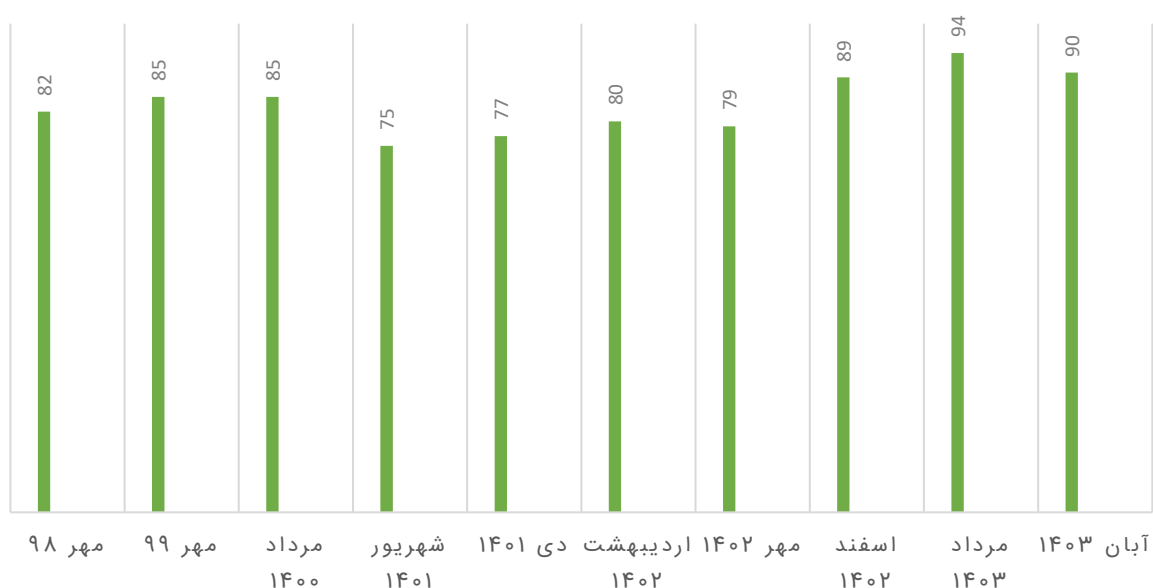




تشابهات آزمون محاسبات آبان ۱۴۰۳ با تور جامع محاسبات سبز سازه

۹۰٪ تشابه

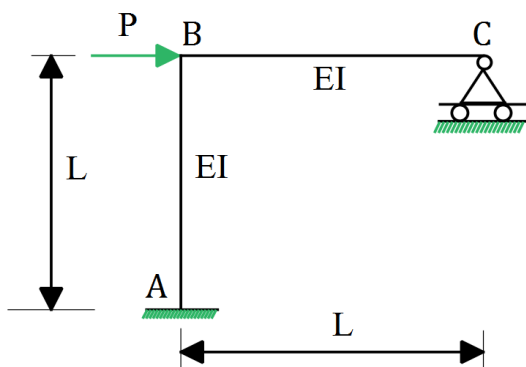
درصد تشابه ۹ آزمون اخیر محاسبات





آزمون محاسبات نظام مهندسی	
تعداد سوالات	۶۰

۱- در سازه شکل زیر در محل تکیه گاه غلتکی مقدار جابجایی افقی مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ صلیبت خمشی کلیه اعضا یکسان و برابر EI بوده و از تحلیل الاستیک مرتبه اول استفاده شود. از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود.



$$\frac{5PL^3}{21EI} \quad (۱)$$

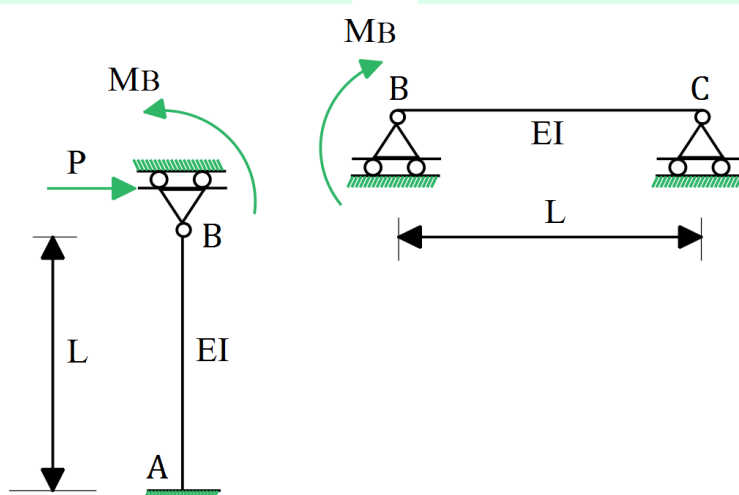
$$\frac{11PL^3}{40EI} \quad (۲)$$

$$\frac{7PL^3}{48EI} \quad (۳)$$

$$\frac{13PL^3}{30EI} \quad (۴)$$

سطح سوال آسان

حل: با جدا کردن سازه از نقطه B و نوشتن معادله سازگاری برابر شیب در نقطه B داریم:



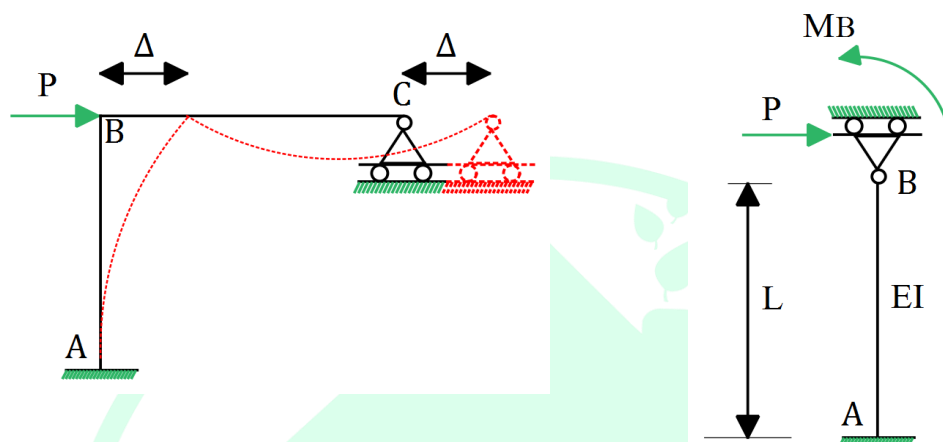
$$\sim^+ (\theta_L)_B = (\theta_R)_B$$

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

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



در نهایت با توجه به ترسیم تغییرشکل قاب تحت اثر نیروی جانبی P و صرف نظر کردن از تغییر طول محوری اعضای قاب می توان فهمید که مقدار تغییر مکان 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 گزینه (۳)

سبزسازه

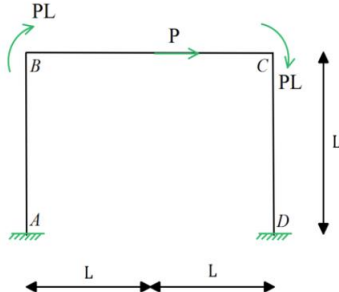


تشابه بالای این سوال با مثال ۴-۸۰ کتاب تحلیل سازه سبز سازه

تشابه

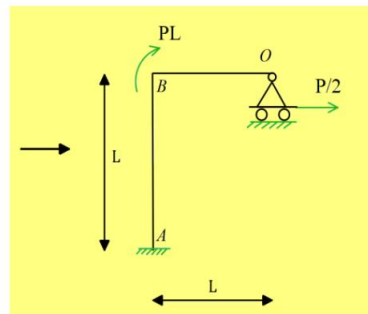
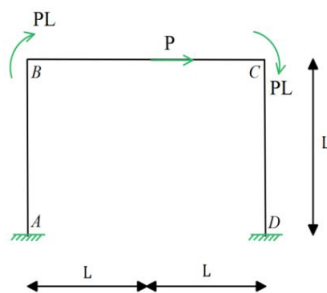
مثال ۴-۸۰

در قاب زیر اگر از تغییر شکل محوری در اعضای قاب صرف نظر شود، مقدار تغییر مکان جانبی نقطه B را محاسبه کنید. ($EI = cte$)

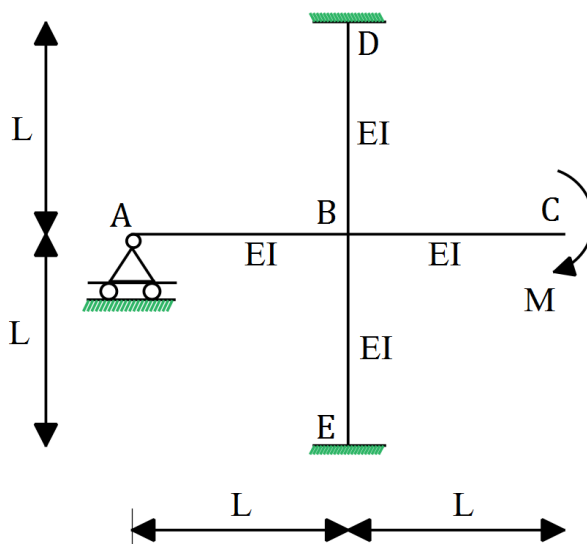


حل:

سازه متقارن با بارگذاری پادمتقارن می باشد و در محل محور تقارن لنگر صفر بوده و نیروی محوری در محل خط تقارن صفر می باشد. طبق حالت های گفته شده برای سازه های متقارن با بارگذاری پادمتقارن داریم:



۲- در سازه شکل زیر، مقدار جابجایی قائم در محل اثر لنگر متمرکز M مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ صلیبیت خمشی کلیه اعضا یکسان و برابر EI بوده از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود همچنین فرض کنید تحلیل از نوع الاستیک مرتبه اول است.



$$\frac{5ML^2}{13EI} \quad (1)$$

$$\frac{13ML^2}{30EI} \quad (2)$$

$$\frac{3ML^2}{13EI} \quad (3)$$

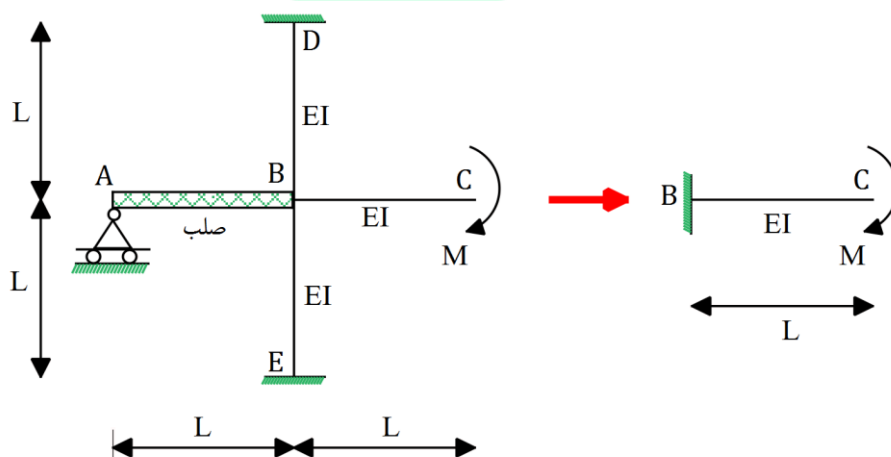
$$\frac{13ML^2}{22EI} \quad (4)$$



سطح سوال متوسط

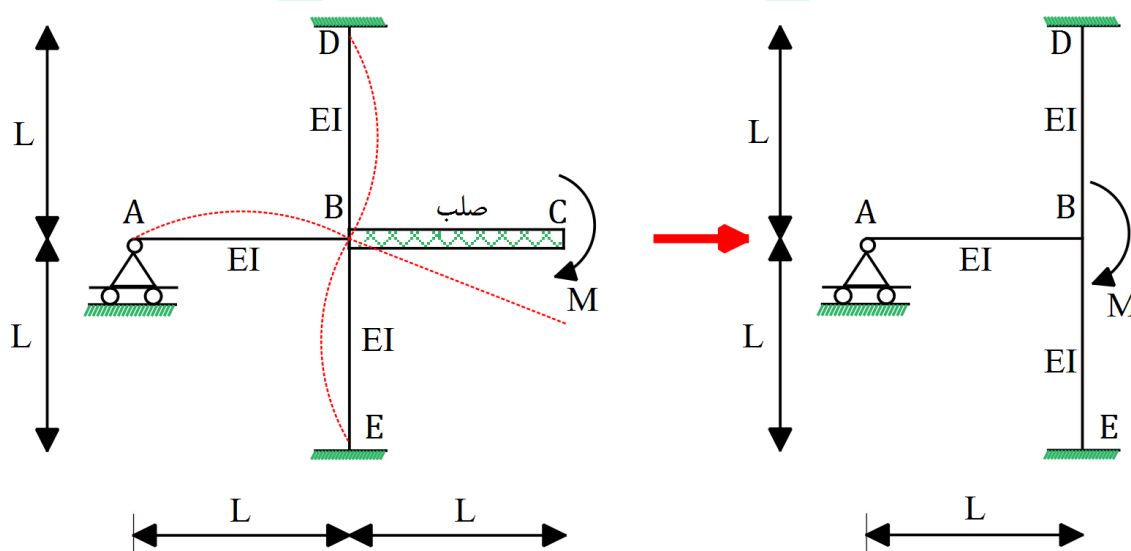
حل: طبق روش انعطاف پذیری در دو مرحله مقدار خیز قائم در محل اثر لنگر متمرکز M را محاسبه می کنیم:

حالت اول: صلبیت خمشی عضو AB را بی نهایت در نظر گرفته و با توجه به شرایط گیردار در نقطه B از طریق عضو انعطاف پذیر BC مقدار خیز قائم نقطه 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 تغییر شکل عضو BC می توان ابتدا شیب نقطه B را با توجه به بخش مربوط به فنرهای موازی در روش سختی محاسبه کرده و سپس مقدار خیز قائم نقطه 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:

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

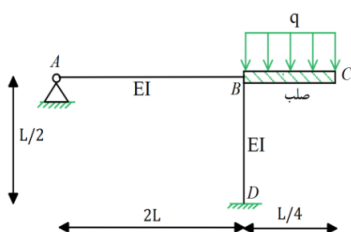
پاسخ سوال گزینه (۴)

تشابه بالای این سوال با مثال های ۴-۴۲ و ۴-۴۳ کتاب تحلیل سازه سبز سازه

تشابه

مثال ۴-۴۲

در قاب زیر θ_B و Δ_C را محاسبه کنید.



حل:

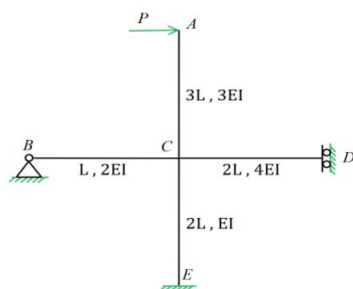
فصل چهارم: تحلیل سازه های نامعین | ۳۶۱

گروه صنعتی سبزسازه



مثال ۴-۴۳

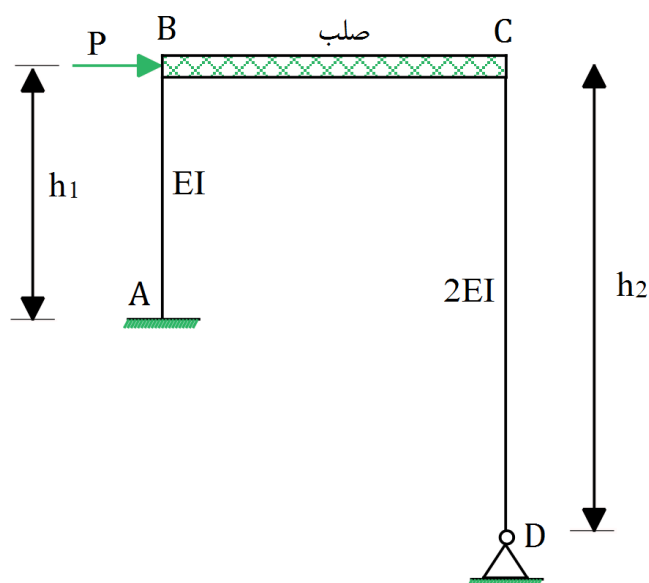
لنگر خمشی در تکیه گاه گیردار نقطه E کدام است؟



حل:



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 تغییر طول محوری اعضا صرف نظر نموده و تحلیل از نوع الاستیک مرتبه 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:

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

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

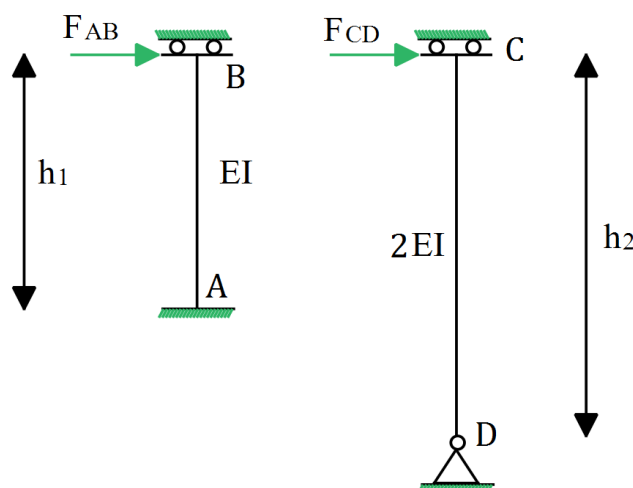
طبق صورت سوال داریم:

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

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

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

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





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:

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

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

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

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

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

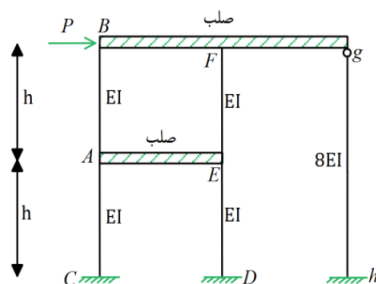
پاسخ سوال گزینه (۲)

تشابه این سوال با مثال های ۳۷-۴ و ۳۹-۴ کتاب تحلیل سازه سبز سازه و همچنین کل روابط مربوط به تغییرمکان جانبی و سختی جانبی در جدول فصل چهارم کتاب تحلیل سازه در بخش سختی آورده شده است.

تشابه

مثال ۳۷-۴

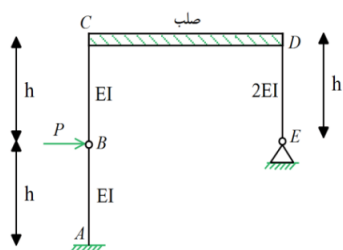
تغییرمکان افقی نقطه A و B و لنگر تکیه گاه C و h در قاب شکل زیر را محاسبه کنید.





مثال ۴-۳۹

در سازه زیر اگر سختی محوری ستون‌ها بسیار زیاد فرض شود، تغییر مکان افقی نقطه B را محاسبه کنید.



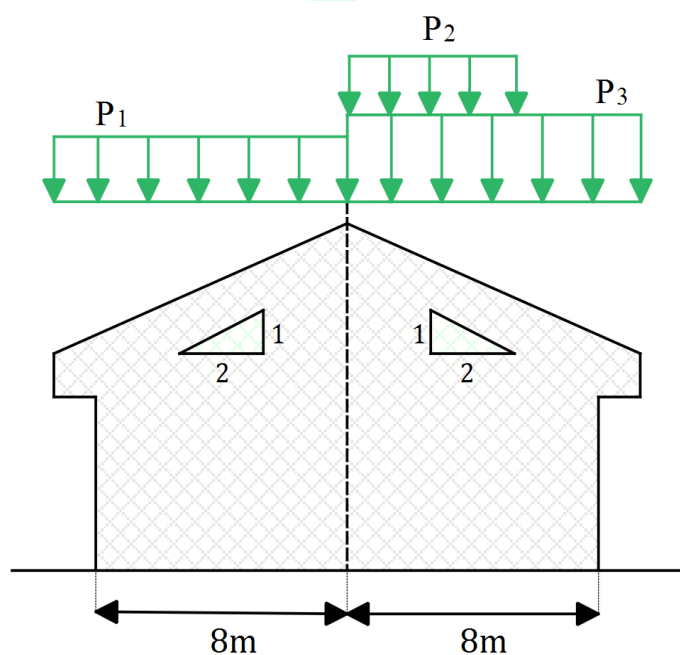
حل:



۳۴۲ | تحلیل سازه‌ها

	$\Delta_B = \frac{P}{\frac{12EI}{H^3} + \frac{3EI}{h^3}}$	$P = k_{\text{انتقالی}}$ $\Delta_B = 1$ $\rightarrow k_{\text{انتقالی}} = \frac{12EI}{H^3} + \frac{3EI}{h^3}$
--	---	---

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



$$0.98 \frac{KN}{m^2} \quad (۱)$$

$$0.46 \frac{KN}{m^2} \quad (۲)$$

$$1.39 \frac{KN}{m^2} \quad (۳)$$

$$0.64 \frac{KN}{m^2} \quad (۴)$$

→ جهت وزش باد

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۶-۷-۷-۱ صفحه 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. در نظر گرفتن بار نامتوازن برف برای بام‌های با شیب سقف کمتر از ۴٪ و شیب سقف بیشتر از ۶۰٪ لازم نیست.

برای بام‌های 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 $I_s P_s$ و در قسمت رو به باد بدون بار برف در نظر گرفته شود.

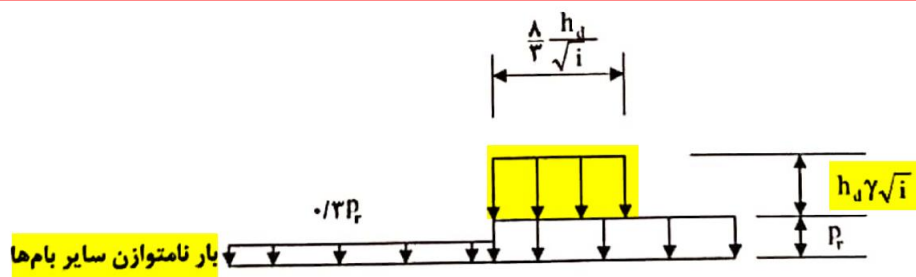
برای سایر بام‌ها، بار نامتوازن شامل بار گسترده $0.3 P_r$ در سمت بادگیر و در سمت پشت به باد P_r به

اضافه سربار به شدت $\gamma h_d \sqrt{i}$ بر واحد سطح افقی و در فاصله افقی $\frac{A}{3} \frac{h_d}{\sqrt{i}}$ 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:

$$h_d = 0.12 \sqrt{L_u} \sqrt{100 P_s + 50} - 0.5 \quad (۶-۷-۴)$$

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

**۳-۷-۶ 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 در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم‌بندی مشخص‌شده در جدول ۱-۷-۶ یا در شکل پیوست ۵-۶، 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 مقدار بار منطقه مربوطه در نظر گرفته شود.

$$\gamma = 0.43 P_s + 2.2 \quad \text{kN/m}^3 \quad (2-7-6)$$

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

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

برای منطقه با برف سنگین داریم:

$$P_s = 2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

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

در ادامه مقدار h_d را محاسبه می‌کنیم:

$$L_u = 8m$$

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

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

مقدار i را به صورت محاسبه می‌کنیم:



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

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 گزینه (۱)

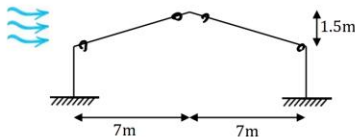
تشابه

تشابه بسیار بالای این سوال با تمرین در تور محاسبات مبحث ۶ سبز سازه

تمرین

مقطع یک ساختمان مسکونی در شهر تهران به صورت زیر می باشد. در صورتیکه بام برف ریز و نوع ناحیه پر تراکم باشد، شدت بار نامتوازن برف روی این سقف را محاسبه کنید. (سطح بام لغزنده می باشد)

$$* 6 < \omega \leq 15$$



$$P_r = I_s * C_n * C_h * C_s * P_s \quad C_n = 0.9 \text{ بام ریزو ناحیه پر تراکم}$$

$$P_s = 1.5$$

$$I_s = 1 \text{ (مسکونی)}$$

$$C_h = 1$$

$$\alpha_0 = 5^\circ \text{ (بام لغزنده)}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1.5}{7} \right) = 12.09^\circ$$

$$5^\circ < \alpha < 70^\circ \rightarrow$$

$$C_s = \frac{70 - \alpha}{70 - \alpha_0} = 0.89$$

$$\rightarrow P_r = 1 * 0.9 * 1 * 0.89 * 1.5 = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

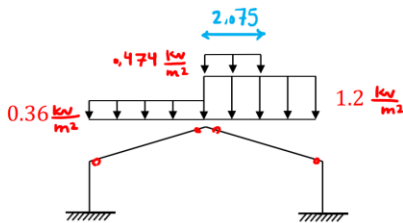
$$0.3P_r = 0.3 * 1.2 = 0.36 \frac{kN}{m^2}$$

$$\begin{cases} C_s = 1 & \alpha \leq \alpha_0 \\ C_s = \frac{70 - \alpha}{70 - \alpha_0} & \alpha_0 \leq \alpha \leq 70^\circ \\ C_s = 0 & \alpha \geq 70^\circ \end{cases}$$

ضریب شرایط دمایی	بام لغزنده	بام غیر لغزنده
$C_t = 1$	$\alpha_0 = 5$	$\alpha_0 = 30^\circ$
$C_t = 1.1$	$\alpha_0 = 10$	$\alpha_0 = 45^\circ$
$C_t = 1.2$	$\alpha_0 = 15$	$\alpha_0 = 45^\circ$
$C_t = 1.3$	$\alpha_0 = 15$	$\alpha_0 = 45^\circ$



سبزسازه



$$\tan(\alpha^\circ) = \left(\frac{1,5}{7}\right)$$

$$h_d = 0,12 \sqrt[3]{L_u} \cdot \sqrt[4]{100 P_S + 50} \quad \rightarrow 0,5 \quad (L_u = 7^m, \quad P_S = 1,5)$$

$$h_d = 0.36 \text{ m}$$

$$\gamma = 0.43 * 1.5 + 2.2 = 2.845 \text{ } ^kN/m^2$$

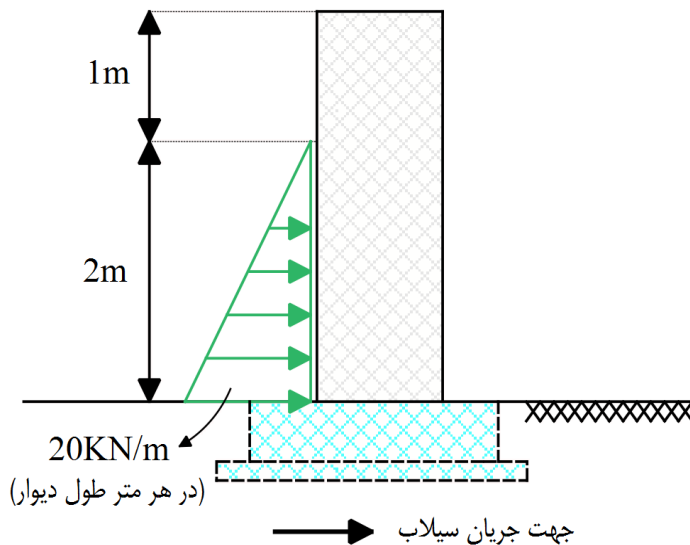
$$\Delta h_d \sqrt{i} = 0.474 \frac{1 \text{ W}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{8h_d}{3\sqrt{i}} = 2.075$$



گروه صنعتی سبز سازه تور محاسبات نظام مهندسی _ مبحث ششم

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؟



- 32 $KN.m/m$ (1)
37 $KN.m/m$ (2)
55 $KN.m/m$ (3)
46 $KN.m/m$ (4)

سطح سوال متوسط

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

۵-۳-۶-۶ 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 هیدرواستاتیکی تعریف می‌شود و در غیر این صورت با استفاده از مدل‌های هیدرودینامیکی قابل محاسبه است. این اضافه ارتفاع از رابطه ۱-۶-۶ مطابق شکل ۲-۶-۶ محاسبه می‌گردد.

$$d_h = av^2 / 2g \quad (1-6-6)$$

که در آن:

a: ضریب شکل

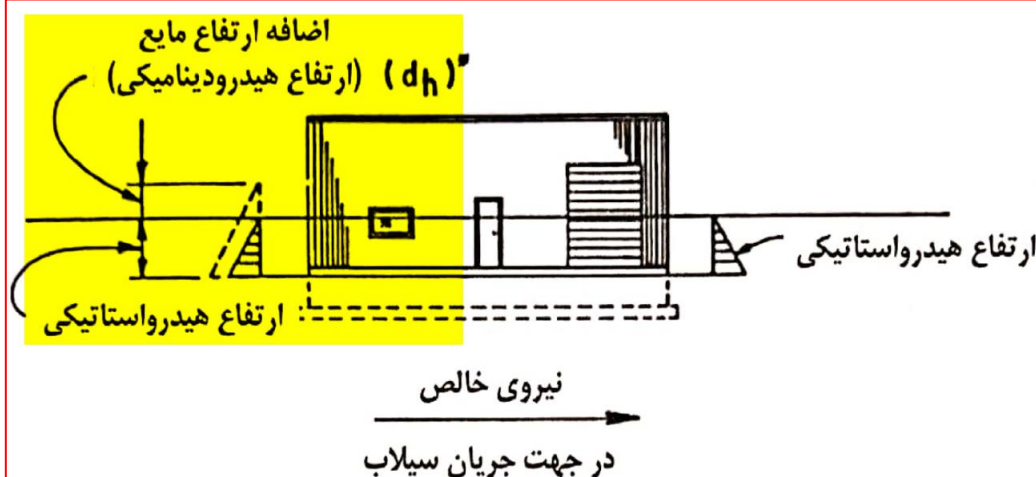
V: سرعت سیلاب (متر بر ثانیه)

g: شتاب ثقل (متر بر مجذور ثانیه)

d_h: اضافه ارتفاع مایع (متر) می‌باشد.

ضریب شکل **a**، به جریان سیال و شکل و زبری اعضای (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.

در این 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 ۲-۶-۶ نیروهای هیدرواستاتیکی و هیدرودینامیکی در جهت جریان سیلاب

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

در طراحی به روش ضرایب 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:

$$۱) ۱/۴D$$

$$۲) ۱/۲D + ۱/۶L + ۰/۵(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

$$۳) ۱/۲D + ۱/۶(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } ۰/۵(۱/۶W)]$$

$$۴) ۱/۲D + ۱/۶W + L + ۰/۵(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

$$۵) ۱/۲D + E + L + ۰/۲S$$

$$۶) ۰/۹D + ۱/۶W$$

$$۷) ۰/۹D + E$$

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 ترکیب‌های ۴ و ۶ نیز در نظر گرفته شود.

طبق مورد ث صفحه ۱۱ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ ترکیب بار برای محاسبه 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 ۲.۵ متر بر ثانیه بوده و از ۳ متر بر ثانیه تجاوز نمی کند، لذا مقدار بار هیدرودینامیک به صورت اضافه ارتفاعی از بار هیدرواستاتیک تعریف می شود. بنابراین:

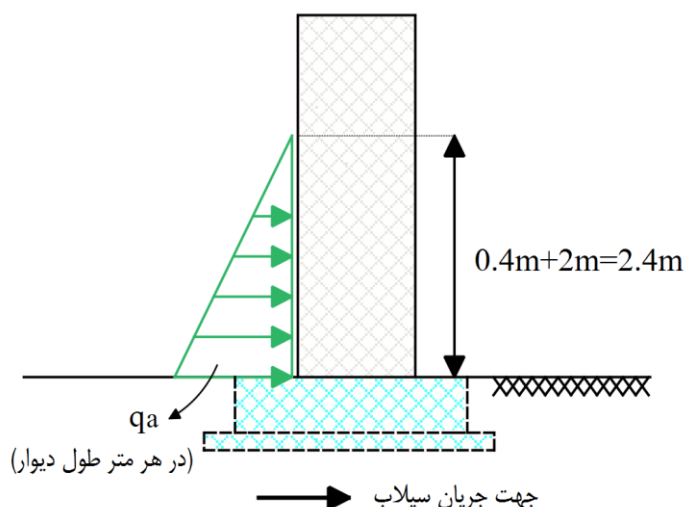
$$V = 2.5 \frac{m}{s} \leq 3 \frac{m}{s}$$

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

$$a = 1.25$$

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

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



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

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

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

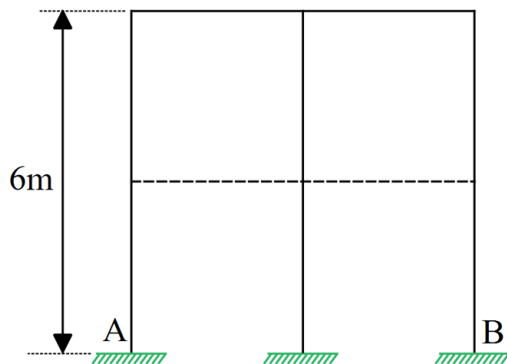
$$M_u = 2M_a = 2 * 23 = 46 \text{ KN.m/m}$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال ۱۸ آزمون آنلاین شماره یک و سوال ۳۷ آزمون جامع ۷ در تور محاسبات سبز سازه

تشابه

۱۸. یکی از دهانه‌های قاب مربوط به یک سازه بتنی مطابق شکل زیر نشان داده شده است. در صورتی که ارتفاع استاتیکی ناشی از سیل ۲.۴۳m باشد با لحاظ نیروهای ناشی از سیل با در نظر گرفتن سرعت حداکثر سیل و نیز اثر فشار خاک، حداقل مقدار لنگر مقاوم در ستون A برحسب KN.m چقدر است؟ (از اثر uplift در محاسبات صرف نظر شود). طراحی به روش ضریب بار و مقاومت می‌باشد و برای محاسبه لنگر تکیه‌گاه گیردار A ستون سمت چپ را تکی و با عملکرد طره‌ای و فشار خاک را در کل ارتفاع سازه در نظر بگیرید.



