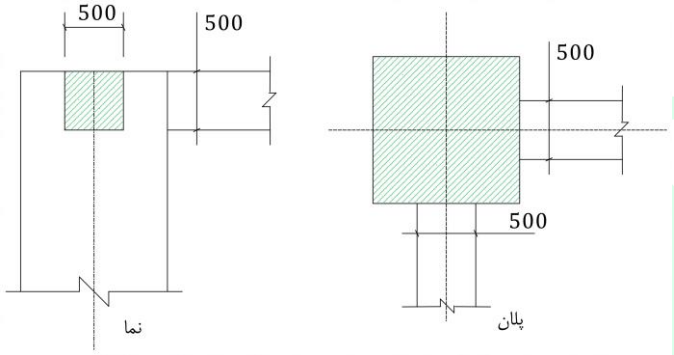
این تست به دلیل ارائه نکردن λ و λ_s قابلیت اعتراض دارد.

۳ ایبوک رایگان طراحی سازه بتنی
طراحی فونداسیون، طراحی ستون و طراحی تیر بتنی در ایتبس
با دریافت و یادگیری این مجموعه ارزشمند اما رایگان، یک قدم بزرگ به سمت حرفه‌ای شدن در طراحی سازه برخواهید داشت.
دریافت رایگان ۳ کتاب

چک لیست جامع طراحی سازه‌ها
با ۲۹۱ آیتم کنترلی
میخوای مطمئن بشی طراحیت کامله و توسط کنترلر رد نمیشه؟
رایگان دریافتش کن!

پکیج رایگان مسیر قبولی آزمون محاسبات
مسیر و برنامه دانش‌پذیران موفق سبزسازه در آزمون محاسبات
دریافت مشاوره رایگان

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 برهم برابر 1170 kN است. اگر بتن معمولی و از رده C30 باشد، براساس کنترل مقاومت چشمهٔ اتصال حداقل ابعاد مورد نیاز مقطع ستون به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۱) 520×520 mm

۲) 600×600 mm

۳) 575×575 mm

۴) 650×650 mm

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ مطابق جدول ۹-۲۰-۲ و بند ۹-۲۰-۶-۵-۴-۲ صفحه ۳۷۶ و بند ۹-۷-۴-۵ (ت) صفحه ۱۱۰ و بند ۹-۱۶-۲-۶ و بند ۹-۱۶-۲-۷ و بند ۹-۱۶-۲-۸ صفحه ۲۶۶ و ۲۶۷:

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

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

در جدول فوق، λ برای انواع بتن‌های ساخته شده با دانه‌های سبک برابر ۰/۷۵ و برای بتن با وزن معمولی برابر ۱/۰ می‌باشد. A_j باید بر اساس بند ۹-۱۶-۲-۴ محاسبه شود.

۹-۲۰-۶-۵-۴-۲ ϕ باید بر اساس بند ۹-۷-۴-۵ (ت) محاسبه شود.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

در هر امتداد فقط یک تیر وجود دارد در نتیجه اتصال محصور شده محسوب نمی شود.

تیر به اندازه عمق (ارتفاع) خودش، از هر بر اتصال، امتداد نیافته است در نتیجه ناپیوسته محسوب می شود.

ستون به اندازه عمق خودش، از بر اتصال در ناحیه فوقانی ادامه نیافته است در نتیجه، ناپیوسته محسوب می شود.

از جدول ۹-۲۰-۲ مقاومت اسمی در برش برابر می شود با:

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

برای اتصال تیر به ستون در شکل پذیری زیاد:

$$\phi = 0.85$$

رابطه مقاومت نوشته می شود:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

$$1170 * 10^3 \leq 0.85 * 0.7 * 1 * \sqrt{30} * A_j$$

$$A_j \geq 359011.5mm^2$$

ابعاد بیان شده برای ستون در گزینه ها مربعی است. در نتیجه:

$$h * h \geq 359011.5$$

$$\rightarrow h \geq 600mm$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

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 قابل‌قبول α به کدام‌یک 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 بیرون کشیدگی یا قلوه‌کن‌شدگی بتن) می‌باشد.

۱) 0.27 ۲) 0.48 ۳) 0.45 ۴) 0.31

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۱۸-۶ صفحه ۳۲۴ و جدول ۹-۱۸-۲ صفحه ۳۰۲:

۹-۱۸-۶ اندرکنش نیروهای کششی و برشی

مهارهای تکی یا گروهی تحت اثر هم‌زمان بارهای کششی و برشی باید طبق ضوابط این بند طراحی شوند. مقادیر ϕN_n و ϕV_n مقاومت‌های کششی و برشی مهارها، بر اساس بندهای ۹-۱۸-۴ و ۹-۱۸-۵ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۸-۶-۱ اگر رابطه‌ی $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 0.2$ برای هر مهار تکی یا گروهی برقرار باشد، می‌توان از اندرکنش کشش و برش در تعیین مقاومت کششی صرف نظر نموده و از ظرفیت کامل کششی بر اساس رابطه‌ی زیر استفاده نمود:

$$N_{ua} \leq \phi N_n \qquad (۹-۱۸-۳۳)$$

۹-۱۸-۶-۲ اگر رابطه‌ی $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} \leq 0.2$ برای هر مهار تکی یا گروهی برقرار باشد، می‌توان از اندرکنش کشش و برش در تعیین مقاومت برشی صرف نظر نموده و از ظرفیت کامل برشی بر اساس رابطه‌ی زیر استفاده نمود:

$$V_{ua} \leq \phi V_n \qquad (۹-۱۸-۳۴)$$

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:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \qquad (۹-۱۸-۳۵)$$

سبزسازه

جدول ۹-۱۸-۲ ضریب کاهش مقاومت مهارها

مقاومت مهار با مقاومت عضو فولادی کنترل می‌شود			
حالت گسیختگی	بار	ϕ	
مقاومت عضو فولادی شکل پذیر، کنترل کننده‌ی مقاومت مهار است.	کششی	۰/۷۵	
	برشی	۰/۶۵	
مقاومت عضو فولادی ترد، کنترل کننده مقاومت مهار است.	کششی	۰/۶۵	
	برشی	۰/۶۰	
مقاومت مهار با یکی از حالات گسیختگی بتن کنترل می‌شود			
نوع مهار	بار	ϕ	
		با آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی[۲] به جز برای گسیختگی بیرون‌کشیدگی و قلوه‌کن شدگی بتن	بدون آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی و شامل گسیختگی بیرون‌کشیدگی یا قلوه‌کن شدگی بتن
تمامی انواع مهارها	برشی	۰/۷۵	۰/۷۰
مهارهای تعبیه شده	کششی	گل‌میخ‌های سَر دار، پیچ‌های سَر دار، یا پیچ‌های قلاب‌دار	۰/۷۵	۰/۷۰
مهارهای کاشتنی		گروه ۱. حساسیت کم به نصب و قابلیت اعتماد زیاد	۰/۷۵	۰/۶۵
		گروه ۲. حساسیت متوسط به نصب و قابلیت اعتماد متوسط[۱]	۰/۶۵	۰/۵۵
		گروه ۳. حساسیت زیاد به نصب و قابلیت اعتماد کم[۱]	۰/۵۵	۰/۴۵

حداکثر مقدار ضریب α با استفاده از رابطه اندرکنش نیروها بدست می آید.

مقادیر ضریب کاهش مقاومت از جدول به شرح زیر می باشد:

مقدار ضریب کاهش مقاومت در برش برابر می شود با:

$$\phi = 0.7$$

مقدار ضریب کاهش مقاومت در کشش (حساسیت زیاد به نصب و قابلیت اعتماد کم) برابر می شود با:

$$\phi = 0.45$$

مطابق داده های تست:

$$\frac{N_{ua}}{N_n} = \alpha \rightarrow \frac{N_{ua}}{\phi * N_n} = \frac{\alpha}{0.45} = 2.23\alpha$$

$$\frac{V_{ua}}{V_n} = 1.5\alpha \rightarrow \frac{V_{ua}}{\phi * V_n} = \frac{1.5\alpha}{0.7} = 2.15\alpha$$

در ادامه رابطه کنترل اندرکنش نوشته می شود:

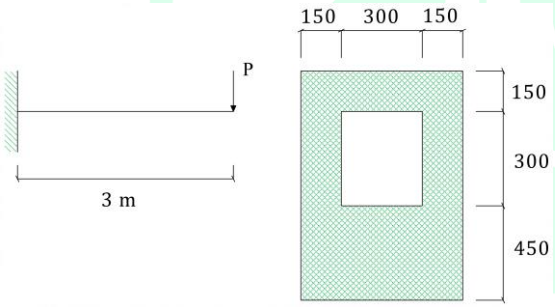
$$\frac{N_{ua}}{\phi * N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi * V_n} \leq 1.2$$

$$\rightarrow 2.23\alpha + 2.15\alpha \leq 1.2$$

$$\rightarrow \alpha \leq 0.274$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

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



۱) 66.7 kN

۲) 89.9 kN

۳) 78.6 kN

۴) 97.3 kN

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۱۹-۲-۲-۲ صفحه ۳۳۸ و ۳۳۹ و بند ۹-۳-۵ صفحه ۵۸ و تعاریف صفحه ۱۸ و۲۸ :

۹-۱۹-۲-۲-۲ ممان اینرسی مؤثر اعضا، I_e، با استفاده از مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آن‌ها به کمک جدول ۹-۱۹-۱ محاسبه می‌شود؛ مگر آن که از یک تحلیل جامعتری استفاده شود.

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

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

۹-۳-۵ مدول گسیختگی بتن، f_r

۹-۳-۵-۱ مدول گسیختگی بتن، از رابطه‌ی (۹-۳-۱) محاسبه می شود.

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (۹-۳-۱)$$

I_g	ممان اینرسی مقطع ناخالص بتن حول محور ثقل بدون در نظر گرفتن آرماتورها.	میلی متر به توان ۴
y_t	فاصله‌ی محور ثقل مقطع ناخالص، بدون منظور کردن میلگردها، از وجه کششی.	میلی متر

مطابق خواسته تست لنگر مورد نیاز با لنگر ترک خوردگی برابر قرار داده می شود:

$$M_u = M_{cr}$$

$$M_u = 3000P \ \ (N.mm)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}$$

$$f_r = 0.62 * 1 * \sqrt{30} = 3.396mpa$$

مقطع وارد شده به تیر از نوع منفی است در نتیجه y_t از دورترین تارهای بالای مقطع سنجیده می شود.

$$y_t = \frac{[900 * 600 * 450] - [300 * 300 * 300]}{[900 * 600] - [300 * 300]} = 480mm$$

در ادامه ممان اینرسی مقطع نسبت به این محور نوشته می شود:

$$I_g = \frac{600 * 420^3}{3} + \frac{600 * 480^3}{3} - [\frac{300 * 300^3}{12} + (300 * 300 * 180^2)]$$
$$= 3.3345 * 10^{10} mm^4$$

$$M_u = M_{cr}$$

$$3000P = \frac{3.396 * 3.3345 * 10^{10}}{480}$$

$$P = 78638N = 78.64kN$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

۳۴- در یک شالودهٔ گسترده با فولادگذاری برشی (با استفاده از خاموت) حداکثر تنش برشی دوطرفهٔ ضریب‌دار در پیرامون مقاطع بحرانی به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از ردهٔ C25 است.

۱) 2.813 MPa

۲) 1.625 MPa

۳) 2.250 MPa

۴) 1.875 MPa

سطح سوال آسان

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۸-۵-۳-۴ صفحه ۱۲۸:

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)**

حداکثر تنش برابر رابطه ۹-۸-۲۳-الف می باشد:

$$v_u \le 0.5 * \phi * \sqrt{f_c}$$

$$v_u \le 0.5 * 0.75 * \sqrt{25} = 1.875 Mpa$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

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

۱) 990 mm

۲) 790 mm

۳) 740 mm

۴) 1050 mm

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۱۵-۳-۲-۱ صفحه ۲۵۶ و بند ۹-۹-۵-۳-۱ و بند ۹-۹-۶-۱ صفحه ۱۴۸ و بند ۹-۱۵-۲-۵-۲ صفحه ۲۵۳ و بند ۹-۸-۴-۴ صفحه ۱۱۹ و ۱۲۰ و بند ۹-۹-۶-۲-۱ صفحه ۱۴۸:

۹-۱۵-۳-۲ شالوده‌های سطحی مرکب یک طرفه و نواری

۹-۱۵-۳-۲-۱ طراحی و جزئیات شالوده‌های سطحی یک طرفه شامل شالوده‌های مرکب یک طرفه و نواری باید مطابق این بخش و فصل‌های ۹-۹ و ۹-۱۱ باشند.

۹-۹-۵-۳ برش

۹-۹-۵-۳-۱ V_n باید مطابق با بند ۹-۸-۴ محاسبه شود.

۹-۹-۵-۳-۲ برای دال‌های مرکب بتنی، مقاومت برشی افقی، V_{nh}، باید مطابق با بند ۹-۱۷-۴ محاسبه شود.

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.

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

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

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

۹-۹-۶-۲ حداقل آرماتور برشی

۹-۹-۶-۲-۱ در کلیه مقاطعی که در آنها $V_u > \phi V_c$ است، لازم است آرماتور برشی حداقل، $A_{v,\min}$، تامین شود. مقدار این آرماتور برشی حداقل باید بر مبنای ضوابط فصل ۹-۱۱ محاسبه شود.

۱۴۸

سبزسازه

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.

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.

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

برای پیدا کردن عمق موثر در حالتی که نیاز به آرماتور برشی نباشد باید بر اساس بند ۹-۹-۶-۲-۱ رابطه زیر برقرار باشد:

$$V_u \leq \phi * V_c$$

$$V_u = 400kN$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_c = min\begin{cases}\left(0.66 * \lambda_s * \lambda * (\rho_w)^{\frac{1}{3}} * \sqrt{f_c} + \dfrac{N_u}{6 * A_g}\right) * b_w * d \\ 0.42 * \lambda * \sqrt{f_c} * b_w * d\end{cases}$$

برای شالوده نواری:

$$\lambda_s = 1$$

در این تست بتن معمولی است:

$$\lambda = 1$$

$$f_c = 25mpa$$

درصد آرماتور حداقل در شالوده در مساحت کلی ارائه شده است. برای تبدیل به درصد میلگرد مورد استفاده در رابطه، به صورت زیر اقدام می شود:

$$A_s = 0.0018A_g = 0.0018 * b * h$$

$$A_s = 0.0018A_g = 0.0018 * 2000 * h = 3.6h$$

درصد آرماتور برابر می شود با:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b * d} = \frac{3.6h}{2000 * 0.85 * h} = 0.00212$$

نیروی محوری وجود ندارد در نتیجه:

$$N_u = 0$$

با جایگذاری خواهیم داشت:

$$V_c = min\begin{cases}\left(0.66 * 1 * 1 * (0.00212)^{\frac{1}{3}} * \sqrt{25} + \frac{0}{6 * A_g}\right) * 2000 * d \\ 0.42 * 1 * \sqrt{25} * 2000 * d\end{cases}$$

$$= min\begin{cases}847.86d \\ 4200 * d\end{cases}$$

$$= 847.86d$$

رابطه مقاومت نوشته می شود:

$$400 * 1000 \leq 0.75 * 847.86d$$

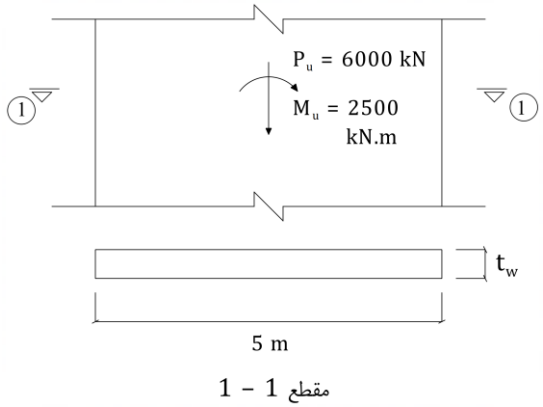
$$\rightarrow d \geq 629mm$$

$$h = \frac{d}{0.85} \geq \frac{629}{0.85} = 740mm$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

توضیح: بهتر بود طراح محترم از کلمه" دال پی" استفاده نکند. به این دلیل که در طراحی باید عضو را یا دال و یا شالوده (پی) در نظر گرفت.

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.