۴۴۰ (۱)

۳۸۴ (۲)

۵۶۷ (۳)

۴۹۵ (۴)

رشته عمران (محاسبات)

303C

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۷ سبزسازه

۳۷- یکی از دیوارهای پیرامون مربوط به یک مدرسه در داخل شهرستان مرنند، در معرض سیلاب رودخانه‌ای طولانی مدت واقع شده است. جهت طراحی این دیوار به طول ۱۴m و ارتفاع ۳ متر، لنگر نهایی طراحی پای دیوار طره‌ای ناشی از بار سیل در هر متر طول دیوار برحسب KN.m در کدامیک از گزینه‌ها به درستی بیان شده است؟ نوع خاک را III در نظر گرفته و وزن دیوار $1.5 \frac{KN}{m^2}$ می‌باشد. $c_p \cdot c_g = 0.875$

۱۷.۸

(۴)

۲.۲۵

(۳)

۸.۹۱

(۲)

۴.۵

(۱)



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 سازه اصلی که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده است و واقع در طبقه دوم یک ساختمان ۸ طبقه به ارتفاع ۳۲ متر از تراز پایه و اهمیت خیلی زیاد که در پهنه 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 وقفه سازه لازم است. همچنین وزن جزء غیرسازه ای همراه با محتویات آن در زمان بهره برداری ۵۰KN بوده و ارتفاع مرکز جرم آن از تراز پایه ۵ 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 صفحه 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 می شود. توزیع این نیرو بین بخش های مختلف جزء به نسبت جرم آنهاست.

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

در این رابطه:

V_{pu} = نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت، برای تعیین این نیرو در حد تنش های مجاز

باید این مقدار به ۱/۴ تقسیم شود.

A = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

$1+S$ = 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 سازه ای همراه با محتویات آن در زمان بهره برداری

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.

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

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

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

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

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

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_0	S	S_0	S
I	۰/۱	۰/۴	۱	۱/۵	۱	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱	۱/۵	۱	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۱/۳	۲/۲۵	۱/۱	۱/۷۵

۳-۱-۴ 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 خطرناک 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 رابطه زیر حداکثر نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت وارد بر دیوار جان پناه طره ای غیرسازه ای متکی بر سازه اصلی را محاسبه می‌کنیم:

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

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

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



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

$$Z = 5m$$

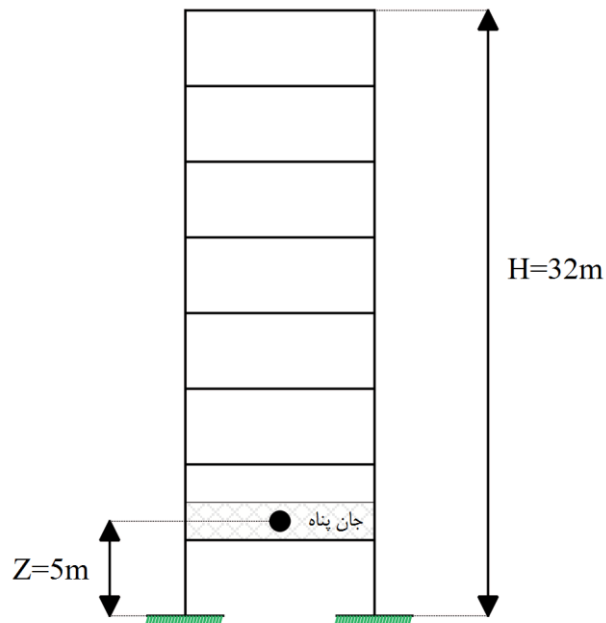
$$H = 32m$$

$$I_P = 1.4$$

$$W_P = 50KN$$

$$S = 1.5$$

$$A = 0.30$$



در نهایت داریم:

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

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

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

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

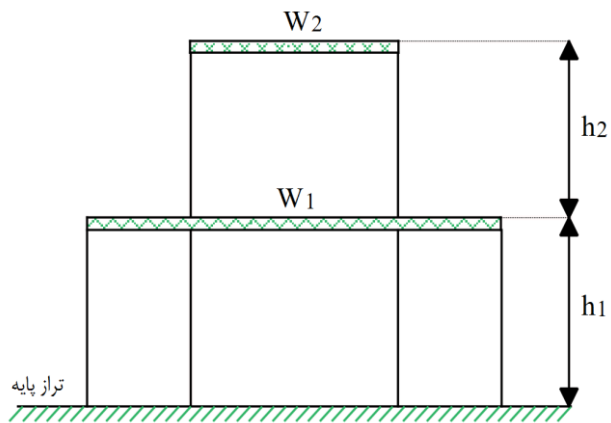
$$\rightarrow V_{Pu_{min}} = 15.75 KN \not\leq V_{Pu} = 11.03 KN \text{ not ok } \times$$

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

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 سازه اصلی و پاسخ سوال در نظر گرفته می شود.

پاسخ سوال گزینه (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 طبقه اول برابر نیروی جانبی وارد به طبقه دوم خواهد بود؟ W_1 و W_2 به ترتیب وزن موثر لرزه ای طبقات اول و دوم هستند. $W_1 > W_2$



$$\begin{aligned} \frac{h_1}{h_2} &= \frac{W_1}{W_1 - W_2} & (1) \\ \frac{h_1}{h_2} &= \frac{W_2}{W_1 - W_2} & (2) \\ \frac{h_1}{h_2} &= \frac{W_2}{W_1 + W_2} & (3) \\ \frac{h_1}{h_2} &= \frac{W_1}{W_1 + W_2} & (4) \end{aligned}$$

سطح سوال آسان

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

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

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

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (6-3)$$

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 (۱-۳) و نصف وزن دیوارها و ستون هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند.

k : ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به دست آورده می شود:

$$K = 0.5T + 0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (7-3)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک تر از ۰/۵ ثانیه و بزرگ تر 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:

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

$$\rightarrow K = 1$$

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



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

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

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

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

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

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

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

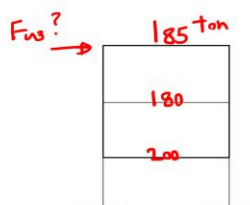
پاسخ سوال گزینه (۲)

تشابه این سوال با سوال تالیفی در تور محاسبات سبزسازه و درسنامه تکمیلی این بخش

تشابه

تالیفی $k=1$
 یک ساختمان بتن آرمه با زمان تناوب کمتر از 0.5 ثانیه مفروض است. در صورتیکه وزن طبقات اول تا خریشته به ترتیب 200 ، 180 ، 150 و 35 تن باشد، در محاسبات مقدار نیروی زلزله وارد بر طبقه بام را چند درصد برش پایه کل در نظر می گیریم؟ ارتفاع طبقات نیز یکسان فرض شود.

$$0.25 (150) = 37.5 \text{ ton} > 35 \text{ ton} \rightarrow \text{وزن خریشته بام اضافه نمیشود}$$



$$F_{u3} = \frac{w_3 h_3}{\sum w_j h_j}$$

$$F_{u3} = \frac{185 (3h)}{200(h) + 180(2h) + 185(3h)} V_u = 0.49 V_u$$

- ۵۳ (۱)
 ۴۱ (۲)
 ۴۹ (۳)
 ۶۰ (۴)





وزن طبقه : - وزن سقف

- قسمی از بار بر سقف (جدول ۱-۳)

- نصف وزن دیوارها و ستونها که در بالا و پایین سقف قرار دارند

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

خوشه:

- وزن با > 25% : خوشه ← طبقه مستقل
- وزن با < 25% : خوشه ← بخش ازینام

وزن طبقه:

- ارتفاع از سطح همبست وزن طبقه
- از زیر پایه

نیروی برخورد:

- مادر ملاتهرها
- نیروی جاذبی درز طبقه

k=?

$\underline{k} = \begin{cases} 1 & T < 0.5 \\ 0.5T + 0.75 & 0.5 \leq T \leq 2.5 \\ 2 & T > 2.5 \end{cases}$	
---	--

سبز سازه

گروه مهندسی سبز سازه | تدریس تخصصی نظام مهندسی

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 زلزله 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 منطقه با خطر نسبی زیاد و بر روی زمین نوع II احداث شده است.

- | | | |
|-----|------|-------|
| (١) | 1.14 | ثانيه |
| (٢) | 1.3 | ثانيه |
| (٣) | 0.91 | ثانيه |
| (٤) | 0.73 | ثانيه |

سطح سوال آسان

حل: طبق بند ۳-۳-۳-۱ صفحه ۳۱ و بند ۳-۵-۳ صفحه 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 (۱-۳) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۱-۳-۳-۳) 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 (۱-۱-۳-۳) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ 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 به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75}$$

(۳-۳)

۱-۶ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت

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

گروه ۱- 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 می‌شود:



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

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 گزینه (۱)

تشابه بالای این سوال با سوال ۳۱ کتابچه تست در تور محاسبات سبزسازه و درسنامه تکمیلی این بخش

تشابه

۳۱. در یک ساختمان اداری منظم با سیستم قاب ساختمانی (دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه) که ۲۸ متر ارتفاع دارد مقدار زمان تناوب تحلیلی ۰.۸۲۷ ثانیه بر اساس تحلیل سازه به دست آمده است. حداکثر زمان تناوب برای محاسبه تغییرمکان جانبی نسبی طرح در تحلیل استاتیکی معادل به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

- (۱) ۰.۹۷۳
- (۲) ۰.۸۲۷
- (۳) ۰.۶۰۸
- (۴) ۰.۷۶۰

بند ۳-۵-۲

در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، مقدار برش پایه را می توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T تعیین کرد. ولی در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود.

$$\underline{T} = \min(T_{\text{تحلیلی}}, T_{\text{تجربی}} 1.25)$$

ساختمان با اهمیت خیلی زیاد

$$T = T_{\text{تحلیلی}}$$

ساختمان با اهمیت زیاد، متوسط ، کم

$$T \uparrow \rightsquigarrow B \downarrow \rightsquigarrow C \downarrow$$





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 منطقه با خطر نسبی متوسط بر روی خاک نوع I و ساختمان B در منطقه 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 صفحه 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:

$$B = B_1 N$$

(۱-۲)

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

۲-۳-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پیوندهای 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.

$$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) \quad 0 < T < T_0$$

$$B_1 = S + 1 \quad T_0 < T < T_s$$

(۲-۲)

$$B_1 = (S + 1)(T_s/T) \quad T > T_s$$

سبزسازه



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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

(۳-۲)

$$N = 1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

(۴-۲)

$$N = 1.4$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

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

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

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



$$\rightarrow T = 1.2s$$

$$\rightarrow T_s = 0.4s$$

$$\rightarrow T_s < T < 4S$$

$$\rightarrow S = 1.5$$

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

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

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

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

$$\rightarrow T = 1.2s$$

$$\rightarrow T_s = 0.5s$$

$$\rightarrow S = 1.5$$

$$\rightarrow T_s < T < 4S$$

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

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

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

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

$$\rightarrow \frac{B_{A\text{ساختمان}}}{B_{B\text{ساختمان}}} = \frac{0.91}{1.188} = 0.766$$



نکات کامل حل این سوال در درسنامه این بخش از تور محاسبات سبزسازه

تشابه

ضریب بازتاب ساختمان

$$B = B_1 N$$

$$B_1 = \begin{cases} S_0 + (S - S_0 + 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) & : 0 < T < T_0 \\ S + 1 & : T_0 < T < T_s \\ (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) & : T > T_s \end{cases}$$

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



ضریب بازتاب ساختمان

$$B = B_1 \times N$$

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

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
S_0	S	S_0	S			
1	1.5	1	1.5	0.4	0.1	I
1	1.5	1	1.5	0.5	0.1	II
1.1	1.75	1.1	1.75	0.7	0.15	III
1.1	1.75	1.3	2.25	1.0	0.15	IV





۱۰- فرض کنید زمان تناوب اصلی یک ساختمان ۸ طبقه (ساختمان A) با زمان تناوب اصلی یک ساختمان ۹ طبقه (ساختمان B) یکسان است. ساختمان A در منطقه با خطر نسبی متوسط بر روی خاک نوع II و ساختمان B در منطقه 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 صفحه ۱۷ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

الف- برای پهنه های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

(۳-۲)

$$N = 1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

ب- برای پهنه های باخطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

(۴-۲)

$$N = 1.4$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

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_0	S	S_0	S
I	۰/۱	۰/۴	۱	۱/۵	۱	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱	۱/۵	۱	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۱/۳	۲/۲۵	۱/۱	۱/۷۵

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

$$\rightarrow T_s = 0.5s$$

$$\rightarrow S = 1.5$$

با فرض اینکه زمان تناوب اصلی T در محدوده 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:

$$\rightarrow T_s < T < 4S$$

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

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

$$\rightarrow T_s = 0.7s$$

$$\rightarrow S = 1.75$$

با فرض اینکه زمان تناوب اصلی T در محدوده 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:

$$\rightarrow T_s < T < 4S$$

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



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:

$$\rightarrow N_{\text{ساختمان A}} = N_{\text{ساختمان B}}$$

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

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

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

$$\rightarrow (T_s)_A < T_A < 4S \rightarrow 0.5 < 0.934s < 4S \quad \text{ok}\checkmark$$

$$\rightarrow (T_s)_B < T_B < 4S \rightarrow 0.7 < 0.934s < 4S \quad \text{ok}\checkmark$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

نکات کامل حل این سوال در درسنامه این بخش از تور محاسبات سبزسازه

تشابه

ضریب بازتاب ساختمان

$$B = B_1 N$$

$$B_1 = \begin{cases} S_0 + (S - S_0 + 1)\left(\frac{T}{T_0}\right) & : 0 < T < T_0 \\ S + 1 & : T_0 < T < T_s \\ (S + 1)\left(\frac{T_s}{T}\right) & : T > T_s \end{cases}$$

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

سبزسازه





ضریب بازتاب ساختمان

$$B = B_1 \times N$$

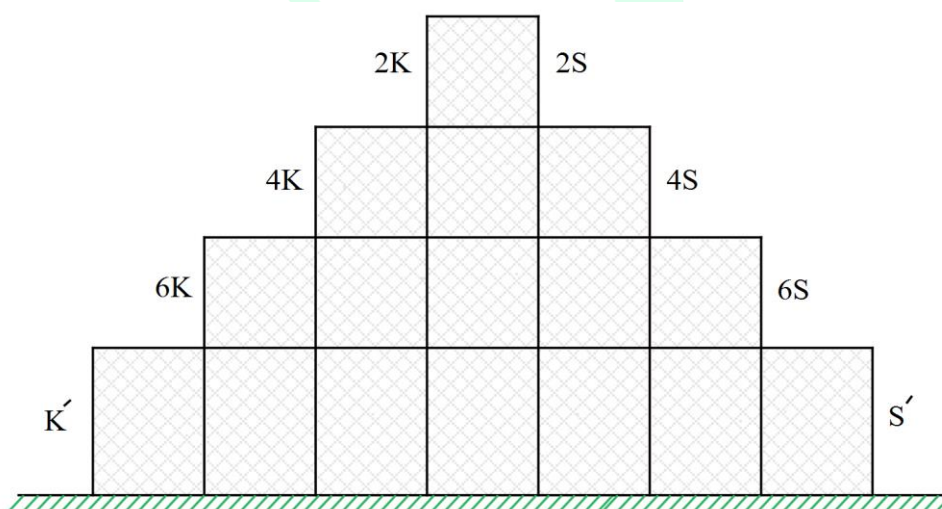
جنول ۲-۲: پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
S_0	S	S_0	S			
1	1.5	1	1.5	0.4	0.1	I
1	1.5	1	1.5	0.5	0.1	II
1.1	1.75	1.1	1.75	0.7	0.15	III
1.1	1.75	1.3	2.25	1.0	0.15	IV



گروه مهندسی سبزسازه | تور تخصصی نظام مهندسی

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) 4.2K و 4.8S

۲) 3.2K و 4.8S

۳) 3.6K و 3.9S

۴) 2.8K و 3.9S

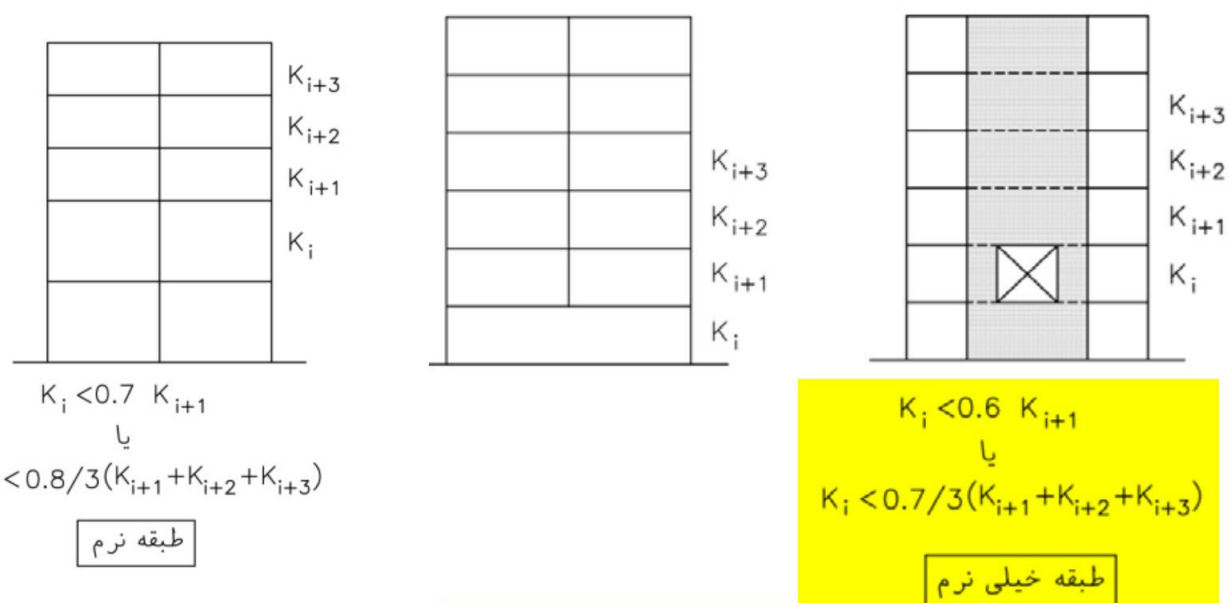
سطح سوال: آسان

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

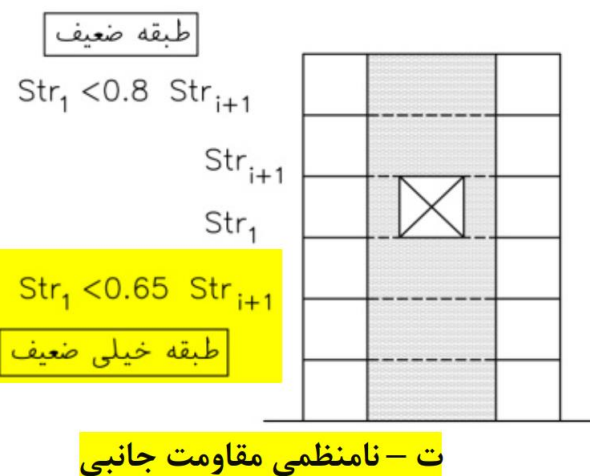
۳-۷-۱ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های با نامنظمی "طبقه خیلی ضعیف" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطر نسبی 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



ث - نامنظمی مقاومت جانبی

طبق بند ۳-۷-۱ در صفحه ۱۱ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم این ساختمان نباید دارای طبقه 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 طبقه خیلی نرم را در ساختمان کنترل می‌کنیم:

برای آنکه طبقه 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 طبقه 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 گزینه (۳)

تشابه

تشابه این سوال با سوال ۷ آزمون جامع ۱ و سوال ۳ کتابچه تست سبز سازه

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۱ سبزسازه		303C	رشته عمران (محاسبات)
۷- کدامیک از سازه‌های زیر را نمی‌توان در شهر تهران ساخت؟ (تیپ خاک IV بوده و R نماینده مقاومت جانبی و S نماینده سختی جانبی طبقات است.)			
$S = 150 \text{ kN/cm}$ $S = 200 \text{ kN/cm}$ $S = 180 \text{ kN/cm}$	(۲)	$S = 100 \text{ kN/cm}$ $S = 140 \text{ kN/cm}$ $S = 200 \text{ kN/cm}$	(۱)
$R = 250 \text{ kN}$ $R = 160 \text{ kN}$ $R = 200 \text{ kN}$	(۴)	$R = 200 \text{ kN}$ $R = 140 \text{ kN}$ $R = 100 \text{ kN}$	(۳)



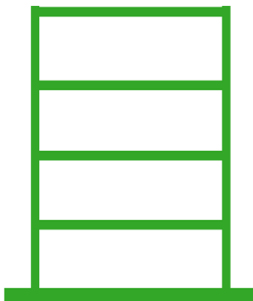
۳. ساختمان زیر با سختی‌های طبقات داده شده مفروض است. با توجه به نامنظمی سختی جانبی تعیین کنید احداث ساختمان در کدام منطقه و بر روی کدام نوع زمین مجاز نیست؟

$$K = 138000 \frac{kg}{cm}$$

$$K = 145000 \frac{kg}{cm}$$

$$K = 150000 \frac{kg}{cm}$$

$$K = 87000 \frac{kg}{cm}$$



(۱) لاهیجان، زمین نوع II

(۲) گرگان، زمین نوع III

(۳) نائین، زمین نوع IV

(۴) شادگان، زمین نوع IV

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.

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

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

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

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

سطح سوال متوسط

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

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

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضا و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب دار زیر باشد:

$$۱) ۱/۴D$$

$$۲) ۱/۲D + ۱/۶L + ۰/۵(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

$$۳) ۱/۲D + ۱/۶(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } ۰/۵(۱/۶W)]$$

$$۴) ۱/۲D + ۱/۶W + L + ۰/۵(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

$$۵) ۱/۲D + E + L + ۰/۲S$$

$$۶) ۰/۹D + ۱/۶W$$

$$۷) ۰/۹D + E$$

۶-۵-۷-۱ بار وارد بر سیستم‌های نرده و جان‌پناه

سیستم نرده یا جان‌پناه باید طوری طراحی شود که یک بار متمرکز ۱ کیلونیوتن وارد بر هر 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 کیلونیوتن 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		
۱-۲	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)	—
۳-۲	سالن غذاخوری و رستوران	۵ ^(۳)	—
۴-۲	سینما و تئاتر	۵ ^(۳)	—
۵-۲	صحنه سینما و تئاتر	۷/۵ ^(۳)	—
۶-۲	سالن اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و ...	۷/۵ ^(۳)	—
۷-۲	شبستان مساجد و تکایا	۶ ^(۳)	—
۸-۲	سالن انتظار و ملاقات	۵ ^(۳)	—
۹-۲	پایانه مسافربری	۶ ^(۳)	—

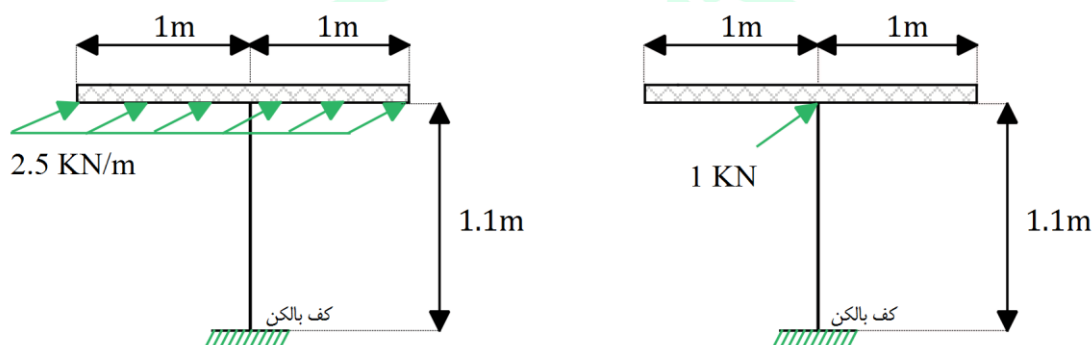


طبق بند ۶-۵-۷-۱ صفحه ۲۷ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ با توجه به اینکه کاربری سینما شامل محل های تجمع و ازدحام می باشد. لذا داریم:

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

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

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



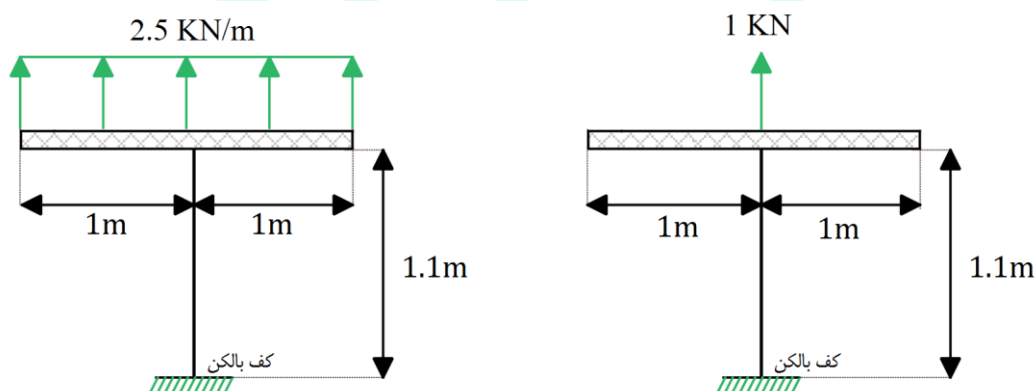
$$M_{\text{گسترده}} = 2.5 * 2 * 1.1 = 5.5 \text{ KN.m}$$

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

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

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

نکته مهم: در بند ۶-۵-۷-۱ صفحه 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:





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

$$T_{\text{متمرکز}} = 1 \text{ KN}$$

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

نکته 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 گزینه (۲)

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال ۸ آزمون آنلاین شماره یک و سوال ۷ کتابچه تست و توضیحات کامل این بخش در تور محاسبات سبز سازه

تشابه

رشته عمران (محاسبات)	303C	آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون آنلاین ۱ سبزسازه
۸. در بخشی از یک سالن اجرای سرود از سیستم نرده فولادی استفاده شده است. فاصله بین میله های قائم نرده از هم $1.2m$ بوده و ارتفاع آن ها از کف $0.8m$ می باشد. در صورتی که نرده با مشخصات بیان شده در قسمت بالکن یک ساختمان مسکونی قرار گیرد، میزان کاهش لنگر خمشی ناشی از بار زنده نهایی در نرده با فرض تکیه گاه گیردار در کف به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ طراحی به روش ضریب بار و مقاومت می باشد.		
		(۱) 40%
		(۲) صفر
		(۳) 70%
		(۴) 67%

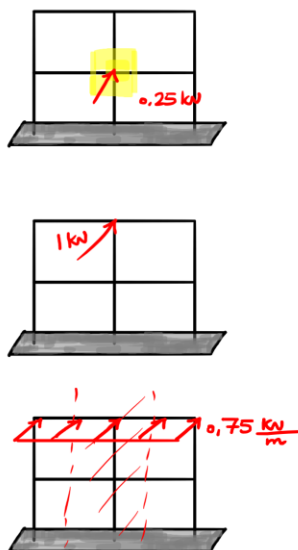


۷. در یک ساختمان مسکونی سه طبقه جان پناه اطراف بام از پروفیل های به فاصله 30 cm از یکدیگر و به ارتفاع 1.1 m تشکیل شده است. پایین پروفیل ها در تیر حمال کف گیردار است. در طراحی به روش حالات حدی پروفیل ها باید برای چه لنگر خمشی ناشی از بارهای زنده طراحی شوند؟

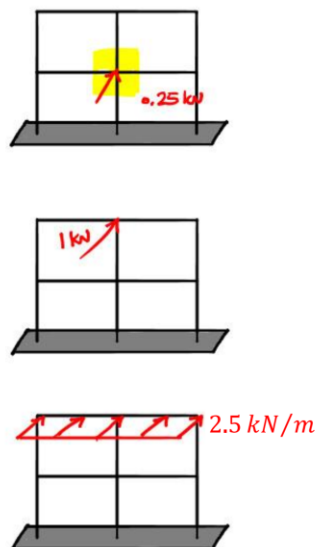
- (۱) 0.23 KN.m
- (۲) 1.76 KN.m
- (۳) 0.36 KN.m
- (۴) 8.58 ton



سیستم نرده در محل های معمولی



سیستم نرده در محل های اجتماع و ازدحام



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.

(۵) 36.2 KN (۶) 23.5 KN (۷) 25.9 KN (۸) 30.6 KN

سطح سوال سخت

حل: طبق بند ۶-۱۰-۴ صفحه ۷۴ و بند ۶-۱۰-۵ صفحه ۷۶ و پیوست ۴ بند پ-۶-۴-۲ صفحه 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 حاصل ضرب فشارها یا مکش‌های داخلی و خارجی وارد بر سطوح ساختمان (یا اجزاء) در مساحت سطوح ساختمان (یا اجزاء) به دست می‌آید.

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

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 برابر یا روی جزئی از سطح خارجی ساختمان از رابطه (۶-۱۰-۳-الف) به دست می‌آید.

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

۶-۱۰-۴-۲ فشار یا مکش داخلی

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

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

در این رابطه :

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

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

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

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



جدول ۱-۶-۱ گروه بندی خطرپذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بارهای باد، برف، زلزله و یخ

گروه خطرپذیری	نوع کاربری
۳	کلیه ساختمان ها و سازه های مشمول این مبحث که جزو ساختمان های عنوان شده در سه گروه خطرپذیری دیگر نباشند، مانند ساختمان های مسکونی، اداری و تجاری، هتل ها، پارکینگ های طبقاتی، انبارها، کارگاه ها، ساختمان های صنعتی و غیره.

جدول ۱-۶-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطرپذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۶-۱	ضریب اهمیت I_e بار زلزله	ضریب اهمیت I_w بار باد	ضریب اهمیت I_i بار یخ	ضریب اهمیت I_s بار برف
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

۱۲-۱۰-۶ ضریب هم راستایی باد C_d

ضریب هم راستایی باد به منظور در نظر گرفتن احتمال هم راستایی جهت باد، ساختمان و ضریب فشار مربوط در همان جهت یاد پیش بینی شده است. بجز در ساختمان ها و حالات زیر، ضریب هم راستایی C_d برابر با ۰/۸۵ اختیار می شود.

۱- دودکش ها، منابع و ساختمان های مشابه با مقطع مربع $C_d=0/9$ ، با مقطع دایره یا هشت ضلعی $C_d=0/95$

۲- پایه های انتقال نیرو (برج های خرابایی) با مقطع مثلث، مربع و مستطیل $C_d=0/85$ ، با سایر مقاطع $C_d=0/95$

سبزسازه

۶-۱۰-۱-۱ ارتفاع مبنا

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

الف) برای ساختمان‌های منطبق بر بند ۶-۱۰-۸ این بخش یا پیوست ۴-۶، 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 ($Z=H/2$) 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 ۲۰ متر

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

۶-۱۰-۳ 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 ۲۰ برابر ارتفاع ساختمان (هر کدام که بیشتر است) امتداد داشته باشد، ضریب C_e از رابطه (۶-۱۰-۶) تعیین می‌گردد.

$$C_e = 0.7 \left(\frac{Z}{12} \right)^{0.3} \geq 0.7 \quad (6-10-6)$$

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 ۱۰ درصد 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_{gi} و C_g**

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 در نظر 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) $C_g = ۲/۵$

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

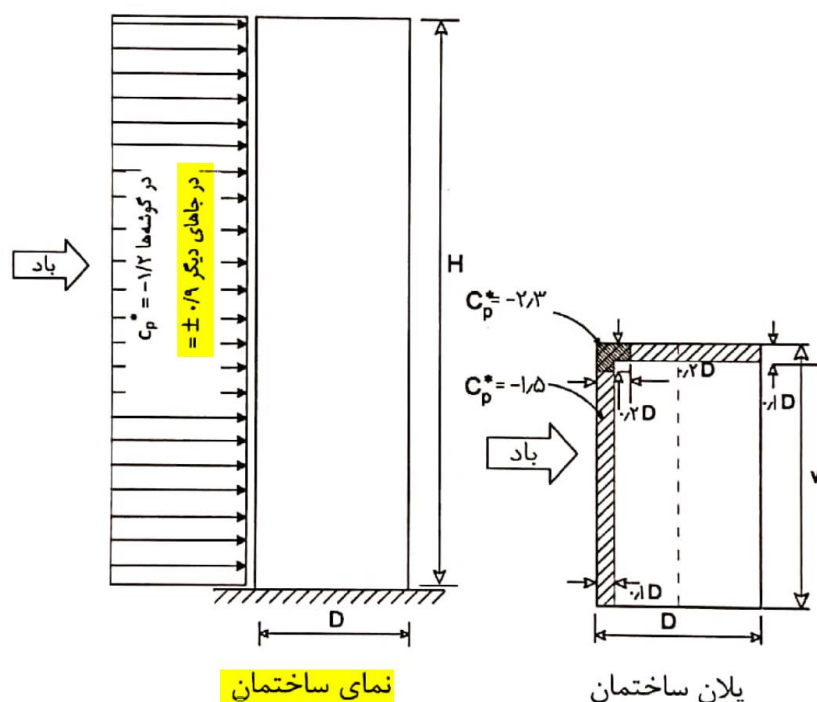
با پنجره‌های معمولی قابل بازشو

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 ۳-۱۰-۶ ضریب فشار C_p^* برای طراحی اعضای 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.

۴-۱۰-۶ سه روش استاتیکی، تأثیرات دینامیکی باد و تجربی برای تعیین بارهای باد قابل استفاده است. ضوابط محاسبه بار باد وارد بر ساختمان‌ها و سازه‌های غیرساختمانی به روش استاتیکی در بندهای ۴-۱۰-۶ الی ۱۵-۱۰-۶ 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 در سازه‌های غیرساختمانی نرم نظیر دودکش‌ها، مخازن و دکل‌ها که زمان تناوب ارتعاشات طبیعی آن‌ها بزرگتر از ۱/۱۰ 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 - ۴-۶ 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 بر سازه ساختمان‌های بلند و نرم

درموردی 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.

ناحيه ۲-نواحی پرتراکم

$$C_e = \cdot / \Delta \left(\frac{Z}{12/Y} \right)^{\cdot / \Delta} \quad (2-4-6-7)$$

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

در مورد سازه‌هایی با زمان تناوب بیش از ۴ 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 تحلیل، با برای ساختمان‌های با ارتفاع کمتر از ۱۲۰ متر از روابط تجربی زیر محاسبه کرد.

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

Ta = $\frac{1}{2} \sqrt{H}$ (۶-۱-۱) قاب خمشی بتنی

۶-۱۰-۱) ساختمان‌های با سایر سیستم‌های باربر جانبی

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

ابتدا ارتفاع سازه را کنترل می کنیم:

→ $H = 20 * 4 = 80m > 60m$ *OK✓*

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

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



$$\rightarrow H = 20 * 4 = 80m < 120m \text{ OK}\checkmark$$

با توجه به اینکه به نوع سیستم سازه ای در صورت سوال اشاره نشده است. بنابراین باید هر سه رابطه 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 محاسبه نیروی باد استفاده می شود.

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

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

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

$$C_{e \text{ دینامیکی}} = 0.5 * \left(\frac{20 * 4}{12.7} \right)^{0.5} \approx 1.25$$

$$0.5 \leq 1.25 \leq 2.5 \text{ OK}\checkmark$$

$$C_{e \text{ استاتیکی}} = 0.7 * \left(\frac{20 * 4}{12} \right)^{0.3} \approx 1.236 \geq 0.7 \text{ ok}$$

$$P_{W \text{ دینامیکی}} = I_W q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 * 0.47 * 1.25 * 1 * 2.5 * 0.9 * 0.85$$

$$P_{W \text{ دینامیکی}} = 1.12 \frac{KN}{m^2}$$

$$F_{W \text{ دینامیکی}} = P_W * A_W = 1.12 * 4 * 4 \approx 18 KN$$

$$P_{W \text{ استاتیکی}} = I_W q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 * 0.47 * 1.236 * 1 * 2.5 * 0.9 * 0.85$$



$$P_{W \text{ استاتیکی}} = 1.11 \frac{KN}{m^2}$$

$$F_{W \text{ استاتیکی}} = P_W * A_W = 1.11 * 4 * 4 \approx 17.76 KN$$

$$I_W = 1$$

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

$$C_t = 1$$

$$C_d = 0.85$$

$$C_p = 0.9$$

$$C_g = 2.5$$

نکته مهم: اطلاعات سوال ناقص بوده و برای در نظر گرفتن اثر لبه ها باید بعد پلان را در صورت سوال طراح تعریف می کرد. که متأسفانه به آن هیچ اشاره ای نشده است.

با فرض تعریف بعد پلان در صورت سوال و در نظر گرفتن پانل دیوار در گوشه ها داریم:

$$C_p = 1.2$$

$$P_{W \text{ دینامیکی}} = I_W q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 * 0.47 * 1.25 * 1 * 2.5 * 1.2 * 0.85$$

$$P_{W \text{ دینامیکی}} = 1.498 \frac{KN}{m^2}$$

$$F_{W \text{ دینامیکی}} = P_W * A_W = 1.498 * 4 * 4 \approx 23.97 KN$$

$$P_{W \text{ استاتیکی}} = I_W q C_e C_t C_g C_p C_d = 1 * 0.47 * 1.236 * 1 * 2.5 * 1.2 * 0.85$$

$$P_{W \text{ استاتیکی}} = 1.481 \frac{KN}{m^2}$$

$$F_{W \text{ استاتیکی}} = P_W * A_W = 1.481 * 4 * 4 \approx 23.7 KN$$

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



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

$$P_{Wi}^{\text{دینامیکی}} = I_W q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d = 1 * 0.47 * 1.25 * 1 * 2 * 0.45 * 0.85$$

$$P_{Wi}^{\text{دینامیکی}} = 0.45 \frac{KN}{m^2}$$

$$F_{Wi}^{\text{دینامیکی}} = P_{Wi} * A_W = 0.45 * 4 * 4 \approx 7.2KN$$

$$P_{Wi}^{\text{استاتیکی}} = I_W q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d = 1 * 0.47 * 1.236 * 1 * 2 * 0.45 * 0.85$$

$$P_{Wi}^{\text{استاتیکی}} = 0.444 \frac{KN}{m^2}$$

$$F_{Wi}^{\text{استاتیکی}} = P_{Wi} * A_W = 0.45 * 4 * 4 \approx 7.1KN$$

$$I_W = 1$$

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

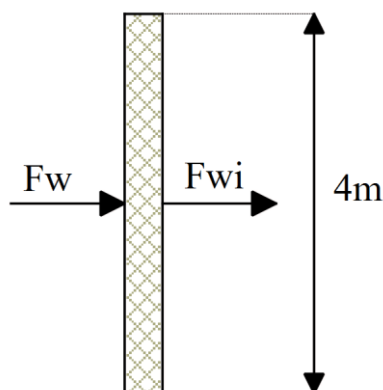
$$C_t = 1$$

$$C_d = 0.85$$

$$C_{pi} = 0.45$$

$$C_{gi} = 2$$

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





$$\rightarrow F_{W_{\text{دینامیکی}}} = F_W + F_{Wi} = 18 + 7.2 = 25.2 \text{ KN}$$

$$\rightarrow F_{W_{\text{استاتیکی}}} = F_W + F_{Wi} = 17.76 + 7.1 = 24.86 \text{ KN}$$

با فرض تعریف ابعاد پلان و در نظر گرفتن پانل دیوار در گوشه ها مقدار حداکثر نیروی باد وارد بر هر پانل دیوار را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow F_{W_{\text{دینامیکی}}} = F_W + F_{Wi} = 23.97 + 7.2 = 31.17 \text{ KN}$$

$$\rightarrow F_{W_{\text{استاتیکی}}} = F_W + F_{Wi} = 23.7 + 7.1 = 30.8 \text{ KN}$$

مقدار بدست آمده برای حداکثر نیروی کلی باد وارد بر هر پانل دیوار اگر در گوشه ها باشد به گزینه (۴) ولی برای سایر جاهای دیگر به گزینه (۳) نزدیکتر می باشد.

نکته مهم: با توجه به مطرح نشدن ابعاد پلان در صورت سوال و اعلام کلید اولیه و انتخاب گزینه (۴) توسط سازمان که این گزینه نیازمند مشخص بودن ابعاد پلان ساختمان می باشد. به این سوال می توان اعتراض نموده و چون کلید اعلام شده توسط طراح نیازمند مشخص بودن ابعاد پلان است و این پارامتر در صورت سوال نیست این سوال باید در کلید نهایی حذف گردد.

پاسخ سوال گزینه (۳ یا ۴)

سبزسازه



تشابه این سوال با سوال تالیفی تور مبحث ۶ سبزسازه و توضیحات تکمیلی پاسخ این سوال در درسنامه تور محاسبات سبز سازه

تشابه

تالیفی

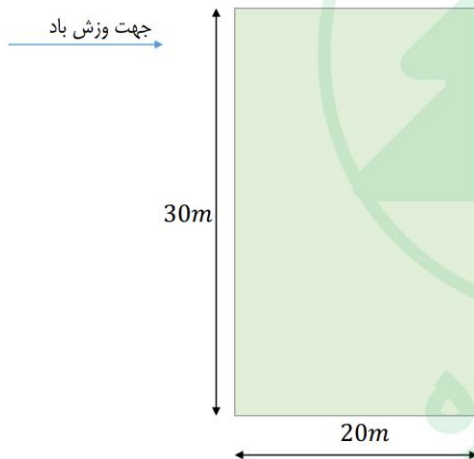
پلان یک ساختمان با کاربری هتل به ارتفاع 24 متر مطابق شکل زیر است. این سازه در داخل شهرستان رامسر واقع شده و دارای بام تخت می باشد. برآیند نیروهای وارده به پوشش نهایی بام به صورت موضعی در وجه غربی بر حسب کیلونیوتن در صورتی که ارتفاع جان پناه 0.8 متر باشد به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟

67 (۱)

70 (۲)

100 (۳) ✓

80 (۴)



گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث ششم

محاسبه بار باد

۵-۱۰-۶ نیروی باد

بار خالص باد، F_t ، برای کل ساختمان یا اجزاء پوششی ساختمان (اجزاء نما - پوشش بام) از جمع جبری حاصل ضرب فشارها یا مکش های داخلی و خارجی وارد بر سطوح ساختمان (یا اجزاء) در مساحت سطوح ساختمان (یا اجزاء) به دست می آید.

$$F_t = \sum P_j A_j + \sum P_{ij} A_j$$

(۴-۱۰-۶)



ساز بار بر سازه $P_w = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d$

ساز بار بر اجزاء $P_w = I_w q C_e C_t C_{gi} C_{pi} C_d$

نیروی باد

$$F_t = \sum P_j A_j + \sum P_{ij} A_j$$

$$P = \frac{F}{A}$$



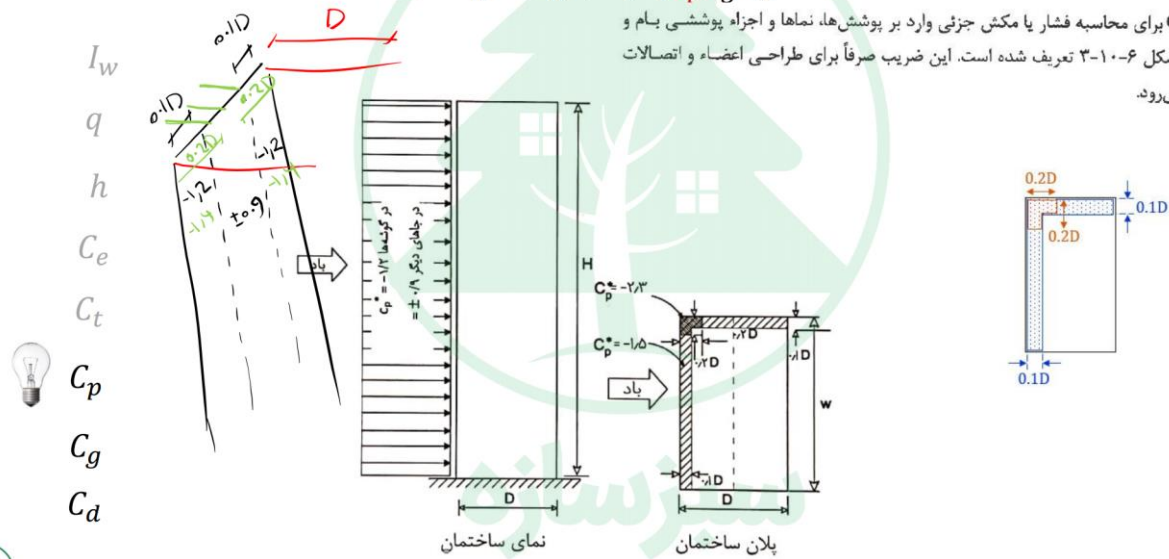
گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث ششم

معرفی پارامترهای فشار باد

در طراحی اعضای پوششی نما و بام

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

ضریب فشار C_p^* برای محاسبه فشار یا مکش جزئی وارد بر پوشش‌ها، نماها و اجزاء پوششی بام و اتصالات آن در شکل ۶-۱۰-۳ تعریف شده است. این ضریب صرفاً برای طراحی اعضاء و اتصالات یادشده به کار می‌رود.



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث ششم

در ساختمان‌های بلند که ارتفاع آنها بیشتر از ۶۰ متر یا ۴ برابر عرض مؤثر آنها بوده و در سازه‌های ساختمان‌های نرم که زمان تناوب ارتعاشات طبیعی آن بزرگتر از ۱/۵ ثانیه باشد، و در سازه‌های غیرساختمانی نرم نظیر دودکش‌ها، مخازن و دکل‌ها که زمان تناوب ارتعاشات طبیعی آن‌ها بزرگتر از ۱/۱۰ 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.

در مورد سازه‌هایی با زمان تناوب بیش از ۴ ثانیه و ارتفاع بیش از ۶ برابر عرض مؤثر ساختمان، استفاده از روش تجربی مثل تونل باد الزامی است.

در طراحی سازه‌ها به روش‌های تأثیرات دینامیکی یا تجربی، کل بار باد محاسبه‌شده در هیچ حالت نباید کمتر از ۸۰٪ بار باد براساس روش استاتیکی در نظر گرفته شود.

روش استاتیکی $h < (25^m, w)$ **کدام مرتبه**

$h \geq (25^m, w)$ **بلند مرتبه**

روش دینامیکی $h > (60^m \pm 4w)$ **بلند مرتبه**

$T > 1.5$ **ساختمان نرم**
 $T > 1$ **نیراسته نرم**
 $h > 6w$ **روش تجربی**
 $T > 4$



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث ششم



۴) در محاسبات مربوطه حتماً خطایی رخ داده است.

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

۹-۵-۳-۳ 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:

۹-۵-۳-۳-۲ 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.

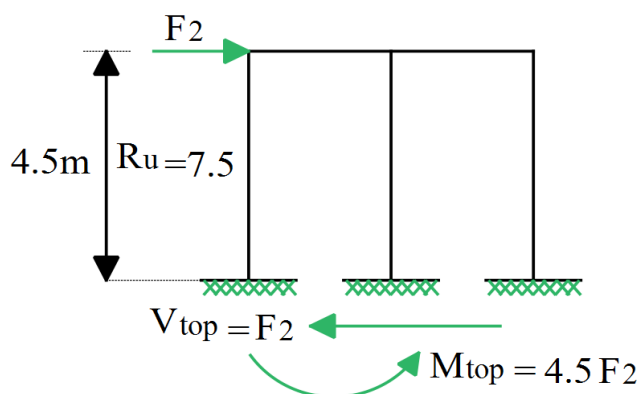
۲- سازه سخت قسمت تحتانی عیناً مانند آنچه در زیر بند (۱) گفته شد و با در نظر گرفتن پارامترهای مربوط به این قسمت تحلیل می‌گردد، با این تفاوت که نیروهای عکس‌العمل سازه فوقانی نیز به سازه تحتانی اثر داده می‌شود. این نیروها باید با ضریب نسبت R_u/ρ قسمت تحتانی به R_u/ρ قسمت فوقانی تعدیل شوند. ضریب مورد نظر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

نکته مهم: در قسمت ب-۲ بند ۹-۵-۳-۳ صفحه 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 سازه انعطاف‌پذیر فوقانی را به صورت مجزا و با پایه‌های 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 می‌شود را محاسبه می‌کنیم:

$$V_{top} = F_2$$

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



در ادامه با اعمال برش و لنگر ناشی از سازه فوقانی به سازه 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 طبقه دوم سازه را محاسبه می‌کنیم:

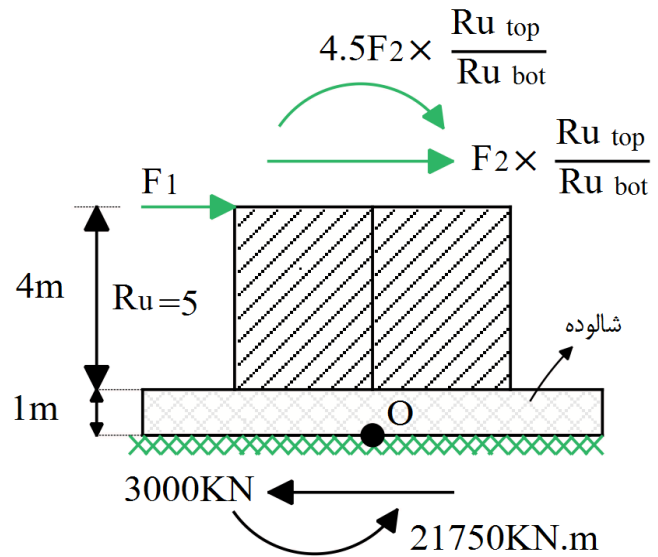


$$\rho_{top} = \rho_{bot} = 1$$

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

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

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



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

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

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

$$\rightarrow F_1 + 1.5F_2 = 3000 \quad \text{معادله I}$$

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

$$\curvearrow^+ \sum M_O = 0$$

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

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

$$\rightarrow 5F_1 + 14.25F_2 = 21750 \quad \text{معادله II}$$

در نهایت از دستگاه دو معادله دو مجهول می توانیم از طریق دو معادله I و II مقدار نیروی جانبی وارد بر تراز طبقه 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 معادله 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:

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

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

پاسخ سوال گزینه (۳)

تشابه

تشابه این سوال با سوال ۱۰ آزمون جامع ۱ سبز سازه و درسنامه تکمیلی این بخش در تور سبز سازه

رشته عمران (محاسبات)

303C

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۱ سبزسازه

۱۰- در قاب شکل زیر برای قسمت تحتانی از سیستم قاب خمشی فولادی متوسط به همراه مهاربند واگرای ویژه فولادی و برای قسمت فوقانی از قاب خمشی فولادی ویژه استفاده شده است. زمان تناوب تحلیلی سازه 0.6 ثانیه و زمان تناوب قسمت فوقانی با فرض پایه گیردار 0.55 ثانیه به دست آمده است. سازه مسکونی در شهر تهران واقع شده و نوع خاک تیپ III می باشد. مقدار برش منتقل شده از سازه فوقانی به سازه تحتانی برحسب تن در کدام گزینه به درستی بیان شده است؟ (ارتفاع طبقات 3 متر بوده و جداگرها مانعی برای حرکت ایجاد می کنند. وزن مؤثر تمام طبقات 140 تن بوده و ضرایب نامعینی برای سیستم فوقانی و تحتانی به ترتیب 1.2 و 1 می باشد. تراز پایه را روی سطح زمین در نظر بگیرید.)

114.3

(۴)

137

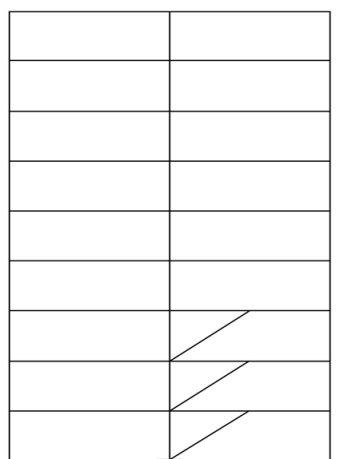
(۳)

147

(۲)

110

(۱)





حالت خاص ترکیب سیستم ها در ارتفاع

۱. سختی جانبی قسمت بالایی خیلی کمتر از قسمت پایینی (قسمت بالایی سازه نرم تر از قسمت پایینی باشد)

۲. میانگین سختی جانبی طبقات پایینی ۱۰ برابر میانگین سختی جانبی طبقات بالایی

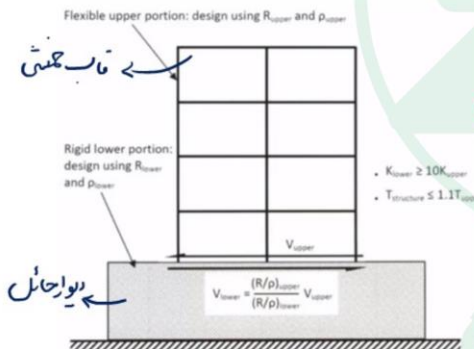
$$K_b \geq 10 K_u$$

۳. دوره تناوب کل سیستم کوچکتر مساوی ۱/۱ برابر دوره تناوب قسمت بالایی

$$T_r \leq 1.1 T_u$$

۱. قسمت بالایی را به صورت جداگانه با یک سازه تحلیل می کنیم

$$2. \frac{(R_u/\rho)_u}{(R_u/\rho)_b} \times \text{نیروهای عکس عمل سازه بالایی} \leftarrow \text{افزایش دهنده میل پایینی}$$



$$K_b \geq 10 K_u$$

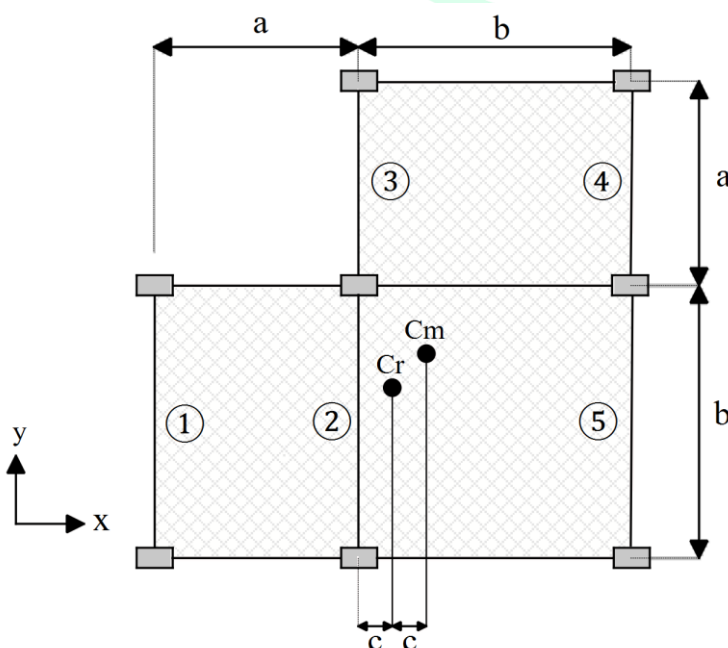
$$T \leq 1.1 T_u$$

$$V_b = \frac{(R_u/\rho)_u}{(R_u/\rho)_b} \times V_u$$

گروه مهندسی سبزسازه | تور تخصصی نظام مهندسی



۱۵- در شکل، پلان پایین ترین طبقه از یک ساختمان 5 طبقه بتنی از نوع قاب خمشی ویژه نشان داده شده است. نقاط C_m و C_r 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 زلزله 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 پیشش طبقه مدنظر این سوال است.



(۱) تیر شماره 1

(۲) تیر شماره 4

(۳) تیر شماره 5

(۴) تیر شماره 3



سطح سوال: آسان و تکراری

حل: طبق بند ۳-۳-۲-۲ و جدول ۳-۲ صفحه 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 محدودیت‌های مربوط به $\rho = 1.0$

نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی شده	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 می‌توان فهمید که طول دهانه b بزرگتر از طول دهانه a می‌باشد. لذا با توجه به اینکه دو تیر شماره ۴ و ۵ فاصله بیشتری از مرکز سختی C_r در اثر نیروی وارده در راستای y را دارند. و همچنین در مقایسه بین تیرهای ۴ و ۵ تیر شماره ۴ به دلیل طول کوتاه تر و سختی بیشتر با حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای تیر شماره ۴ با جا به جا شدن مرکز سختی و متمایل شدن مرکز سختی به سمت چپ پلان پیچش شرایط بحرانی تری داشته و لذا در محاسبه ضریب نامعینی ρ تعیین کننده و بیشترین اثر را دارد.



تشابه این سوال با سوال ۲۴ کتابچه تست و سوال تالیفی سبز سازه و نکات تکمیلی در برنامه این بخش در تور سبز سازه

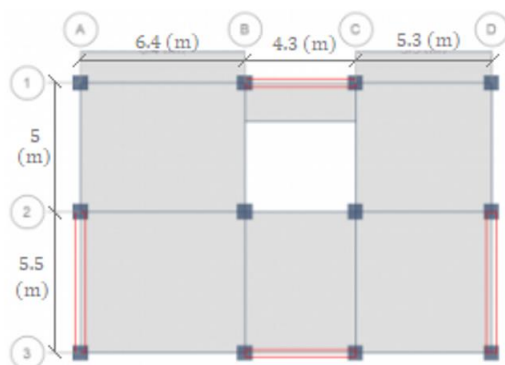
تشابه

سوالات استاندارد ۲۸۰۰ | ۱۳

گروه صنعتی سبزسازه



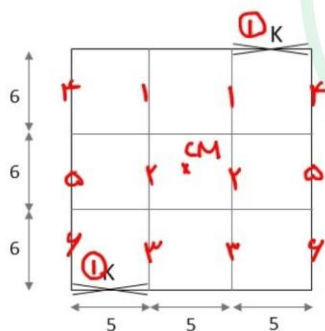
۲۴. پلان زیر مربوط به یک ساختمان ۵ طبقه با سیستم سازه‌ای دوگانه (قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط) می‌باشد. در صورتی که وزن طبقات یکسان و ارتفاع طبقات نیز یکسان و برابر ۳ متر باشد، در تعیین ضریب نامعینی سازه کدام گزینه صحیح نیست؟



- ۱) اگر این سازه در پلان نامنظم باشد، برای تعیین ضریب نامعینی باید سختی بحرانی‌ترین دیوار را کاهش داد و معیار افت مقاومت و نامنظمی پیچشی ایجاد شده در طبقه را بررسی نمود.
- ۲) اگر این سازه در پلان منظم باشد، $\rho = 1$
- ۳) در شمارش تعداد دهانه‌های مقاوم تیرهای طره و تیر فرعی را نباید در نظر گرفت.
- ۴) اگر این سازه در پلان نامنظم باشد، می‌توان به طور محافظه‌کارانه و بدون بررسی بیشتر $\rho = 1.2$ قرار داد.

تالیفی پلان زیر مربوط به یک ساختمان فولادی با سیستم سازه‌ای قاب ساده به همراه مهاربند در جهت **X** و قاب خمشی در جهت **Y** می‌باشد، با فرض اینکه این سازه در پلان منظم باشد، در مورد ضریب نامعینی این سازه چه می‌توان گفت؟

- ۱) $\rho = 1$
- ۲) $\rho = 1.2$
- ۳) ☒ نمیتوان نظر قطعی داد. بایستی معیار افت مقاومت و نامنظمی پیچشی شدید در صورت حذف جزئی از سیستم مقاوم بررسی شود.
- ۴) $\rho = 1.4$



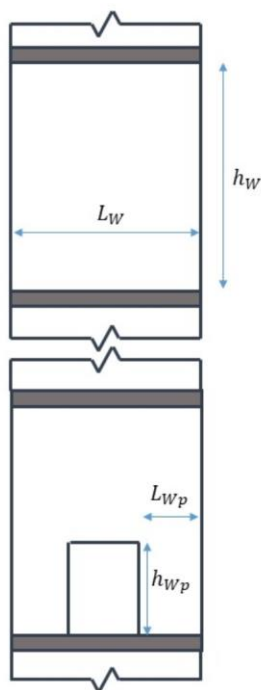
سبزسازه



۲-۳-۳ ضریب نامعینی سازه، ρ

۱-۲-۳-۳ ساختمان هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود بر هم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بار جانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان ها بار جانبی باید با ضریب $\rho=1.2$ افزایش داده شود.

۲-۲-۳-۳ ساختمان هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها ضریب $\rho=1$ منظور می شود.
الف- در ساختمان های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود بر هم، موجود باشد. در سیستم های دارای دیوار برشی تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به دست می آید.
ب- در سایر ساختمان ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۲-۳)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی ایجاد نگردد.



$$\frac{h_w}{L_w} > 1$$

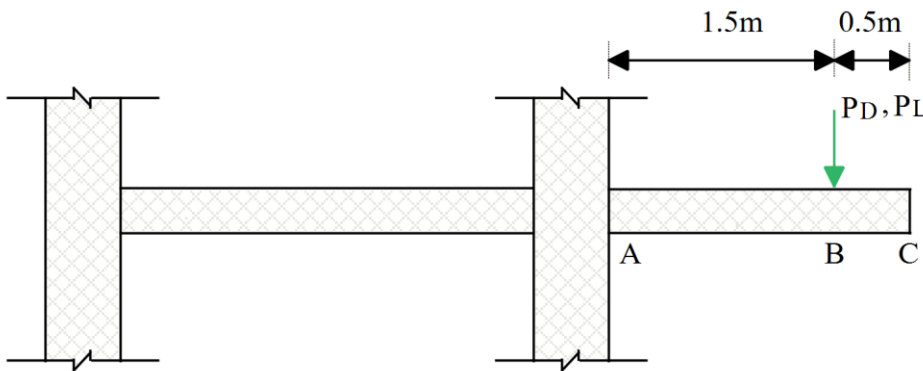
$$\frac{h_{wp}}{L_{wp}} > 1$$

جدول ۲-۳ محدودیت های مربوط به $\rho=1$

نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگتر از ۱	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون ها



۱۶- در شکل بخشی از ساختمانی در تبریز را نشان داده شده است که بارهای ثقلی وارد بر طره AC، شامل وزن تیر را می توان به صورت متمرکز در نقطه 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) $P_L = 35 \text{ KN}$ و $P_D = 65 \text{ KN}$

۲) $P_L = 60 \text{ KN}$ و $P_D = 40 \text{ KN}$

۳) $P_L = 75 \text{ KN}$ و $P_D = 25 \text{ KN}$

۴) $P_L = 45 \text{ KN}$ و $P_D = 55 \text{ KN}$

سطح سوال: متوسط و مفهومی

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

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

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، سازه ها، اعضاء و شالوده های آنها باید به گونه ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آنها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب دار زیر باشد:

۱) $1/4D$

۲) $1/2D + 1/6L + 0/5(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $1/2D + 1/6(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0/5(1/6W)]$

۴) $1/2D + 1/6W + L + 0/5(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $1/2D + E + L + 0/2S$

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. در صورتی 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 ثقیلی در نظر گرفته شود.

$$F_{Vu}=0.6 A I W_p$$

(۳-۱۰)

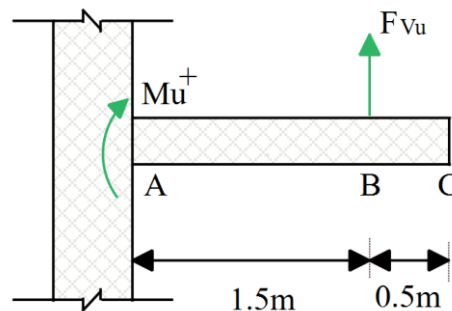
جدول ۲-۱ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

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
۷	تبریز	آذربایجان شرقی			*



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



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

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

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

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

$$A = 0.35$$

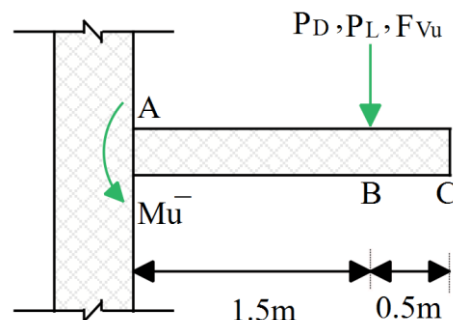
$$I = 1$$

$$W_P = P_D + P_L$$

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

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

حالت ب: در قسمت طره ای AC و اعمال بار قائم زلزله به همراه بارهای ثقیلی مرده و زنده برای محاسبه لنگر منفی در نظر گرفته می شود، چون بارهای ثقیلی 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 شماره 2 در روش LRFD داریم:

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

$$M_{u1}^- = (1.2P_D + 1.6P_L) * 1.5 = 225$$



$$1.2P_D + 1.6P_L = 150 \quad \text{معادله II}$$

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

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

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

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

برای ترکیب بار شماره 5 در روش LRFD داریم:

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

$$1.41P_D + 1.21P_L = 150 \quad \text{معادله III}$$

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

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

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

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

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

$$\rightarrow P_L = 75 \text{ KN}$$

$$\rightarrow P_D = 25 \text{ KN}$$

پاسخ سوال گزینه (۳)

تشابه این سوال با سوالات ۲۸ و ۲۹ و ۳۰ کتابچه تست سبز سازه و نکات تکمیلی این بخش در تدریس تور سبزسازه

تشابه

۲۸. در یک ساختمان اداری واقع در شهر شیراز، تیر طره‌ای به طول ۲.۵ متر به ستون جوش داده شده و بار ثقلی متمرکز ۳.۵ تن را در انتهای خود تحمل خواهد کرد. اتصال تیر به ستون حدوداً برای چه لنگر خمشی مثبتی باید طراحی شود؟ از وزن تیر صرف نظر شود.