مقطع 1 - 1

۱) $t_w = 320\ mm$

۲) $t_w = 480\ mm$

۳) $t_w = 400\ mm$

۴) $t_w = 360\ mm$

سطح سوال آسان

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ صفحه ۳۸۳ و ۳۸۴:

۹-۲۰-۷-۴-۳ برای طراحی اجزای مرزی ویژه، می‌توان به جای استفاده از ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۴-۲، از ضوابط این بند استفاده نمود.

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 را می‌توان از مقطعی در امتداد ارتفاع دیوار، که تنش فشاری بتن در آن از $0.15f'_c$ کم‌تر باشد، قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع کل محاسبه می‌شود. در دیوارهای با مقطع U و T، باید عرض موثر بال بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۲-۳ لحاظ شود.

به جهت اینکه به المان مرزی در دیوار نیازی نباشد، باید تنش فشاری در دورترین تار، از بیست درصد تنش فشاری بتن تجاوز نکند:

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

$$\sigma = \frac{6000 * 10^3}{5000 * t_w} + \frac{2500 * 10^6}{\frac{t_w * 5000^2}{6}} \leq 0.2 * 25$$

$$\frac{1200}{t_w} + \frac{600}{t_w} = \frac{1800}{t_w} \leq 5$$

$$t_w \geq 360mm$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

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

۱) S=65 mm

۲) S=60 mm

۳) S=55 mm

۴) S=80 mm

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ و بند ۹-۲۱-۶-۳-۱صفحه ۴۴۸:

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 $P_u \le 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \le 70$ 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 $f'_c > 70$ 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.

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

$$\begin{cases} P_u = 2500 \le 0.3 * 25 * 3.14 * \dfrac{700^2}{4} * 10^{-3} = 2885 \\ f_c = 25 \le 70 \end{cases}$$

هر دو شرط فوق برقرار است و باید درصد حجمی آرماتور حداقل از رابطه زیر محاسبه شود:

$$\rho_{s\,min} > max \begin{cases} 0.45\left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \dfrac{f_c}{f_{yt}} \\ 0.12\dfrac{f_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$A_g = 3.14 * \frac{D^2}{4} = 3.14 * \frac{700^2}{4} = 384650mm^2$$

$$A_{ch} = 3.14 * \frac{Dc^2}{4}$$

$$Dc = D - 2 * cover = 700 - 2 * 70 = 560mm$$

$$\rightarrow A_{ch} = 3.14 * \frac{560^2}{4} = 246176mm^2$$

$$\rho_{s\,min} > max \begin{cases} 0.45\left(\dfrac{384650}{246176} - 1\right) * \dfrac{25}{400} = 0.0159 \\ 0.12\dfrac{25}{400} = 0.0075 \end{cases}$$

$$\rho_{s\,min} > 0.0159$$

در ادامه درصد آرماتور حجمی موجود محاسبه شده و با رابطه حداقل مقایسه می شود.

$$\rho_s = \frac{3.14 * {d_s}^2}{Dc * S}$$

$$\rho_s = \frac{3.14 * 14^2}{560 * S} = \frac{1.099}{S}$$

$$\rightarrow \rho_s > \rho_{s\,min}$$

$$\frac{1.099}{S} > 0.0159$$

$$S < 69.12mm$$

از طرفی بر اساس بند ۹-۲۱-۶-۳-۱:

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

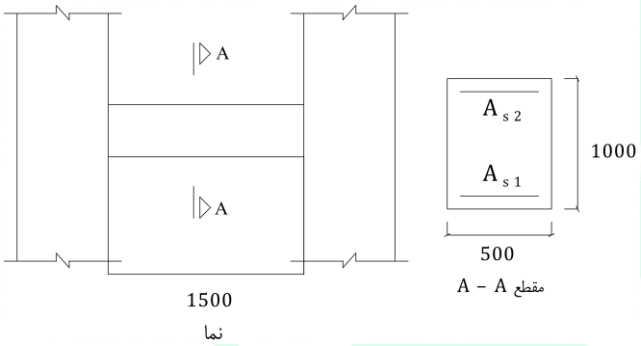
در مجموع:

$$S \leq min\begin{Bmatrix}69.12\\89\end{Bmatrix} = 69.12mm$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

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 اجباری نبوده ولی استفاده از آرماتورهای قطری اجباری است.

۲) استفاده از آرماتورهای عرضی و قطری اجباری است.

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

۴) استفاده از آرماتورهای عرضی و قطری اجباری نیست.

سطح سوال سخت

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۲۰-۷-۵ صفحه ۳۸۹ و بند ۹-۲۰-۷-۵-۴ صفحه ۳۸۹ و ۳۹۰

و بند ۹-۱۱-۵-۲-۱ صفحه ۲۰۰ و بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۱ و بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۲ صفحه ۳۶۳:

گروه‌صنعتی‌سبزسازه

۹-۲۰-۷-۵ تیرهای هم‌بند در دیوارهای هم‌بسته

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، ۹-۲۰-۶-۲-۴، و با منظور نمودن اجزای مرزی دیوارها به عنوان تکیه گاه‌های ستونی، استفاده نمود.

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). آرماتورهای عرضی باید مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ت) بوده، و مقدار A_{sh} نباید از بیش‌ترین دو مقدار زیر، کم‌تر اختیار شود:

$$0.09sb_c\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۱۴)$$

$$0.3sb_c\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (۹-۲۰-۱۵)$$

به منظور محاسبه‌ی A_g، فرض می‌شود پوشش بتن مطابق بند ۹-۴ در هر چهار طرف هر گروه از آرماتورهای قطری موجود است. فاصله‌ی آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳(پ) باشد، و از شش برابر قطر اسمی کوچک‌ترین آرماتور قطری بیش‌تر نباشد؛ و نیز فاصله‌ی سنجاقی‌ها و یا ساق تنگ‌ها از یک دیگر از ۳۵۰ میلی متر بیش‌تر نباشد. آرماتورهای عرضی باید در محل تقاطع آرماتورهای قطری نیز پیش بینی شوند. در محل تقاطع آرماتورهای قطری، آرایش آرماتورهای عرضی را به شرطی که فاصله‌ی آن‌ها از یک دیگر و نیز محدودیت‌های نسبت حجمی تغییر نکنند، می‌توان تغییر داد. در اطراف محیط مقطع تیر باید مقداری فولاد طولی و عرضی اضافی، با سطح مقطعی در هر امتداد برابر با حداقل $0.002b_ws$ و به فاصله‌ی حداکثر ۳۰۰ میلی متر از یک دیگر قرارداد.

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 پ):

۹-۱۱-۵-۲-۱ حداقل آرماتورهای برشی، $A_{v,min}$، باید در تمامی مناطقی که نیروی برشی نهایی مقطع از نصف مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن با احتساب ضریب کاهش مقاومت بیشتر است، $V_u > 0.083\phi\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$، تأمین شود؛ به جز مواردی که در جدول ۹-۱۱-۲ آمده‌اند؛ که در این موارد اگر $V_u > \phi V_c$ باشد، حداقل باید $A_{v,min}$ تامین گردد.

۹-۲۰-۶-۲-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۶-۲-۳-۱ در تیرها در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص شده‌اند، آرماتور عرضی باید از نوع دورگیر بوده و شرایط بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۲ را تامین نمایند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر هر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه؛

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک وجود داشته باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۳-۲ دورگیرها در تیر و فاصله‌ی آن‌ها از یک دیگر، باید دارای شرایط (الف) تا (پ) زیر باشند:

الف- قطر دورگیرها مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲-۲ باشد.

ب- فاصله‌ی دورگیرها از یک دیگر نباید بیش‌تر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۶ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر، و ۵ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال (به جز میلگرد طولی جلدی) و ۱۵۰ میلی متر اختیار شود.

پ- فاصله‌ی اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیش‌تر از ۵۰ میلی متر نباشد.

ابتدا از بند ۹-۲۰-۷-۵ الزامی بودن یا نبودن آرماتورهای قطری بررسی می شود:

نسبت دهانه آزاد تیر به ارتفاع تیر برابر می شود با:

$$\frac{L_n}{h} = \frac{1500}{1000} = 1.5 < 2$$

رابطه زیر کنترل می شود:

$$V_u \geq 0.33 * \lambda * \sqrt{f_c} * A_{cw}$$

$$A_{cw} = b_w * h$$

$$A_{cw} = 500 * 1000 = 5 * 10^5 mm^2$$

کنترل:

$$800 \geq 0.33 * 1 * \sqrt{30} * 5 * 10^5 * 10^{-3} = 903.75 \quad N.ok$$

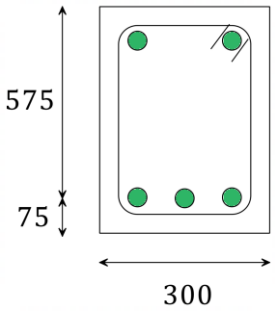
در نتیجه این تست شامل بند ۹-۲۰-۷-۵-۳ می شود. یعنی هم می توان از آرماتور قطری استفاده کرد و هم از آرماتورگذاری طولی و عرضی مشابه بند ۹-۲۰-۶-۲-۳ و بند ۹-۲۰-۶-۲-۴ استفاده نمود. می توان نتیجه گرفت در این حالت استفاده از آرماتورگذاری قطری اجباری نیست.

درباره آرماتورگذاری عرضی مورد استفاده در حالت استفاده از آرماتورهای قطری، با توجه به بند ۹-۲۰-۷-۵-۴ موارد پ و ت نتیجه گیری می شود که استفاده از آرماتورگذاری عرضی با دو آرایش قابل قبول بیان شده در آیین نامه الزامی است.

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

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) $1319\ mm^2$

۱) $1165\ mm^2$

۳) $1265\ mm^2$

۴) $1095\ mm^2$

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۱۱-۵-۳-۳ صفحه ۲۰۲:

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:

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

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

پارامترهای لازم به شرح زیر محاسبه می شود:

$$x = 300 - 2 * 50 - 10 = 190mm$$

$$y = 650 - 2 * 50 - 10 = 540mm$$

$$P_h = 2[x + y] = 2[190 + 540] = 1460mm$$

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

$$A_l \geq min \begin{cases} \dfrac{0.42\sqrt{30} * 195000}{340} - (0.0335 * 1460)\left(\dfrac{340}{340}\right) = 1270.46 \\ \dfrac{0.42\sqrt{30} * 195000}{340} - \left(\dfrac{0.175 * 300}{340} * 1460\right)\left(\dfrac{340}{340}\right) = 1093.93 \end{cases}$$

$$A_l \geq 1093.93$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

۴۰- یک سیستم سقف از تیرهای T شکل که با دال یکپارچه بتن‌ریزی شده‌اند تشکیل شده است. دهانه تیرها 6.0 متر و فاصله مرکز هر تیر تا مرکز 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. درصورتی‌که 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 میلگردها S400 هستند.

۱) $1950\ mm^2$

۲) $2200\ mm^2$

۳) $4300\ mm^2$

۴) $6500\ mm^2$

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۶-۳-۳-۱ صفحه ۸۵ و بندهای مربوط به فرضیات در طرح خمشی بند ۹-۸-۲-۲ صفحه ۱۱۳ و ۱۱۴ و بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ صفحه ۲۰۰:

۹-۶-۳-۳ مشخصات هندسی تیر T

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:	$6h$
		$s_w/2$
		$l_n/12$

۹-۱۱-۵-۱-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کم‌تر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۱-۳ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

$$0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w d \qquad \text{(۹-۱۱-۱-الف)}$$

$$\frac{1.4}{f_y}b_w d \qquad \text{(۹-۱۱-۱-ب)}$$

۹-۸-۲-۲ فرضیات طراحی

۹-۸-۲-۲-۱ در هر مقطع لازم است تعادل بین نیروهای موثر برقرار گردد.

۹-۸-۲-۲-۲ کرنش در تارهای مقطع بتنی و نیز در فولادها به صورت خطی متناسب با فاصله‌ی آن تار یا فولاد از محور خنثی تعیین می‌شود.

۹-۸-۲-۲-۳ کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن برابر با ۰/۰۰۳ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۸-۲-۲-۴ از مقاومت کششی بتن در مقطع صرف نظر می‌گردد.

۹-۸-۲-۲-۵ رابطه‌ی بین تنش و کرنش فشاری بتن را می‌توان به صورت مستطیلی، ذوزنقه‌ای، سهمی و یا هر شکل و منحنی دیگری در نظر گرفت؛ به شرط آن که با نتایج آزمایشات جامع مرتبط تطابق داشته باشد. در این ارتباط می‌توان از توزیع تنش مستطیلی معادل طبق مشخصات بند ۹-۸-۲-۲-۶ استفاده نمود.

۹-۸-۲-۲-۶ تنش فشاری بتن برابر با $0.85 f'_c$ و با توزیع یک‌نواخت در ناحیه‌ی فشاری معادل که به وجوه جانبی مقطع و یک خط موازی با تار خنثی و به فاصله‌ی a از دورترین تار فشاری مقطع محدود می‌گردد، فرض می‌شود. عمق بلوک فشاری بتن، a، از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$a = \beta_1 c \qquad (۹-۸-۲)$$

در این رابطه:

c عمق تار خنثی، یعنی فاصله‌ی موقعیت تار بتنی با حداکثر کرنش فشاری تا تار خنثی در راستای عمود بر تار خنثی است.

ضریب β_1 که ضریب عمق بلوک مستطیل معادل تنش فشاری است، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$\beta_1 = 0.85$ برای $17 \le f'_c \le 28\text{MPa}$: (۹-۸-۳-الف)

$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f'_c - 28) \ge 0.65$ برای $f'_c > 28\text{MPa}$: (۹-۸-۳-ب)

۹-۸-۲-۷ در صورتی که از بتن با مقاومت بیش از ۵۵ مگاپاسکال استفاده شود، تنش فشاری بتن را می‌توان برابر با $\alpha_0 f'_c$ و با توزیع مشابه بند قبلی در نظر گرفت. در این حالت ضریب α_0 به صورت زیر تعیین می‌گردد.

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

در حل این تست ابتدا عرض موثر محاسبه می شود و سپس در ادامه فرض می کنیم که رفتار تیر، مستطیلی است و در پایان حل، این فرض را کنترل خواهیم نمود:

$$b_e = min\begin{cases} \frac{L_n}{4} + b_w \\ 16h_f + b_w \\ S_w + b_w \end{cases}$$

$$b_e = min\begin{cases} \frac{6000}{4} + 300 = 1800mm \\ 16 * 100 + 300 = 1900 \\ 1250 \end{cases}$$

$$b_e = 1250mm$$

فرض می کنیم رفتار تیر مستطیلی باشد و تار خنثی در بال واقع شود:

$$a \le h_f$$

$$M_u \le \phi * M_n$$

$$M_u \le \phi * M_n = 0.9 * \rho * f_y * b_e * d^2 * [1 - \frac{0.5\rho * f_y}{\alpha_1 * f_c}]$$

$$724 \le 0.9 * \rho * 400 * 1250 * 500^2 * \left[1 - \frac{0.5 * \rho * 400}{0.85 * 25}\right] * 10^{-6}$$

$$\rho = 0.00688$$

$$\rightarrow A_s = 0.00688 * 1250 * 500 = 4300mm^2$$

تحت اثر لنگر مثبت، بال مقطع تحت فشار واقع می شود:

$$A_{s\,min} = max \begin{cases} \dfrac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} * b_w * d \\ \dfrac{1.4}{f_y} * b_w * d \end{cases}$$

$$= max \begin{cases} \dfrac{0.25\sqrt{25}}{400} * 300 * 500 = 468.75mm^2 \\ \dfrac{1.4}{400} * 300 * 500 = 525mm^2 \end{cases}$$

$$\rightarrow A_s = 4300 \geq A_{s\,min} = 525 \quad ok$$

کنترل رفتار تیر:

$$a = \frac{A_s * f_y}{\alpha_1 * f_c * b_e} = \frac{4300 * 400}{0.85 * 25 * 1250} = 64.753 \leq 100 \quad ok$$

بنابراین رفتار تیر T شکل مستطیلی بوده و فرض اولیه صحیح است.

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

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 A_v/S به کدام‌یک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی از رده C30 و آرماتورها از رده S400 فرض شود.

۱) $1.00\ mm^2/mm$

۲) $2.07\ mm^2/mm$

۳) $2.82\ mm^2/mm$

۴) $1.83\ mm^2/mm$

سطح سوال سخت

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۲۰-۷-۹-۱-۱ صفحه ۳۹۵ و بند ۹-۲۰-۷-۹-۲ صفحه ۳۹۶ و بند ۹-۲۰-۷-۹-۵ صفحه ۳۹۷:

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

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

در این رابطه V_u نیروی برشی است که از تحلیل سازه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به دست می‌آید. Ω_v ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس جدول ۹-۲۰-۴ تعیین می‌شود.

۹-۲۰-۷-۹-۲ مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n، نباید از مقدار رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۹) بیش‌تر در نظر گرفته شود:

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

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.

۹-۲۰-۷-۹-۵ در دیوارهایی که متشکل از تعدادی قطعه دیواری قائم بوده و نیروی جانبی مشترکی را تحمل می‌کنند، V_n در کل نباید بیش‌تر از $0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$، و در هر یک از قطعات به تنهایی نباید بیش‌تر از $0.83A_{cw}\sqrt{f'_c}$ منظور گردد. A_{cv} سطح مقطع کل بتن محدود به عرض ضخامت جان و مجموع طول مقاطع دیواری، و A_{cw} ، سطح مقطع هر قطعه‌ی دیواری می‌باشد.

برای اینکه حالت تشدید برقرار باشد در رابطه ۹-۲۰-۱۸ باید:

$$V_e = 3V_u$$

از آنجاییکه سازه دارای ۱۰ طبقه می باشد و طول دیوار ۵متر است قطعا رابطه زیر برقرار است:

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2$$

برای این حالت:

$$\alpha_c = 0.17$$

ادامه حل تست:

$$\rightarrow V_e = 3 * 1500 = 4500kN$$

$$A_{cv} = 5000 * 400$$

$$V_e = 4500 \leq \phi * V_n = 0.75 * min \begin{cases} (0.17 * 1 * \sqrt{30} + \rho_t * 400)5000 * 400 * 10^{-3} \\ 0.66 * \sqrt{30} * 5000 * 400 * 10^{-3} = 7230kN \end{cases}$$

$$\rightarrow \rho_t \geq 0.005173$$

$$\rho_t = \frac{A_v}{S * t_w} \geq 0.005173$$

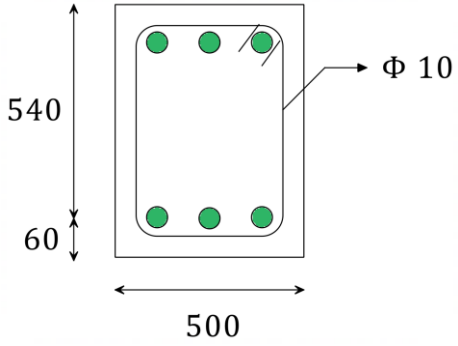
$$\rho_t = \frac{A_v}{S * 400} \geq 0.005173$$

$$\frac{A_v}{S} \geq 2.0692$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

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) $870\ mm^2$ و $0.47\ mm^2/mm$

۲) $780\ mm^2$ و $0.44\ mm^2/mm$

۳) $950\ mm^2$ و $0.52\ mm^2/mm$

۴) $660\ mm^2$ و $0.36\ mm^2/mm$

سطح سوال سخت

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۸-۶-۳-۱ صفحه ۱۳۵ و بند ۹-۱۱-۵-۳-۳ صفحه ۲۰۲ و بند ۹-۱۱-۵-۳-۲ صفحه ۲۰۲ و بند ۹-۱۱-۵-۲-۳ صفحه ۲۰۱:

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.

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

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

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

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:

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

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

در این تست به دلیل ارائه نشدن تنش تسلیم آرماتورهای طولی نمی توان به پاسخ دقیق رسید.

در ادامه تست با فرض برابر بودن تنش تسلیم آرماتور طولی و عرضی حل می شود.

خواسته تست این است که آرماتور محاسباتی طولی محاسبه شود و در ادامه با حداقل مقدار آیین نامه ای نیز کنترل گردد.همچنین آرماتور محاسباتی عرضی محاسبه شود و در ادامه با حداقل مقدار آیین نامه ای نیز کنترل گردد.

ابتدا لنگر نهایی با مقاومت پیچشی ناشی از آرماتور عرضی برابر قرار داده می شود:

$$\tan 45 = \cot 45 = 1$$

$$T_u \le 0.75 * \frac{2 * A_o * A_t * f_{yt}}{s} * 1$$

$$x = 500 - 2 * 40 - 10 = 410mm$$

$$y = 600 - 2 * 40 - 10 = 510mm$$

$$A_o = 0.85 * x * y = 0.85 * 410 * 510 = 177735mm^2$$

$$\rightarrow 50 \le 0.75 * \frac{A_t}{s} * 2 * 177735 * 400 * 10^{-6}$$

$$\frac{A_t}{s} \ge 0.469$$

کنترل با حداقل مقدار:

$$\frac{A_v + 2A_t}{s} = 2 * 0.469 = 0.938 \ge max\begin{cases} 0.062 * \sqrt{30} * \frac{500}{400} = 0.424 \\ 0.35 * \frac{500}{400} = 0.4375 \end{cases}$$

$$0.938 \ge 0.4375 \quad ok$$

در ادامه آرماتور محاسباتی طولی محاسبه شده و با مقدار حداقل مقایسه می شود:

محاسبات مربوط به آرماتور طولی مورد نیاز:

$$T_u \leq 0.75 * \frac{2 * A_o * A_l * f_y}{P_h} * 1$$

$$P_h = 2[x + y] = 2[410 + 510] = 1840mm$$

$$50 \leq 0.75 * \frac{2 * 177735 * A_l * 400}{1840} * 1 * 10^{-6}$$

$$A_l \geq 862.7mm^2$$

محاسبات مربوط به آرماتور طولی حداقل:

$$P_h = 2[x + y] = 2[410 + 510] = 1840mm$$

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

$$A_l \geq min \begin{cases} \frac{0.42\sqrt{30} * 300000}{400} - (0.469 * 1840)\left(\frac{400}{400}\right) = 862.37 \\ \frac{0.42\sqrt{30} * 300000}{400} - \left(\frac{0.175 * 500}{400} * 1840\right)\left(\frac{400}{400}\right) = 1322.83 \end{cases}$$

$$A_l \geq 862.37$$

کنترل:

$$862.7 \geq 862.37 \quad ok$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

تذکر: این تست به دلیل ارائه نکردن تنش تسلیم آرماتورهای طولی قابلیت اعتراض دارد.

۴۳- در یک ساختمان فولادی مقطع یکی از ستون‌ها از نوع IPE 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؟

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

۱) 2580 kN

۲) 3880 kN

۳) 1480 kN

۴) 980 kN

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ صفحه ۴۴ و ۴۵:

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:

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

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

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.

توضیح:

جهت محاسبه حداکثر نیروی محوری قابل تحمل در ستون عملا باید کمینه مقاومت فشاری ناشی از بررسی حالات حدی کمانش خمشی و کمانش پیچشی جانبی را برداشت کرد. در این تست برای محاسبه موارد مذکور لازم است طول ستون و شرایط تکیه گاهی آن حول محورهای اصلی (ضرایب طول موثر) ارائه شود که طراح محترم اطلاعاتی در این خصوص ارائه نکرده است.

از طرفی در صورتی که در بحث پایداری، روش مستقیم مورد استفاده قرار گیرد، بر اساس رابطه ۳-۱-۲-۱۰ می توان پارامتر P_r را (که به معنی مقاومت محوری مورد نیاز می باشد) محاسبه نمود. احتمالا هدف طراح تست همین پارامتر بوده است. در نتیجه علی رغم محاسبه این موضوع، این تست می تواند از این جهت مورد اعتراض واقع شود.

در ادامه به حل تست پرداخته می شود:

با توجه به اینکه روش طراحی $LRFD$ می باشد در نتیجه:

$$\alpha = 1$$

همچنین خواسته تست این است که رابطه زیر برقرار باشد:

$$\tau = 4 * \alpha \frac{P_r}{P_y}(1 - \alpha \frac{P_r}{P_y}) \ge 0.8$$

با استخراج مشخصات مقطع $IPB300$ از جدول اشتایل داریم:

IPB	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن	
	d	b_f	t_w	t_f	k	h	A	G
							$x10^2$	
	mm	mm					mm^2	kg/m
100	100	100	6	10	22	56	26.0	20.4
120	120	120	6.5	11	23	74	34.0	26.7
140	140	140	7	12	24	92	43.0	33.7
160	160	160	8	13	28	104	54.3	42.6
180	180	180	8.5	14	29	122	65.3	51.2
200	200	200	9	15	33	134	78.1	61.3
220	220	220	9.5	16	34	152	91.0	71.5
240	240	240	10	17	38	164	106	83.2
260	260	260	10	17.5	41.5	177	118	93.0
280	280	280	10.5	18	42	196	131	103
300	300	300	11	19	46	208	149	117

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

$$\rightarrow P_y = A_g * f_y = 149 * 100 * 360 * 10^{-3} = 5364\ kN$$

در نتیجه

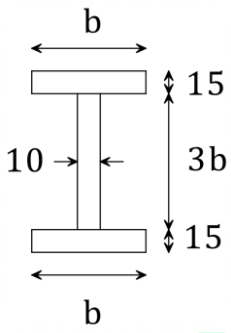
$$\tau = 4 * \alpha \frac{P_r}{P_y}(1 - \alpha \frac{P_r}{P_y}) \geq 0.8 \rightarrow 4 * 1 \frac{P_r}{5364}(1 - 1 \frac{P_r}{5364}) \geq 0.8$$

$$\rightarrow P_r \leq 3888.9\ kN$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

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

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



۱) 545 mm

۲) 525 mm

۳) 620 mm

۴) 580 mm

سطح سوال سخت

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۲-۲-۲ صفحه ۵۱ و جدول ۱۰-۲-۲-۳ ردیف ۱۱ صفحه ۵۵ و جدول ۱۰-۲-۲-۴ ردیف ۱۵ صفحه ۵۶:

۱۰-۲-۲-۳-۲ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای لنگر خمشی

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

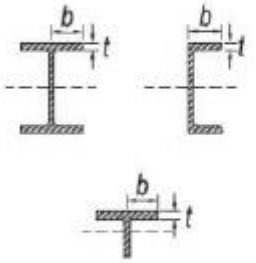
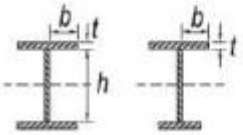
- مقاطع فشرده
- مقاطع غیرفشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

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.

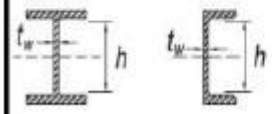
ب) مقاطع غیرفشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء فشاری از مقطع عضو از λ_p مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ بیشتر بوده، اما از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ کمتر باشد.

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.

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 یا یک یا دو محور تقارن	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	[۲] و [۳] $0.95\sqrt{\frac{K_c E}{F_L}}$	

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 ناغر) λ_r	
۱۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

به جهت اینکه مقطع غیر لاغر باشد، هم باید بال مقطع غیر لاغر باشد و هم جان مقطع. برای تحقق این موضوع نیز باید نسبت پهنا به ضخامت بال و جان کمتر از λ_r باشد.

ابتدا جان مقطع کنترل می شود:

$$\lambda_w = \frac{3b}{10} \leq 5.7\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5.7 * \sqrt{\frac{2 * 10^5}{240}}$$

$$\rightarrow b \leq 548.49mm$$

برای کنترل لاغری جان، نیاز به پارامتر K_c می باشد. از آنجاییکه این پارامتر داده نشده است باید یک فرض در ابتدا انجام شود. در این تست فرض میکنیم K_c برابر ۰.۳۵ باشد، در پایان این موضوع را چک می کنیم.

همچنین به دلیل تقارن اساس مقطع بالا و پایین محور خنثی برابر است در نتیجه:

$$F_L = 0.7 * 240 = 168Mpa$$

$$\lambda_f = \frac{b}{2 * t_f} = \frac{b}{2 * 15} \leq 0.95 * \sqrt{\frac{0.35 * 2 * 10^5}{168}} = 19.392$$

$$\rightarrow b \leq 581.75\ mm$$

کنترل فرض $K_c = 0.35$

$$h = 3b = 3 * 581.75 = 1745.25\ mm$$

$$0.35 \leq K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{1745.25}{10}}} = 0.3 \leq 0.7$$

$$\rightarrow K_c = 0.35 \qquad ok$$

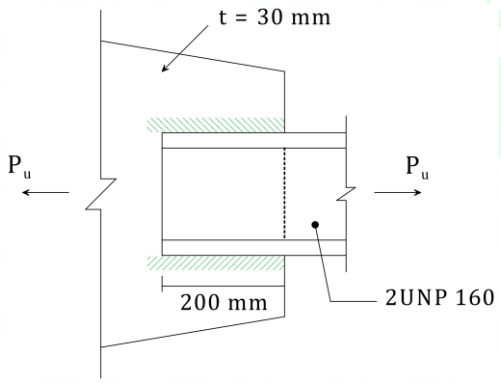
بنابراین فرض اولیه صحیح می باشد.

در نهایت:

$$b \leq min\begin{cases}548.49\\581.75\end{cases} = 548.49mm$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

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



۱) 0.86

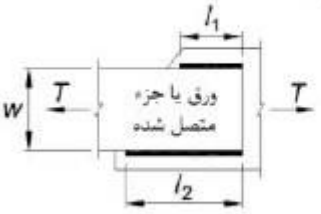
۲) 0.82

۳) 0.75

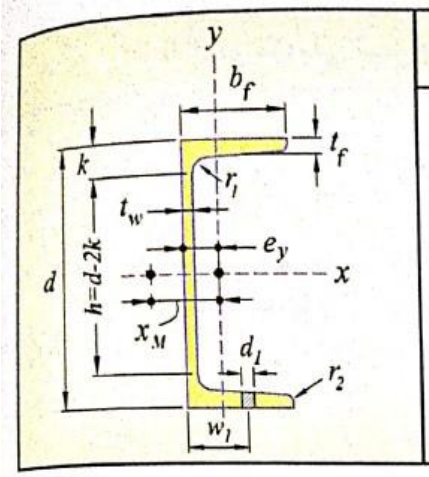
۴) 0.91

سطح سوال آسان

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ ردیف ۴ جدول ۱۰-۲-۳-۱ صفحه ۶۱:

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

برای استخراج مشخصات هندسی مقطع باید به جدول اشتایل مراجعه شود:



جدول ۱۱: مشخصات هندسی نیمرخ UNP

A = سطح مقطع
G = وزن در واحد طول بر حسب کیلوگرم بر متر
I_x و I_y = ممان اینرسی مقطع
S_x و S_y = اساس مقطع الاستیک
Z_x و Z_y = اساس مقطع پلاستیک
r_x و r_y = شعاع ژیراسیون
a = فاصلهٔ بین دو نیمرخ $(I'_x=I'_y=2I_x)$، (پشت تا پشت)

UNP	ثابت پیچشی و تابیدگی		پارامترهای کمانش جانبی پیچشی							اطلاعات تکمیلی						سوراخ‌های لبه	
	J	C_w		ST37 F_y=240 MPa		ST44 F_y=300 MPa		ST52 F_y=360 MPa		Q_x	g_e	g_p	e_y	x_M	r_2	d_1	w_1
	$x10^4$	$x10^6$	r_{ts}	L_p	L_r	L_p	L_r	L_p	L_r	$x10^3$							
	mm^4	mm^6	mm	mm		mm		mm		mm^3	mm					mm	
30x15	0.14	0.47	5.00	213	3 170	191	2 536	174	2 114	1.12	22.6	20.3	5.20	7.40	2	4.3	10
30	0.82	6.08	11.56	503	11 393	450	9 115	411	7 596	2.88	22.2	21.2	13.1	22.2	3.5	8.4	20
40x20	0.34	2.55	6.71	285	3 816	254	3 054	232	2 546	2.49	30.4	27.2	6.70	10.1	2.5	6.4	11
40	0.91	15.3	11.97	528	8 121	473	6 498	431	5 416	4.58	30.8	29.5	13.3	23.2	3.5	8.4	20
50x25	0.52	9.26	8.45	361	3 931	323	3 147	295	2 625	4.33	38.8	35.2	8.10	13.4	3	8.4	16
50	1.02	34.4	12.92	574	6 686	514	5 352	469	4 463	6.69	39.5	37.6	13.7	24.7	3.5	11	20
60	0.78	25.5	10.11	427	4 157	382	3 330	348	2 779	6.75	46.8	41.8	9.10	15.0	3	8.4	18
65	1.46	92.9	14.30	635	5 964	568	4 778	519	3 987	11.0	52.1	48.9	14.2	26.0	4	11	25
80	2.24	168	14.68	676	5 791	604	4 640	552	3 874	15.9	66.5	53.8	14.5	26.7	4	13	25
100	2.91	413	16.34	747	5 237	668	4 205	610	3 519	24.4	84.2	67.0	15.5	29.3	4.5	13	30
120	4.28	899	18.02	808	5 251	723	4 223	660	3 541	36.3	100	78.0	16.0	30.3	4.5	17/13	30
140	5.87	1 800	19.72	889	5 229	795	4 214	726	3 543	51.3	118	92.1	17.5	33.7	5	17	35
160	7.62	3 260	21.32	960	5 204	859	4 206	784	3 547	68.7	133	104	18.4	35.6	5.5	21/17	35

در اتصال شکل سوال، نیرو فقط از طریق جوش های طولی موازی با جهت نیرو منتقل می شود:

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

$$L = 200\ mm$$

$$W = 160\ mm$$

$$U = \frac{3 * 200^2}{3 * 200^2 + 160^2} * \left(1 - \frac{18.4}{200}\right) = 0.7484$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

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) $0.74\ F_y$

۲) $0.83\ F_y$

۳) $0.67\ F_y$

۴) $0.62\ F_y$

سطح سوال سخت (به دلیل طولانی بودن محاسبات)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۴-۳ صفحه ۶۹ و بند ۱۰-۲-۴-۴ صفحه ۷۰ الی ۷۲:

گروه‌صنعتی‌سبزسازه

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:

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

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

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 مار بر مرکز برش:

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

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:

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \qquad (۸-۴-۲-۱۰)$$

A_g= سطح مقطع کلی عضو

H = ضریبی است که از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \qquad (۹-۴-۲-۱۰)$$

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

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} \qquad (۱۰-۴-۲-۱۰)$$

inbr.ir

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

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

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.