(۱) ۱.۵۷۵ تن-متر

(۲) صفر

(۳) ۸.۷۵۰ تن-متر

(۴) ۴.۳۷۵ تن-متر

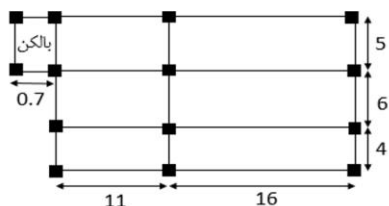


سوالات استاندارد ۲۸۰۰ | ۱۵

گروه صنعتی سبزسازه

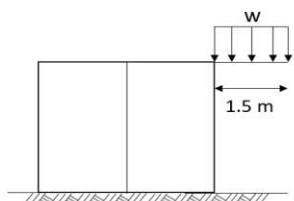


۲۹. پلان تیریزی یک ساختمان مسکونی واقع در شهر مشهد در شکل زیر نشان داده شده است. نیروی قائم زلزله در بالکن طره‌ای بر حسب KN به کدام گزینه نزدیکتر است؟ (بار مرده طبقه ۷ کیلونیوتن به متر مربع و بار زنده طبقه ۴ کیلونیوتن به متر مربع است.)



- (۱) 7.56
- (۲) 4.41
- (۳) 6.93
- (۴) 8.19

۳۰. در قاب فولادی زیر بر اساس روش ضرایب بار و مقاومت و با در نظر گرفتن کلیه بارهای ثقلی وارده، لنگر طراحی لرزه‌ای عضو کنسولی در حالتی که همه نیروها رو به پایین باشند، به کدام گزینه نزدیکتر است؟



$$W_D = 240 \text{ kgf/m}$$

$$W_L = 110 \text{ kgf/m}$$

$$A = 0.25$$

$$I = 1$$

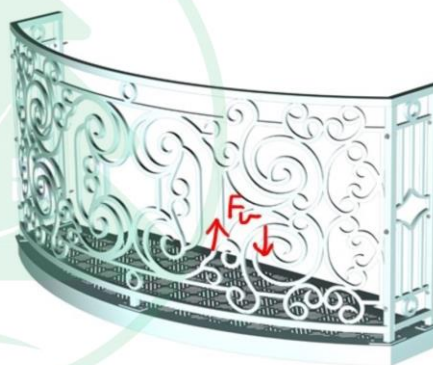
- (۱) 507 kgf.m
- (۲) 270 kgf.m
- (۳) 453 kgf.m
- (۴) 394 kgf.m

۴. بالکن ها و پیش آمدگی های طره ای



$$F_v = 0.6 A \cdot I \cdot W_p$$

کل بار بار مرده

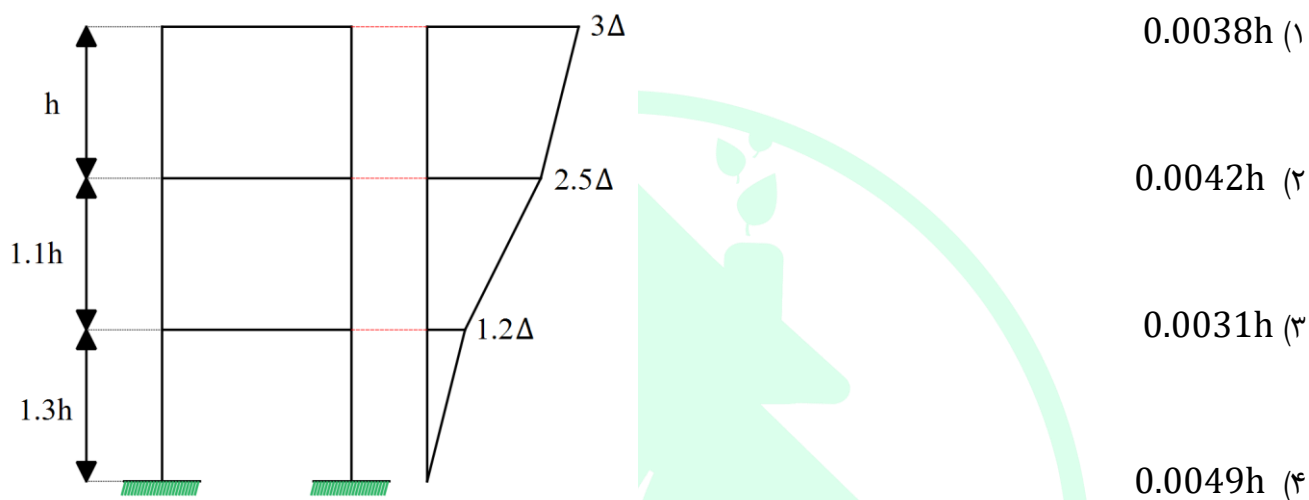


۳-۳-۲ در مورد بالکن ها و پیش آمدگی ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.





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 زلزله طرّح مطابق شکل زیر محاسبه شده است. حداکثر مقدار Δ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



سطح سوال: متوسط

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

جدول ۴-۳ 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 بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه 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 به دست آورد:

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

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 به دست آمده از آن روش باید در ضریب $1/4$ 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 به دست 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 می‌کنیم:

$$C_d = 5.5$$

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

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

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

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 ساختمان‌های تا ۵ طبقه) کنترل می‌کنیم:

$$h_1 = 1.3h$$



$$h_2 = 1.1h$$

$$h_3 = h$$

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

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

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

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

$$\Delta \leq 0.0038h$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

تشابه این سوال با سوال ۱۱ آزمون آنلاین ۱ سبز سازه و نکات تکمیلی درسنامه این بخش در تور سبز سازه

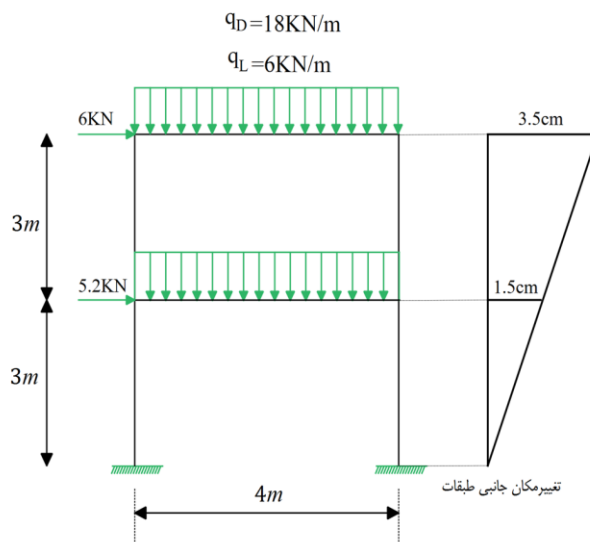
تشابه

رشته عمران (محاسبات)

303C

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون آنلاین ۱ سبزسازه

۱۱. در شکل زیر یک سازه با قاب خمشی فولادی متوسط نشان داده شده است. درباره این قاب کدام گزینه درست است؟
(تغییر مکان های خطی بدون لحاظ اثر $P - \Delta$ نشان داده شده است. شدت بارهای ثقیلی وارده به طبقات یکسان بوده و از کاهش میزان بار زنده اجتناب شود.)



- (۱) تغییر مکان جانبی نسبی واقعی همه طبقات مجاز است.
- (۲) تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه اول مجاز است.
- (۳) تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه دوم مجاز است.
- (۴) تغییر مکان جانبی نسبی واقعی همه طبقات مجاز نیست.



دریفت طبقه

۱-۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان های جانبی واقعی مراکز جرم کف های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به دست آورد:

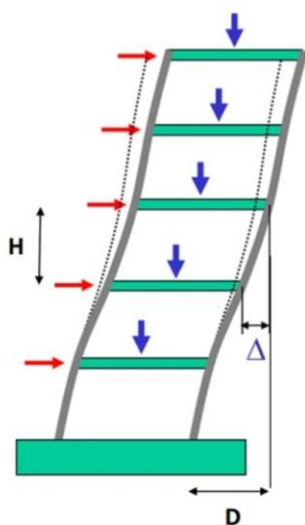
$$\Delta_M = C_d * \Delta_{eu}$$



$$\Delta_M = C_d \Delta_{eu} < \Delta_a$$

دریفت مجاز طبقه

بند ۲-۵-۳



$$\Delta_a = 0.025 h$$

در ساختمان های تا ۵ طبقه

$$\Delta_a = 0.020 h$$

در سایر ساختمان ها

← D تغییر مکان جانبی مطلق طبقه

← Δ تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (دریفت)





۱۸- یک ساختمان بتن آرمه 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 صفحه ۲۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

C: ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (2-3)$$

در این رابطه:

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲) ص ۱۴

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

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

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

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

$$V_{u \min} = 0.12AIW \quad (3-3)$$



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:

۳-۳-۵-۱ 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.

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

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 به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9}$$

(۳-۴)

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

$$T = 0.05H^{0.75}$$

(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 به دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

**۳-۲ 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:

$$B = B_1 N \quad (۱-۲)$$

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

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

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

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

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

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

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



۳-۳-۴ ضریب اهمیت ساختمان، ۱

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

سبزسازه



جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی 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
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 بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه 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 تبصره صفحه 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:

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

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

پاسخ سوال گزینه (۲)



تشابه

تشابه این سوال با سوالات ۷ آزمون جامع ۲ و سوال ۱۲ کتابچه تست سبز سازه

رشته عمران (محاسبات)

286A

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۲ سبزسازه

۷- جهت ساخت یک سازه تجاری با پلان زیر، با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان در شهر یزد قرار است در هر دو جهت از سیستم قاب ساختمانی به همراه مهاربند و اگرای ویژه فولادی استفاده شود. خاک محل ساخت پروژه نوع II می باشد. مقدار ضریب زلزله در این سازه بدون توجه به کنترل حداقل مقدار آیین نامه چقدر است؟ (سازه نامنظم زیاد پیچشی است و زمان تناوب تحلیلی 2.7 ثانیه محاسبه شده و رفتار خمشی بر طرح حاکم است).

0.0275

(۴)

0.033

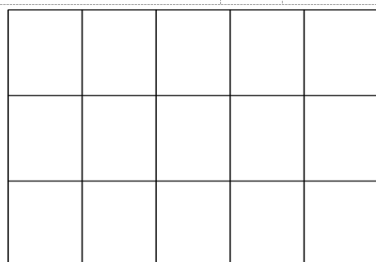
(۳)

0.0219

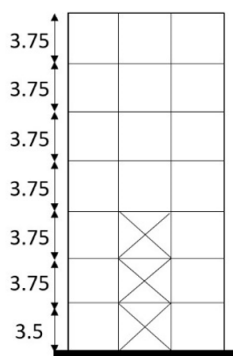
(۲)

0.0252

(۱)



۱۲. در شکل زیر یک قاب خمشی فولادی که در طبقات تحتانی از مهاربند همگرا استفاده شده است، نشان داده شده است. در صورتی که وزن مؤثر تمام طبقات یکسان باشد، زمان تناوب تجربی این قاب چند ثانیه است؟ (جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب محسوب می شوند).



(۱) 0.656

(۲) 0.697

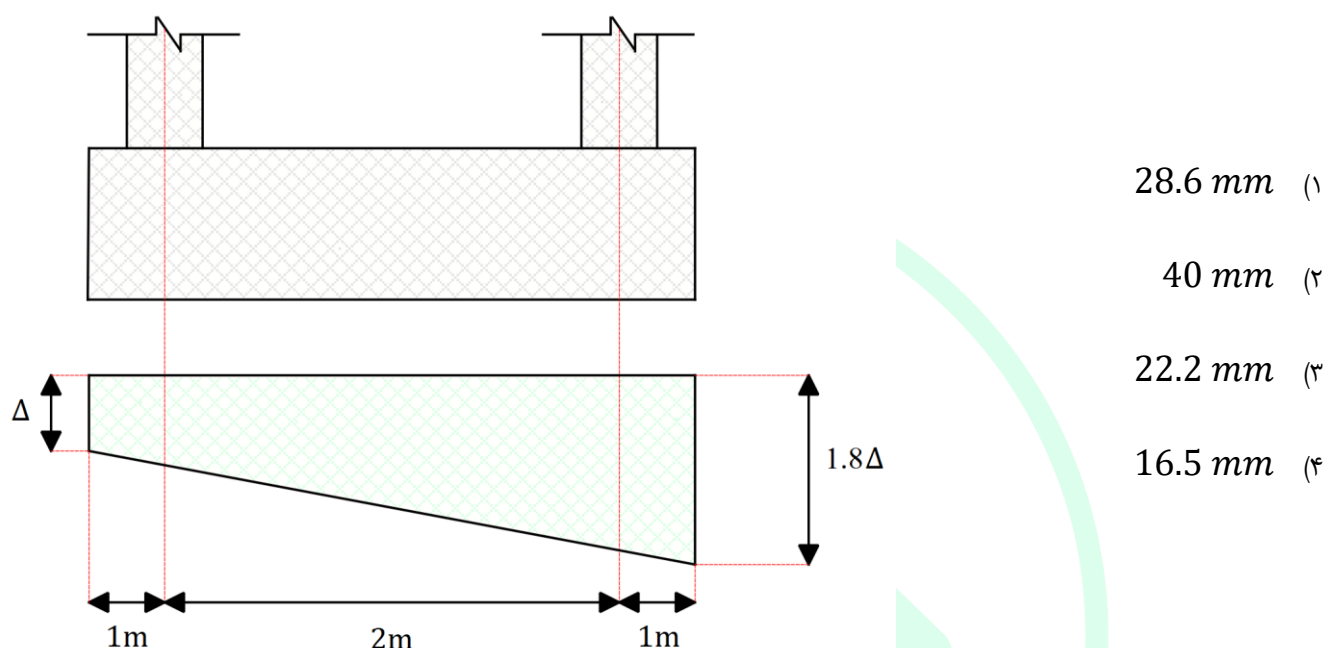
(۳) 0.668

(۴) 0.674

سبزسازه



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؟



سطح سوال آسان

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

۴-۴-۷ مقادیر نشست مجاز

۴-۴-۷-۱ مقادیر مجاز نشست یکنواخت و غیریکنواخت در جدول ۲-۴-۷ و مقادیر مجاز چرخش در

جدول ۳-۴-۷ ارائه شده است.

جدول ۳-۴-۷ مقادیر مجاز چرخش

نوع ساختمان	مقدار حداکثر چرخش مجاز R_{θ}
حد خرابی (با اسکلت)	۰/۰۰۶۷
حد ایجاد ترک غیرسازه ای	۰/۰۰۳۳

۴-۴-۷-۲ مقادیر مجاز نشست غیریکنواخت نصف مقادیر مجاز نشست یکنواخت می باشد.



جدول ۷-۴-۲ مقادیر نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

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

در صورتی که مقدار نشست دو سمت کناری پی نواری غیریکنواخت باشد، باعث ایجاد چرخش در پی خواهد شد. لذا طبق جدول ۷-۴-۲ 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:

$$\Delta_{a \text{ یکنواخت}} = 40mm$$

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

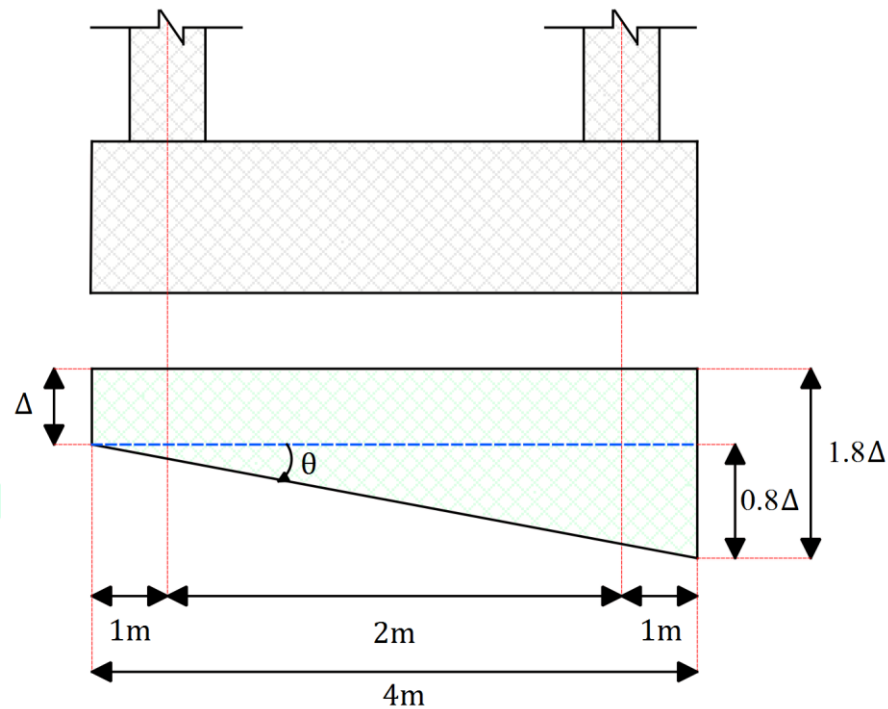
حداکثر مقدار مجاز نشست غیریکنواخت قابل قبول در پی نواری با سیستم قاب خمشی بتنی روی خاک ماسه ای باید کمتر مساوی 20mm باشد. لذا در گزینه (۱) و گزینه (۴) فقط این مقدار قابل قبول می باشد و در دو گزینه دیگر محدودیت نشست غیریکنواخت مجاز رعایت نشده است. چون به اندازه 0.8Δ از میزان کل نشست زیر پی در لبه سمت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

نکته: در کنترل نشست یکنواخت مجاز مقادیر تمام گزینه های سوال در محدوده 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 رابطه (θ) قرار داده شود.

$$L = 4m = 4000mm$$

نکته مهم: با توجه به اینکه مقدار زاویه (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:

$$\Delta = 16.5mm \leq 40mm \quad ok\checkmark$$

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

پاسخ سوال گزینه (۴)



تشابه این سوال با سوال ۲۱ آزمون آنلاین شماره یک سبز سازه و تدریس کامل درسنامه مربوط به پاسخ این سوال در تور محاسبات سبز سازه

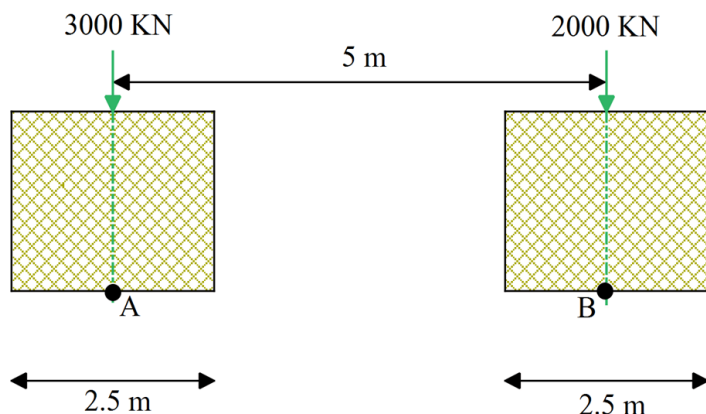
تشابه

رشته عمران (محاسبات)

303C

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون آنلاین ۱ سبزسازه

۲۱. در صورتی که ضریب واکنش خاک زیر دو پی مربعی زیر، $k_s = 1.5 \text{ kg/cm}^3$ باشد، شیب الاستیک میان دو پی در طول AB به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (بارهای متمرکز در نقطه وسط پی وارد شده‌اند.)



$$\frac{1}{400} \quad (1)$$

$$\frac{1}{234} \quad (2)$$

$$\frac{1}{500} \quad (3)$$

$$\frac{1}{468} \quad (4)$$

نشست مجاز خاک زیر پی

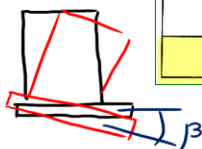
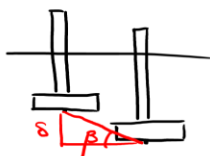
صفحه 43- میحت 7

جدول ۲-۴-۷ مقادیر نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

خاک	نوع پی	سیستم سازه‌ای	نشست بکرواخت (mm)	نشست غیر بکرواخت (mm)
ماسه	منفرد	قاب فولادی یا بتنی	۲۵	۱۲.۵
	نواری		۴۰	۲۰
	گسترده		۵۰	۲۵
رس	منفرد	قاب فولادی یا بتنی	۵۰	۲۵
	نواری		۷۰	۳۵
	گسترده		۱۰۰	۵۰

جدول ۳-۴-۷ مقادیر مجاز چرخش

نوع ساختمان	مقدار حداکثر چرخش مجاز R_{θ}
حد خرابی (یا اسکلت)	۰/۰۰۶۷
حد ایجاد ترک غیرسازه‌ای	۰/۰۰۳۳





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 ۸ متر و عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدوده ناپایداری دیواره گود برابر ۴ 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 صفحه ۳۴ مبحث ۷ ویرایش ۱۴۰۰ و طبق بند ۱-۶ صفحه ۵ و جدول ۳-۳ صفحه ۳۳ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

الف- ساختمان فاقد انسجام و یکپارچگی کافی برای تحمل نشست های افقی و قائم نظیر ساختمان بدون اسکلت یا بدون پی پیوسته بتنی مسلح (پی های 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

سبزسازه



۱-۶ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت

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

گروه ۱- 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

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

طبق بند ۷-۳-۳-۶-۶ مورد ج صفحه ۳۴ مبحث ۷ ویرایش ۱۴۰۰ چون ساختمان موجود در حوزه تأثیر ناپایداری گود بیمارستان بوده و دارای اهمیت بسیار زیاد است، لذا خطر گود همواره بسیار زیاد در نظر گرفته می‌شود.

نکته: چون خطر گود بسیار زیاد بحرانی‌ترین حالت ممکن می‌باشد، لذا نیاز به بررسی دیگر پارامترهای داده صورت سوال نمی‌باشد.

پاسخ سوال گزینه (۳)



تشابه این سوال با سوال ۱۵ آزمون جامع شماره ۲ سبز سازه

تشابه

رشته عمران (محاسبات)

286A

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۲ سبزسازه

۱۵- برای اجرای زیرزمین یک ساختمان تجاری در تهران گودبرداری مطابق شکل زیر اجرا شده است. در این ساختمان خطر گود در کدام گزینه به درستی بیان شده است؟ (گودبرداری با دیوار قائم صورت گرفته است.)
($c = 25 \frac{kN}{m^2}$ و $\varphi = 30^\circ$ و $Y = 23 \frac{kN}{m^3}$)

بسیار زیاد

(۴)

زیاد

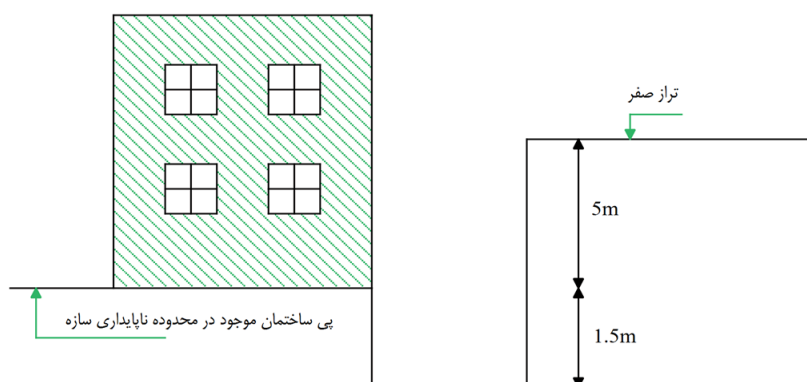
(۳)

متوسط

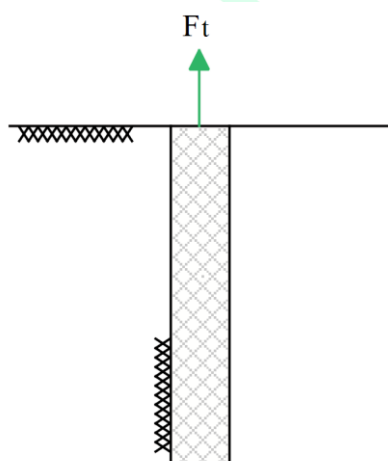
(۲)

معمولی

(۱)



۲۱- با استفاده از روابط تحلیلی معتبر، ظرفیت باربری فشاری (مقاومت فشاری اسمی) یک شمع درجاریز به وزن ۱۵۰ کیلو نیوتن، ناشی از ظرفیت نوک (مقاومت اسمی نوک) ۱۵۰۰KN و ناشی از ظرفیت باربری جداره شمع (مقاومت اسمی جداره) ۱۳۰۰KN و مجموعاً ۲۸۰۰KN 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؟



۹۹۵ KN (۱)

۳۹۵ KN (۲)

۳۴۰ KN (۳)

۴۸۰ KN (۴)

سطح سوال متوسط

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



۷-۶-۴-۳ شمع‌های کششی

۷-۶-۴-۱ 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:

$$R_t \geq F_t \quad (۷-۶-۹)$$

در این نامساوی:

$$F_t = \text{بار محوری کششی طراحی}$$

$$R_t = \text{باربری کششی شمع}$$

۷-۶-۴-۳ نیروی مقاوم کششی، چه در حالت منفرد و چه در حالت گروهی، با استفاده از رابطه (۷-۶-۱۰) محاسبه می‌شود:

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

در این رابطه:

$$W_t = \text{وزن شمع‌ها و وزن بلوک خاک (در گروه شمع)}$$

$$F_s = \text{مقاومت جانبی جدار شمع و خاک یا مقاومت برشی خاک در مرز بلوک خاک (در گروه شمع)}$$

$$U_{\text{uplift}} = \text{برآیند نیروهای رو به بالای طراحی ناشی از فشار آب بالا برنده در زیر بلوک خاک.}$$

۷-۶-۴-۶ 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.

سبزسازه

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

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

نوع بار اعمالی	شرایط طراحی	ضریب کاهش مقاومت
فشاری/کششی	فقط روش	۰/۵
	تحلیلی	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

رابطه باربری کششی شمع به صورت زیر می باشد:

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

$$U_{uplift} = 0$$

$$W_t = 150 \text{ KN}$$

$$F_s = 1300 \text{ KN}$$

مطابق بند ۶-۳-۴-۶-۷ صفحه 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:

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

از جدول ۲-۶-۷ ضرایب 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:



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

که به مقدار **395KN** نزدیک می باشد.

پاسخ سوال گزینه (۲)

تشابه این سوال با سوال ۴۴ کتابچه تست و سوال ۵۱ آزمون جامع شماره ۴ سبز سازه و سوال آزمون محاسبات مرداد ماه ۱۴۰۰ و تدریس کامل درسنامه مربوط به پاسخ این سوال در تور محاسبات سبز سازه

تشابه

۴۴. اگر ظرفیت باربری جداره یک شمع کششی به طول ۱۰ متر با خاک ۱۵ کیلوپاسکال باشد، بر اساس روابط تحلیلی حداکثر بار مجاز کششی این شمع تقریباً چند کیلونیوتن می باشد؟ شمع از نوع بتنی درجاریز به قطر ۰.۵ متر می باشد. خاک را دانه ای و اشباع فرض کرده و وزن مخصوص بتن و آب به ترتیب ۲۵ و ۱۰ کیلونیوتن بر مترمکعب می باشد.

11 (۱)	66.23 (۲)	110 (۳)	265 (۴)
--------	-----------	---------	---------

رشته عمران (محاسبات)

303C

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۴ سبزسازه

۵۱- یک شمع مربعی بتنی به ضلع ۴۰cm و طول ۱۰m در یک خاک رسی اشباع قرار دارد. اگر چسبندگی زهکشی نشده رس اشباع ۷۵kpa باشد ظرفیت کششی این شمع در چه بازه ای قرار دارد؟ (وزن مخصوص بتن: ۲۴ کیلونیوتن بر مترمکعب، $\alpha=0.7$)

610.4 ≤ T _u ≤ 736.4	(۱)
626 ≤ T _u ≤ 752	(۲)
610 ≤ T _u ≤ 752	(۳)
626 ≤ T _u ≤ 736	(۴)

سبزسازه



مرداد ۱۴۰۰

باربری فشاری یک شمع بتن آرمه (R_c) درجا به قطر ۱ متر و عمق ۱۲ متر در خاک دانه‌ای فاقد چسبندگی که ظرفیت باربری نوک آن 1300 kN/m^2 است، با استفاده از روش تحلیلی 1260 kN محاسبه شده است. حداکثر نیروی مقاوم کششی این شمع در برابر بارهای غیر متناوب (R_t) بر اساس محاسبات به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (سطح آب زیرزمینی بسیار پایین‌تر از نوک شمع است. جرم مخصوص بتن را 2500 kg/m^3 در نظر بگیرید.)

$$Q_{ut} = ? \quad Q_{ut} = W_t + F_{st} - U_{\text{uplift}}$$

$$W_t = \gamma_c \times V_{\text{شمع}} = 25 \times \frac{\pi \times 1^2}{4} \times 12 = 235,6 \text{ kN}$$

$$F_{st} = 0,85 Q_s$$

$$Q_{ut} = Q_t + Q_s \Rightarrow 1260 = 1300 \times \frac{\pi \times 1^2}{4} + Q_s \Rightarrow Q_s = 239,5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_{st} = 0,85 \times 239,5 = 203,58 \text{ kN}$$

$$Q_{ut} = 235,6 + 203,58 - 0 = 439,18 \text{ kN}$$

440 kN (✓)

850 kN (✓)

1070 kN (✓)

1120 kN (✓)



تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث هفتم

گروه صنعتی سبزسازه

روش ضرایب بار و مقاومت

جواب ۲-۶-۷

$$\text{فشاری: } R_c = \phi Q_u \geq F_c$$

$$\text{کششی: } R_T = \phi (W_t + F_{st} - U_{\text{uplift}}) \geq F_T$$

$$\text{جانبی: } R_{tr} = \phi Q_{tr} \geq F_{tr}$$

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

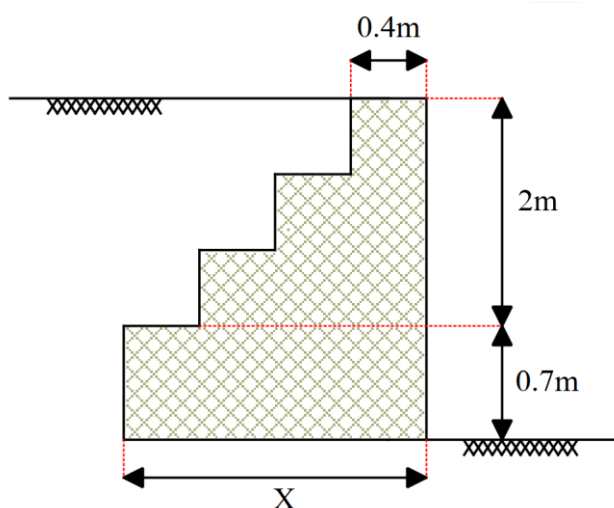
نوع بار اعمالی	شرایط طراحی	ضریب کاهش مقاومت
فشاری/کششی	فقط روش	۰/۵
	تحلیلی	۰/۳۷۵
	آزمایش نفوذ مخروط	۰/۵۵
جانبی	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)	۰/۶۸
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	۰/۶
	فقط روش تحلیلی	۰/۶
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (جانبی)	۰/۷۵



تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث هفتم

گروه صنعتی سبزسازه

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. زاویه اصطکاک داخلی خاک $\phi = 30^\circ$ ، زاویه اصطکاک بین خاک و زیر دیوار $\delta = 20^\circ$ ، هر گونه چسبندگی صفر و خاک در شرایط زهکشی شده فرض شود. جرم مخصوص دیوار سنگی و خاک $\frac{Kg}{m^3}$ ۲۰۰۰ است.



$$X = 2.5 \text{ m} \quad (۱)$$

$$X = 1.6 \text{ m} \quad (۲)$$

$$X = 1.9 \text{ m} \quad (۳)$$

$$X = 2.3 \text{ m} \quad (۴)$$

سطح سوال سخت

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

۷-۵-۱-۱ 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:

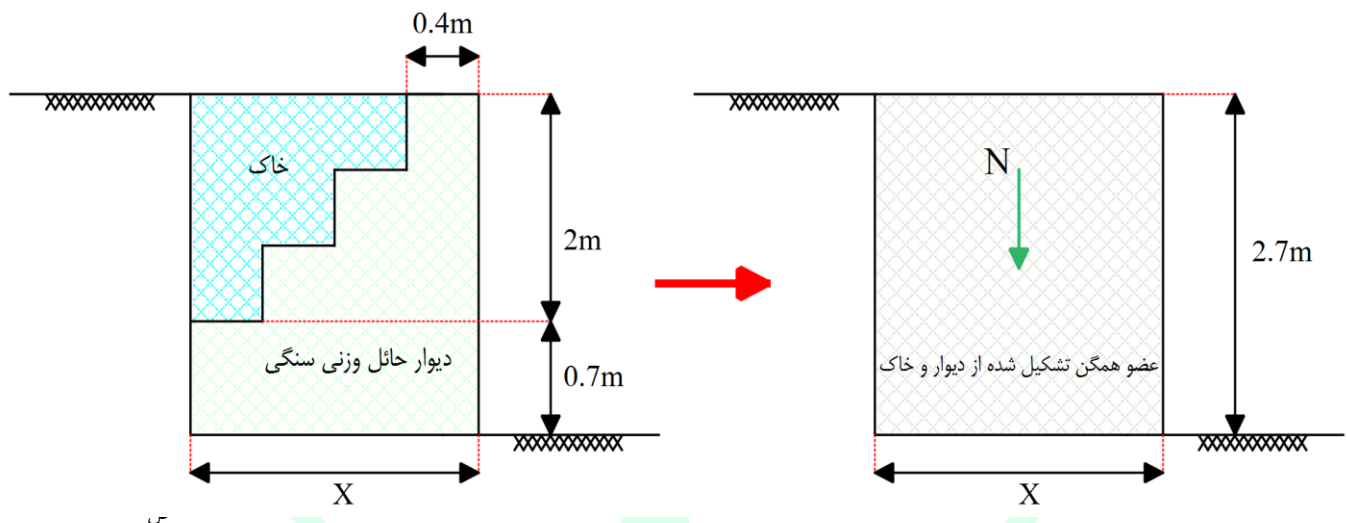
$$\rightarrow \sum F_P = \min\{N * \tan\delta, N * \tan\phi\}$$

$$\delta = 20^\circ$$

$$\phi = 30^\circ$$

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

با توجه به برابر بودن جرم مخصوص دیوار سنگی و خاک رابطه 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:



$$\rightarrow \sum F_P = \min\{5400X * \tan 20 = 1965.44X, 5400X * \tan 30 = 3117.7X\}$$

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

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

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

$$k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{1}{3}$$

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

$$H = 2.7\text{m}$$

$$l = 1\text{m}$$



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

$$\frac{\sum F_P}{\sum F_a} \geq F_S$$

$$F_S = 1.5$$

$$\frac{\sum F_P}{\sum F_a} \geq F_S$$

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

$$\rightarrow X \geq 1.854 \text{ m}$$

که طبق گزینه های سوال مقدار X برابر است با:

$$\rightarrow X \approx 1.9 \text{ m}$$

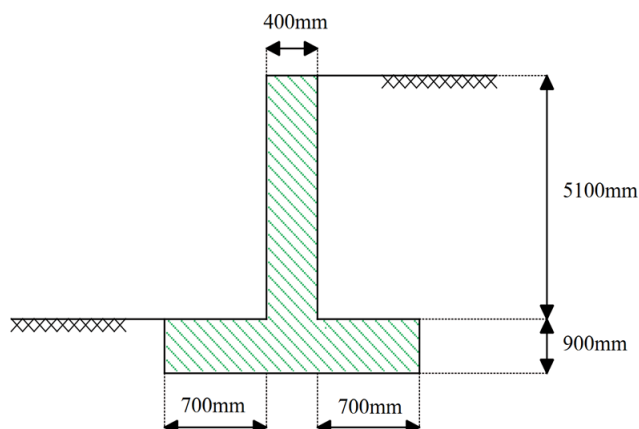
پاسخ سوال گزینه (۳)

تشابه این سوال با سوال ۳۳ کتابچه تست سبز سازه و تدریس کامل درسنامه مربوط به پاسخ این سوال در تور

محاسبات سبز سازه

تشابه

۳۳. دیوار حائل نشان داده شده در شکل انعطاف پذیر و فشار خاک در حالت محرک است. در حالت بارگذاری استاتیکی و بدون در نظر گرفتن سربار روی خاک کدام عدد ضریب اطمینان در برابر لغزش را نشان می دهد؟ (وزن واحد حجم خاک 15 kN/m^3 بوده و وزن واحد حجم بتن 25 kN/m^3 می باشد. زاویه اصطکاک داخلی خاک 30° و زاویه اصطکاک بین خاک و پی را 20° در نظر بگیرید. شرایط خاک زهکشی شده فرض شود).