مقطع ناودانی دارای یک محور تقارن بوده و در نتیجه باید محاسبات مرتبط با حالت حدی کمانش خمشی – پیچشی را بر اساس رابطه ۶-۴-۲-۱۰ انجام داد و اقدام به محاسبه تنش کمانشی نمود.

از جدول اشتایل:

جدول ۱۱: مشخصات هندسی نیمرخ UNP

A = سطح مقطع
G = وزن در واحد طول بر حسب کیلوگرم بر متر
I_x و I_y = ممان اینرسی مقطع
S_x و S_y = اساس مقطع الاستیک
Z_x و Z_y = اساس مقطع پلاستیک
r_x و r_y = شعاع ژیراسیون
a = فاصلهٔ بین دو نیمرخ $(I'_x=I'_y=2I_x)$، (پشت تا پشت)

UNP	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								
									محور x-x				محور y-y				
	d	b_f	t_w	t_f	k	h	A	G	I_x	S_x	Z_x	r_x	I_y	S_y	Z_y	r_y	a
							$\times 10^2$		$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		
	mm	mm					mm^2	kg/m	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm
320	320	100	14	17.5	37	247	75.8	59.5	10 870	679	730	121	597	80.6	152	28.1	182

UNP	ثابت پیچشی و تابیدگی		پارامترهای کمانش جانبی پیچشی							اطلاعات تکمیلی						سوراخ‌های لبه	
	J	C_w		ST37 F_y=240 MPa		ST44 F_y=300 MPa		ST52 F_y=360 MPa		Q_x	g_e	g_p	c_y	x_M	r_2	d_1	w_1
	$\times 10^4$	$\times 10^6$	r_{ts}	L_p	L_r	L_p	L_r	L_p	L_r	$\times 10^3$							
	mm^4	mm^6	mm	mm		mm		mm		mm^3	mm					mm	
320	68.5	95 690	33.36	1 428	7 152	1 277	5 816	1 166	4 937	412	263	193	26.0	48.2	8.75	28	58

پارامترهای مورد نیاز در محاسبات به شرح زیر از جدول اشتایل برداشت می شود:

$$UNP320\begin{cases} A_g = 7580mm^2 \\ r_y(\text{محور تقارن}) = 121mm \\ I_x(\text{عمود بر محور تقارن}) = 598 * 10^4 * mm^2 \\ I_y(\text{حول حور تقارن}) = 10870 * 10^4 * mm^2 \\ j = 68.5 * 10^4 * mm^2 \\ C_w = 95690 * 10^6 * mm^6 \\ y_0 = x_m = 48.2mm \\ x_0 = 0 \end{cases}$$

مطابق داده های سوال:

$$k_x = k_y = k_z = 1$$

محاسبه مدول برشی:

$$G = \frac{E}{2(1+v)} = \frac{2 * 10^5}{2(1+0.3)} = 76923\ MPa$$

$$F_{ey} = \frac{3.14^2 * 2 * 10^5}{\left(\frac{1 * 3000}{121}\right)^2} = 3207.8\ MPa$$

$$\bar{r_0}^2 = 0^2 + 48.2^2 + \frac{598 * 10^4 + 10870 * 10^4}{7580} = 17452.6\ mm^2$$

$$F_{ez} = \left[\left(\frac{3.14^2 * 2 * 10^5 * 95690 * 10^6}{(1 * 3000)^2} + (76923 * 68.5 * 10^4)\right)\right] * \left(\frac{1}{7580 * 17452.6}\right)$$

$$F_{ez} = 556.8\ MPa$$

$$H = 1 - \frac{0 + 48.2^2}{17452.6} = 0.867$$

$$F_e = (\frac{3207.8 + 556.8}{2 * 0.867})(1 - \sqrt{1 - \frac{(4 * 3207.8 * 556.8 * 0.867)}{(3207.8 + 556.8)^2}})$$

$$F_e = 542.77\ MPa$$

$$\rightarrow \frac{F_y}{F_e} = \frac{240}{542.77} = 0.443 \leq 2.25$$

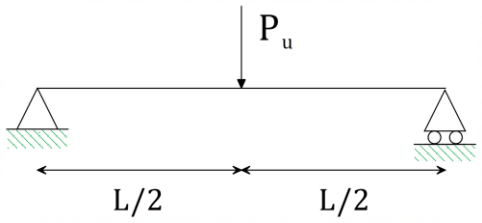
$$F_{cr} = (0.658)^{\frac{F_y}{F_e}} \times F_y$$

$$F_{cr} = (0.658)^{0.443} * 240 = 0.83F_y$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

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) 5.6 m

۲) 1.7 m

۳) 3.4 m

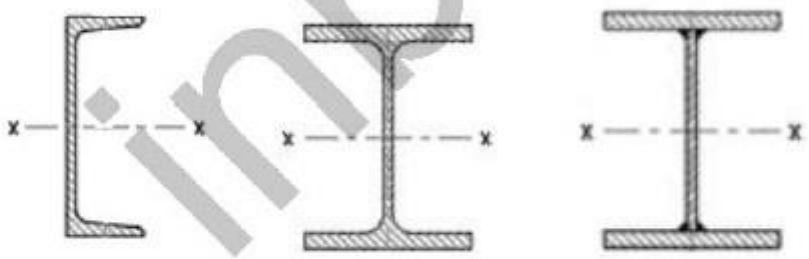
۴) 4.2 m

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۵-۲ صفحه ۸۷ الی ۸۹ :

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

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

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 $L_p < L_b \le L_r$:

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

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

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

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 $L_p < L_b \le L_r$:

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

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.

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

سبزسازه

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:

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

c = ضریبی است طبق روابط زیر:

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

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:

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

inbr.ir
سبزسازه

IPE	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								
									محور x-x				محور y-y				
	d	b_f	t_w	t_f	k	h	A	G	I_x	S_x	Z_x	r_x	I_y	S_y	Z_y	r_y	a
							$x10^2$		$x10^4$	$x10^3$	$x10^3$		$x10^4$	$x10^3$	$x10^3$		
	mm	mm					mm^2	kg/m	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm
80	80	46	3.8	5.2	10.2	59	7.64	6.00	80.1	20.0	23.2	32.4	8.49	3.69	5.82	10.5	63
100	100	55	4.1	5.7	12.7	74	10.3	8.10	171	34.2	39.4	40.7	15.9	5.79	9.15	12.4	79
120	120	64	4.4	6.3	13.3	93	13.2	10.4	318	53.0	60.7	49.0	27.7	8.65	13.6	14.5	96
140	140	73	4.7	6.9	13.9	112	16.4	12.9	541	77.3	88.3	57.4	44.9	12.3	19.2	16.5	112
160	160	82	5.0	7.4	16.4	127	20.1	15.8	869	109	124	65.8	68.3	16.7	26.1	18.4	129
180	180	91	5.3	8.0	17.0	146	23.9	18.8	1 320	146	166	74.2	101	22.2	34.6	20.5	145
200	200	100	5.6	8.5	20.5	159	28.5	22.4	1 940	194	221	82.6	142	28.5	44.6	22.4	162
220	220	110	5.9	9.2	21.2	177	33.4	26.2	2 770	252	285	91.1	205	37.3	58.1	24.8	179
240	240	120	6.2	9.8	24.8	190	39.1	30.7	3 890	324	367	99.7	284	47.3	73.9	26.9	196
270	270	135	6.6	10.2	25.2	219	45.9	36.1	5 790	429	484	112	420	62.2	96.9	30.2	220
300	300	150	7.1	10.7	25.7	248	53.8	42.2	8 360	557	628	125	604	80.5	125	33.5	245

IPE	ثابت پیچشی و تابیدگی		پارامترهای کمانش جانبی پیچشی							اطلاعات تکمیلی				سوراخ‌های لبه طبق DIN 997	
				ST37		ST44		ST52							
				F_y =240 MPa		F_y =300 MPa		F_y =360 MPa							
	J	C_w								Q_x	g_e	g_p	r	d_1	w_1
	$x10^4$	$x10^6$	r_{ts}	L_p	L_r	L_p	L_r	L_p	L_r	$x10^3$					
	mm^4	mm^6	mm	mm		mm		mm		mm^3	mm			mm	
80	0.70	118	12.58	533	2 897	477	2 348	436	1 985	11.6	69.0	60.7	5	6.4	26
100	1.21	351	14.78	630	3 087	563	2 514	514	2 137	19.7	86.0	76.5	7	8.4	30
120	1.74	890	17.21	737	3 223	659	2 648	602	2 269	30.4	105	92.0	7	8.4	36
140	2.45	1 980	19.64	838	3 416	750	2 826	684	2 438	44.2	123	108	7	11	40
160	3.62	3 960	21.84	935	3 677	836	3 054	763	2 642	61.9	140	123	9	13	44
180	4.80	7 430	24.36	1 042	3 923	932	3 276	850	2 847	82.2	158	139	9	13	50
200	7.02	12 990	26.46	1 138	4 246	1 018	3 547	929	3 084	110	176	155	12	13	56
220	9.10	22 670	29.25	1 260	4 549	1 127	3 816	1 029	3 329	143	194	171	12	17	60
240	12.9	37 390	31.71	1 367	4 947	1 222	4 148	1 116	3 618	183	212	188	15	17	68
270	16.0	70 580	35.62	1 534	5 262	1 372	4 448	1 253	3 903	242	239	211	15	21/17	72
300	20.2	125 900	39.57	1 702	5 641	1 522	4 795	1 390	4 225	314	266	233	15	23	80

در این تست مهارهای جانبی در تکیه گاه ها واقع شده اند در نتیجه طول مهارنشده تیر برابر است با :

$$L_b = L$$

بر اساس جداول آماده برای ضریب کمانش پیچشی جانبی، برای این حالت از بارگذاری داریم:

$$C_b = 1.32$$

خواسته تست این است که مقاومت خمشی حاصل از حالت حدی کمانش پیچشی –جانبی از مقاومت خمشی بر اساس حالت حدی تسلیم تجاوز نکند. از آنجاییکه حداکثر مقاومت خمشی برابر مقدار متناظر با حالت حدی تسلیم است، در نتیجه باید مقاومت خمشی در حالت کمانش پیچشی در بیشترین حالت برابر با مقاومت خمشی حالت حدی تسلیم باشد.

همچنین از آنجاییکه طول تیر مد نظر است از حالت ب–۲ استفاده خواهد شد.

پارامترهای مورد نیاز از جدول اشتایل عبارتند از:

$$IPE300\ .F_y = 240\ MPa. \begin{cases} Z_x = 626000mm^3 \\ S_x = 557000mm^3 \\ L_P = 1.7m \\ L_r = 5.65m \end{cases}$$

$$M_P = Z_x * f_y = 626000 * 240 * 10^{-6} = 150.72\ kN.m$$

$$S_x * f_y = 557000 * 240 * 10^{-6} = 133.68\ kN.m$$

در نتیجه مقاومت خمشی در حالت کمانش پیچشی جانبی با مقاومت خمشی در حالت حدی تسلیم برابر قرار داده می شود:

$$C_b * \left[M_P - (M_P - 0.7S_x * f_y)(\frac{L_b - L_P}{L_r - L_P})\right] = M_P$$

فرض می کنیم:

$$\frac{L_b - L_P}{L_r - L_P} = x$$

$$1.32[150.72 - (150.72 - 0.7 * 133.68)(x)] = 150.72$$

$$x = 0.64$$

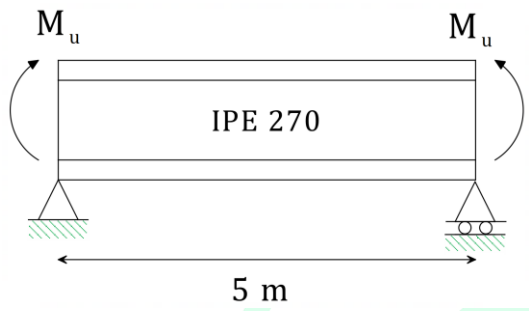
$$\rightarrow \frac{L - 1.7}{5.65 - 1.7} = 0.64$$

$$L = 4.228m$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

۴۸- در طراحی به روش LRFD و کنترل مقاومت خمشی، حداکثر لنگر خمشی نهایی (M_u) قابل تحمل توسط تیر نشان داده شده 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.