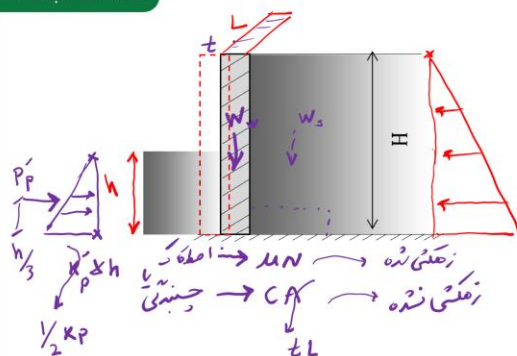


- (۱) 0.69
- (۲) 0.58
- (۳) 0.57
- (۴) 0.42

کنترل لغزش (تنش مجاز)

- داینامی - خف - بدون سربار
C = 0

صفحه 60 - مبحث 7



$$F.S = \frac{\text{نیروهای مهارکننده}}{\text{نیروهای محرک}} = \frac{P_p + \mu N - CA}{P_a}$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \times L$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 \times L$$

$$\mu N - CA$$

جدول ۳-۵-۷ 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

$$\mu = \tan \phi \rightarrow \text{تین درجا}$$

$$\mu = \frac{2}{3} \phi \rightarrow \text{تین درخ}$$

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



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث هفتم

۲۳- در صورتی که از تیر به عنوان تکیه گاه جانبی یک دیوار بنایی غیر مسلح استفاده شود، حداکثر فاصله 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 صفحه ۵۱ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

سبزسازه



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 صورتی که از تیر به عنوان 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، تقریباً یک‌چهارم عرض موثر دیوار می‌باشد.

حداقل عرض مساحت ناحیه فشاری دیوار غیرمسلح نصف عرض موثر دیوار می‌باشد:

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

در نهایت فاصله آزاد قابل قبول بین تیرها یا کلاف‌ها به صورت زیر محاسبه می‌شود:

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

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

$$x \leq 16b_e$$

پاسخ سوال گزینه (۱)

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال ۵۹ آزمون جامع شماره ۴ و تست تالیفی در تدریس مبحث ۸ تور محاسبات سبز سازه و همچنین گفتن درسنامه این بخش به صورت کامل در تور سبزسازه

تشابه



رشته عمران (محاسبات)

303C

آزمون ورود به حرفه مهندسان - آزمون جامع ۴ سبزسازه

۵۹- در صورتی که از تیر به عنوان تکیه‌گاه دیوار در یک سازه بنایی غیرمسلح استفاده شود، حداکثر فاصله آزاد این تیرها بر حسب متر در کدام گزینه به درستی بیان شده است؟ (ابعاد تیر $300 \times 500\text{mm}$ بوده و عرض موثر دیوار زیر تیر را 350mm در نظر بگیرید.)

(۱) 11.2 (۲) 2.8 (۳) 4.8 (۴) 5.6

تالیفی

در یک ساختمان بنایی غیر مسلح ابعاد تیرهای یکی از قاب‌ها $300 \times 500\text{mm}$ می‌باشد. در صورتی که قرار باشد از تیر به عنوان تکیه‌گاه جانبی استفاده شود فاصله آزاد بین تیرها بر حسب متر در کدام گزینه نشان داده شده است؟ طول دیوار زیر تیر 6 متر و عرض آن 400 میلی متر می‌باشد.

(۱) 6.4

(۲) 9.6

(۳) 4.8

(۴) نیاز به تکیه‌گاه جانبی نیست.



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث هشتم

۳-۵. تکیه‌گاه دیوار

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 صورتی که از تیر به عنوان 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 خمشی 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، تقریباً یک‌چهارم عرض موثر دیوار می‌باشد.

فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی از هم در صورت استفاده از تیرهای سازه‌های بنایی (l_b) به عنوان تکیه‌گاه جانبی:

$$l_b \leq 32b$$

$$b: \text{عرض ناحیه فشاری مقطع تیر}$$

$$\text{عرض موثر دیوار} = \frac{1}{2} * \text{عرض دیوار بنایی غیر مسلح}$$

$$\text{عرض موثر دیوار} = \frac{1}{4} * \text{عرض دیوار بنایی مسلح}$$



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث هشتم



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 صفحه ۴۵ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

جدول ۸-۲-۶ مدول گسیختگی واحد بنایی f_r (MPa)		
نوع ملات		امتداد تنش کششی خمشی و نوع مصالح بنایی
ملات ماسه سیمان نوع متوسط	ملات ماسه سیمان نوع خیلی قوی یا قوی	
۰/۵۲	۰/۶۹	عمود بر بندهای افقی: واحدهای توپر واحدهای توخالی: دوغاب نشده کاملاً دوغاب شده
۰/۳۳	۰/۴۳	
۱/۰۹	۱/۱۲	
۱/۰۳	۱/۳۸	موازی بندهای افقی: واحدهای توپر واحدهای توخالی: دوغاب نشده یا قسمتی دوغاب شده ^(۱) کاملاً دوغاب شده
۰/۶۵	۰/۸۶	
۱/۰۳	۱/۳۸	

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

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

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

پاسخ سوال گزینه (۱)



تشابه ۱۰۰ درصدی این سوال با سوال ۲۲ آزمون شهریورماه ۱۴۰۱ و گفتن درسنامه این بخش به صورت کامل در تور سبزسازه

تشابه

گروه صنعتی سبزسازه

۶ | حل تشریحی سوالات مبحث ۸ در آزمون‌های محاسبات نظام مهندسی شهریورماه ۱۴۰۱

۲۲- در اجرای یک ساختمان با مصالح بنایی بلوک سیمانی توخالی به کار رفته است. در صورتی که از ملات ماسه و سیمان قوی استفاده شده و ۴۰ درصد واحدهای توخالی دوغاب شده باشند، کدام یک از مقادیر زیر تخمین نزدیک تری برای مدول گسیختگی واحد بنایی در حالتی است که امتداد تنش کششی خمشی موازی بندهای افقی باشد؟

۱) 0.65 MPa

۲) 1.38 MPa

۳) 1.07 MPa

۴) 0.86 MPa

حل: (سطح سوال آسان)

طبق جدول ۸-۲-۶ و زیر نویس جدول از مبحث ۸ داریم:

۲-۱۳. مدول گسیختگی

۸-۲-۵ مدول گسیختگی واحد بنایی



مدول گسیختگی واحد بنایی با توجه به نوع مصالح بنایی، امتداد تنش و نوع ملات مصرفی (بند ۸-۲-۲-۳-۶-۳) بر اساس جدول ۸-۲-۶ تخمین زده می‌شود.

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

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

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





۲۵- در نظر است یک ساختمان بنایی محصور شده با کلاف ۲ طبقه به اضافه زیر زمین در زمینی مسطح بدون هیچگونه شیب نسبت به زمین های مجاور ساخته شود. هر گاه مجموع ضخامت پی و بتن مگر آن ۶۰۰ میلی متر و بلوکاژ با کف سازی زیرزمین ۲۰۰ میلی متر و ضخامت سقف زیرزمین با کف سازی آن ۴۰۰ میلی متر باشد، برای دستیابی به حداکثر ارتفاع مجاز زیرزمین، کمترین عمق خاکبرداری مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟

(۱) ۲.۵ متر

(۲) ۲ متر

(۳) ۲.۲۰ متر

(۴) ۱.۸ متر

سطح سوال متوسط

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

۸-۵-۴-۲ ارتفاع و تعداد طبقات ساختمان

در مورد ساختمان های مشمول این فصل رعایت نکات زیر الزامی است:

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

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 طبقه ای از ساختمان منظور

می شود. به علاوه، 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 می شود.

۳- حداکثر تعداد طبقات زیرزمین یک طبقه می باشد.

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.

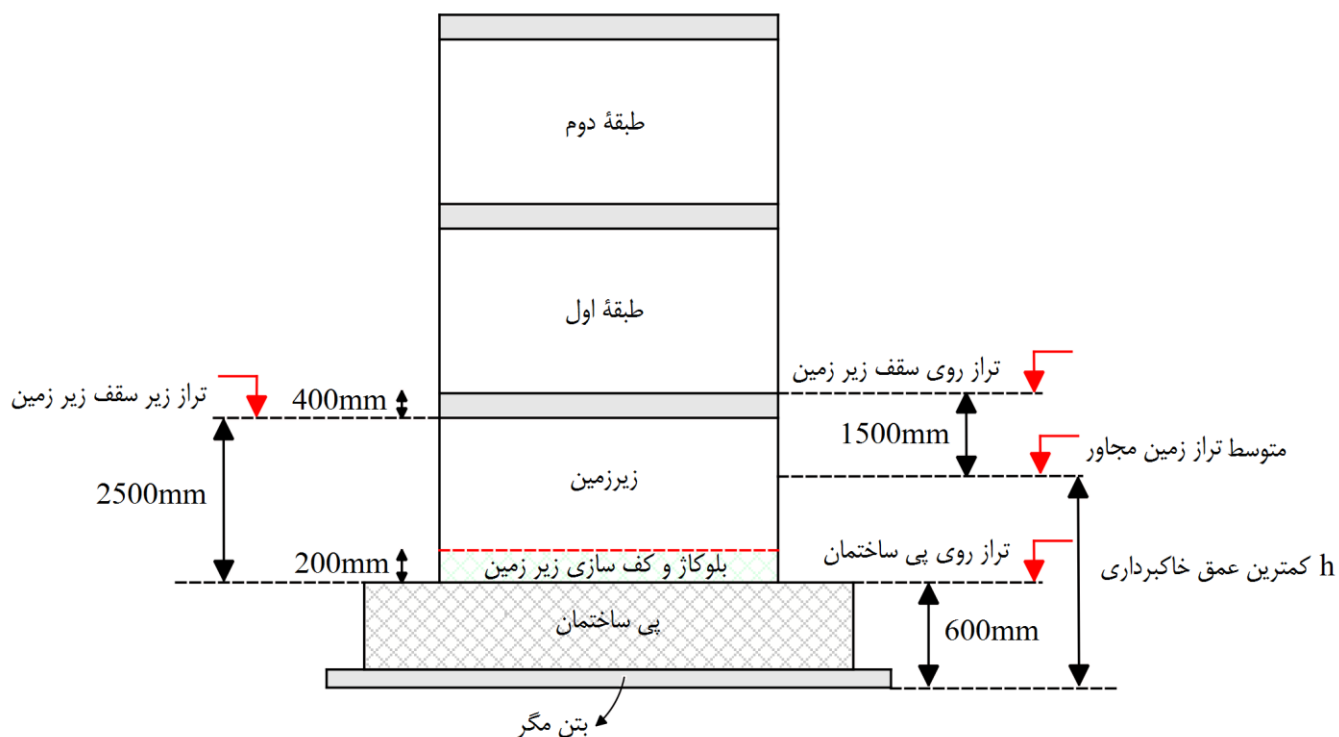
چنانچه ارتفاع طبقه بیشتر از این مقدار در نظر گرفته شود، باید یک کلاف افقی اضافی در

داخل دیوارها و در تراز حداکثر ۴ متر بالاتر از روی کلاف زیر دیوار تعبیه شود. در صورت اخیر

می توان 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 می -

باشد.



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

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

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

پاسخ سوال گزینه (۲)

سبزسازه



گفتن درسنامه این بخش به صورت کامل در تور محاسبات سبزسازه

تشابه

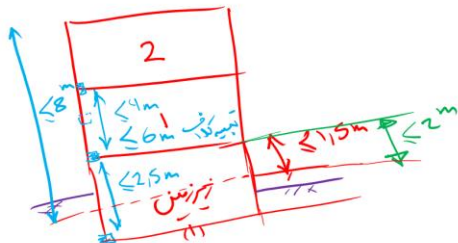
۲-۵. ارتفاع و تعداد طبقات سازه

۸-۵-۴ ارتفاع و تعداد طبقات ساختمان

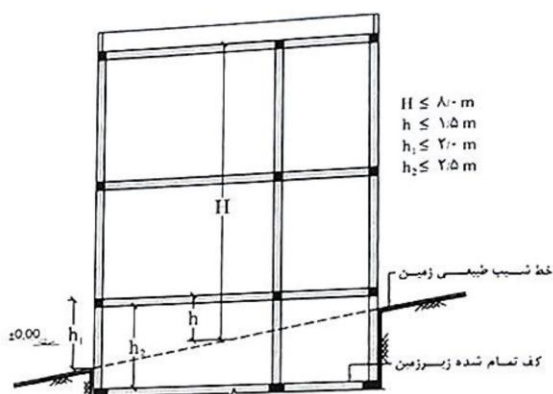


در مورد ساختمان‌های مشمول این فصل رعایت نکات زیر الزامی است:

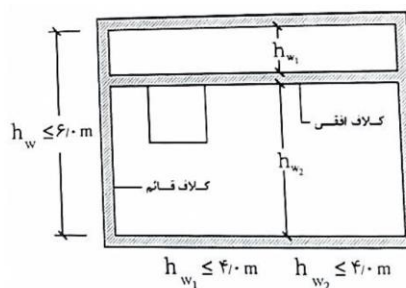
- ۱- حداکثر تعداد طبقات بدون احتساب زیرزمین به دو محدود می‌شود.
- ۲- در احتساب تعداد طبقات، تراز روی سقف زیرزمین نباید نسبت به متوسط تراز زمین مجاور بیش از ۱/۵ متر باشد، در غیر این صورت، زیرزمین نیز به عنوان طبقه‌ای از ساختمان منظور می‌شود. به علاوه، تفاوت تراز سقف زیرزمین با تراز زمین در پایین دست ساختمان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



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث هشتم



ضوابط تعداد طبقات و ارتفاع ساختمان



ضوابط ارتفاع طبقه



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث هشتم

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 مشخصه 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 صفحه ۸۱ و جدول ۸-۴-۲ صفحه ۸۲ و جدول ۸-۲-۵ صفحه ۴۴ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

جدول ۸-۴-۲ ضرایب کاهش مقاومت

عضو	شرایط	ضریب کاهش مقاومت
پیچ مهاري	جاري شدن فولاد پیچ مهاري	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

سبزسازه



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

مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f'_m (MPa)		مقاومت فشاری مشخصه بلوک سیمانی (MPa)
ملاط ماسه سیمان نوع متوسط	ملاط ماسه سیمان نوع خیلی قوی یا قوی	
۱۹	۲۰	≥ 35
۱۶	۱۷	۲۵
۱۲	۱۳	۲۰
۹	۱۰	۱۳
۶	۶	۹

۸-۴-۶-۲-۳-۳ مقاومت اسمی لهیدگی بنایی

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

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

$$\frac{A_1 \sqrt{A_2/A_1}}{2A_1}$$

الف-

ب-

برای محاسبه مقاومت اسمی لهیدگی از رابطه زیر استفاده می شود:

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

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 ضخامت دیوار به عنوان تکیه گاه استفاده شده است لذا داریم:

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

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

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

در ادامه طبق رابطه زیر مقدار مقاومت فشاری مشخصه 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 مشخصه واحد بنایی $f'_m \geq 10 MPa$ مقدار حداقل مقاومت فشاری مشخصه بلوک سیمانی را از جدول ۸-۲-۴ صفحه ۴۴ مبحث ۸ محاسبه می کنیم:

$$f'_m = 10 MPa \rightarrow \text{حداقل مقاومت مشخصه بلوک سیمانی} = 13 MPa$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

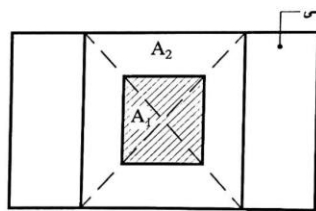
تشابه این سوال با تست تالیفی در تدریس مبحث ۸ تور محاسبات سبز سازه و همچنین گفتن درسنامه این بخش به صورت کامل در تور محاسبات سبز سازه

تشابه

۴-۱۸. مقاومت لهدگی بنایی

۸-۴-۲-۳-۳ مقاومت اسمی لهدگی بنایی

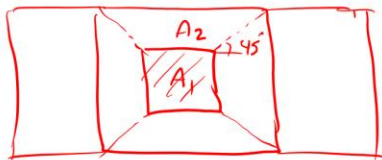
مقاومت اسمی لهدگی بنایی باید از حاصل ضرب مساحت لهدگی در $0.18 f'_m$ محاسبه شود. مساحت لهدگی برای بارهای متمرکز نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:



مساحت‌های A_1 و A_2 برای محاسبه مقاومت لهدگی

$$\begin{aligned} \text{الف-} & A_1 \sqrt{A_2/A_1} \\ \text{ب-} & 2A_1 \end{aligned}$$

$$A = \min \left\{ \begin{aligned} & 2A_1 \\ & \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * A_1 \end{aligned} \right.$$



A_1 : سطح مقطع بارگذاری شده (میلی متر مربع)

A_2 : سطح تکیه گاه لهدگی، معادل حداکثر سطحی از تکیه گاه، هم مرکز و متشابه با سطح

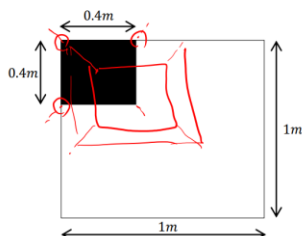
مقطع بارگذاری شده (میلی متر مربع)





تالیفی

در یک ساختمان با مصالح بنایی ستون گوشه مشابه شکل بر روی فونداسیون واقع گردیده است. در این حالت مقاومت لهیدگی نهایی بر حسب کیلونیوتن به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ ($f_m = 25 \text{ mpa}$)



6400 (۱)

3840 (۲)

4800 (۳)

1920 (۴)



جدول ۸-۲-۵ مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f_m ، بر حسب مقاومت فشاری بلوک سیمانی



مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f_m (MPa)		مقاومت فشاری مشخصه بلوک سیمانی (MPa)
ملاط ماسه سیمان نوع متوسط	ملاط ماسه سیمان نوع خیلی قوی یا قوی	
۱۹	۲۰	≥ 35
۱۶	۱۷	۲۵
۱۲	۱۳	۲۰
۹	۱۰	۱۳
۶	۶	۹





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

$$\frac{P_u}{A_g} = 1.9 \quad (۲)$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 3.7 \quad (۱)$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 3.3 \quad (۴)$$

$$\frac{P_u}{A_g} = 1.5 \quad (۳)$$

سطح سوال آسان

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

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

محاسبه نمود. در این رابطه‌ها بار محوری، N_u ، در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. همچنین V_c نباید منفی در نظر گرفته شود.

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

۳-۴-۴-۸-۹ 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 $0.05 f'_c$ 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 می‌گیرد:



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

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:

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

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

بتن معمولی است:

$$\lambda = 1$$

و طبق داده تست:

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

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

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

کنترل:

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

سبزسازه

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

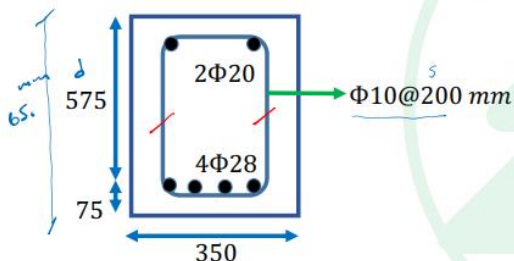


مشابه سوالات اسفند ۹۵ و اردیبهشت ۹۷

تشابه

اسفند ۹۵

یک مقطع بتنی درجا با شکل مقابل تحت نیروی برشی نهایی 150 kN و نیروی محوری نهایی 250 kN قرار دارد. نسبت نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط بتن (با استفاده از رابطه دقیق تر) در حالتی که نیروی محوری به صورت فشاری وارد شود، به حالتی که نیروی محوری به صورت کششی وارد شود، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (نوع بتن معمولی است، رده بتن C25 و فولاد میلگردها S400 هستند. ابعاد روی شکل به میلی متر است.)



آیا تر محال تاین شده یا خیر؟

$$A_{v \min} \sim \max \left\{ \begin{array}{l} 0.062 \sqrt{f_c} \frac{b_w}{F_y} \cdot s \\ 0.35 \frac{b_w}{F_y} \cdot s \end{array} \right\}$$

Handwritten calculations for $A_{v \min}$ and A_v are shown, including the final result $A_v = 157 \text{ mm}^2 > A_{v \min}$.

- (۱) ۱
- (۲) ۱۶ ✓
- (۳) ۷,۵
- (۴) ۴,۴



حل: ✓

گام اول: تشخیص هدف طراح

در حالیکه نیروی محوری فشاری باشد (V_c)

در حالیکه نیروی محوری کششی باشد (V_c)

و کنترل اینکه آیا حداقل میلگرد برش در مقطع استفاده شده است یا خیر؟

گام دوم: تشخیص بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه

ابتدا بایستی کنترل شود که آیا میلگرد حداقل در مقطع استفاده شده است یا خیر و در ادامه از روابط ارائه شده استفاده شود.

گام سوم: مشاهده بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه

گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول و ترسیم شکل در صورت نیاز

معلومات:

- $V_u = 150 \text{ kN}$ -
- نیروی محوری نهایی $= 250 \text{ kN}$ -
- $f_c = 25 \text{ mpa}$ -
- $f_y = 400 \text{ mpa}$ -
- $b_w = 350 \text{ mm}$ -
- $d = 575 \text{ mm}$ -
- $A_s = 4 * 3.14 * \frac{28^2}{4} = 2462 \text{ mm}^2$ -
- خاموت $\Phi 10 @ 200 \text{ mm}$ -
- $A_g = 350 * 650 = 227500 \text{ mm}^2$ -





ب) در صورتیکه از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد ($A_v \geq A_{v \min}$) (با استفاده از رابطه دقیق) :

ب-۱: نیروی محوری فشاری به مقطع وارد شود :



$$V_c = \min \left\{ (0.66\lambda(\rho_w)^{1/3} \sqrt{f_c} + \left(\frac{N_u}{6A_g} \right)), 0.42\lambda \sqrt{f_c} \right\} b_w d$$

ب-۲: در صورتیکه نیروی کششی به مقطع وارد شود :



$$V_c = \max \left\{ \min \left\{ \left((0.66\lambda(\rho_w)^{1/3} \sqrt{f_c} - \left(\frac{N_u}{6A_g} \right)) \right), 0.42\lambda \sqrt{f_c} \right\} b_w d, 0 \right\}$$

ب-۳: نیروی محوری (کششی یا فشاری) به مقطع وارد نشود :



$$V_c = \min \{ (0.66\lambda(\rho_w)^{1/3} \sqrt{f_c}), 0.42\lambda \sqrt{f_c} \} b_w d$$

$$\left(\frac{N_u}{6A_g} \right) \leq 0.05 f_c$$

سبزسازه



گام پنجم : حل مساله و کار با ماشین حساب

$$A_v = 2 * 3.14 * \frac{10^2}{4} = 157 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.062 * \sqrt{f_c} * b_w * \frac{s}{f_y} \\ 0.062 * \sqrt{25} * 350 * \frac{200}{400} = 54.25 \text{ mm}^2 \\ 0.35 * b_w * \frac{s}{f_{yt}} \\ 0.35 * 350 * \frac{200}{400} = 61.25 \text{ mm}^2 \end{array} \right. = 61.25 \text{ mm}^2$$

بنابراین $A_v \geq A_{vmin}$ حداقل فولاد برش در مقطع استفاده شده است

— در حالتی که نیروی محور فشاری باشد :

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.66 * \lambda * (\rho_w)^{0.33} * \sqrt{f_c}) + \frac{N_u}{6A_g} \\ 0.42 * \lambda * \sqrt{f_c} \end{array} \right\} * b_w * d$$

سبزسازه





$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{2462}{350 * 575} = 0.0122$$

$$\frac{N_u}{6A_g} = \frac{250 * 10^3}{6 * 227500} = 0.183 \leq 0.05 * f_c = 0.05 * 25 = 1.25 \quad ok \quad \checkmark$$

$$V_{c1} = \min \left\{ \left((0.66 * 1 * \sqrt{25} * (0.0122)^{0.33}) + 0.183 \right) * b_w * d, 0.42 * 1 * \sqrt{25} * b_w * d = 2.1 * b_w * d \right\} = 0.943 * b_w * d$$

– در حالتی که نیروی محور کششی باشد:

$$V_{c2} = \max \left\{ \min \left\{ \left((0.66 * \lambda * (\rho_w)^{0.33} \sqrt{f_c} - \left(\frac{N_u}{6A_g} \right) \right), 0.42 * \lambda * \sqrt{f_c} \right\} b_w d, 0 \right\}$$

$$V_{c2} = \max \left\{ \min \left\{ \left((0.66 * 1 * (0.0122)^{0.33} \sqrt{25} - (0.183) \right), 0.42 * 1 * \sqrt{25} \right\} b_w d, 0 \right\}$$

$$V_{c2} = \max \{ \min \{ 0.577, 2.1 \} b_w d, 0 \} = 0.577 b_w * d$$

$$\rightarrow \frac{(V_{c1})}{(V_{c2})} = \frac{0.943 b_w * d}{0.577 b_w * d} = 1.63$$

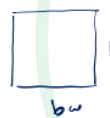
پاسخ: گزینه ۲



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - میحث نهم

اردیبهشت ۹۷

در یک عضو بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل تحت اثر همزمان برش، خمش و نیروی محوری فشاری، بدون استفاده از رابطه با جزییات دقیق تر، اگر پهنای عضو ۲۵ درصد بزرگتر شود ولی سایر ابعاد و مشخصات ثابت بماند، حداکثر نیروی برشی تامین شده توسط بتن حدوداً چند درصد می تواند افزایش یابد؟ (فرض کنید مقدار نیروی فشاری نهایی $2A_g$ بر حسب نیوتن می باشد و A_g مساحت بر حسب میلی متر مربع قبل از افزایش پهناست. نوع بتن معمولی است و حداقل فولاد برشی در مقطع استفاده شده است. $f_c = 25 \text{ mpa}$) (ویرایش شده)



$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$A_{g1} = b_w h = A_g$$

$$P_{u1} = 2 A_g \quad \text{و } 2.1$$

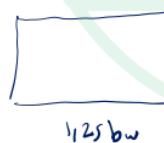
$$\sqrt{c_1}$$

$$14 \quad (1)$$

$$28 \quad (2)$$

$$25 \quad (3)$$

$$18 \quad (4) \checkmark$$



$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$A_{g2} = 1.25 b_w h = 1.25 A_g$$

$$P_{u2} = 2 A_g \quad \text{و } 2.1$$

$$\sqrt{c_2}$$

$$\frac{\sqrt{c_2}}{\sqrt{c_1}} = ?$$



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - میحث نهم

این pdf فقط شامل قسمتی از نکات آموزش است و برای یادگیری کامل، به ویدئوهای این بخش مراجعه نمایید.





حل:

معلومات:

در حالت اول:

$$f_c = 25 \text{ mpa}$$

$$A_{g1} = A_g$$

$$p_{u1} = 2A_g$$

در حالت دوم:

$$f_c = 25 \text{ mpa}$$

$$p_{u2} = 2A_g$$

$$A_{g2} = 1.25A_g$$

رابطه دقیق مدنظر نیست.

حداقل فولاد برشی در مقطع استفاده شده است.

$$\frac{(V_{c2})}{(V_{c1})} \text{ مجهول}$$

$$\frac{(V_{c2})}{(V_{c1})}$$

گام اول: تشخیص هدف طراح

گام دوم: تشخیص بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه

گام سوم: مشاهده بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه: رابطه ۹-۸-۱۲-الف

گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول و ترسیم شکل در صورت نیاز

سبزسازه



تقسیم بندی محاسبه مقاومت برشی بتن:

الف) در صورتیکه از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد ($A_v \geq A_{v \min}$) (با استفاده از رابطه ساده)

الف-۱: نیروی محوری فشاری به مقطع وارد شود:

$$V_c = \min \left\{ \left(0.17\lambda\sqrt{f_c} + \left(\frac{N_u}{6A_g} \right) \right), 0.42\lambda\sqrt{f_c} \right\} b_w d$$

الف-۲: در صورتیکه نیروی کششی به مقطع وارد شود:

$$V_c = \max \left\{ \min \left\{ \left(0.17\lambda\sqrt{f_c} - \left(\frac{N_u}{6A_g} \right) \right), 0.42\lambda\sqrt{f_c} \right\} b_w d, 0 \right\}$$

الف-۳: نیروی محوری (کششی یا فشاری) به مقطع وارد نشود:

$$V_c = 0.17\lambda * \sqrt{f_c} b_w d$$

$$\left(\frac{N_u}{6A_g} \right) \leq 0.05 f_c$$

سبزسازه





گام پنجم: حل مساله و کار با ماشین حساب

$$V_{c1} = \min \left\{ \left(0.17\lambda\sqrt{f_c} + \left(\frac{N_u}{6A_g} \right) \right), 0.42\lambda\sqrt{f_c} \right\} b_w d$$

$$= \min \left\{ \left(0.17 * 1 * \sqrt{25} + \left(\frac{2A_g}{6 * A_g} \right) \right), 0.42 * 1 * \sqrt{25} \right\} b_w d = (\min\{1.183, 2.1\}) b_w d = 1.183 * b_w * d$$

$$\frac{N_u}{6A_g} = \frac{1}{3} \leq 0.05 * 25 = 1.25 \quad ok \quad \checkmark$$

$$V_{c2} = \min \left\{ \left(0.17\lambda\sqrt{f_c} + \left(\frac{N_u}{6A_g} \right) \right), 0.42\lambda\sqrt{f_c} \right\} b_w d$$

$$= \min \left\{ \left(0.17 * 1 * \sqrt{25} + \left(\frac{2A_g}{6 * 1.25A_g} \right) \right), 0.42 * 1 * \sqrt{25} \right\} * 1.25 * b_w * d = (\min\{1.1167, 2.1\}) * 1.25 * b_w * d$$

$$= 1.396 * b_w * d$$

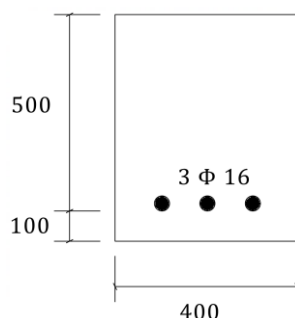
$$\frac{N_u}{6A_g} = \frac{2}{6 * 1.25} = 0.267 \leq 1.25 \quad ok \quad \checkmark \quad \rightarrow \frac{V_{c2}}{V_{c1}} = \frac{1.396 * b_w * d}{1.183 * b_w * d} = 1.18$$

پاسخ: گزینه ۴



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

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



۹۰ kN.m (۱)

۷۵ kN.m (۲)

۶۸ kN.m (۳)

۱۰۰ kN.m (۴)

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۲-۲-۸-۹ صفحه ۱۱۳ و ۱۱۴ و بند ۱-۱-۵-۱۱-۹ و بند ۲-۱-۵-۱۱-۹ و بند ۳-۱-۵-۱۱-۹ 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 خنشی تعیین می‌شود.