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



۱) 75.2 kN.m

۲) 67.7 kN.m

۳) 104.6 kN.m

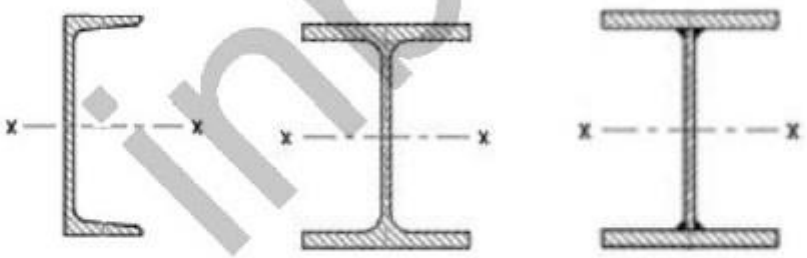
۴) 116.2 kN.m

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۵-۲ صفحه ۸۷ الی ۸۹ :

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

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

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 $L_b > L_r$:

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

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 $L_p < L_b \le L_r$:

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

سبزسازه

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

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

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

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

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

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:

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

c = ضریبی است طبق روابط زیر:

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

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:

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

IPE	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								
									محور x-x				محور y-y				
	d	b_f	t_w	t_f	k	h	A	G	I_x	S_x	Z_x	r_x	I_y	S_y	Z_y	r_y	a
							$\times 10^2$		$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		
	mm	mm					mm^2	kg/m	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm
80	80	46	3.8	5.2	10.2	59	7.64	6.00	80.1	20.0	23.2	32.4	8.49	3.69	5.82	10.5	63
100	100	55	4.1	5.7	12.7	74	10.3	8.10	171	34.2	39.4	40.7	15.9	5.79	9.15	12.4	79
120	120	64	4.4	6.3	13.3	93	13.2	10.4	318	53.0	60.7	49.0	27.7	8.65	13.6	14.5	96
140	140	73	4.7	6.9	13.9	112	16.4	12.9	541	77.3	88.3	57.4	44.9	12.3	19.2	16.5	112
160	160	82	5.0	7.4	16.4	127	20.1	15.8	869	109	124	65.8	68.3	16.7	26.1	18.4	129
180	180	91	5.3	8.0	17.0	146	23.9	18.8	1 320	146	166	74.2	101	22.2	34.6	20.5	145
200	200	100	5.6	8.5	20.5	159	28.5	22.4	1 940	194	221	82.6	142	28.5	44.6	22.4	162
220	220	110	5.9	9.2	21.2	177	33.4	26.2	2 770	252	285	91.1	205	37.3	58.1	24.8	179
240	240	120	6.2	9.8	24.8	190	39.1	30.7	3 890	324	367	99.7	284	47.3	73.9	26.9	196
270	270	135	6.6	10.2	25.2	219	45.9	36.1	5 790	429	484	112	420	62.2	96.9	30.2	220
300	300	150	7.1	10.7	25.7	248	53.8	42.2	8 360	557	628	125	604	80.5	125	33.5	245

IPE	ثابت پیچشی و تابیدگی		پارامترهای کمانش جانبی پیچشی							اطلاعات تکمیلی				سوراخ‌های لبه طبق DIN 997	
				ST37		ST44		ST52							
				F_y =240 MPa		F_y =300 MPa		F_y =360 MPa							
	J	C_w								Q_x	g_e	g_p	r	d_1	w_1
	$\times 10^4$	$\times 10^6$	r_{ts}	L_p	L_r	L_p	L_r	L_p	L_r	$\times 10^3$					
	mm^4	mm^6	mm	mm		mm		mm		mm^3	mm			mm	
80	0.70	118	12.58	533	2 897	477	2 348	436	1 985	11.6	69.0	60.7	5	6.4	26
100	1.21	351	14.78	630	3 087	563	2 514	514	2 137	19.7	86.0	76.5	7	8.4	30
120	1.74	890	17.21	737	3 223	659	2 648	602	2 269	30.4	105	92.0	7	8.4	36
140	2.45	1 980	19.64	838	3 416	750	2 826	684	2 438	44.2	123	108	7	11	40
160	3.62	3 960	21.84	935	3 677	836	3 054	763	2 642	61.9	140	123	9	13	44
180	4.80	7 430	24.36	1 042	3 923	932	3 276	850	2 847	82.2	158	139	9	13	50
200	7.02	12 990	26.46	1 138	4 246	1 018	3 547	929	3 084	110	176	155	12	13	56
220	9.10	22 670	29.25	1 260	4 549	1 127	3 816	1 029	3 329	143	194	171	12	17	60
240	12.9	37 390	31.71	1 367	4 947	1 222	4 148	1 116	3 618	183	212	188	15	17	68
270	16.0	70 580	35.62	1 534	5 262	1 372	4 448	1 253	3 903	242	239	211	15	21/17	72
300	20.2	125 900	39.57	1 702	5 641	1 522	4 795	1 390	4 225	314	266	233	15	23	80

در این تست حداکثر مقاومت خمشی نهایی خواسته شده است که همان مقاومت طراحی به روش $LRFD$ است. در نتیجه به دلیل متقارن بودن مقطع کمترین مقاومت خمشی از بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی جانبی برداشت می شود.

لنگر در طول تیر ثابت است در نتیجه:

$$C_b = 1$$

پارامترهای لازم از جدول اشتایل برداشت می شود:

$$IPE270\ .F_y = 240\ MPa. \begin{cases} Z_x = 484000\ mm^3 \\ S_x = 429000\ mm^3 \\ L_P = 1.54\ m \\ L_r = 5.27m \end{cases}$$

از حالت حدی تسلیم:

$$M_{n1} = M_P = Z_x * F_y = 484000 * 240 * 10^{-6} = 1116.16\ kN.m$$

$$S_x * F_y = 429000 * 240 * 10^{-6} = 102.96\ kN.m$$

اکنون مقاومت خمشی در حالت کمانش پیچشی جانبی با مقاومت خمشی در حالت حدی تسلیم برابر قرار داده می شود:

$$L_P = 1.54 < L_b = 5\ m \leq L_r = 5.27$$

$$\rightarrow M_{n2} = C_b * \left[M_P - (M_P - 0.7S_x * f_y)(\frac{L_b - L_P}{L_r - L_P})\right]$$

$$L_b = 5m$$

$$1 * \left[116.16 - (116.16 - 0.7 * 102.96)(\frac{5 - 1.54}{5.27 - 1.54})\right]$$

$$= 75.15kN.m$$

در نتیجه:

$$min\begin{cases} M_{n1} \\ M_{n2} \end{cases} = 75.15\ kN.m$$

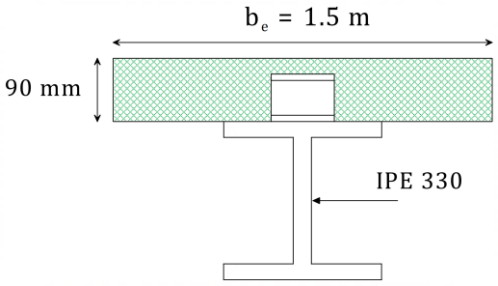
مقاومت خمشی طراحی برابر می شود با:

$$\phi * M_n = 0.9 * 75.15 = 67.7\ kN.m$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

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 به‌عنوان برشگیر استفاده شده است. در خصوص این تیر مختلط کدام‌یک از عبارت‌های زیر صحیح است؟ فرض کنید فاصلهٔ ناودانی‌ها از یکدیگر در محدوده 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) بستگی به q_u دارد و ممکن است دارای عملکرد مختلط کامل یا ناقص باشد.

۲) تیر دارای عملکرد مختلط ناقص است.

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

۴) تیر دارای عملکرد مختلط کامل است.

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ ت۱ صفحه ۱۶۲ و بند ۱۰-۲-۸-۸ پ صفحه ۱۷۸:

۱۰-۲-۸-۳-۳ مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن

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

inbr.ir
سبزسازه

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:

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

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

IPE	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								
									محور x-x				محور y-y				
	d	b_f	t_w	t_f	k	h	A	G	I_x	S_x	Z_x	r_x	I_y	S_y	Z_y	r_y	a
							$\times 10^2$		$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		
	mm	mm					mm^2	kg/m	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm
80	80	46	3.8	5.2	10.2	59	7.64	6.00	80.1	20.0	23.2	32.4	8.49	3.69	5.82	10.5	63
100	100	55	4.1	5.7	12.7	74	10.3	8.10	171	34.2	39.4	40.7	15.9	5.79	9.15	12.4	79
120	120	64	4.4	6.3	13.3	93	13.2	10.4	318	53.0	60.7	49.0	27.7	8.65	13.6	14.5	96
140	140	73	4.7	6.9	13.9	112	16.4	12.9	541	77.3	88.3	57.4	44.9	12.3	19.2	16.5	112
160	160	82	5.0	7.4	16.4	127	20.1	15.8	869	109	124	65.8	68.3	16.7	26.1	18.4	129
180	180	91	5.3	8.0	17.0	146	23.9	18.8	1 320	146	166	74.2	101	22.2	34.6	20.5	145
200	200	100	5.6	8.5	20.5	159	28.5	22.4	1 940	194	221	82.6	142	28.5	44.6	22.4	162
220	220	110	5.9	9.2	21.2	177	33.4	26.2	2 770	252	285	91.1	205	37.3	58.1	24.8	179
240	240	120	6.2	9.8	24.8	190	39.1	30.7	3 890	324	367	99.7	284	47.3	73.9	26.9	196
270	270	135	6.6	10.2	25.2	219	45.9	36.1	5 790	429	484	112	420	62.2	96.9	30.2	220
300	300	150	7.1	10.7	25.7	248	53.8	42.2	8 360	557	628	125	604	80.5	125	33.5	245
330	330	160	7.5	11.5	29.5	271	62.6	49.1	11 770	713	804	137	788	98.5	154	35.5	270

UNP	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								
									محور x-x				محور y-y				
	d	b_f	t_w	t_f	k	h	A	G	I_x	S_x	Z_x	r_x	I_y	S_y	Z_y	r_y	a
							$x10^2$		$x10^4$	$x10^3$	$x10^3$		$x10^4$	$x10^3$	$x10^3$		
	mm	mm					mm^2	kg/m	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm
30 x 15	30	15	4	4.5	9	12	2.21	1.74	2.53	1.69	2.24	10.7	0.38	0.39	0.78	4.20	9
30	30	33	5	7	14.5	1	5.44	4.27	6.39	4.26	5.76	10.8	5.33	2.68	4.95	9.90	-
40 x 20	40	20	5	5.5	11	18	3.66	2.87	7.58	3.79	4.98	14.4	1.14	0.86	1.73	5.60	13
40	40	35	5	7	14.5	11	6.21	4.87	14.1	7.05	9.15	15.0	6.68	3.08	9.06	10.4	-
50 x 25	50	25	5	6	12.5	25	4.92	3.86	16.8	6.73	8.65	18.5	2.49	1.48	3.03	7.10	18
50	50	38	5	7	15	20	7.12	5.59	26.4	10.6	13.4	19.2	9.12	3.75	7.56	11.3	4
60	60	30	6	6	12.5	35	6.46	5.07	31.6	10.5	13.5	22.1	4.51	2.16	4.51	8.40	23

بر اساس بندهای بیان شده:

حالت اول:

$$if \ \ \Sigma \varrho_n \geq V_h$$

در این صورت رفتار، مختلط کامل است.

حالت دوم:

$$if \quad 0.25V_h \leq \Sigma \varrho_n < V_h$$

در این صورت رفتار، مختلط ناقص است.

حالت سوم:

$$if \quad \Sigma \varrho_n < 0.25V_h$$

در این صورت، بدون عملکرد مختلط می باشد.

$$V_h = min \begin{cases} 0.85 * f_c * A_c \\ A_s * F_y \end{cases}$$

این پارامترها به مشخصات ذاتی مقطع وابسته اند و به طول و شدت بار بستگی ندارد.

در ادامه پارامترهای لازم محاسبه می شود:

$$IPE330 \rightarrow A_s = 6260 \, mm^2$$

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

$$V_h = 1502.4 kN$$

در ادامه مقاومت برشی یک ناودانی محاسبه می شود:

$$UNP60\begin{cases} t_f = 6mm \\ t_w = 6mm \end{cases}$$

$$E_C = 0.043 * {W_C}^{1.5} * \sqrt{f_c} = 0.043 * 2500^{1.5} * \sqrt{30} = 29440\ MPa$$

$$\varrho_n = 0.3(6 + 0.5 * 6) * 50 * \sqrt{30 * 29440} = 126871.3N = 126.87kN$$

تعداد کل گل میخ برابر ۲۴ عدد است. در ناحیه بین لنگر خمشی صفر و لنگر خمشی حداکثر نصف این مقدار یعنی تعداد ۱۲ عدد استفاده شده است.

$$\Sigma\varrho_n = 12 * 126.87 = 1522.44kN$$

در نتیجه:

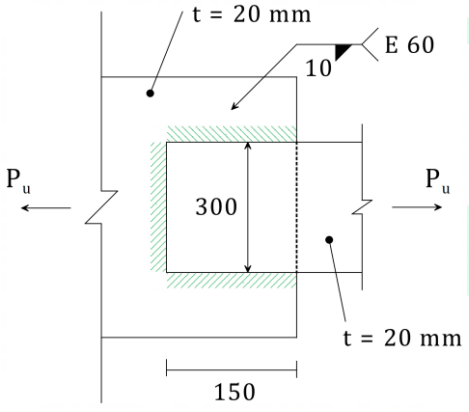
$$\Sigma\varrho_n = 1522.44 \geq V_h = 1502.4kN$$

رفتار، مختلط کامل است.

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

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.

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



۱) 940 kN

۲) 1070 kN

۳) 800 kN

۴) 1250 kN

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۹-۲-۴ تبصره ۲ صفحه ۲۰۳ و جدول ۱۰-۲-۹-۳ صفحه ۲۰۲ و

و بند ۱۰-۲-۹-۲-۲ صفحه ۱۹۴ :

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.

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

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

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.

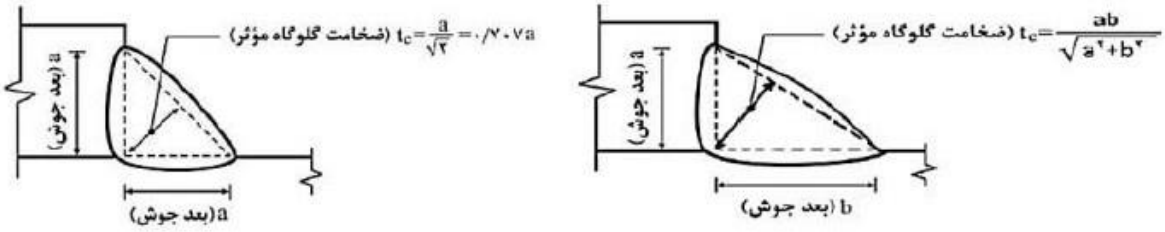
ادامهٔ جدول ۱۰-۲-۹-۳: مقاومت موجود جوش‌ها

نوع جوش	نوع بار و جهت آن نسبت به محور جوش	نوع فلز حاکم بر تعیین مقاومت جوش	ضریب کاهش مقاومت (ϕ) یا افزایش مقاومت مجاز (Ω)	تنش اسمی (F_{nBm} یا F_{nw})
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_{xe}

سبزسازه

۱۰-۲-۹-۲-۲ جوش‌های گوشه

الف) سطح مقطع مؤثر: سطح مقطع مؤثر در جوش‌های گوشه برابر با حاصل‌ضرب طول مؤثر در ضخامت گلوگاه مؤثر در نظر گرفته می‌شود. طول مؤثر جوش گوشه (به‌جز جوش‌های گوشه‌ای که در سوراخ و شکاف قرار می‌گیرد) برابر با طول کلی نوار جوش شامل قسمت‌های برگشت‌خورده (درصورتی‌که طول برگشت کوچک‌تر از چهار برابر بعد جوش نباشد) است. بعد جوش گوشه برابر اندازه ساق مقطع جوش است. مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۹ ضخامت گلوگاه مؤثر (t_e) در جوش گوشه برابر کوتاه‌ترین فاصله بین ریشهٔ مقطع جوش تا سطح خارجی آن و به‌عبارت‌دیگر برابر ارتفاع وارد بر وتر مثلث مقطع جوش به‌حساب می‌آید.



شکل ۱۰-۲-۹-۹: بعد و ضخامت گلوگاه مؤثر جوش‌های گوشه

اتصال نشان داده شده با استفاده از جوش گوشه و تحت تنش برشی است در نتیجه از جدول ۱۰-۲-۹-۳ بر اساس فلز الکترود داریم:

$$\phi = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6 * F_{ue}$$

$$F_{ue} = 420\ MPa$$

اندازه ساق جوش برابر ۱۰ میلی متر است.

$$t_e = 0.707a = 0.707 * 10 = 7.07mm$$

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

$$R_{nwt} = 300 * 7.07 * 0.6 * 420 * 10^{-3} = 534.5kN$$

اکنون می توانیم R_{n1} و R_{n2} را محاسبه نموده و بیشترین عدد را انتخاب کنیم.

$$R_{n1} = 534.5 + 534.5 = 1069kN$$

$$R_{n1} = 0.85 * 534.5 + (1.5 * 534.5) = 1256kN$$

مقاومت اسمی جوش برابر می شود با:

$$\rightarrow max\begin{cases}1069kN\\1256kN\end{cases} = 1256kN$$

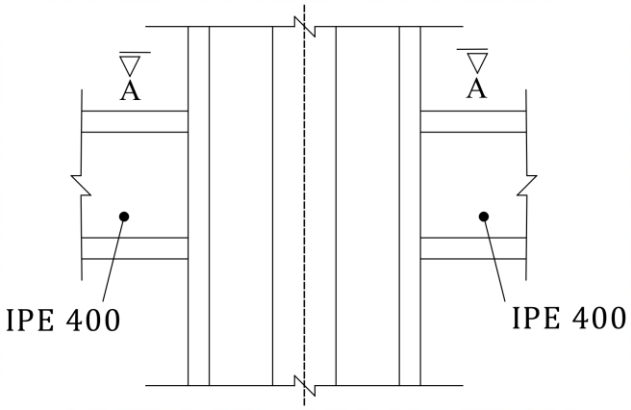
مقاومت طراحی جوش برابر می شود با:

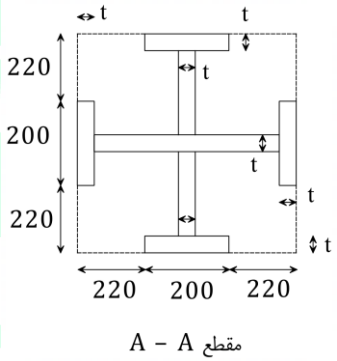
$$0.75 * 1256 = 942kN$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

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.

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





مقطع A – A

۱) 35 mm

۲) 20 mm

۳) 30 mm

۴) 25 mm

سطح سوال سخت

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۳-۳-۲-۷ صفحه ۲۹۳ و بند ۱۰-۳-۳-۳-۹ صفحه ۳۰۳ الی ۳۰۵ و بند ۱۰-۳-۷-۶ صفحه ۴۱۴ و جدول ۱۰-۳-۲-۱ صفحه ۲۵۳ و بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ و تبصره ۲ آن صفحه ۲۳۷ الی ۲۳۹ و بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف صفحه ۲۹۲ و ۲۹۳:

۱۰-۳-۳-۲-۷ برش در چشمهٔ اتصال

در قاب‌های خمشی متوسط، چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین گره اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف به دست می‌آید، تعیین شود. در این نوع قاب‌های خمشی، سایر الزامات لرزه‌ای چشمهٔ اتصال، مشابه الزامات چشمهٔ اتصال در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۹ است.

۱۰-۳-۳-۲-۶ اتصال تیر به ستون

اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان 0.02 رادیان را بدون کاهش قابل‌توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به‌کاررفته در قاب‌های خمشی متوسط از طریق آزمایش‌های تعیین‌شده در بخش ۱۰-۳-۸ مورد تأیید قرار گیرند. در صورت عدم انجام آزمایش، استفاده از اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ ارائه‌شده در بخش ۱۰-۳-۷ بلامانع است.

در قاب‌های خمشی متوسط مقاومت‌های موردنیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز (M_r) و مقاومت برشی موردنیاز (V_r) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ استفاده نمود. کلیهٔ الزامات مندرج در بند ۱۰-۲-۹-۱۰ در خصوص بال و جان ستون در محل اتصال باید بر مبنای مقاومتی که از محاسبات مذکور به دست می‌آید، رعایت شود.

۱) در حالتی که آثار تغییرشکل غیر الاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

- برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\leq 0.4$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \qquad (۷-۳-۳-۳-۱۰)$$

- برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)> 0.4$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w\left[1.4-\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\right] \qquad (۸-۳-۳-۳-۱۰)$$

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

- برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\leq 0.75$ باشد:

در روابط فوق:

P_{yc} = مقاومت محوری تسلیم ستون ($P_{yc}=A_gF_y$)

P_{rc} = مقاومت محوری موردنیاز ستون در ترکیب بار راستای x

M_{rby} = لنگر خمشی موردنیاز تیر امتداد y وارد به ستون در ترکیب بار راستای x

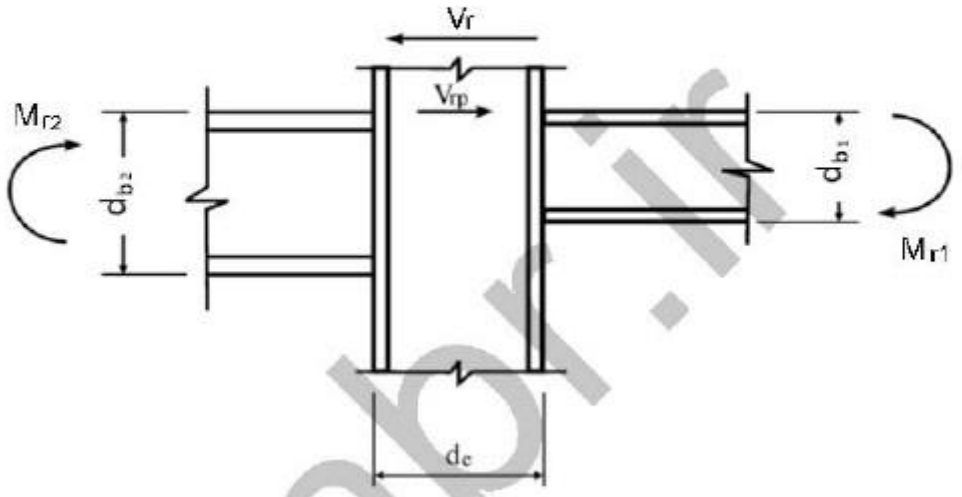
M_{pcx} = لنگر خمشی پلاستیک ستون حول محور x که در آن $M_{pcx}=F_{yc}Z_{cx}$ است.

سایر پارامترهای این روابط در بخش‌های ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ معرفی شده‌اند.

در این نوع ستون‌ها برای محاسبات امتداد دیگر نیز مقاومت چشمهٔ اتصال برای تیر امتداد y وارد به ستون باید به‌صورت مشابه برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی تیر امتداد x وارد به ستون، اصلاح شود.

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

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

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

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.

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

در این نوع اتصال گیردار، چرخش غیرالاستیک از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ای نزدیک به بر ستون تأمین می‌شود. نحوهٔ تسلیم در این نوع اتصال از طریق اعمال ضوابط خاص این بخش کنترل می‌شود. در این اتصال مقدار ضریب C_{pr} که در طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید برابر 1.4 در نظر گرفته شود. این ضریب در 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.

جدول ۱۰-۳-۲-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

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

IPE	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								
									محور x-x				محور y-y				
	d	b_f	t_w	t_f	k	h	A	G	I_x	S_x	Z_x	r_x	I_y	S_y	Z_y	r_y	a
							$x10^2$		$x10^4$	$x10^3$	$x10^3$		$x10^4$	$x10^3$	$x10^3$		
	mm	mm					mm^2	kg/m	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm
80	80	46	3.8	5.2	10.2	59	7.64	6.00	80.1	20.0	23.2	32.4	8.49	3.69	5.82	10.5	63
100	100	55	4.1	5.7	12.7	74	10.3	8.10	171	34.2	39.4	40.7	15.9	5.79	9.15	12.4	79
120	120	64	4.4	6.3	13.3	93	13.2	10.4	318	53.0	60.7	49.0	27.7	8.65	13.6	14.5	96
140	140	73	4.7	6.9	13.9	112	16.4	12.9	541	77.3	88.3	57.4	44.9	12.3	19.2	16.5	112
160	160	82	5.0	7.4	16.4	127	20.1	15.8	869	109	124	65.8	68.3	16.7	26.1	18.4	129
180	180	91	5.3	8.0	17.0	146	23.9	18.8	1 320	146	166	74.2	101	22.2	34.6	20.5	145
200	200	100	5.6	8.5	20.5	159	28.5	22.4	1 940	194	221	82.6	142	28.5	44.6	22.4	162
220	220	110	5.9	9.2	21.2	177	33.4	26.2	2 770	252	285	91.1	205	37.3	58.1	24.8	179
240	240	120	6.2	9.8	24.8	190	39.1	30.7	3 890	324	367	99.7	284	47.3	73.9	26.9	196
270	270	135	6.6	10.2	25.2	219	45.9	36.1	5 790	429	484	112	420	62.2	96.9	30.2	220
300	300	150	7.1	10.7	25.7	248	53.8	42.2	8 360	557	628	125	604	80.5	125	33.5	245
330	330	160	7.5	11.5	29.5	271	62.6	49.1	11 770	713	804	137	788	98.5	154	35.5	270
360	360	170	8.0	12.7	30.7	298	72.7	57.1	16 270	904	1 019	150	1 040	123	191	37.9	294
400	400	180	8.6	13.5	34.5	331	84.5	66.3	23 130	1 160	1 307	165	1 320	146	229	39.5	326

به دلیل مفصلی بودن اتصالات تیر در جهت عمود بر صفحه:

$$M_{rby} = 0$$

مطابق تبصره ۲ بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ در اتصال تست، از ورق های کمربندی استفاده نشده است در نتیجه ضخامت بال های موازی راستای نیرو در مقاومت برشی بی تاثیر بوده و تنها مقاومت ناشی از جان در محاسبات دخالت داده می شود.

در این اتصال لنگر های انتهایی بر اساس بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف بر اساس ظرفیت پلاستیک (M_{hr}) مقاطع تیرها محاسبه و اعمال می شوند.

برای مقطع نورد شده:

$$R_y = 1.2$$

برای اتصال $WUF - W$:

$$C_{pr} = 1.4$$

$$IPE400 \rightarrow Z_x = 1307000mm^3$$

$$M_{hr\,left} = M_{hr\,right} = R_y * C_{pr} * Z_x * f_y$$

$$= 1.2 * 1.4 * 1307000 * 240 * 10^{-6} = 527\ kN.m$$

در روش $LRFD$:

$$\alpha = 1$$

مطابق داده تست:

$$\frac{P_r}{P_y} < 0.4$$

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

برای این حالت:

$$R_n = 0.6 * f_y * d_c * t_w$$

در این تست:

$$t_w = t$$

$$d_c = 660mm$$

$$\rightarrow R_n = 0.6 * 240 * 640 * t_w = 92160t_w$$

به دلیل نبود بار ثقلی مقادیر M_{hr} به گره اتصال منتقل می شود.

برش موجود در ناحیه چشمه اتصال برابر می شود با:

$$V_{rp} = \frac{M_{hr\ left}}{d_b} + \frac{M_{hr\ right}}{d_b} - V_c$$

$$V_{rp} = \frac{527}{0.4} + \frac{527}{0.4} - 0 = 2635kN$$

$$V_{rp} \leq \phi * R_n$$

$$2635 * 1000 \leq 0.9 * 92160t_w$$

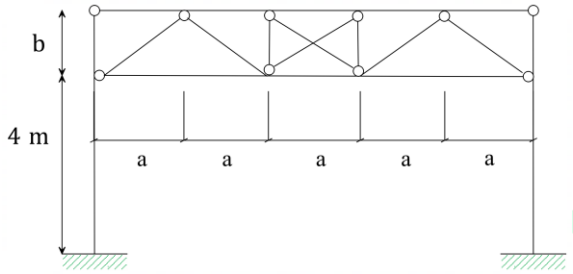
$$t_w \geq 31.77mm$$

ضخامتی قابل قبول است که از عدد حداقل بدست آمده بیشتر باشد.

$$35 \geq 31.77 \quad ok$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

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



۱) a=2.5 m و b=1.5 m

۲) a=2.7 m و b=1.8 m

۳) a=1.2 m و b=1.4 m

۴) a=2 m و b=1.6 m

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث دهم بند ۱۰-۳-۳-۴-۱ صفحه ۳۱۰:

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.

در این تست باید:

$$b \leq 1.8m$$

طول بخش ویژه برابر a می باشد. رابطه مقابل باید برقرار باشد:

$$0.67 \leq \frac{\text{طول بخش ویژه}}{\text{ارتفاع}} \leq 1.5$$

بررسی گزینه ۱:

$$b = 1.5m \leq 1.8m \quad ok$$

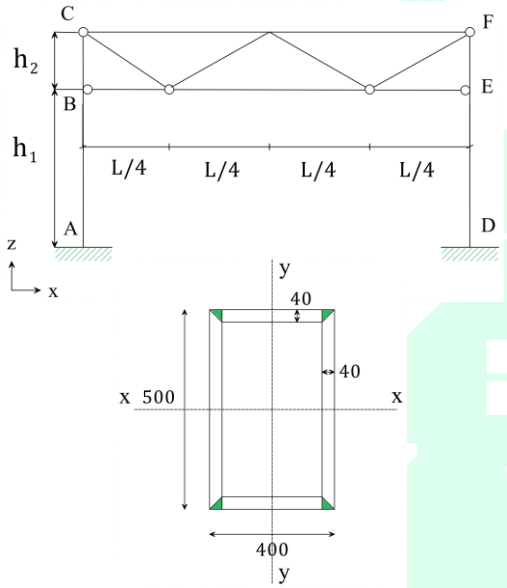
$$0.67 \leq \frac{2.5}{1.5} = 1.67 \leq 1.5$$

برقرار نیست.

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

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

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



۱) 10 m

۲) 8 m

۳) 14 m

۴) 12 m

سطح سوال سخت

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۳-۳-۵-۴ مورد ب صفحه ۳۱۶ و بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ ب صفحه ۲۶۶ و جدول ۱۰-۳-۲-۱ صفحه ۲۵۳:

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.

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.

جدول ۱۰-۳-۲-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

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

توضیح: در سازه نشان داده شده اتصال در نقطه B مفصلی بوده ولی در نقطه E پیوسته است. در صورتی که شکل تست مبنا قرار گیرد، به دلیل پیوسته بودن در نقطه E ، نمی توان سازه را کنسولی فرض نمود و با اطلاعات داده شده، تست قابل حل نیست.

احتمالا هدف طراح تست مفصلی بودن اتصال در نقطه E می باشد. در این صورت می توان سیستم نشان داده شده را کنسولی فرض نمود.

این تست به دلایل بیان شده قابلیت اعتراض دارد.

مهار جانبی ستون های استفاده شده در سیستم کنسولی باید الزامات مهارهای جانبی در شکل پذیری متوسط را تامین نمایند. فاصله مهارهای جانبی در شکل پذیری متوسط از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$L_b \leq \frac{0.17 * r_y * E}{R_y * f_y}$$

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

برای مقطع قوطی ساخته شده با ورق:

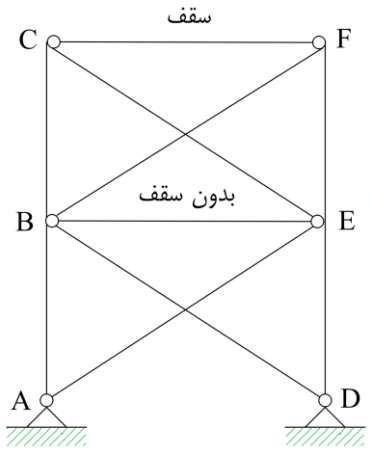
$$R_y = 1.15$$

$$L_b \leq \frac{0.17 * 152.2 * 2 * 10^5}{1.15 * 360} = 12500\, mm = 12.5m$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

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

۲) $\max(\Omega_0 E, R_y F_y A_g)$

۳) $\min(1.5\Omega_0 E, R_y F_y A_g)$

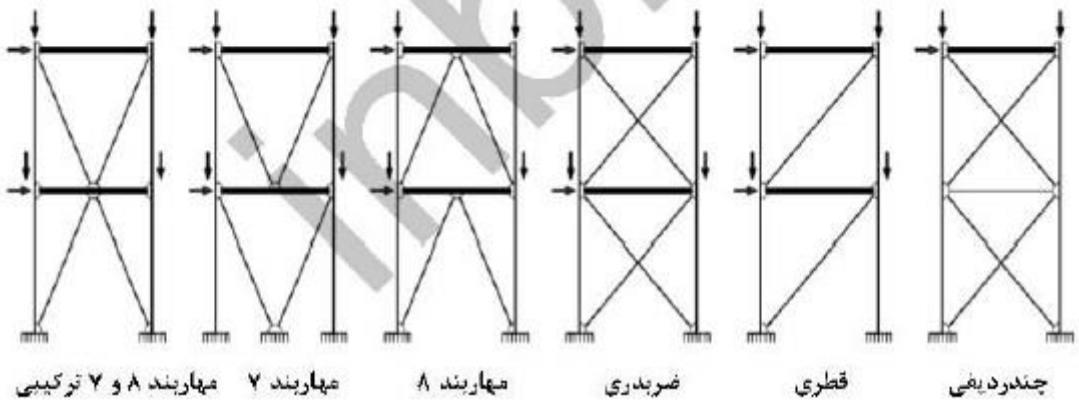
۴) $\max(R_y F_y A_g, 1.14 F_{cr} A_g)$

سطح سوال آسان

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۳-۴-۱ صفحه ۳۱۹ و بند ۱۰-۳-۴-۱-۴-۳ صفحه ۳۲۱:

۱۰-۳-۴-۱-۱ الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی (OCBF) به قاب‌هایی گفته می‌شوند که از آن‌ها انتظار تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل‌ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آن‌ها، تحت اثر زلزلهٔ طرح می‌رود. پیکربندی مهاربندهای مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندهای قطری، ضربدری، مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه می‌شوند. همچنین تعبیهٔ سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ یا ۸ و چند ردیفی) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کوچک‌تر نباشد. در شکل ۱۰-۳-۴-۱-۱ چند نمونه از پیکربندی این نوع مهاربندها نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۳-۴-۱-۱: چند نمونهٔ مجاز از پیکربندی مهاربندهای همگرا

۱۰-۳-۴-۱-۴-۳ مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه (MT-OCBF)

در شکل ۱۰-۳-۴-۱-۲ چند نمونهٔ متداول از قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای چندردیفی در یک یا چند طبقه نشان داده شده است. قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی با مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) در هر یک از ردیف‌های مهاربندی، مهاربندها باید به‌صورت یک جفت کششی- فشاری (قرینه نسبت به محور مرکزی مجموعهٔ مهاربندها) مورد استفاده قرار گیرند.