۹-۸-۲-۲-۳ کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن برابر با 0.003 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، دوزنقه‌ای، 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 خنشی و به فاصله‌ی a از دورترین تار فشاری مقطع محدود می‌گردد، فرض می‌شود. عمق بلوک فشاری بتن، a ، از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$a = \beta_1 c \quad (9-8-2)$$

در این رابطه:

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

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

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

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

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.

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

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_r (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

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

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

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 و ۹-۱۱-۵-۲ 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:

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

مساحت آرماتور حداقل:

$$A_{S \text{ min}} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25 * \sqrt{f_c}}{f_y} * b * d \\ \frac{1.4}{f_y} * b * d \end{array} \right.$$

$$A_{S \text{ min}} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25 * \sqrt{30}}{340} * 400 * 500 = 805.48 \text{mm}^2 \\ \frac{1.4}{340} * 400 * 500 = 823.54 \text{mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{S \text{ min}} \geq 823.54 \text{mm}^2$$

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.

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

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

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:

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

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

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

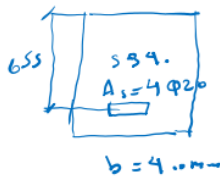


مشابه سوالات اسفند ۹۵ و مهر ۹۸

تشابه

اسفند ۹۵

مقطع یک تیر خمشی بتن مسلح دارای عرض و ارتفاع موثر به ترتیب 400 و 655 میلی متر است. اگر بتن از رده C25 و آرماتورهای مصرفی از نوع S340 و آرماتورهای کششی محاسباتی معادل 4Φ20 باشد، مقدار سطح مقطع آرماتور کششی لازم جهت تعبیه در مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک است؟



$$\begin{cases} A_s > A_{smin} \rightarrow A_s = A_s \text{ ع } \checkmark \\ A_s < A_{smin} \rightarrow \begin{cases} A_s = A_{smin} \\ A_s = 1.33 A_s \text{ ع } \end{cases} \end{cases}$$

۱) ۱۲۵۷ میلی متر مربع

۲) ۱۰۷۴ میلی متر مربع

۳) ۹۶۴ میلی متر مربع

۴) ۱۶۷۲ میلی متر مربع



$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \right\} b \cdot d = 1.079 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} = 1257 \text{ mm}^2$$



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

حل: ☒

گام اول: تشخیص هدف طراح (کنترل حداقل مقدار میلگرد خمشی)

گام دوم: تشخیص بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه

گام سوم: مشاهده بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه (توضیحات ذکر شده)

گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول و ترسیم شکل در صورت نیاز

معلومات:

گام پنجم: حل مساله و کار با ماشین حساب

$$\rho_{min} = \max \left\{ \frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \right\} = \max \left\{ \frac{1.4}{340}, \frac{0.25 \sqrt{25}}{340} \right\} = 0.00412$$

$$A_{smin} = 0.00412 \times 400 \times 655 = 1079$$

$$A_{s \text{ محاسباتی}} = 1256 \geq 1079 \quad OK$$

پاسخ: گزینه ۱

$$A_s = 4 \times \pi \times \frac{20^2}{4} = 1257 \text{ mm}^2 \quad \text{محاسباتی}$$

$$f_y = 340 \text{ mpa}$$

$$f_c = 250 \text{ mpa}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$d = 655 \text{ mm}$$

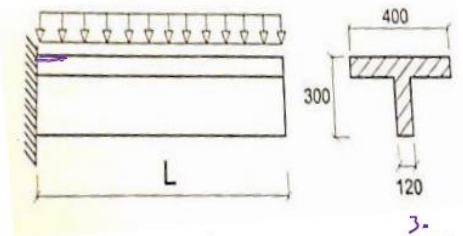
مجهولات: مقدار میلگرد لازم



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

مهر ۹۸

در تیر طره بتنی با مقطع T، مطابق شکل زیر، حداقل مقدار آرماتور کششی ناشی از خمش در تکیه‌گاه چقدر است؟ (نوع بتن C30 و نوع آرماتور S400 و ارتفاع مؤثر مقطع ۲۷۵ میلی‌متر فرض شود، اندازه‌ها در شکل به میلی‌متر است. مقدار میلگرد تامین شده در مقطع را ۲۵۰ میلی‌متر مربع و مقدار میلگرد محاسباتی را ۲۰۰ میلی‌متر مربع فرض نمایید.) (ویرایش تست)



- (۱) ۲۵۰ میلی‌متر مربع
- (۲) ۲۳۰ میلی‌متر مربع
- (۳) ۲۶۷ میلی‌متر مربع
- (۴) ۲۳۱ میلی‌متر مربع ✓

$$A_{s\min} = \max \left\{ \frac{1}{4} \frac{b_w d}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} b_c d \right\} = 231 \text{ mm}^2$$

$$b_e = \min (2b_w, b_f) = \min (2 \times 120, 400) = 240 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{ provided}} = 200 < A_{s\min} = 231 \quad \rightarrow \quad 1.33 \times A_{s\text{ provided}} = 266 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = 231 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$



حل: ✓

گام اول: تشخیص هدف طراح: تعیین حداقل میلگرد کششی در تیر T شکل

گام دوم: تشخیص بند یا بندهای آیین نامه

گام سوم: مشاهده بند یا بندهای موجود در آیین نامه (بند ۹-۱۱-۵-۱ و بند ۹-۱۱-۵-۳)

گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول:

معلومات:

$$b_w = 120 \text{ mm}$$

$$b_f = 400 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ mpa}$$

$$f_c = 30 \text{ mpa}$$

$$d = 275 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{ provided}} = 250 \text{ mm}^2$$

مجهول: حداقل میلگرد کششی در تیر T شکل

گام پنجم: حل مساله و کار با ماشین حساب

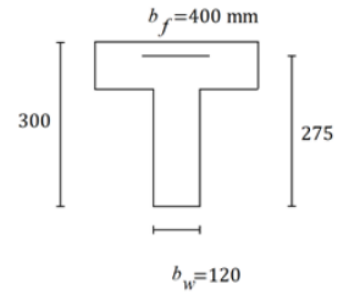




$$A_{s \min} = \rho_{\min} b_e d = \max \left\{ \frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \right\} * \min \{ 2b_w, b_f \} * d$$

$$\rightarrow \max \left\{ \frac{1.4}{400}, \frac{0.25 \sqrt{30}}{400} \right\} * \frac{\min \{ 2 * 120, 400 \}}{240} * 275 = 231 \text{ mm}^2$$

$$250 < 1.33 * 200 = 266 \text{ ok}$$



در این حالت حداقل مقدار آیین نامه، یعنی رابطه ۹-۱۱-۱ مورد استفاده قرار می گیرد.

پاسخ: گزینه ۴



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

۲۹- در یک سازه با شکل پذیری زیاد، در اتصالات دال های دوطرفه بدون تیر به ستون که جزئی از سیستم مقاوم در برابر زلزله منظور نمی شوند، در صورت نیاز به آرماتورهای برشی، در مقاطع بحرانی حداقل تنش معادل بتن متناظر با مقاومت برشی دوطرفه اسمی که با آرماتور تامین می شود به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از رده C30 است.

۱.588 MPa (۲)

1.875 MPa (۱)

2.813 MPa (۴)

1.625 MPa (۳)

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 رابطه ی $v_s \geq 0.29 \sqrt{f'_c}$ 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 تعریف شده‌اند، در صورتی که $\frac{\Delta x}{h_{sx}} \geq 0.035 - \frac{1}{20} \left(\frac{V_{uv}}{\phi V_c} \right)$ باشد، از آرماتورهای برشی مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴ 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:

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

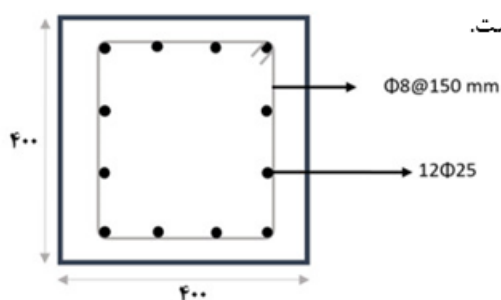
$$v_s \geq 0.29 * \sqrt{30} = 1.588 \text{ mpa}$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

تشابه

مشابه سوال از بند ۹-۲۰-۱۰ آیین نامه در کتابچه تمرین تست سبزسازه

۵۵. چند مورد از موارد ذکرشده در مورد این ستون غیرلرزه‌بر در ساختمان با شکل‌پذیری متوسط زیر صحیح می‌باشد؟ پوشش بتن ۴ سانتیمتر، رده بتن C25 و فولاد S400 می‌باشد. (لنگر خمشی ایجادشده در عضو از مقاومت خمشی عضو بیشتر است. ستون را در تماس با هوا فرض نمایید. حداکثر مقدار میلگرد در محل وصله رعایت شده است.)



- ✓ حداکثر سطح مقطع آرماتور طولی مجاز رعایت شده است.
- ✓ حداقل فاصله مجاز بین آرماتورهای طولی رعایت شده است.
- ✓ مقطع نیاز به آرماتور عرضی بیشتری دارد.
- ✓ پوشش بتن کافی نیست.
- ✓ قطر خاموت را باید بیشتر از ۸ در نظر گرفت.

۴ (۲ مورد)

۳ (۵ مورد)

۲ (۴ مورد)

۱ (۳ مورد)



حل سوال 55

مطابق بند 10-20-9-3-3-پ و بند 2-3-6-20-9 و بند 3-3-6-20-9 و بند 4-2-6-21-9 و بند 1-2-21-9-3 و بند 2-2-6-21-9 و جدول 6-4-9:

کنترل حداکثر سطح مقطع آرماتور طولی:

$$\rho \leq \%6$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * h} = \frac{12 * \pi * \frac{25^2}{4}}{400 * 400} * 100 = 3.68 \leq 6 \quad ok \checkmark$$

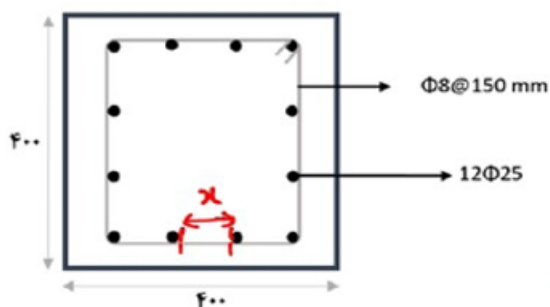
کنترل حداقل فاصله مجاز بین آرماتورهای طولی:

$$s' \geq \max\{1.5d_{b_{max}} \cdot 40 \text{ mm}\}$$

$$s' \geq \max\{1.5 * 25 \cdot 40\} = 40 \text{ mm} \quad s' = \frac{b - 2 \text{ cover} - 2d_v - 4d_b}{3}$$

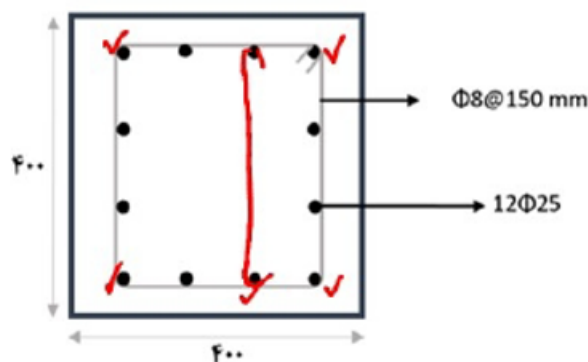
$$= \frac{400 - 2 * 40 - 2 * 8 - 4 * 25}{3} = 68 \text{ mm}$$

$$\rightarrow 68 \geq 40 \quad ok \checkmark$$



سبزسازه

کنترل اینکه مقطع نیاز به آرماتور عرضی بیشتری دارد یا نه:



مطابق بند 9-21-6-2-4 مورد الف وب:

مورد الف می‌گه هر میلگرد طولی واقع در گوشه مقطع، و سایر میلگردهای طولی به صورت یک در میان باید توسط خم با زاویه کم تر یا مساوی 135 درجه مهار شود که در اینجا رعایت نشده است و با گذاشتن یک سنجاقی میتونیم این مشکل رو برطرف کنیم

اگر بخواهیم مورد ب رو هم چک کنیم داریم:

فاصله آزاد میلگردهای مهار نشده از میلگردهای مهار شده باید کمتر از 150 میلی‌متر باشد. فاصله آزاد آرماتور اول رو با آرماتور سوم بدست میاریم که حداکثر فاصله یک آرماتور مهار نشده با یک آرماتور مهار شده است:

$$2 \times 68 + 25 = 161 \leq 150 \text{ Not.ok}$$

با قرار دادن یک سنجاقی مطابق شکل در هر امتداد، ضابطه فوق ارضا می‌شود.

در نتیجه مقطع نیاز به آرماتور عرضی بیشتری دارد.

سبزسازه

کنترل کفایت پوششی بتن:

مطابق جدول 9-4-6 حداقل پوشش بتن ستون 50 میلی متر است.

در نتیجه پوششی بتن رعایت نشده است.

کنترل اندازه قطر خاموت:

مطابق بند 9-21-6-2:

$$d_b \leq 32 \text{ mm} \rightarrow d_v = 10 \text{ mm}$$

$$d_b \geq 34 \text{ mm} \rightarrow d_v = 12 \text{ mm}$$

در این تست:

$$d_b = 25 \text{ mm} \leq 32 \text{ mm} \rightarrow d_v = 10 \text{ mm}$$

در نتیجه حداقل قطر خاموت رعایت نشده است و باید بیشتر از 8 میلی متر در نظر گرفته شود.

بنابراین گزینه 3 صحیح است.

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

800 kN (۴)

600 kN (۳)

900 kN (۲)

700 kN (۱)

سطح سوال سخت

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

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

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

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

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:

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

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:

$$v_u \leq 0.5\phi\sqrt{f'_c} \quad (۹-۸-۲۳-الف)$$

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



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

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:

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

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

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.

تشابه

مشابه سوال اسفند ۹۵

اسفند ۹۵

حداکثر نیروی برشی دو طرفه یک دال تخت در مجاور یک ستون میانی با مقطع مربع، چنانچه از آرماتور برشی یا کلاهی برشی استفاده نشود، ۶۳۵ کیلونیوتن است. اگر از آرماتور برشی کافی استفاده شود، می توان نیروی برشی اسمی تا ۷۳۰ کیلونیوتن را توسط فولاد برشی تامین نمود. در این صورت کل نیروی برشی مقاوم به دست آمده بر حسب KN به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک خواهد بود؟ منظور از برش، برش دوطرفه است. نسبت $(\frac{d}{b_0})$ (نسبت عمق موثر دال به محیط مقطع بحرانی) حدود ۰/۱ بوده و فرض می شود لنگر متعادل نشده ای از دال به ستون منتقل نمی شود. (اصلاح تست) بتن از نوع معمولی و $\lambda_s = 1$

۷۰۳ (۱)

۹۶۰ (۲)

۸۷۰ (۳) ✓

۱۱۶۰ (۴)





✓ حل:

گام اول: تعیین هدف طراح: محاسبه حداکثر نیروی برشی دو طرفه دال تقویت شده با آرماتور برشی در مجاور یک ستون میانی

گام دوم: تشخیص بند یا بندهای مورد نظر در آیین نامه

گام سوم: مشاهده بند یا بندهای مورد نظر در آیین نامه

بند ۹-۸-۵ و توضیحات ارائه شده

گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول

معلومات:

مقاومت برشی کل در صورت عدم استفاده از آرماتور برشی: $\phi V_c = 635 \text{ KN}$

مقاومت برشی اسمی فولاد در صورت استفاده از آرماتور برشی: $V_s = 703 \text{ KN}$

$$\frac{d}{b_0} = 0.1$$

ستونی میانی است.

مجهول: $V_{u_{max}}$



سبزسازه



✓ مقاومت برشی دو طرفه:

✓ (۱) در صورت عدم استفاده از فولاد برشی (شامل خاموت برشی - گل میخ برشی سردار - کلاهک برشی):



$$V_u \leq \phi * V_c$$

$$V_c = \min\{V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}\}$$

$$V_{c1} = 0.33\lambda_s * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

$$V_{c2} = 0.17(1 + \frac{2}{\beta})\lambda_s * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

$$V_{c3} = 0.083(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_0})\lambda_s * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

$$\lambda_s = \min \left\{ \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{250}}}, 1 \right\}$$



✓ (۲) مقاومت برشی دو طرفه در صورت استفاده از خاموت برشی:

✓ محیط بحرانی در فاصله $\frac{d}{2}$ از هر ستون:

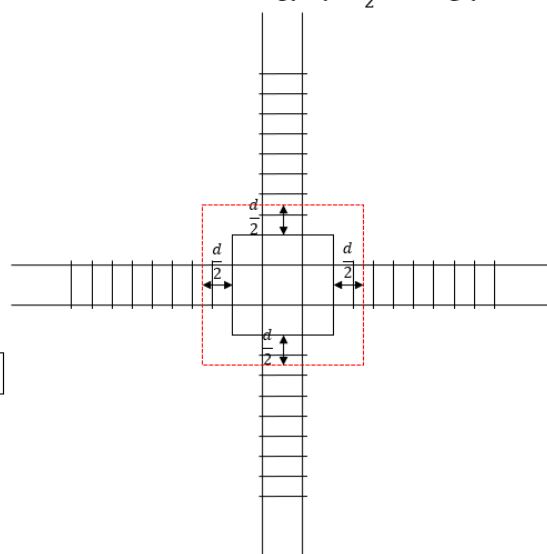
$$V_u \leq \min\{\phi V_n, 0.5\phi\sqrt{f'_c}b_0d\}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$v_c \leq 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \quad V_c = v_c b_0 d$$

$$\text{if } \begin{cases} d \geq 150\text{mm} \\ \text{و} \\ d \geq 16d_v \end{cases} \longrightarrow v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_0 s} \quad V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

اگر دو شرط بالا برقرار نباشد مشابه حالت بدون استفاده از آرماتور برشی در نظر می گیریم





گام پنجم: حل مساله و کار با ماشین حساب

$$\beta = 1$$

$$\alpha_s = 40$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

در حالت اول:

$$V_c = \min \begin{cases} 0.33\lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d = 0.51\lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \\ 0.083(2 + 40 \cdot 0.1) \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d = 0.498\lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \end{cases}$$

$$= 0.33\lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$635 \cdot 10^3 = 0.75 \left(0.33\lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d\right)$$

$$\left(\lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d\right) = \frac{635}{0.75 \cdot 0.33} = 2566kN$$



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

در حالت دوم:

$$V_u \leq \phi \cdot \min \begin{cases} (0.17\lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d + 730) \\ 0.5\sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \end{cases}$$

$$V_u \leq 0.75 \cdot \min \begin{cases} (0.17 \cdot 2566 + 730) = 1166.22kN \\ 0.5 \cdot 2566 = 1283kN \end{cases}$$

$$V_u \leq 0.75 \cdot 1166.22 = 874.67kN$$

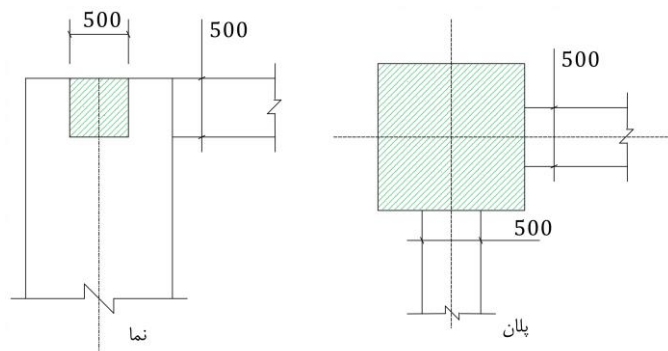
پاسخ: گزینه ۲



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم



۳۱- فرض کنید در یک ساختمان بتنی با شکل پذیری زیاد مقدار نیروی برشی نهایی مؤثر چشمه 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 چشمه اتصال حداقل ابعاد مورد نیاز مقطع ستون به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



520×520 mm (۱)

600×600 mm (۲)

575×575 mm (۳)

650×650 mm (۴)

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ مطابق جدول ۲-۲۰-۹ 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 ۲-۲۰-۹ مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	محصور شدگی با تیرهای عرضی مطابق بند ۸-۲-۱۶-۹	V_n (N)
پیوسته یا مطابق بند ۶-۲-۱۶-۹	پیوسته یا مطابق بند ۷-۲-۱۶-۹	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 ۷-۲-۱۶-۹	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 ۹-۱۶-۴-۲ محاسبه شود.



۹-۲۰-۶-۵-۴-۲ ϕ باید بر اساس بند ۹-۴-۷-۵ (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:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

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

$$A_j \geq 359011.5 \text{ mm}^2$$

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

$$h * h \geq 359011.5$$

$$\rightarrow h \geq 600 \text{ mm}$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه

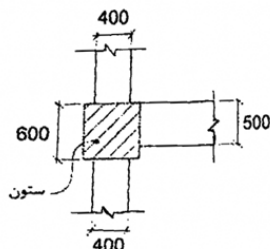


مشابه سوال مهر ۹۹

تشابه

مهر ۹۹

حداکثر نیروی برشی نهایی اتصال شکل زیر در امتداد محور طولی تیر به عرض ۵۰۰ میلی‌متر با فرض f'_c برابر ۲۸ MPa به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ارتفاع تیرها برابر ۵۰۰ میلی‌متر و ابعاد مقطع ستون برابر ۶۰۰*۶۰۰ میلی‌متر می‌باشد. فرض نمایید اتصال مذکور مربوط به یک قاب خمشی ویژه بوده و در آن کلیه الزامات آرمانور گذاری رعایت شده است. (طول تیرها بیش از ۲ متر بوده و ستون و تیر شرایط پیوستگی را دارا هستند.) (ویرایش تست)



1619 KN (1)

1905 KN (2)

2025 KN (3)

1429 KN (4)

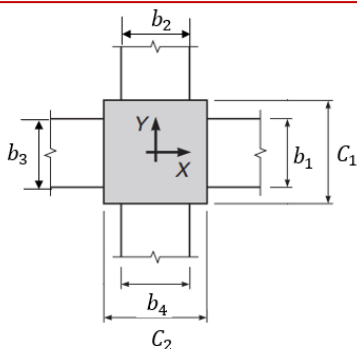


جدول ۹-۲۰-۲ مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	محصور شدگی با تیرهای عرضی مطابق بند ۸-۲-۱۶-۹	V_n (N)
پیوسته یا مطابق بند ۶-۲-۱۶-۹	پیوسته یا مطابق بند ۷-۲-۱۶-۹	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 ۷-۲-۱۶-۹	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 ۴-۲-۱۶-۹ محاسبه شود.





۸-۲-۱۶-۹ 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 باشند؛ و حداقل دارای خاموت‌هایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیش‌تر مطابق بندهای ۹-۱۱-۲ و ۹-۱۱-۳ باشند.

محصور شدگی اتصال برای برش در راستای X
 $b_2, b_4 \geq \frac{3}{4} C_2$
 شرط اول محصور شدگی در اتصال تیر به ستون :
 محصور شدگی اتصال برای برش در راستای Y
 $b_1, b_3 \geq \frac{3}{4} C_1$



✓ شرط دوم لازم برای محصور شدگی این است که تیرهای عرضی (عمود بر راستای برش) حداقل به طول یک برابر عمقشان بعد از ناحیه اتصال ادامه داشته باشند.

✓ شرط سوم برای محصور شدگی تعبیه حداقل آرماتور خمشی در بالا و پایین تیرهای عرضی (عمود بر راستای برش) و نیز برقرار بودن حداقل مقدار میلگرد برشی در مقطع است.



✓ حل:

گام اول: تشخیص هدف طراح: محاسبه حداکثر نیروی برشی نهایی اتصال تیر به ستون در قاب خمشی ویژه

گام دوم: تشخیص بند یا بندهای آیین نامه

گام سوم: مشاهده بند یا بندهای موجود در آیین نامه بند ۹-۲۰-۶-۴ و بند ۹-۲-۱۶-۸

گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول:

معلومات:

طول تیرها بیش از ۲ متر است.

الزامات آرماتورگذاری (شامل حداقل میلگرد برشی و خمشی) رعایت شده است.

تیرها و ستون ها شرایط پیوستگی را دارا هستند.

ابعاد ستون $600\text{ mm} \times 600\text{ mm}$ است.

$$f'_c = 28\text{ mpa}$$

مجهولات: مقاومت برشی حداکثر در راستای طولی تیر با عرض ۵۰۰





گام پنجم: حل مساله و کار با ماشین حساب

مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸ سه شرط برای محصور شدگی تواما باید برقرار باشد:

شرط اول محصور شدگی در اتصال تیر به ستون:

$$400 \geq \frac{3}{4} \times 600 = 450 \text{ Not.ok} \quad \times \text{ محصور شدگی اتصال برای برش در راستای x}$$

در نتیجه شرایط محصور شدگی فراهم نیست.

تیرها و ستون ها شرایط پیوستگی را دارا هستند. از جدول ۹-۲۰-۲:

$$V_n = 1.2\lambda * \sqrt{f'_c} * A_j$$

$$A_j = h_c * \min \left\{ \begin{array}{l} b_b + h_c \\ b_b + 2\min(x_1, x_2) \end{array} \right.$$

$$A_j = 600 * \min \left\{ \begin{array}{l} 500 + 600 = 1100 \text{ mm} \\ 500 + 2\min(0, 100) = 500 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_j = 3 * 10^5 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 1.2 * 1 * \sqrt{28} * 3 * 10^5 * 10^{-3} = 1905 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi * V_n = 0.85 * 1905 = 1619.2 \text{ kN}$$

پاسخ: گزینه ۱



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

۳۲- فرض کنید در یک مهار کاشتنی انبساطی نسبت نیروی برشی ضریب دار به مقاومت برشی اسمی برابر 1.5α و نسبت نیروی کششی ضریب دار به مقاومت کششی اسمی آن برابر α است. حداکثر مقدار قابل قبول α به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟
مهاریهای کاشتنی دارای حساسیت زیاد به نصب و قابلیت اعتماد کم بوده و بدون آرماتور اضافی گذرنده از سطح گسیختگی (شامل گسیختگی بیرون کشیدگی یا قلوه کن شدگی بتن) می باشد.

0.31 (۴)

0.45 (۳)

0.48 (۲)

0.27 (۱)

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:

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

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:

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

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:

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

سبزسازه

جدول ۹-۱۸-۲ ضریب کاهش مقاومت مهارها				
مقاومت مهار با مقاومت عضو فولادی کنترل می شود				
حالت گسیختگی	بار	ϕ		
مقاومت عضو فولادی شکل پذیر، کنترل کننده ی مقاومت مهار است.	کششی	۰/۷۵		
	برشی	۰/۶۵		
مقاومت عضو فولادی ترده، کنترل کننده ی مقاومت مهار است.	کششی	۰/۶۵		
	برشی	۰/۶۰		
مقاومت مهار با یکی از حالات گسیختگی بتن کنترل می شود				
نوع مهار	بار	ϕ		
تمامی انواع مهارها	برشی	۰/۷۵	با آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی ^[۲] به جز برای گسیختگی بیرون کشیدگی و قلوه کن شدگی بتن	بدون آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی و شامل گسیختگی بیرون کشیدگی یا قلوه کن شدگی بتن
		۰/۷۰		
		۰/۷۵		
		۰/۷۵		
مهارهای تعبیه شده	کششی	۰/۷۵	گل میخ های سر دار، پیچ های سر دار، یا پیچ های قلاب دار	گل میخ های سر دار، پیچ های سر دار، یا پیچ های قلاب دار
		۰/۷۵	گروه ۱، حساسیت کم به نصب و قابلیت اعتماد زیاد	گروه ۱، حساسیت کم به نصب و قابلیت اعتماد زیاد
		۰/۶۵	گروه ۲، حساسیت متوسط به نصب و قابلیت اعتماد متوسط ^[۱]	گروه ۲، حساسیت متوسط به نصب و قابلیت اعتماد متوسط ^[۱]
		۰/۴۵	گروه ۳، حساسیت زیاد به نصب و قابلیت اعتماد کم ^[۱]	گروه ۳، حساسیت زیاد به نصب و قابلیت اعتماد کم ^[۱]

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.

توضیح کامل بند مورد نظر در درسنامه سبزسازه

تشابه

۴-۱. اندرکنش نیروهای کششی و برشی

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:

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

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:

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

۹-۱۸-۶-۳ اگر $N_{ua} > 0.2\phi N_n$ و $V_{ua} > 0.2\phi V_n$ باشند، رابطه‌ی زیر باید برای اندرکنش کشش و برش برقرار شود:

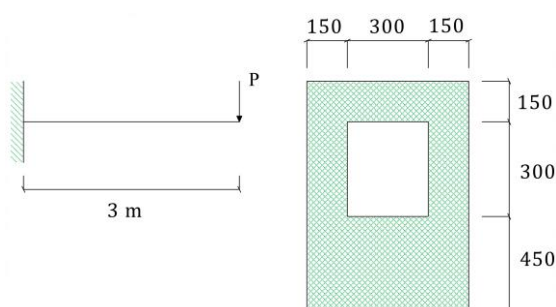
$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (۹-۱۸-۳۵)$$



سبزسازه



۳۳- در تیر بتنی شکل زیر مقدار P برای ایجاد لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از رده C30 بوده و از وزن در واحد طول تیر صرف نظر نمائید. در مقطع شکل ابعاد به میلی متر است.



66.7 kN (۱)

89.9 kN (۲)

78.6 kN (۳)

97.3 kN (۴)

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 و ۲۸:

۹-۱۹-۲-۲ ممان اینرسی مؤثر اعضا، I_e با استفاده از مشخصات مقطع و میزان ترک خوردگی 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:

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

۹-۳-۵ مدول گسیختگی بتن، f_r

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

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

I_g	ممان اینرسی مقطع ناخالص بتن حول محور ثقل بدون میلگردها.	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:

$$M_u = M_{cr}$$

$$M_u = 3000P \text{ (N.mm)}$$

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

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

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

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

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

$$I_g = \frac{600 * 420^3}{3} + \frac{600 * 480^3}{3} - \left[\frac{300 * 300^3}{12} + (300 * 300 * 180^2) \right]$$

$$= 3.3345 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$M_u = M_{cr}$$

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

$$P = 78638 \text{ N} = 78.64 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه

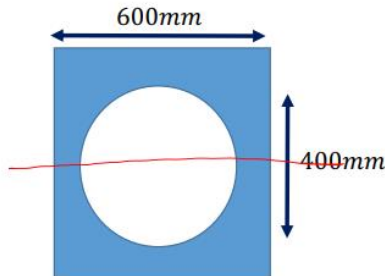


مشابه سوال اسفند ۹۵

تشابه

اسفند ۹۵

مقطع مجوف تیر بتن مسلح به صورت شکل زیر از مربع با اضلاع به طول 600 mm و دایره تو خالی در وسط به شعاع 200 mm تشکیل شده است. با فرض اینکه مدول گسیختگی بتن برابر $f_r = 3 \text{ MPa}$ باشد، بدون لحاظ اثر میلگرد های مقطع، لنگر خمشی ترک خوردگی تیر حول محور تقارن افقی (بر حسب KN.m) حدوداً چقدر خواهد بود؟



(۱) ۷۸

(۲) ۸۳

(۳) ۹۵

(۴) ۱۰۸



✓ حل:

گام اول: تشخیص هدف طراح (محاسبه لنگر ترک خوردگی در خمش در مقطع تو خالی)

گام دوم: تشخیص بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه

گام سوم: مشاهده بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه (رابطه ۹-۱۹-۱ و بند ۹-۳-۵-۱)

گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول و ترسیم شکل در صورت نیاز

گام پنجم: حل مساله و کار با ماشین حساب

معلومات:

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

$$f_r = 3 \text{ MPa} \quad -$$

$$I_g = \frac{b \cdot b^3}{12} - \frac{\pi \cdot d^4}{64} = \frac{600^4}{12} - \frac{\pi \cdot 400^4}{64} = 9544 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$b = 600 \text{ mm} \quad - \text{اندازه ضلع مربع}$$

$$d = 400 \text{ mm} \quad - \text{اندازه قطر دایره}$$

$$y_t = \frac{600}{2} = 300 \quad \rightarrow \text{بدون لحاظ اثر آرما تورها}$$

$$M_{cr} \quad \text{مجهولات}$$

$$\rightarrow M_{cr} = \frac{3 \cdot 9544 \cdot 10^6}{300} = 95.44 \cdot 10^6 \text{ N.m} = 95.44 \text{ kN.m}$$

پاسخ: گزینه ۳





۳۴- در یک شالوده گسترده با فولادگذاری برشی (با استفاده از خاموت) حداکثر تنش برشی دوطرفه ضریب دار در پیرامون مقاطع بحرانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ بتن معمولی و از رده 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 بیش تر نشود:

- در صورت استفاده از خاموت:

$$v_u \leq 0.5\phi\sqrt{f'_c}$$

(۹-۸-۲۳-الف)

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

$$v_u \leq 0.5 * \phi * \sqrt{f'_c}$$

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

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه



توضیح کامل این بند در درسنامه سبزسازه و مشابه سوال شهریور ۱۴۰۱

تشابه

مقاومت برشی دو طرفه در صورت استفاده از خاموت برشی:



$$V_u \leq \min \{ \phi V_n, 0.5 \phi \sqrt{f'_c} b_0 d \}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$v_c \leq 0.17 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad V_c = v_c b_0 d$$

$$\text{if } \begin{cases} d \geq 150 \text{ mm} \\ d \geq 16 d_v \end{cases} \rightarrow v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_0 s} \quad V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

اگر دو شرط بالا برقرار نباشد مشابه حالت بدون استفاده از آرماتور برشی در نظر می گیریم

$$\lambda_s = 1$$

نکته: با توجه به بند ۹-۱۵-۲-۵-۲ آیین نامه که گفته شده در طراحی شالوده های سطحی می توان از ضریب تاثیر عمق برای مقاومت برشی یک طرفه و مقاومت برشی دو طرفه صرف نظر نمود، پس باید ضریب λ_s را برابر یک در نظر بگیریم.