ب) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید عضو افقی (مهار افقی) وجود داشته باشد.

پ) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، ستون‌ها باید در برابر پیچش مهار شوند.

ت) مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس کوچک‌ترین مقدار از بین ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدیدیافته ($1.5\Omega_0 E$) و $R_y F_y A_g/\alpha_s$ تعیین شود. مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است

به دلیل عدم وجود سقف در کف ، این سیستم، مهاربند چند ردیفی در یک طبقه می باشد.

مطابق مورد ت بند ۱۰-۳-۴-۱-۴-۳ در این حالت مقاومت مورد نیاز اتصال برابر مقدار زیر می باشد:

$$= min\begin{cases}\dfrac{1.5 * \Omega * E}{R_y * F_y * A_g} \\ \alpha_s\end{cases}$$

در روش $LRFD$:

$$\alpha_s = 1$$

$$= min\begin{cases}\dfrac{1.5 * \Omega * E}{R_y * F_y * A_g} \\ 1\end{cases}$$

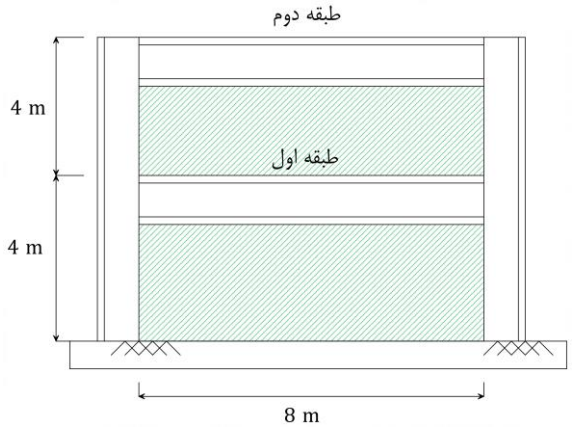
بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

۵۵- در دیوار برشی فولادی ویژه 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 طبقه 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؟

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

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

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



۱) 1440 kN.m

۲) 1888 kN.m

۳) 720 kN.m

۴) 944 kN.m

سطح سوال سخت

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۳-۴-۵-۵-۳ الف صفحه ۳۶۳ :

> **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.

شرط جلوگیری از تسلیم خمشی اجزای مرزی افقی این است که مقاومت موجود جزء ، بیش از دو برابر لنگر خمشی تیر ساده ای باشد که تحت اثر بارهای ثقلی و جاری شدن ورق دیوار قرار گرفته است.

به دلیل برابر بودن ضخامت ورق در قسمت پایین و بالای تیر مربوطه، نیروهای افقی غشایی ناشی از تسلیم ورق ها همدیگر را خنثی می کنند.

در ادامه لنگر ناشی از بارهای ثقلی محاسبه می شود:

ترکیب بار لرزه ای برابر است با:

$$q_u = 1.2q_D + q_L$$

$$q_u = 1.2 * 50 + 30 = 90\ {}^{kN}/_{m}$$

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

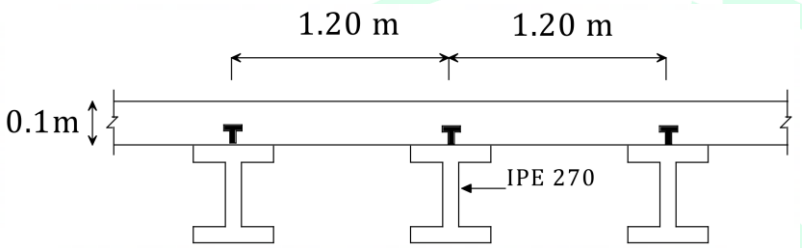
و در نهایت دو برابر لنگر خمشی برابر می شود با:

$$2M_u = 2 * 720 = 1440 kN.m$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

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

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



۱) 220 mm

۲) 160 mm

۳) 270 mm

۴) 300 mm

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ ت۱ صفحه ۱۶۲ و بند ۱۰-۲-۸-۸ ب صفحه ۱۷۷ و بند ۱۰-۳-۸-۳-۱-الف صفحه ۱۵۴:

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

inbr.ir
سبزسازه

ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ کلاهک‌دار

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

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

که در آن:

A_{sa}= سطح مقطع گل‌میخ

E_c= مدول الاستیسیتهٔ بتن

f'_c= تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

F_u= تنش کششی نهایی مصالح گل‌میخ

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*

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

الف) پهنای مؤثر

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

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

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

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

عرض موثر برای تیر میانی برابر می شود با:

$$b_e = 2 * min\begin{cases}\frac{L_n}{8}\\ \frac{s}{2}\end{cases}$$

$$= 2 * min\begin{cases}\frac{6000}{8}\\ \frac{1200}{2}\end{cases} = 1200mm$$

$$V_h = min\begin{cases}0.85 * f_c * A_c\\ A_s * f_y\end{cases}$$

در ادامه پارامترهای لازم محاسبه می شود:

$$IPE270 \rightarrow A_s = 4590mm^2$$

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

$$V_h = 1078.65\ kN$$

مقاومت یک برشگیر از نوع گلمیخ به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\varrho_n = min\begin{cases}0.5 * A_{sa} * \sqrt{f_c * E_c}\\ R_g * R_p * A_{sa} * F_u\end{cases}$$

از عرشه فولادی استفاده نشده است در نتیجه:

$$R_g = 1$$

$$R_p = 0.75$$

مساحت گلمیخ برابر می شود با:

$$A_{sa} = \frac{3.14 * 16^2}{4} = 201.1mm^2$$

$$\rightarrow \varrho_n = min\begin{cases}0.5 * 201.1 * \sqrt{25 * 2.4 * 10^4} * 10^{-3} = 77.86kN\\ R_g * R_p * A_{sa} * F_u = 1 * 0.75 * 201.1 * 420 * 10^{-3} = 63.35kN\end{cases}$$

$$\varrho_n = 63.35kN$$

تعداد گلمیخ از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$n \geq \frac{V_h}{\varrho_n} = \frac{1078.65}{63.35} = 17.02 \cong 18$$

مطابق اطلاعات تست، تیر تحت بار گسترده یکنواخت است. یعنی محل لنگر صفر تکیه گاه بوده و محل لنگر حداکثر وسط تیر می باشد.

در نتیجه تعداد گلمیخ محاسبه شده در نصف طول تیر باید تعبیه شوند:

فاصله گلمیخ ها برابر می شود با:

$$s = \frac{\frac{L}{2}}{n} = \frac{\frac{6000}{2}}{18} = 166.67mm$$

کنترل فاصله بدست آمده با فاصله حداکثر مجاز آیین نامه:

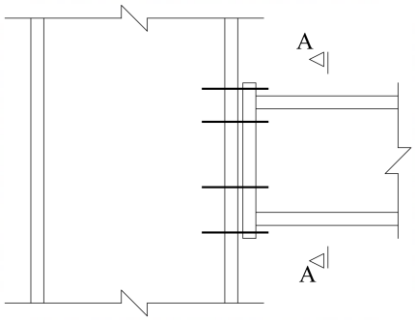
$$S_{max} = min\begin{cases} 8 * t_c = 8 * 100 = 800 \\ 900 \end{cases} = 800mm$$

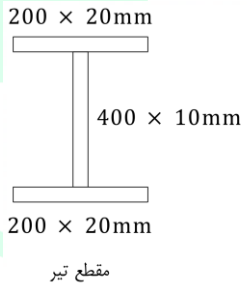
$$\rightarrow s = 166.67 \leq S_{max} = 800 \qquad ok$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

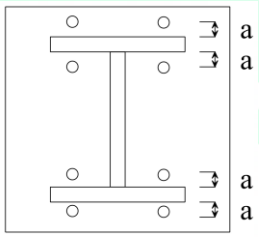
۵۷- تیر شکل زیر با طول آزاد $L_n = 7\text{m}$ به ستون H شکل در قاب خمشی متوسط با اتصال پیش‌تائیدشده BUEEP از نوع پیش‌تنیده متصل شده است. حداقل قطر قابل‌قبول پیچ‌ها مطابق کدام‌یک از گزینه‌های زیر است؟ کنترل پیچ‌ها در برابر لنگر خمشی مدنظر این سوال است. از آثار بارهای ثقلی صرف‌نظر نموده و طراحی به روش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

پیچ از نوع $F_y = 225\ MPa$, 10.9





مقطع تیر



مقطع A – A

۱) 30 mm

۲) 24 mm

۳) 22 mm

۴) 27 mm

سطح سوال سخت

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۳-۷-۳-۱ مورد ۳ صفحه ۴۰۴ و بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ صفحه ۲۹۱ و بند ۱۰-۲-۹-۳-۳ صفحه ۲۱۱ و ۲۱۲ و جدول ۱۰-۱-۵ صفحه ۳۴ و جدول ۱۰-۳-۲-۱ صفحه ۲۵۳ و بند ۱۰-۳-۷-۳ صفحه ۴۰۱:

(۳) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

- در اتصال فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی، برابر کوچک‌ترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر از بر ستون؛

۱۰-۳-۳-۲-۵ مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر

الف) مقاومت برشی موردنیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. با توجه به شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱، مقدار V_{Ecl} از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_{Ecl}=2[1.1R_yM_p]/(\alpha_sL_h) \qquad (۱۰-۳-۳-۲-۱)$$

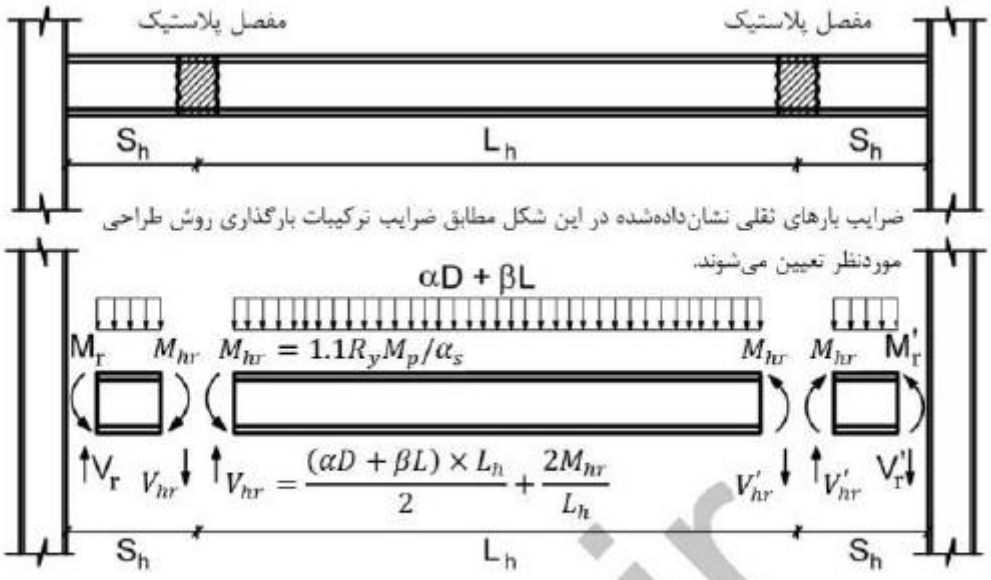
در رابطهٔ فوق:

L_h = فاصلهٔ بین محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر است. محل تشکیل مفاصل پلاستیک برای اتصالات پیش‌تأییدشده در بخش ۱۰-۳-۷ ارائه شده است. در خصوص اتصالاتی که با انجام آزمایش تأییدشده استفاده می‌شوند، موقعیت محل تشکیل مفاصل پلاستیک باید براساس نتایج آزمایش تعیین شود.

R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر

M_p= لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

α_s= برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD



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

۱۰-۲-۹-۳-۳ مقاومت کششی و برشی موجود پیچ‌ها و میله‌های دندانه‌شده در اتصالات انکایی و پیش‌تنیده

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:

$$R_n = F_n A_b \qquad (۸-۹-۲-۱۰)$$

$$\phi = 0.75 \ (\text{LRFD}) \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \ (\text{ASD})$$

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]

جدول ۱۰-۱-۵: مشخصات مکانیکی پیچ‌ها*

نوع پیچ	ISIRI 2874 EN-ISO 898	ASTM	تنش تسلیم مشخصه (F_y) (MPa)	تنش کششی نهایی (F_u) (MPa)	کرنش نهایی (ε_u) (%)
پیچ‌های معمولی	4.6	A307	240	400	22
	4.8	—	320	420	14
	5.6	—	300	500	20
	5.8	—	400	520	10
	6.8	—	480	600	8
پیچ‌های پرمقاومت	8.8	A325 F1852	کاربرد ندارد	800	12
	10.9	A490 F2280	کاربرد ندارد	1000	9
	12.9	—	کاربرد ندارد	1200	8

جدول ۱۰-۳-۲-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

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

۱۰-۳-۷-۳ اتصال گیردار فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی(BUEEP) و اتصال گیردار فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

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

این نوع اتصال با جوش دادن تیر به ورق انتهایی در کارخانه و پیچ کردن این ورق به بال ستون در کارگاه ساخته می‌شود. رفتار این نوع اتصالات توسط حالت‌های حدی مختلفی از قبیل تسلیم خمشی مقطع تیر، تسلیم خمشی ورق انتهایی، تسلیم چشمهٔ اتصال ستون، گسیختگی برشی و کششی پیچ‌های ورق انتهایی یا گسیختگی در اجزای اتصالات جوشی آن کنترل می‌شود. طراحی اتصال باید به‌گونه‌ای باشد که با تأمین مقاومت موجود کافی در اجزای آن، تغییرشکل غیر الاستیک از طریق تسلیم مقطع تیر ایجاد شود.

ابعاد و ضخامت ورق انتهایی و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال ورق انتهایی به بال ستون باید براساس مقاومت‌های خمشی و برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶ یا ۱۰-۳-۳-۸، حسب مورد) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی وسایل اتصال، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 0.75 برابر 0.9 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 0.9 برابر 1 در نظر گرفت. همچنین در تعیین مقاومت‌های مجاز

در حل این تست ابتدا باید لنگر وارده به اتصال محاسبه شده و سپس این لنگر تبدیل به زوج نیروی کششی و فشاری شود. در ادامه با توجه به اینکه تاثیر نیرو بر روی پیچ ها به صورت کششی می باشد، می توان اندازه پیچ ها را تعیین نمود.

گام اول : محاسبه M_r :

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

بار ثقلی وجود ندارد در نتیجه رابطه به شکل زیر ساده می شود:

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

در ادامه پارامترهای مورد استفاده در این رابطه محاسبه می شود:

تعیین پارامتر M_{hr} :

$$M_{hr} = \frac{1.1 * R_y * M_p}{\alpha_s}$$

$$R_y = 1.15$$

$$M_p = Z * f_y$$

$$Z = 2[200 * 20 * 210] + 2[200 * 10 * 100] = 2080000mm^3$$

$$M_p = 2080000 * 225 * 10^{-6} = 468kN.m$$

$$\alpha_s = 1$$

$$\rightarrow M_{hr} = \frac{1.1 * 1.15 * 468}{1} = 592.02kN.m$$

تعیین پارامتر S_h :

$$S_h = min\begin{cases} \frac{d_b}{2} \\ 3b_{fb} \end{cases}$$

$$= min\begin{cases} \frac{440}{2} = 220mm \\ 3 * 200 = 600mm \end{cases}$$

$$= 220mm = 0.22m$$

تعیین پارامتر L_h :

$$L_h = L - 2S_h = 7 - 2 * 0.22 = 6.56m$$

$$\rightarrow M_r = 592.02 + \left(\frac{2 * 592.02}{6.56}\right)(0.22) = 631.73kN.m$$

گام دوم: محاسبه T_u (نیروی کششی وارده از لنگر به بال):

$$T_u = \frac{M_r}{d_1}$$

d_1 : فاصله مرکز به مرکز بال ها در نظر گرفته می شود.

$$d_1 = 400 + 2\left(\frac{20}{2}\right) = 420mm = 0.42m$$

$$\rightarrow T_u = \frac{631.73}{0.42} = 1504.1kN$$

گام سوم: نوشتن رابطه مقاومت کششی برای پیچ های اتصال پیش تنیده:

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

ضریب کاهش مقاومت مطابق بند ۱۰-۳-۷-۳ برای تعیین تعداد پیچ های ورق اتصال، به جای ۰.۷۵ باید ۰.۹ انتخاب شود.

$$\phi = 0.9$$

$$R_{nt} = n * F_{nt} * A_{nb}$$

$$F_{nt} = 0.75 * F_u$$

در این رابطه n تعداد پیچ هایی می باشد که در انتقال نیرو موثرند. در این شکل تعداد پیچ موثر، چهار می باشد.

برای پیچ 10.9 از جدول ۱۰-۱-۵ داریم:

$$F_u = 1000Mpa$$

$$\rightarrow F_{nt} = 0.75 * 1000 = 750mpa$$

$$\rightarrow T_u \leq \phi * R_{nt}$$

$$1504.1 * 10^3 \leq 0.9 * 4 * 750 * A_{nb}$$

$$A_{nb} \geq 557mm^2$$

$$3.14 * \frac{{d_b}^2}{4} \geq 557$$

$$d_b \geq 26.64mm$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

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 پلاستیک مقطع برابر Z، سطح مقطع جان (حاصل‌ضرب ارتفاع کلی مقطع در ضخامت جان) برابر A_w باشد، در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت به ازای کدام‌یک از روابط زیر تأثیر معیارهای خمش و برش به‌طور همزمان تعیین‌کنندهٔ طراحی می‌شود.

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

۱) $L = 3\frac{z}{A_w}$

۲) $L = 3.33\frac{z}{A_w}$

۳) $L = \frac{2z}{A_w}$

۴) $L = 2.67\frac{z}{A_w}$

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۶-۱ صفحه ۱۲۴ و بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ صفحه ۱۲۵ و بند ۱۰-۲-۵-۱-۱ صفحه ۸۵ و بند ۱۰-۲-۵-۲ صفحه ۸۷:

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:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \qquad (۱-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

$A_w = dt_w$ = مساحت جان که برابر است با حاصل‌ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان

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

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

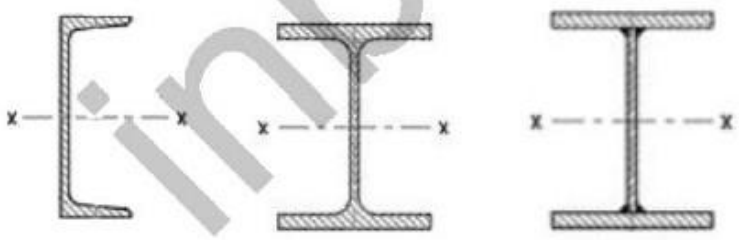
$$C_{v1} = 1 \qquad (۲-۶-۲-۱۰)$$

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.

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

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

در رابطهٔ فوق:

M_p= لنگر پلاستیک

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

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

به جهت اینکه معیار خمش و برش همزمان بر طرح حاکم باشند باید رابطه مقابل برقرار باشد:

$$\frac{V_u}{\phi_v * V_n} = \frac{M_u}{\phi_b * M_n}$$

محاسبه ϕ_v :

مطابق اطلاعات تست:

$$\frac{h}{t_w} < 50$$

بر اساس بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ الف چنانچه رابطه زیر برقرار باشد C_{v1} برابر یک خواهد بود:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.24\sqrt{\frac{2 * 10^5}{240}} = 64.66$$

در این تست:

$$50 \leq 64.66 \quad ok$$

در نتیجه:

$$C_{v1} = 1$$

همچنین برای این حالت:ز

$$\phi_v = 1$$

برای تیر طره ای با شدت بار یکنواخت q_u :

$$V_u = q_u * L$$

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{2}$$

در طراحی خمشی:

$$\phi_b = 0.9$$

با توجه به وجود مهارهای جانبی کافی در طول تیر، حالت حاکم بر طراحی خمشی، حالت تسلیم است. با توجه به خواسته تست داریم:

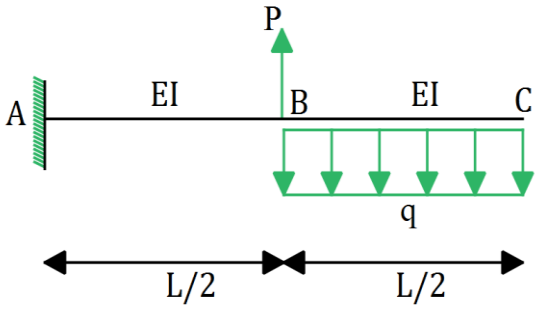
$$\frac{V_u}{\phi_v * V_n} = \frac{M_u}{\phi_b * M_n}$$

$$\rightarrow \frac{q_u * L_u}{1 * 0.6 * f_y * A_w * 1} = \frac{\frac{q_u * L^2}{2}}{0.9 * Z * f_y}$$

$$L = 3\frac{Z}{A_w}$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

۵۹- به ازای کدام یک از روابط زیر جابجایی قائم در وسط طول تیر (محل اثر بار P) برابر صفر خواهد بود؟ از تغییرطول محوری تیر صرف نظر نمائید.



۱) $P = 7qL$

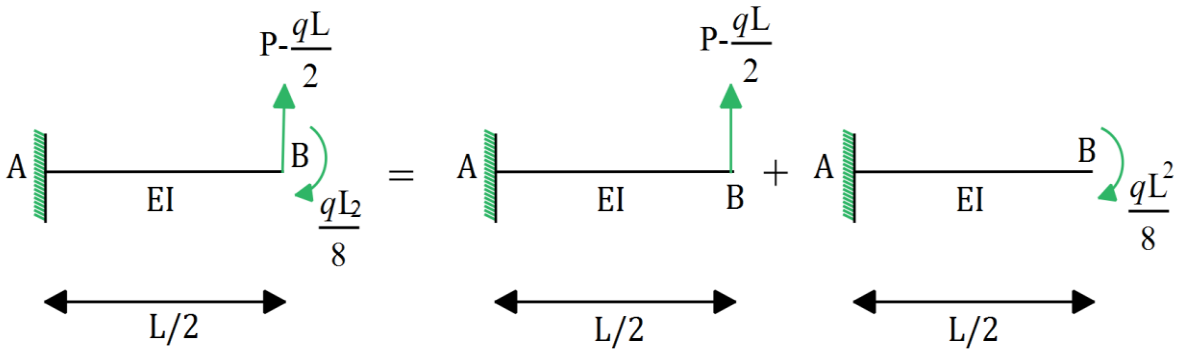
۲) $P = \frac{7}{4}qL$

۳) $P = \frac{7}{2}qL$

۴) $P = \frac{7}{8}qL$

سطح سوال آسان

حل: سازه معین بوده و طبق روابط حفظی خیز در تیرهای معین طره ای داریم: با حذف بخش طره ای BC و انتقال لنگر خمشی و نیروی قائم ناشی از آن به نقطهٔ B مقدار خیز قائم در نقطهٔ B را محاسبه می کنیم:



در نهایت طبق روابط حفظی خیز در تیرهای طره ای داریم:

$$\rightarrow \Delta_{By} = 0$$

$$\rightarrow \frac{-\left(P-\frac{qL}{2}\right)*\left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI}-\frac{\frac{qL^2}{8}*\left(\frac{L}{2}\right)^2}{2EI}=0 \rightarrow \frac{PL^3}{24EI}=\frac{7qL^4}{192EI}$$

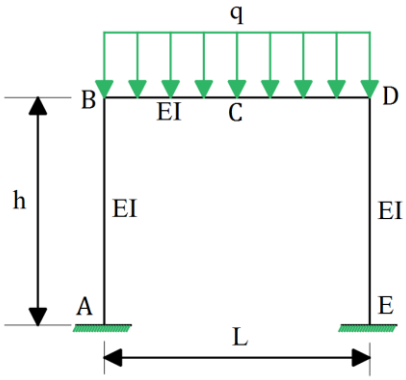
$$\rightarrow 8P=7qL$$

$$\rightarrow \mathrm{P}=\frac{7}{8}qL$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۴)

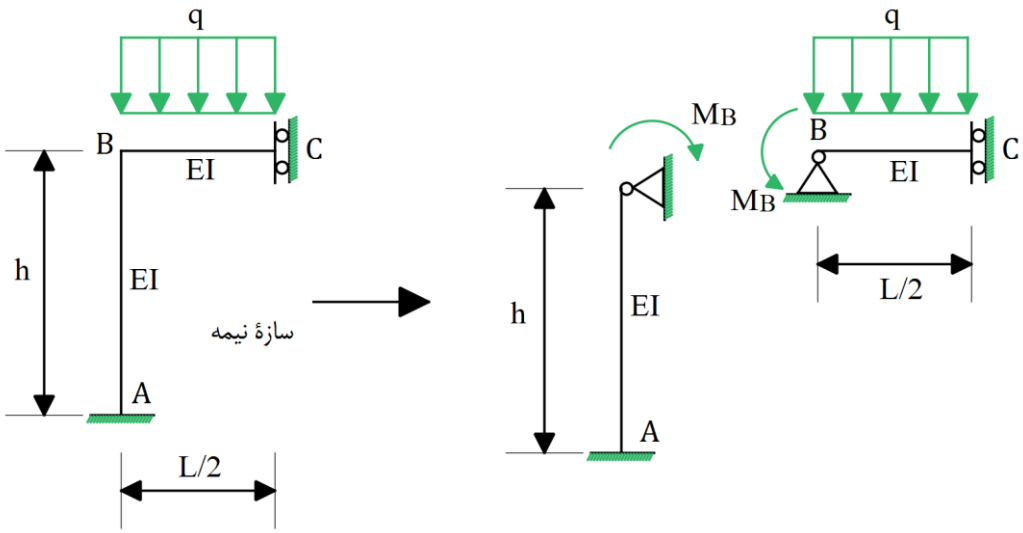
۶۰- به ازای چه مقدار $\frac{L}{h}$ مقدار لنگر خمشی در وسط دهانهٔ تیر برابر مقدار لنگر خمشی در دو انتهای آن خواهد بود ؟ صلبیت خمشی تمامی اعضاء یکسان و برابر EI بوده و تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول استفاده شود. از تغییرطول محوری اعضاء صرف نظر شود.

۱) 1.5
۲) $\frac{4}{3}$
۳) $\frac{2}{3}$
۴) 2



سطح سوال متوسط

حل: طبق روش تقارن و سازگاری تغییرشکل ها داریم: سازه متقارن و تحت بارگذاری متقارن مستقیم می باشد. لذا با تحلیل سازهٔ نیمه به صورت زیر عمل می کنیم:

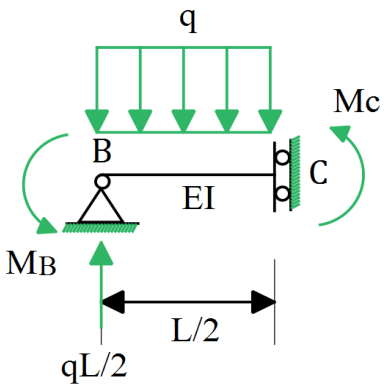


$$\curvearrowright^{+} (\theta_L)_B = (\theta_R)_B$$

$$\frac{M_B * h}{4EI} = -\frac{M_B * \frac{L}{2}}{EI} + \frac{q * \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI}$$

$$(M_B)_{\text{دو انتهای تیر}} = M^- = \frac{qL^3}{6(h+2L)}$$

با مشخص شدن لنگر خمشی در نقطهٔ B مقدار لنگر خمشی در نقطهٔ C را در عضو BC به صورت زیر محاسبه می کنیم:



$$\curvearrowright^{+} \sum M_C = 0$$

$$\rightarrow \quad (M_C)_{\text{وسط تیر}} = M^+ = \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^3}{6(h+2L)}$$

در نهایت طبق صورت سوال داریم:

$$(M_C)_{\text{وسط تیر}} = (M_B)_{\text{دو انتهای تیر}}$$

$$\rightarrow \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^3}{6(h+2L)} = \frac{qL^3}{6(h+2L)} \quad \rightarrow 8L = 3h + 6L$$

$$\rightarrow \frac{L}{h} = \frac{3}{2} = 1.5$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۱)

تور جامع آمادگی آزمون محاسبات نظام مهندسی

بالاترین آمار قبولی کشور

- تشریح کامل ۹۰٪ بندهای آیین‌نامه: یادگیری آسان و بی‌ابهام با فیلم‌های آموزشی
- بانک تست تألیفی ۹۵۰ سوالی مطابق آخرین ویرایش آیین‌نامه
- جزوات و فلوچارت‌های خلاصه: بدون نگرانی از کمبود وقت در جلسه آزمون
- پشتیبانی علمی ۲۴ ساعته در گروه تلگرامی
- مشاوره تخصصی: رفع سردرگمی در برنامه‌ریزی و نحوه مطالعه
- ویدئوهای مرور طلایی: جمع‌بندی دقیق مباحث کلیدی

۱۳ سال بهبود مداوم در محتوایی جامع برای کسب بالاترین آمار قبولی و تشابه در آزمون محاسبات بی‌نتیجه نماند!

مشاوره رایگان: ۰۹۰۵۹۶۹۷۵۹۷ مهندس تاج آبادی

دریافت اطلاعات بیشتر

بسته جامع آموزش آزمون نظارت و اجرا سبزسازه

- ۴۴ ساعت ویدئوی آموزشی: تسلط کامل بر بندهای آیین‌نامه
- کتاب‌های طبقه‌بندی‌شده و بانک سوالات: آشنایی با تله‌های سوالات
- ۲۲ آزمون نظارت و اجرا: قدرت تست‌زنی بالا، مبحث به مبحث
- پشتیبانی علمی و مشاوره تخصصی در تلگرام: رفع تمام ابهامات
- ۲ آزمون تألیفی نهایی: سنجش سطح آمادگی و رسیدن به بالاترین سطح

سریع‌ترین مسیر تسلط و قبولی در آزمون نظارت و اجرای عمران

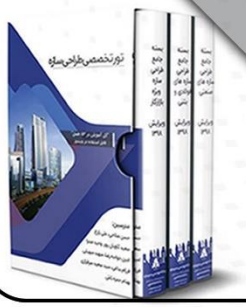
مشاوره رایگان: ۰۹۹۱۹۹۷۳۰۵۰ مهندس مکتب‌داران

دریافت اطلاعات بیشتر

جامع‌ترین آموزش طراحی کشور

تور تخصصی و جامع آموزش طراحی سازه

- با کمک ویدئوهای آموزشی روان و مفهومی در هر زمان و مکان، امکان یادگیری خواهید داشت.
- آموزش ببینید و عملی تمرین کنید تا اعتماد به نفس قبول پروژه‌های مختلف را پیدا کنید.
- با پروژه‌های واقعی درگیرتان خواهیم کرد تا نحوه تاییدیه گرفتن از کنترلر را بیاموزید.
- در تمام طول آموزش با پشتیبانی و مشاوره، ۲۴ ساعته پاسخگوی سوالات و ابهامات شما خواهیم بود.
- یکسال مفهومی و جامع آموزش دیدید، پس حق شماست تا با یک گواهینامه معتبر رزومه‌ای پربار بسازید.
- با آزمون‌های مختلف از تسلط شما مطمئن می‌شویم و جهت کسب درآمد به بازار کار معرفی خواهید شد.



یکسال فقط روزی یک ساعت وقت بگذارید
به یک طراح حرفه‌ای تبدیل شده و وارد بازارکار شوید!

دریافت مشاوره رایگان: ۰۹۳۰۲۲۵۸۷۱۷ مهندس احمدی

دریافت اطلاعات بیشتر