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

مشاوره رایگان آزمون محاسبات: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ | کانال تلگرام: @sabzsaze

سوال ۲۶

سطح سوال: آسان

۲۶- محاسبات سازه نشان می دهد شالوده گسترده بدون فولادگذاری برشی زیر یک ستون میانی با ابعاد مقطع 0.5×0.5 متر، ۱۵ درصد در برابر برش دوطرفه نهایی ضعیف است. چنانچه برای جبران این ضعف از خاموت استفاده شود، سهم مقاومت طراحی فولادهای برشی از کل برش دوطرفه نهایی، حداقل چند درصد باید باشد؟ عمق موثر شالوده ۱.۱ متر فرض می شود. نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمایید. برای سادگی، توزیع تنش برشی در پیرامون مقطع بحرانی را یکنواخت فرض کنید. بتن شالوده معمولی است.

- ۱) ۱۰۰٪
- ۲) ۳۵٪
- ۳) ۶۰٪
- ۴) ۸۵٪

سبزسازه

حل سوالات شهریور ۱۴۰۱ محاسبات | گروه مهندسی سبزسازه





مشاوره رایگان آزمون محاسبات: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ | کانال تلگرام: @sabzsaze

پاسخ ۲۶

بدون فولاد:

$$b_0 = 4 * (1100 + 500) = 6400 \text{ mm}$$

$$0.85 * v_u = \phi * v_{c1} \rightarrow v_u = \frac{\phi * v_{c1}}{0.85} = \frac{0.75}{0.85} * \min \left(\begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \\ 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b} \right) \end{array} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c}$$

$$= \frac{0.75}{0.85} * \min \left(\begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \\ 0.083 \left(2 + \frac{40 * 1100}{6400} \right) \end{array} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c} = 0.291 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c}$$

حل سوالات شهریور ۱۴۰۱ محاسبات گروه مهندسی سبزسازه



مشاوره رایگان آزمون محاسبات: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ | کانال تلگرام: @sabzsaze

با فولاد:

$$v_u = \phi * v_{c2} + \phi * v_s \rightarrow 0.291 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c} = 0.75 * 0.17 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c} + \phi * v_s$$

$$\rightarrow \phi * v_s = 0.291 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c} - 0.1275 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c} = 0.1635 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c}$$

$$\rightarrow \frac{\phi * v_s}{v_u} = \frac{0.1635 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c}}{0.291 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c}} = 0.562$$

پاسخ: گزینه ۳

حل سوالات شهریور ۱۴۰۱ محاسبات گروه مهندسی سبزسازه





۳۵- در یک پی نواری به عرض 2 متر مقدار برش یک طرفه ضریب دار برای طراحی $V_u = 400 \text{ kN}$ از تحلیل به دست آمده است. در صورتی که آرماتورهای طولی در دال پی مقدار حداقل آئین نامه باشند، کمترین ضخامت پی برای اینکه نیازی به آرماتورهای برشی نباشد به کدام یک از مقادیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از رده C25 بوده و عمق مؤثر پی 0.85 ارتفاع پی فرض شود.

990 mm (۱)

790 mm (۲)

740 mm (۳)

1050 mm (۴)

سطح سوال متوسط

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

۱-۲-۳-۱۵-۹ شالوده‌های سطحی مرکب یک طرفه و نواری

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

۳-۵-۹-۹ برش

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

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

۶-۹-۹ آرماتور گذاری

۱-۶-۹-۹ 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.

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

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

۹-۶-۹-۲ حداقل آرماتور برشی

۹-۶-۹-۱-۲ 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.



۲-۴-۴-۸-۹ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد،
از رابطه‌ی (۱۳-۸-۹) تعیین می‌شود.

$$V_c = \left(0.66 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (13-8-9)$$

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

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

۴-۴-۴-۸-۹ 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:

$$V_u \leq \phi * V_c$$

$$V_u = 400 kN$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_c = \min \left\{ \left(0.66 * \lambda_s * \lambda * (\rho_w)^{1/3} * \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 * A_g} \right) * b_w * d \right. \\ \left. 0.42 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d \right.$$

برای شالوده نواری:

$$\lambda_s = 1$$

در این تست بتن معمولی است:

$$\lambda = 1$$

$$f'_c = 25 \text{ mpa}$$

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



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

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

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:

$$V_c = \min \left\{ \left(0.66 * 1 * 1 * (0.00212)^{\frac{1}{3}} * \sqrt{25} + \frac{0}{6 * A_g} \right) * 2000 * d \right. \\ \left. 0.42 * 1 * \sqrt{25} * 2000 * d \right. \\ = \min \{ 847.86d \\ 4200 * d \\ = 847.86d$$

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.

سبزسازه



مشابه سوال شهریور ۱۴۰۱

تثابه

مشاوره رایگان آزمون محاسبات : ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ کانال تلگرام : @sabzsaze

سوال ۲۸

سطح سوال: آسان

۲۸- نیروی برشی نهایی در یک شالوده سطحی نواری به عرض ۲ متر و ارتفاع ۰.۸ متر که میلگردهای طولی آن هم در بالا و هم در پایین، جداگانه، مطابق با حداقل آرماتور خمشی بوده و فاقد میلگرد برشی (عرضی) است، ۱.۵ برابر مقاومت طراحی تامین شده توسط بتن ϕV_c است. مقاومت اسمی برشی تامین شده توسط آرماتورهای برشی مورد نیاز در این پی به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

مفروضات عبارتند از $f_c = 25 \text{ MPa}$ ، $f_{yt} = 400 \text{ MPa}$ و بتن معمولی

۲۱۵ kN (۱)

۵۰۵ kN (۲)

۴۷۵ kN (۳)

۳۰۰ kN (۴)

سبزسازه

حل سوالات شهریور ۱۴۰۱ محاسبات گروه مهندسی سبزسازه



مشاوره رایگان آزمون محاسبات : ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ کانال تلگرام : @sabzsaze

پاسخ ۲۸

$$\begin{cases} V_u = \phi V_c + \phi V_s \rightarrow V_s = 0.5 * V_c \\ V_u = 1.5 * \phi V_c \end{cases}$$

$$A_s = 0.0018 b_w h = 0.0018 * 2000 * 800 = 2880 \text{ mm}^2$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{2880}{2000 * 720} = 0.002$$

$$V_s = 0.5 * V_c = 0.5 * \left(0.66 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d = 0.5 * (0.66 * 1 * (0.002)^{1/3} \sqrt{25} + 0) * 2000 * 720 * 10^{-3} \\ = 299.36 \text{ kN}$$

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه

حل سوالات شهریور ۱۴۰۱ محاسبات گروه مهندسی سبزسازه



پ) در صورتیکه از حداقل فولاد برشی استفاده نشده باشد $(A_v < A_{v \min})$:



پ-۱: نیروی محوری فشاری به سازه وارد شود :



$$V_c = \min \left\{ (0.66\lambda_s \lambda_s (\rho_w)^{0.33} \sqrt{f'_c} + \left(\frac{N_u}{6Ag} \right)), 0.42\lambda \sqrt{f'_c} \right\} b_w \cdot d$$

پ-۲: در صورتیکه نیروی کششی به سازه وارد شود :



$$V_c = \min \left\{ \left((0.66\lambda_s \lambda_s (\rho_w)^{0.33} \sqrt{f'_c} - \left(\frac{N_u}{6Ag} \right)) \right), 0.42\lambda \sqrt{f'_c} \right\} b_w \cdot d \geq 0$$

پ-۳: نیروی محوری (کششی یا فشاری) به سازه وارد نشود :



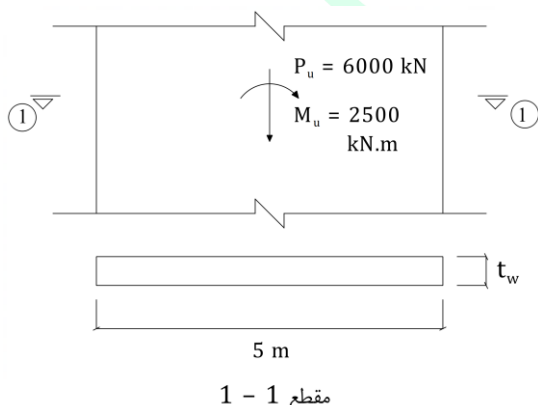
$$V_c = \min \left\{ (0.66\lambda_s \lambda_s (\rho_w)^{0.33} \sqrt{f'_c}), 0.42\lambda \sqrt{f'_c} \right\} b_w \cdot d$$

نکته: با توجه به بند ۹-۱۵-۲-۵-۲ آیین نامه که گفته شده در طراحی شالوده های سطحی می توان از ضریب تاثیر عمق برای مقاومت برشی یک طرفه و مقاومت برشی دو طرفه صرف نظر نمود، پس باید ضریب λ_s را برابر یک در نظر بگیریم.

$$\lambda_s = 1$$



۳۶- یک قطعه دیوار برشی بتنی ویژه به طول ۵ متر مطابق شکل زیر در مقطع ۱-۱ دارای نیروی محوری و لنگر خمشی ضریب دار (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 نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از رده C25 است.



$$t_w = 320 \text{ mm (۱)}$$

$$t_w = 480 \text{ mm (۲)}$$

$$t_w = 400 \text{ mm (۳)}$$

$$t_w = 360 \text{ mm (۴)}$$

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 ۹-۲۰-۷-۴-۳ 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.

سبزسازه

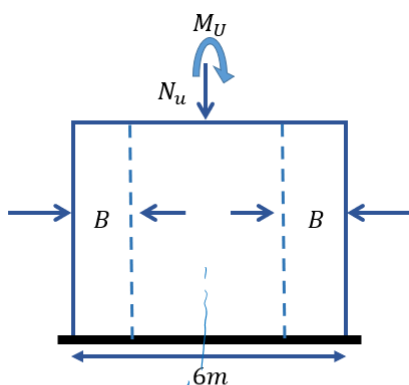


مشابه سوالات بهمن ۹۴ و آذر ۹۰ و اسفند ۸۹ و اردیبهشت ۹۷

تشابه

بهمن ۹۴

در یک دیوار برشی بتنی مستطیلی و ضخامت $h = 300 \text{ mm}$ و با شکل پذیری زیاد در صورتیکه مشخصات آن مطابق شکل زیر باشد، حداقل بعد المان مرزی B دیوار به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 است. $M_u = 6000 \text{ kN.m}$ و $N_u = 1800 \text{ kN}$



$$\frac{P_u}{A} + \frac{M_u \frac{I_w}{2}}{I} \leq 0.2 f'_c$$

$$\frac{1800 \times 10^3}{300 \times 6000} + \frac{6000 \times 10^6 \times 3000}{300 \times 6000^3 / 12} = 4.33$$

$$5 = 0.2 \times f'_c$$

$$4.33 < 5 \text{ MPa}$$

$$B = 0.95 \text{ m} \quad (1)$$

$$B = 1.25 \text{ m} \quad (2)$$

$$B = 1.45 \text{ m} \quad (3)$$

(4) نیازی به المان مرزی نمی باشد.



حل:

گام اول: تعیین هدف طراح: بررسی نیاز به وجود المان مرزی و در صورت نیاز تعیین بعد المان مرزی

گام دوم: تشخیص بند یا بندهای مورد نظر در آیین نامه

گام سوم: مشاهده بند یا بندهای مورد نظر در آیین نامه: (بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ و بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ الف صفحه ۳۸۳ و ۳۸۴)

گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول

معلومات:

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$l = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 1800 \text{ kN}$$

$$M_u = 6000 \text{ kN.m}$$

$$f'_c = 25 \text{ mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ mpa}$$

مجهول: بعد المان مرزی در صورت نیاز به وجود المان مرزی





گام پنجم: حل مساله

$$\frac{P_u}{A} + \frac{M_u \cdot \frac{l_w}{2}}{I} \leq 0.2 f'_c$$

$$\frac{1800 \cdot 10^3}{6000 \cdot 300} + \frac{6000 \cdot 10^6 \cdot 3000}{\frac{1}{12} \cdot 300 \cdot 6000^3} = 4.33 \text{ MPa} \leq 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ MPa}$$

نیازی به امان مرزی نیست.

پاسخ: گزینه ۴



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

آذر ۹۰

یک دیوار برشی به طول ۵ متر و ضخامت ۴۰ سانتی متر مفروض است. با فرض اینکه دیوار مذکور با شکل پذیری زیاد بوده و از میلگردگذاری عرضی ویژه در سرتاسر طول دیوار استفاده نشده باشد و لنگر خمشی نهایی در پای دیوار 5000 kN.m و نیروی محوری فشاری نهایی برابر 5000 kN باشد، حداقل رده بتن برای آنکه نیاز به اجزاء لبه ای نباشد، کدام است؟

$$\frac{P_u}{A} + \frac{M_u \cdot \frac{l_w}{2}}{I} \leq 0.2 f'_c$$

$$\frac{5000 \times 10^3}{5000 \times 400} + \frac{5000 \times 10^6 \times 2500}{\frac{400 \times 5000^3}{12}} \leq 0.2 f'_c \Rightarrow f'_c \geq 27.15 \text{ MPa}$$

5,5

C20 (۱)

C25 (۲)

C30 (۳) ✓

C35 (۴)



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم



حل:

گام اول: تعیین هدف طراح: استفاده از رابطه $\sigma_{c,max} \leq 0.2f'_c$ و پیدا کردن f'_c حداقل

گام دوم: تشخیص بند یا بندهای مورد نظر در آیین نامه

گام سوم: مشاهده بند یا بندهای مورد نظر در آیین نامه: (بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ صفحه ۳۸۳)

گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول

معلومات:

$$l_w = 5m$$

$$h = 400mm$$

$$N_u = 5000kN$$

$$M_u = 5000kN.m$$

-شکل پذیری زیاد است.

مجهول: f'_{cmin} 

گام پنجم: حل مساله

$$\frac{N_u}{A} + \frac{M_u \cdot \frac{l_w}{2}}{I} \leq 0.2f'_c$$

$$\frac{5000 \cdot 10^3}{5000 \cdot 400} + \frac{5000 \cdot 10^6 \cdot 2500}{\frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 5000^3} = 5.5 \leq 0.2f'_c \rightarrow f'_c \geq 27.5 MPa$$

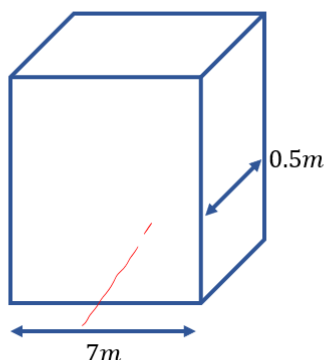
پاسخ: گزینه ۳





اسفند ۸۹

برای یک دیوار برشی با شکل پذیری زیاد، نشان داده شده در شکل زیر، در صورتیکه از میلگرد عرضی ویژه در سرتاسر طول دیوار برشی استفاده نشده باشد و تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع ترک نخورده محاسبه شود، کدامیک از گزینه های زیر صحیح می باشد؟ (P_u و M_u نیروی محوری و لنگر خمشی نهایی در پای دیوار است.)



$$f'_c = 30 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}, P_u = 15000 \text{ kN}, M_u = 500 \text{ kN.m}$$

۱ (تنش فشاری پای دیوار در دورترین تار فشاری 4.4 Mpa بوده و نیاز به اجزاء لبه ای نمی باشد. ✓)

۲ (تنش فشاری پای دیوار در دورترین تار فشاری 8.4 Mpa بوده و نیاز به اجزاء لبه ای نمی باشد.)

۳ (تنش فشاری پای دیوار در دورترین تار فشاری 16.5 Mpa بوده و نیاز به اجزاء لبه ای می باشد.)

۴ (تنش فشاری پای دیوار در دورترین تار فشاری 21.3 Mpa بوده و نیاز به اجزاء لبه ای می باشد.)

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot \frac{l_w}{2}}{I} = \frac{15000 \times 10^3}{500 \times 7000} + \frac{500 \times 10^6 \times 3500}{500 \times 7000^3 \times 12} = 4.4 \text{ Mpa} < 6 \text{ Mpa}$$

$$0.24\% = 3\% = 6 \text{ Mpa}$$



حل: ✓

گام اول: تعیین هدف طراح: محاسبه مقدار تنش در دورترین تار فشاری و مقایسه آن با حداکثر تنش جهت کنترل نیاز به آلمان مرزی

گام دوم: تشخیص بند یا بندهای مورد نظر در آیین نامه

گام سوم: مشاهده بند یا بندهای مورد نظر در آیین نامه: (بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ صفحه ۳۸۳)

گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول

معلومات:

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$P_u = 15000 \text{ kN}$$

$$M_u = 500 \text{ kN.m}$$

$$l = 7 \text{ m}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

مجهول: محاسبه مقدار تنش در دورترین تار فشاری و مقایسه آن با حداکثر تنش جهت کنترل نیاز به آلمان مرزی





گام پنجم : حل مساله

$$\sigma = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u \cdot \frac{l_w}{2}}{I} = \frac{15000 * 10^3}{7000 * 500} + \frac{500 * 10^6 * 3500}{\frac{1}{12} * 500 * 7000^3} = 4.4 MPa$$

$$0.2f'_c = 0.2 * 30 = 6 MPa$$

$$\sigma = 4.4 MPa \leq 0.2f'_c = 6 MPa$$

نیازی به امان مرزی نمی باشد.

پاسخ: گزینه ۱

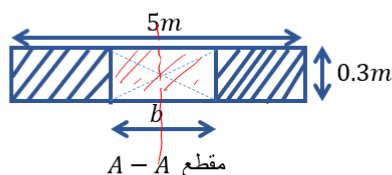
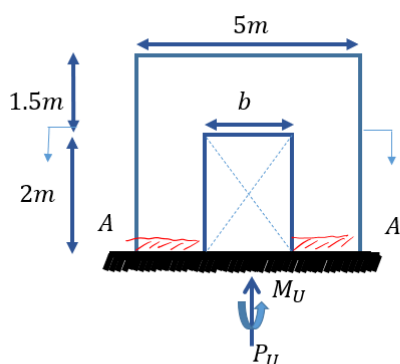


اردیبهشت ۹۷

فرض کنید در دیوار برشی بتنی شکل زیر $P_u = 2330 kN$ و $M_u = 3600 kN.m$ است. چنانچه در تمام طول دیوار از میلگرد گذاری عرضی ویژه استفاده نشده باشد، آنگاه حداکثر طول بازشو (b) برای آنکه در دیوار برشی مذکور لزومی به تعبیه امان مرزی نباشد به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (بازشودر قسمت میانی دیوار قرار دارد و فرض کنید بتن از رده C25 و آرماتورهاى مورد نیاز از نوع S400 است.)

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot \frac{l_w}{2}}{I} \leq 0.2f'_c \Rightarrow \frac{2330 \times 10^3}{(5000 - b) \times 300} + \frac{3600 \times 10^6 \times 2500}{\frac{300 \times 15000^3}{12} - \frac{300 \times b^3}{12}} \leq 0.2 \times 25$$

$$\Rightarrow b \leq 1250 \text{ mm}$$



(۱) ۱ متر

(۲) ۲ متر

(۳) ۱.۵ متر

(۴) ۱.۲۵ متر ✓





حل:

گام اول: تعیین هدف طراح: محاسبه پارامتر b با استفاده از رابطه کنترل تنش در حالت عدم نیاز به المان مرزی
گام دوم: تشخیص بند یا بندهای مورد نظر در آیین نامه
گام سوم: مشاهده بند یا بندهای مورد نظر در آیین نامه: (بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ صفحه ۳۸۳)
گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول

معلومات:

$$P_u = 2330 \text{ kN}$$

$$M_u = 3600 \text{ kN.m}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$l_w = 5 \text{ m}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

مجهول: حداکثر بعد b



گروه صنعتی سبزه سازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

گام پنجم: حل مساله

$$\frac{P_u}{A} + \frac{M_u \cdot \frac{l_w}{2}}{I} \leq 0.2 f'_c$$

$$\frac{2330 * 10^3}{(5000 - b) * 300} + \frac{3600 * 10^6 * 2500}{\frac{300 * 5000^3}{12} - \frac{300 * b^3}{12}} \leq 0.2 * 25 = 5$$

$$b \leq 1250 \text{ mm}$$

پاسخ: گزینه ۴



گروه صنعتی سبزه سازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم



۳۷- یک ستون با مقطع دایره و قطر 700 میلی‌متر در یک قاب خمشی ویژه قرار دارد. در صورتی که از آرماتور سائز 14 به عنوان دورپیچ استفاده شود، حداکثر فاصله گام دورپیچ در نواحی بحرانی ستون جهت تامین آرماتور عرضی ویژه، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ نیروی محوری ستون $P_u = 2500 \text{ kN}$ ، بتن از نوع C25، آرماتورها S400، پوشش بتن روی میلگرد دورپیچ 70 میلی‌متر و قطر آرماتورهای طولی 28 میلی‌متر است.

(۱) $S=65 \text{ mm}$

(۲) $S=60 \text{ mm}$

(۳) $S=55 \text{ mm}$

(۴) $S=80 \text{ mm}$

سطح سوال متوسط

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

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

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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

$$D_c = D - 2 * \text{cover} = 700 - 2 * 70 = 560 \text{ mm}$$

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

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

$$\rho_{s \min} = 0.0159$$

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

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

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

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

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

$$S < 69.12 \text{ mm}$$

سبزسازه



از طرفی بر اساس بند ۹-۲۱-۶-۳-۱:

$$S \leq 75 + 14 = 89 \text{ mm}$$

در مجموع:

$$S \leq \min \left\{ \frac{69.12}{89} = 69.12 \text{ mm} \right.$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

مشابه سوال مهر ۹۹

تشابه

مهر ۹۹

در ستون دایره‌ای بتنی با قطر 600 میلی‌متر در قاب خمشی ویژه از آرماتور $\Phi 12$ به‌عنوان دورپیچ استفاده می‌شود. اگر نسبت حجمی میلگرد دورپیچ به حجم بتن محصور شده برابر 0.0145 باشد، حداکثر گام دورپیچ در امتداد محور طولی ستون در طول l_0 (ناحیه بحرانی ستون) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ رده بتن C25، نوع میلگرد S400 و مقدار پوشش بتن روی آرماتور دورپیچ برابر 40 میلی‌متر فرض شود. نیروی محوری را 100 کیلو نیوتن در نظر بگیرید. (ویرایش تست)

$$\Phi = 12 \text{ mm}, \rho_s = 0.0145 \rightarrow \begin{cases} P_u = 100 \text{ kN} < 0.3 \times 25 \times \frac{\pi \times 600^2}{4} \times 10^{-3} = 2120 \text{ kN} \\ f_c' = 25 \text{ MPa} < 70 \text{ MPa} \end{cases}$$

(1) 90 میلی‌متر
(2) 60 میلی‌متر ✓
(3) 75 میلی‌متر
(4) 87 میلی‌متر

$$\Rightarrow \rho_{s \min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.12 \frac{25}{400} \\ 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{25}{400} \\ \left(\frac{D}{D_c} \right)^2 = \left(\frac{600}{600 - 2 \times 40} \right)^2 = \frac{600^2}{520^2} \end{array} \right.$$

$$= 0.0093 < \rho_s = 0.0145$$

$$\Rightarrow 0.0145 = \frac{4 A_{sp}}{D_c \times S} = \frac{4 \times \frac{\pi \times 12^2}{4}}{520 \times S} \Rightarrow$$

$$f_c' S = 60 \text{ mm} \Rightarrow \text{زین‌بند کردن}$$

$$25 < \frac{S}{\Phi} = \frac{60}{12} = 5 < 75 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

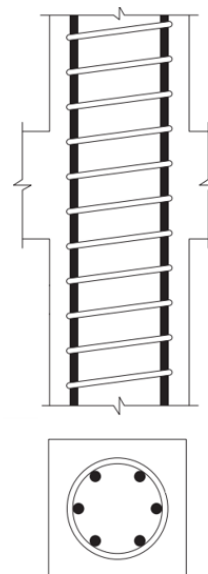


سبزسازه



حداکثر فاصله دورپیچ و یا دورگیرهای دایروی در نواحی بحرانی در شکل پذیری زیاد :

$$\checkmark \begin{cases} P_u \leq 0.3 f'_c * A_g \\ f'_c \leq 70 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \rho_s = \frac{4A_{sp}}{D_c * s} = \frac{\pi * d_s^2}{D_c * s} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12 f'_c \end{array} \right.$$



$$\checkmark \begin{cases} P_u > 0.3 f'_c * A_g \\ f'_c > 70 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \rho_s = \frac{4A_{sp}}{D_c * s} = \frac{\pi d_s^2}{D_c * s} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}} \end{array} \right.$$

$$k_f \geq \max \left\{ \frac{f'_c}{175} + 0.6, 1 \right.$$



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

✓ حل:

گام اول: تشخیص هدف طراح: تعیین حداکثر گام دورپیچ ها

گام دوم: تشخیص بند یا بندهای آیین نامه

گام سوم: مشاهده بند یا بندهای موجود در آیین نامه بند ۹-۲۱-۳ و بند ۹-۲۰-۳-۵

گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول:

معلومات:

$$D = 600 \text{ mm}$$

$$\text{cover} = 40 \text{ mm}$$

$$\rho_s = 0.0145$$

$$f'_c = 25 \text{ mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ mpa}$$

$$P_u = 100 \text{ kN}$$

$$d_s = 12 \text{ mm}$$

مجهولات: S_{max}



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم



گام پنجم: حل مساله و کار با ماشین حساب

نسبت حجمی میلگرد دورپیچ به حجم بتن محصور شده به صورت زیر است (D_c قطر هسته ستون و A_{sp} سطح مقطع دورپیچ):

$$\rho = \frac{\text{محیط هسته ستون} * \text{سطح دورپیچ}}{\text{مساحت هسته ستون} * \text{گام دورپیچ}} = \frac{A_{sp} * \pi D_c}{S * \frac{\pi}{4} D_c^2} = \frac{4 A_{sp}}{D_c S}$$

$$D_c = D - 2 \text{cover} = 600 - 2 * 40 = 520 \text{ mm}$$

کنترل حداقل نسبت حجمی میلگرد دورپیچ به حجم بتن محصور شده (در شکل پذیری زیاد):

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 100 \leq 0.3 * f'_c * A_g = 0.3 * 25 * \pi * \frac{600^2}{4} * 10^{-3} = 2120.5 \\ f'_c \leq 70 \text{ mpa} \end{array} \right.$$

$$\rho_{s \min} = \max \left\{ 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\}$$

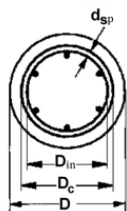
$$\rho_{s \min} = \max \left\{ 0.12 \frac{25}{400}, 0.45 \left(\frac{\frac{\pi}{4} 600^2}{\frac{\pi}{4} 520^2} - 1 \right) \frac{25}{400} \right\} = \max\{0.0075, 0.0093\} = 0.0093 \leq 0.0145 \quad OK$$



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - میحث نهم

اکنون می توانیم گام دورپیچ را محاسبه نماییم:

$$\frac{4 A_{sp}}{D_c S} = 0.0145 \rightarrow \frac{4 * \pi * 6^2}{520 * S} = 0.0145 \rightarrow S = 60 \text{ mm}$$



$$60 - 12 = 48 \text{ mm}$$

$$25 < 48 < 75 \quad ok$$

کنترل $S_{\min}$ و $S_{\max}$ مطابق بندهای ۹-۲۱-۳-۶:

پاسخ: گزینه ۲

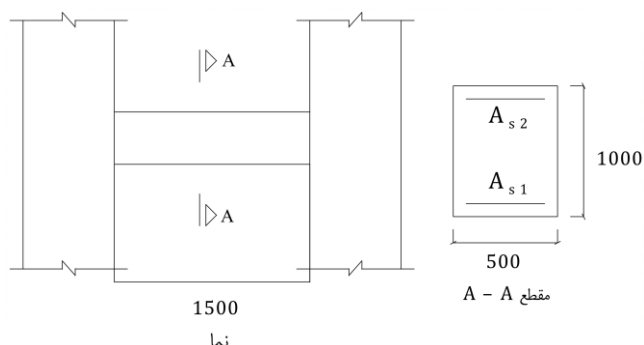


گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - میحث نهم



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

$$f'_c = 30 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}$$



(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 نبوده 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 ۹-۲۰-۷-۴ صفحه ۳۸۹ و ۳۹۰

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

سبزسازه



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

۱-۵-۷-۲۰-۹ 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 ۲-۶-۲۰-۹، 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 ۲-۶-۲۰-۹-۱-۱ (پ) و (پ) نمی‌باشد.

۲-۵-۷-۲۰-۹ 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.

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

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

الف - V_n از رابطه‌ی زیر محاسبه گردد:

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



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، d_{wp} برابر با حداقل $\frac{bw}{2}$ بوده و در امتداد دیگر برابر با حداقل $\frac{bw}{5}$ باشد، محصور شود (شکل ۹-۲۰-۳ الف). آرماتورهای عرضی باید مطابق بندهای ۹-۲۰-۳-۳-۳-۶-۲۰-۳-۳-۳-۳ الف) تا (ت) بوده، و مقدار A_{sh} نباید از بیش‌ترین دو مقدار زیر، کم‌تر اختیار شود:

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

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

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 ۹-۲۰-۳-۳-۳-۳-۳-۳-۳-۳ 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 پیش‌بینی 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 $0.002b_w s$ و به فاصله‌ی حداکثر ۳۰۰ میلی متر از یک دیگر قرارداد.

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

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، $V_u > 0.083 \phi \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ ، 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 $A_{v,min}$ تأمین گردد.



۹-۲۰-۶-۳ آرماتورهای عرضی

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

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

الف- قطر دورگیرها مطابق بند ۹-۲۱-۶-۳ 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 ۹-۲۰-۶-۳ و بند ۹-۲۰-۶-۴ استفاده نمود. می توان نتیجه گرفت در این حالت استفاده از آرماتورگذاری قطری اجباری نیست.

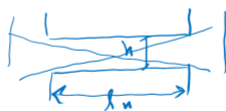
درباره آرماتورگذاری عرضی مورد استفاده در حالت استفاده از آرماتورهای قطری، با توجه به بند ۹-۲۰-۷-۵-۴ موارد پ و ت نتیجه گیری می شود که استفاده از آرماتورگذاری عرضی با دو آرایش قابل قبول بیان شده در آیین نامه الزامی است.

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

توضیح کامل این بند در درسنامه سبزسازه

تشابه

تیرهای همبند



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.

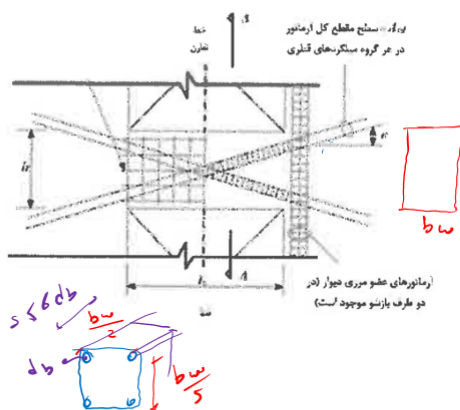
۹-۲۰-۷-۵-۲ در تیرهای همبند که در آن‌ها نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع، کوچک‌تر از ۲ بوده $(\frac{L_n}{h} < 2)$ ، $V_u \geq 0.33\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ می‌باشد، باید از دو گروه آرماتورهای قطری متقاطع که نسبت به مرکز تیر متقارن می‌باشند، استفاده گردد. در صورتی که با حذف سختی و مقاومت جانبی تیرهای همبند، 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.



سبزسازه



۳-۵-۷-۲۰-۹ در تیرهای همبندی که هیچ کدام از شرایط بندهای ۱-۵-۷-۲۰-۹ یا ۲-۵-۷-۲۰-۹ 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 ۲-۲-۶-۲۰-۹، ۳-۲-۶-۲۰-۹، ۴-۲-۶-۲۰-۹، و با منظور نمودن اجزای مرزی دیوارها به عنوان تکیه گاه‌های ستونی، استفاده نمود.



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

الف- V_n از رابطه‌ی زیر محاسبه گردد:

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

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، محصور شود (شکل ۳-۲۰-۹ الف). آرماتورهای عرضی باید مطابق بندهای ۲-۲-۶-۲۰-۹، ۳-۲-۶-۲۰-۹، ۴-۲-۶-۲۰-۹ (الف) تا (ت) بوده، و مقدار A_{sh} نباید از بیش‌ترین دو مقدار زیر، کم‌تر اختیار شود:

سطح مقطع کل آرماتور عرضی، شامل سنجاقی‌ها، در فاصله‌ی S از یک دیگر و عمود بر ضلع b_c از مقطع عضو.

A_{sh}

$$0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

(۱۴-۲۰-۹)

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

(۱۵-۲۰-۹)





به منظور محاسبه A_g فرض می‌شود پوشش بتن مطابق بند ۹-۴ در هر چهار طرف هر گروه از آرماتورهای قطری موجود است. فاصله آرماتورهای عرضی در امتداد آرماتورهای قطری باید مطابق بند ۹-۲۰-۳-۳-۳(پ) باشد، و از شش برابر قطر اسمی کوچک‌ترین آرماتور قطری بیش‌تر نباشد؛ و نیز فاصله سنجاقی‌ها و یا ساقی‌ها از یک دیگر از ۳۵۰ میلی‌متر بیش‌تر نباشد. آرماتورهای عرضی باید در محل تقاطع آرماتورهای قطری نیز بیش‌تین شوند. در محل تقاطع آرماتورهای قطری، آرایش آرماتورهای عرضی را به شرطی که فاصله 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 $0.002b_w s$ و به فاصله حداکثر ۳۰۰ میلی‌متر از یک دیگر قرارداد.

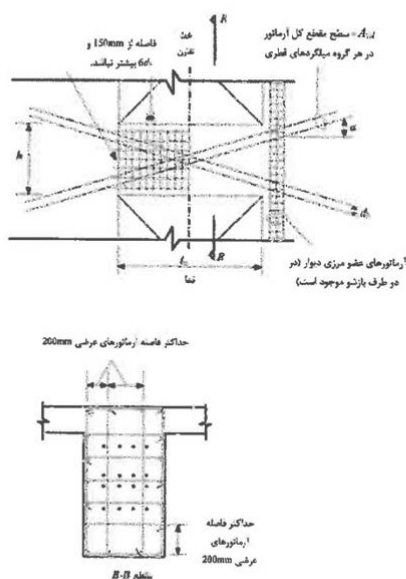


ت- آرماتورهای عرضی باید در تمام سطح مقطع تیر مطابق بندهای ۹-۲۰-۳-۳-۳(الف) تا (ث)، و با منظور نمودن حداقل برابر با بیش‌ترین دو مقدار زیر، قرار داده شوند (شکل ۹-۲۰-۳ ب):

$$0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۹-۲۰-۱۶)$$

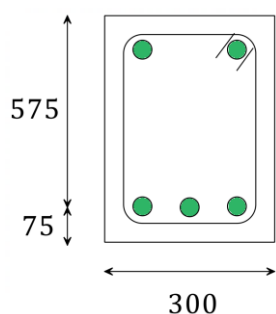
$$0.3sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (۹-۲۰-۱۷)$$

فاصله آرماتورهای عرضی از یک دیگر نباید از کم‌ترین دو مقدار شش برابر قطر اسمی کوچک‌ترین آرماتورهای قطری و ۱۵۰ میلی‌متر، بیش‌تر باشد. فاصله سنجاقی‌ها و یا ساقی دورگیرها در امتدادهای قائم و افقی در صفحه‌ی سطح مقطع تیر نباید از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. سنجاقی‌ها و ساقی‌ها باید آرماتورهای طولی با قطری برابر یا بزرگ‌تر از قطر خود را در بر گیرند. آرایش تنگ‌ها را می‌توان مطابق مشخصات بند ۹-۲۰-۳-۳-۳ انتخاب نمود.



۳۹- در مقطع یک تیر بتنی نیاز به استفاده از آرماتور پیچشی است. میلگردهای عرضی پیچشی به قطر 10 میلی‌متر و مقدار $\frac{A_t}{s} = 0.0335 \text{ mm}^2/\text{mm}$ 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.

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



$$1319 \text{ mm}^2 \text{ (۱)}$$

$$1165 \text{ mm}^2 \text{ (۱)}$$

$$1265 \text{ mm}^2 \text{ (۳)}$$

$$1095 \text{ mm}^2 \text{ (۴)}$$

سطح سوال متوسط

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

۳-۳-۵-۱۱-۹ اگر آرماتور پیچشی لازم باشد، حداقل آرماتور طولی پیچشی، $A_{l,min}$ ، کم‌ترین

مقدار (الف) و (ب) در نظر گرفته می‌شود:

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

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

پارامترهای لازم به شرح زیر محاسبه می‌شود:

$$x = 300 - 2 * 50 - 10 = 190 \text{ mm}$$

$$y = 650 - 2 * 50 - 10 = 540 \text{ mm}$$

$$P_h = 2[x + y] = 2[190 + 540] = 1460 \text{ mm}$$

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

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



$$A_l \geq 1093.93$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

تشابه

مشابه سوال هفت آزمون تالیفی سبزسازه

1- یک تیر مربعی بتنی به ضلع 400 میلی‌متر تحت اثر توام لنگر خمشی و لنگر پیچشی قرار می‌گیرد. چنانچه از $\Phi 8@250 \text{ mm}$ به عنوان آرماتورهاى عرضی برای تحمل پیچش استفاده کنیم، حداقل سطح مقطع آرماتورهاى طولی پیچشی لازم بر حسب میلی‌متر مربع به کدام گزینه نزدیکتر است؟ (فولادهاى طولی از نوع S400 فولادهاى عرضی از نوع S340 و بتن C25 می‌باشد. پوشش بتن را نیز 4.5 سانتیمتر در نظر بگیرید.)

206 (1) 650 (2) 990 (3) 273 (4)

حل سوال 1

مطابق بند 9-11-5-3 و توضیحات ارائه‌شده:

$$A_l \geq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.42 * \sqrt{f'_c} * A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) \left(p_h * \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \\ \frac{0.42 * \sqrt{f'_c} * A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{0.175 b_w}{f_{yt}} \right) \left(p_h * \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \end{array} \right.$$

$$A_t = \pi * \frac{8^2}{4} = 50.27 \text{ mm}^2$$

$$A_{cp} = b * h = 400 * 400 = 16 * 10^4 \text{ mm}^2$$

$$p_{cp} = 2(b + h) = 2(400 + 400) = 1600 \text{ mm}$$

$$p_h = 2(x + y) = 2(302 + 302) = 1208 \text{ mm}$$

$$x = b - 2cover - d_v = 400 - 2 * 45 - 8 = 302 \text{ mm}$$

$$y = h - 2cover - d_v = 400 - 2 * 45 - 8 = 302 \text{ mm}$$

$$f_{yt} = 340 \text{ mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ mpa}$$

$$f'_c = 25 \text{ mpa}$$

$$A_l \geq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.42 * \sqrt{25} * 16 * 10^4}{400} - \left(\frac{50.27}{250} \right) \left(\frac{1208 * 340}{400} \right) = 633.5 \text{ mm}^2 \\ \frac{0.42 * \sqrt{25} * 16 * 10^4}{400} - \left(\frac{0.175 * 400}{340} \right) \left(\frac{1208 * 340}{400} \right) = 628.6 \text{ mm}^2 \end{array} \right. = 628.6 \text{ mm}^2$$

بنابراین گزینه 2 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. در صورتی که لنگر مثبت تحت بارهای با ضریب در وسط دهانه برابر 724 kN.m باشد، مقدار میلگرد کششی لازم در یک تیر T شکل میانی (با بال در دو طرف جان تیر) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و رده 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 ۹-۶-۳-۱ صفحه ۸۵ و بندهای مربوط به فرضیات در طرح خمشی بند ۹-۸-۲-۲ صفحه ۱۱۳ و ۱۱۴ و بند ۹-۱۱-۵-۲ صفحه ۲۰۰:

سبزسازه



۹-۶-۳-۳ مشخصات هندسی تیر T

۹-۶-۳-۳-۱ در تیرهای T شکل که دارای دال یک پارچه و یا مرکب می‌باشند، عرض موثر بال، b_f باید برابر با عرض جان تیر، b_w ، به اضافی 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

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

۹-۱۱-۵-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کمتر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۳ 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.

$$0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \quad (۹-۱۱-۱ الف)$$

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



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 خنشی تعیین می‌شود.

۹-۸-۲-۲-۳ کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن برابر با 0.003 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، دوزنقه‌ای، 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 خنشی و به فاصله‌ی a از دورترین تار فشاری مقطع محدود می‌گردد، فرض می‌شود. عمق بلوک فشاری بتن، a ، از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$a = \beta_1 c \quad (9-8-2)$$

در این رابطه:

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



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

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{برای } 17 \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \quad (9-8-3-\text{الف})$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f'_c - 28) \geq 0.65 \quad \text{برای } f'_c > 28 \text{ MPa} \quad (9-8-3-\text{ب})$$

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.

$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7}(f'_c - 55) \geq 0.7 \quad (9-8-4)$$

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

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

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

$$b_e = 1250 \text{ mm}$$

فرض می‌کنیم رفتار تیر مستطیلی باشد و تار خشی در بال واقع شود:

$$a \leq h_f$$

$$M_u \leq \phi * M_n$$

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

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

$$\rho = 0.00688$$



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

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

$$A_{s \min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} * b_w * d \\ \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \end{array} \right.$$

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25 \sqrt{25}}{400} * 300 * 500 = 468.75 \text{ mm}^2 \\ \frac{1.4}{400} * 300 * 500 = 525 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow A_s = 4300 \geq A_{s \min} = 525 \quad ok$$

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.

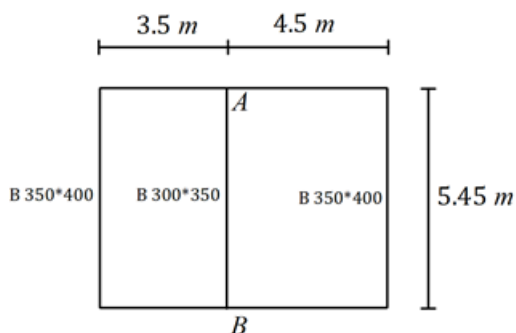
بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

تشابه

مشابه سوال هفت آزمون تالیفی سبزسازه

42- در شکل زیر عرض موثر تیر یکسره AB چند میلی متر می باشد؟ (ارتفاع بتن دال 80 میلی متر می باشد. ابعاد ستون ها 45*45 سانتی متر است. بتن ریزی کل سقف یک هفته پس از بتن ریزی ستون ها با رعایت ضوابط آیین نامه ای به صورت همزمان انجام شده است. دهانه های نشان داده شده در شکل محور به محور ستون را نشان می دهد.)

1 (1550 میلی متر 2 (1580 میلی متر 3 (4000 میلی متر 4 (720 میلی متر





حل سوال 42

مطابق بند 9-3-3-1 و توضیحات ارائه شده:

$$b_e = \begin{cases} b_w + \frac{l_n}{4} \\ b_w + 16h \\ b_w + \frac{s_{w_1} + s_{w_2}}{2} \end{cases}$$

l_n : طول دهانه آزاد تیر (اندازه‌گیری شده از بر تکیه‌گاه‌ها)

b_w : عرض جان

h : ضخامت دال

s_{w_1} و s_{w_2} : فاصله آزاد بین جان تیر مورد نظر و جان تیر مجاور آن

$$l_n = 5450 - 2 \left(\frac{450}{2} \right) = 5000 \text{ mm}$$

$$s_{w_1} = 3500 - \frac{350}{2} - \frac{300}{2} = 3175 \text{ mm}$$

$$s_{w_2} = 4500 - \frac{350}{2} - \frac{300}{2} = 4175 \text{ mm}$$

$$h = 80 \text{ mm}$$

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$b_e = \min \begin{cases} 300 + \frac{5000}{4} = 1550 \text{ mm} \\ 300 + 16 * 80 = 1580 \text{ mm} \\ 300 + \frac{3175 + 4175}{2} = 3975 \text{ mm} \end{cases} = 1550 \text{ mm}$$

بنابراین گزینه 1 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 بیشینه آن و نیروی برشی ضریب‌دار ناشی از ترکیب بار شامل اثر زلزله برابر 1500 kN باشد و دیوار برشی به صورت یکنواخت تا بالای آن به صورت 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.

$$2.07 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (۲)}$$

$$1.00 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (۱)}$$

$$1.83 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (۴)}$$

$$2.82 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (۳)}$$



سطح سوال سخت

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۱-۱-۹-۷-۲۰-۹ صفحه ۳۹۵ و بند ۲-۹-۷-۲۰-۹ صفحه ۳۹۶ و بند ۵-۹-۷-۲۰-۹ صفحه ۳۹۷:

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

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

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 ۴-۲۰-۹ تعیین می‌شود.

۲-۹-۷-۲۰-۹ مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n ، نباید از مقدار رابطه‌ی (۱۹-۲۰-۹) بیش‌تر در نظر گرفته شود:

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

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 درون‌یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

۵-۹-۷-۲۰-۹ 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 ۱۸-۲۰-۹ باید:

$$V_e = 3V_u$$



از آنجاییکه سازه دارای ۱۰ طبقه می باشد و طول دیوار ۵ متر است قطعا رابطه زیر برقرار است:

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2$$

برای این حالت:

$$\alpha_c = 0.17$$

ادامه حل تست:

$$\rightarrow V_e = 3 * 1500 = 4500kN$$

$$A_{cv} = 5000 * 400$$

$$V_e = 4500 \leq \phi * V_n = 0.75 * \min \left\{ \begin{aligned} & (0.17 * 1 * \sqrt{30} + \rho_t * 400) 5000 * 400 * 10^{-3} \\ & 0.66 * \sqrt{30} * 5000 * 400 * 10^{-3} = 7230kN \end{aligned} \right.$$

$$\rightarrow \rho_t \geq 0.005173$$

$$\rho_t = \frac{A_v}{S * t_w} \geq 0.005173$$

$$\rho_t = \frac{A_v}{S * 400} \geq 0.005173$$

$$\frac{A_v}{S} \geq 2.0692$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



تشابه

توضیح کامل این بند در درسنامه سبزسازه

طراحی دیوارهای سازه ای در برابر برش



۹-۷-۲۰-۹ ضوابط طراحی دیوارهای سازه ای در برش

۹-۷-۲۰-۹ در دیوارهای سازه ای V_u از تحلیل سازه زیر اثر بارهای ضریب دار قائم و جانبی ناشی از زلزله، و با توجه به ترکیبهای ضریب دار این بارها به دست می آید.

۹-۷-۲۰-۹ نیروی برشی طرح V_e مطابق زیر محاسبه می شود:

$$V_e = \Omega_p \omega_p V_u \leq 3V_u \quad (۱۸-۲۰-۹)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی است که از تحلیل سازه بر اساس میختم ششم مقررات ملی ساختمان به دست می آید. Ω_p ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس جدول ۴-۲۰-۹ تعیین می شود.



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - میختم نهم



۹-۷-۲۰-۹ مقاومت برشی اسمی دیوار، V_n ، نباید از مقدار رابطه ی (۱۹-۲۰-۹) بیش تر در نظر گرفته شود:

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

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

الف- در دیوارهایی که در آن ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگ تر یا مساوی ۲ است: $\alpha_c = 0.17$

ب- در دیوارهایی که در آن ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچک تر یا مساوی ۱/۵ است: $\alpha_c = 0.25$

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



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - میختم نهم



۵-۹-۲۰-۹ 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.

۶-۹-۲۰-۹ مقاومت برشی نهایی در قطعات افقی دیوارها و در تیرهای هم‌بند در دیوارهای هم‌بسته، V_n نباید بیش‌تر از $0.83A_{cw}\sqrt{f'_c}$ در نظر گرفته شود. A_{cw} ، سطح مقطع بتن یک قطعه‌ی افقی دیوار و یا تیر هم‌بند است.

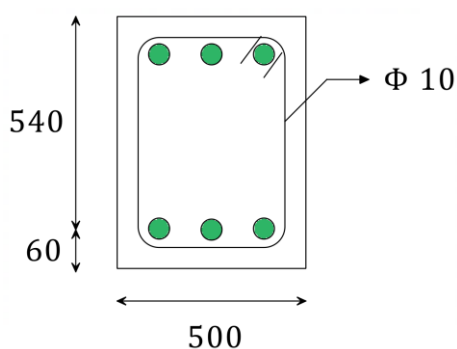
۷-۹-۲۰-۹ در صورتی که دیوار یا دیوار پایه‌ها بر اساس بند ۲-۴-۲۰-۹ محاسبه شوند، نیازی به رعایت بند ۵-۴-۲۰-۹ الف نیست.



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

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 $\Phi = 45^\circ$ فرض شود. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

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



$$0.47 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ و } 870 \text{ mm}^2 \text{ (۱)}$$

$$0.44 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ و } 780 \text{ mm}^2 \text{ (۲)}$$

$$0.52 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ و } 950 \text{ mm}^2 \text{ (۳)}$$

$$0.36 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ و } 660 \text{ mm}^2 \text{ (۴)}$$

سطح سوال سخت

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۸-۶-۳-۱ صفحه ۱۳۵ و بند ۹-۱۱-۳-۳ صفحه ۲۰۲ و بند ۹-۱۱-۵-۳-۲ صفحه ۲۰۲ و بند ۹-۱۱-۵-۳-۲ صفحه ۲۰۱:

۹-۸-۳-۱ 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.

$$T_n = \frac{2A_0A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (۹-۸-۳۰-الف)$$

$$T_n = \frac{2A_0A_t f_y}{p_h} \tan \theta \quad (۹-۸-۳۰-ب)$$

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 30° درجه و بزرگ‌تر از 60° 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_t سطح مقطع میلگردهای طولی پیچشی است، و p_h محیط خط میانی بیرونی‌ترین خاموت بسته است.

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

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

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

۹-۱۱-۳-۲ 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 ۹-۱۱-۳-۲ ذکر شد، در نظر گرفته می‌شود.



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

$$0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (9-11-2-الف)$$

$$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (9-11-2-ب)$$

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:

$$\tan 45 = \cot 45 = 1$$

$$T_u \leq 0.75 * \frac{2 * A_o * A_t * f_{yt}}{s} * 1$$

$$x = 500 - 2 * 40 - 10 = 410 \text{ mm}$$

$$y = 600 - 2 * 40 - 10 = 510 \text{ mm}$$

$$A_o = 0.85 * x * y = 0.85 * 410 * 510 = 177735 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow 50 \leq 0.75 * \frac{A_t}{s} * 2 * 177735 * 400 * 10^{-6}$$

$$\frac{A_t}{s} \geq 0.469$$

کنترل با حداقل مقدار:

$$\frac{A_v + 2A_t}{s} = 2 * 0.469 = 0.938 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.062 * \sqrt{30} * \frac{500}{400} = 0.424 \\ 0.35 * \frac{500}{400} = 0.4375 \end{array} \right.$$

$$0.938 \geq 0.4375 \quad \text{ok}$$

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:

$$P_h = 2[x + y] = 2[410 + 510] = 1840mm$$

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

$$A_l \geq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.42\sqrt{30} * 300000}{400} - (0.469 * 1840) \left(\frac{400}{400}\right) = 862.37 \\ \frac{0.42\sqrt{30} * 300000}{400} - \left(\frac{0.175 * 500}{400} * 1840\right) \left(\frac{400}{400}\right) = 1322.83 \end{array} \right.$$

$$A_l \geq 862.37$$

کنترل:

$$862.7 \geq 862.37 \quad ok$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

تذکر: این تست به دلیل ارادته نکردن تنش تسلیم آرماتورهای طولی قابلیت اعتراض دارد.

سبزسازه

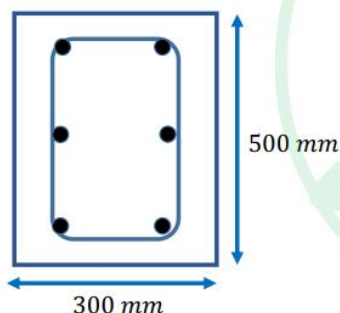


مشابه سوال آبان ۹۳

تشابه

آبان ۹۳

در مقطع مطابق شکل، پوشش بتن برابر ۵۰ میلیمتر، آرماتور طولی $6\Phi 20$ و آرماتور عرضی $\Phi 10@100\text{ mm}$ ، رده بتن C25 و نوع فولاد مصرفی (آرماتورهای طولی و عرضی) S340 می باشد. لنگر پیچشی اسمی تامین شده توسط آرماتورهای مصرفی (بر حسب $kN.m$) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (آرماتورهای نشان داده شده فقط برای تامین لنگر پیچشی در نظر گرفته شوند)



(۱) 69.6

(۲) 81.8

(۳) 33.6 ✓

(۴) 39.4



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

حل: ✓

گام اول: تشخیص هدف طراح (محاسبه لنگر پیچشی اسمی تامین شده توسط آرماتور پیچشی)

گام دوم: تشخیص بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه

گام سوم: مشاهده بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه (بند ۹-۸-۶-۳-۱)

گام چهارم: تعیین معلوم و مجهول و ترسیم شکل در صورت نیاز

معلومات:

$$b = 300\text{ mm}$$

$$h = 500\text{ mm}$$

$$\text{cover} = 50\text{ mm}$$

$$\Phi 10 @ 100\text{ mm} : \text{خاموت استفاده شده}$$

$$f_c = 25\text{ mpa}$$

$$f_{yt} = 340\text{ mpa}$$

$$\text{آرماتورهای طولی } 6\Phi 20$$

$$T_n : \text{مجهول}$$



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم



گام پنجم: حل مساله و کار با ماشین حساب

$$T_n = \min \left\{ \frac{2A_0 * A_t * f_{yt}}{s} * \cot \theta, \frac{2A_0 * A_l * f_y}{p_h} * \tan \theta \right\}$$

$$A_0 = 0.85A_{0h}$$

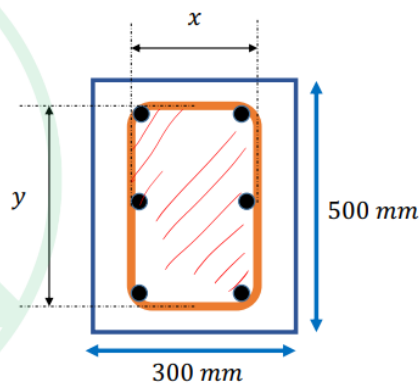
$$A_{0h} = x * y$$

$$x = b - 2 * cover - d_v = 300 - 2 * 50 - 10 = 190 \text{ mm}$$

$$y = h - 2 * cover - d_v = 500 - 2 * 50 - 10 = 390 \text{ mm}$$

$$A_0 = 0.85 * 190 * 390 = 62985 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1 * \pi * \frac{10^2}{4} = 78.5 \text{ mm}^2$$



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم

$$f_{yt} = f_y = 340 \text{ mpa}$$

$$p_h = 2(190 + 390) = 1160 \text{ mm}$$

$$A_l = 6 * \pi * \frac{20^2}{4} = 1885 \text{ mm}^2$$

$$\theta = 45 \rightarrow \tan \theta = \cot \theta = 1$$

$$\rightarrow T_n = \min \left\{ \begin{aligned} &\frac{2 * 62985 * 78.5 * 340}{100} * 10^{-6} = 33.6 \text{ kN.m} \\ &\frac{2 * 62985 * 1885 * 340}{1160} * 10^{-6} = 69.6 \text{ kN.m} \end{aligned} \right.$$

پاسخ: گزینه ۳



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث نهم



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 کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

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

3880 kN (۲)

2580 kN (۱)

980 kN (۴)

1480 kN (۳)

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۱-۵-۲-۱ صفحه ۴۴ و ۴۵:

۱۰-۲-۱-۵-۲ 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 کلیه سختی‌هایی که در پایداری سازه مؤثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیه سختی‌های تمامی اعضا، حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند، نیز مجاز است.

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

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

(۱۰-۲-۱-۵-۲)

که در آن:

سبزسازه



$(EI)^* =$ صلبیت خمشی کاهش یافته عضو

$E =$ مدول الاستیسیته فولاد

$I =$ ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خمش

$\tau_b =$ ضریب کاهش اضافی سختی خمشی مطابق رابطه زیر:

$$\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \alpha \frac{P_r}{P_y} \leq 0.5 \\ 4\alpha \frac{P_r}{P_y} \left(1 - \frac{\alpha P_r}{P_y}\right) & \alpha \frac{P_r}{P_y} > 0.5 \end{cases} \quad (3-1-2-10)$$

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

در رابطه ۳-۱-۲-۱۰، P_c مقاومت محوری فشاری موردنیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y = A_g F_y$) است. در صورتی که 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 عملاً باید کمینه مقاومت فشاری ناشی از بررسی حالات حدی کماتش خمشی و کماتش 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. احتمالاً 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:

$$\tau = 4 * \alpha \frac{P_r}{P_y} (1 - \alpha \frac{P_r}{P_y}) \geq 0.8$$

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

$$A_g = 149 * 100 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow P_y = A_g * f_y = 149 * 100 * 360 * 10^{-3} = 5364 \text{ kN}$$

در نتیجه

$$\tau = 4 * \alpha \frac{P_r}{P_y} (1 - \alpha \frac{P_r}{P_y}) \geq 0.8 \rightarrow 4 * 1 \frac{P_r}{5364} (1 - 1 \frac{P_r}{5364}) \geq 0.8$$

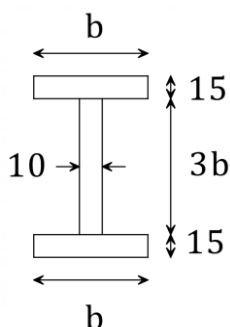
$$\rightarrow P_r \leq 3888.9 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه

۴۴- در مقطع فولادی شکل زیر حداکثر مقدار b برای آنکه مقطع تحت اثر لنگر خمشی حول محور قوی غیرلاغر باشد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

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



545 mm (۱)

525 mm (۲)

620 mm (۳)

580 mm (۴)

سطح سوال سخت

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۲-۲-۲-۲-۱۰ صفحه ۵۱ و جدول ۳-۲-۲-۱۰ ردیف ۱۱ صفحه ۵۵ و جدول ۴-۲-۲-۱۰ ردیف ۱۵ صفحه ۵۶:

۲-۲-۲-۲-۱۰ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر گمانش موضعی برای لنگر خمشی برای لنگر خمشی، مقاطع فولادی به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

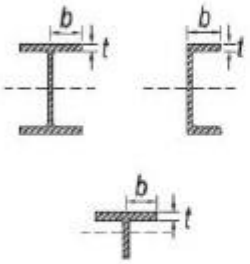
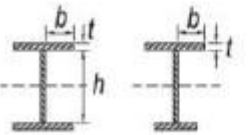
- مقاطع فشرده
- مقاطع غیرفشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

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

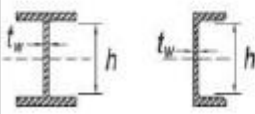
ب) مقاطع غیرفشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء فشاری از مقطع عضو از λ_p مشخص‌شده در جدول‌های ۳-۲-۲-۱۰ و ۴-۲-۲-۱۰ بیشتر بوده، اما از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۳-۲-۲-۱۰ و ۴-۲-۲-۱۰ کمتر باشد.

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

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

نمونه‌های مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء	حالت
	(مرز غیر فشرده و لاغر) λ_x	(مرز فشرده و غیر فشرده) λ_p			
	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل تورده شده تاوانی‌ها و سبیری‌ها	۱۰
	$0.95 \sqrt{\frac{K_F E}{F_L}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با یک یا دو محور تقارن	۱۱

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

نمونه‌های مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزاء	حالت
	(مرز غیر فشرده و لاغر) λ_x	(مرز فشرده و غیر فشرده) λ_p			
	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	h/t_w	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع تاوانی	۱۵

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_p باشد.

ابتدا جان مقطع کنترل می شود:

$$\lambda_w = \frac{3b}{10} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5.7 * \sqrt{\frac{2 * 10^5}{240}}$$

$$\rightarrow b \leq 548.49 \text{ mm}$$



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 می‌کنیم. همچنین به دلیل تقارن اساس مقطع بالا و پایین محور خشی برابر است در نتیجه:

$$F_L = 0.7 * 240 = 168 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_f = \frac{b}{2 * t_f} = \frac{b}{2 * 15} \leq 0.95 * \sqrt{\frac{0.35 * 2 * 10^5}{168}} = 19.392$$

$$\rightarrow b \leq 581.75 \text{ mm}$$

کنترل فرض $K_c = 0.35$

$$h = 3b = 3 * 581.75 = 1745.25 \text{ mm}$$

$$0.35 \leq K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{1745.25}{10}}} = 0.3 \leq 0.7$$

$$\rightarrow K_c = 0.35 \quad ok$$

بنابراین فرض اولیه صحیح می باشد.

در نهایت:

$$b \leq \min \begin{Bmatrix} 548.49 \\ 581.75 \end{Bmatrix} = 548.49 \text{ mm}$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه



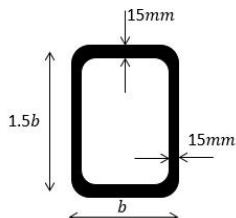
نمونه این سوال در تور محاسبات، دوره مبحث دهم سبزسازه در قالب دو سوال از آزمون‌های ادوار گذشته مورد بررسی قرار گرفته بود

تشابه

بهمین ۹۴

مقطع نشان داده شده در شکل زیر تحت اثر نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی دو محوره نسبت به محوره‌های اصلی مقطع قرار دارد. حداکثر مقدار b حدوداً چقدر می‌تواند باشد تا اجزاء مقطع از منظر کماتش موضعی در برابر نیروی محوری فشاری غیر لاغر و در برابر لنگرهای خمشی فشرده باشد؟

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



(۱) ۶۵۰ میلی‌متر

(۲) ۵۳۰ میلی‌متر

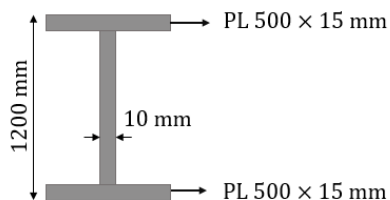
(۳) ۴۳۰ میلی‌متر

(۴) ۳۵۰ میلی‌متر



گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث دهم

آبان ۹۳ تیر ورق شکل زیر تحت خمشی حول محور قوی قرار دارد. بال‌های این تیر ورق به صورت سراسری و پیوسته توسط جوش گوشه با بعد ۱۰mm به جان متصل می‌باشند. در خصوص طبقه بندی مقطع تیر از منظر کماتش موضعی، کدام گزینه صحیح می‌باشد؟ $F_y = 240 \text{ MPa}$



(۱) مقطع با بال فشرده و جان لاغر

(۲) غیرفشرده (مقطع با بال و جان غیر فشرده)

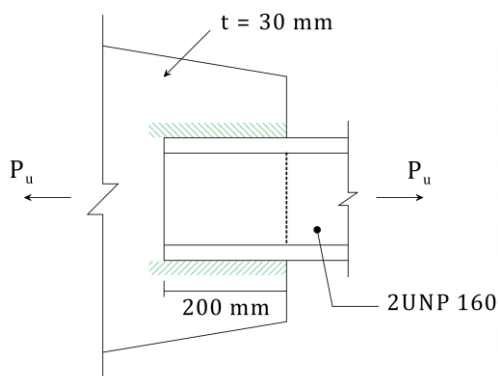
(۳) فشرده (مقطع با بال و جان فشرده)

(۴) مقطع با اجزای لاغر (مقطع با بال غیر فشرده و جان لاغر)



گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی - مبحث دهم

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



0.86 (۱)

0.82 (۲)

0.75 (۳)

0.91 (۴)

سطح سوال آسان

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ ردیف ۴ جدول ۱۰-۲-۳-۱ صفحه ۶۱:

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

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 Ix و Iy = ممان اینرسی مقطع Sx و Sy = اساس مقطع الاستیک Zx و Zy = اساس مقطع پلاستیک rx و ry = شعاع ژیراسیون a = فاصله 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		ST44		ST52		Q _x	g _e	g _p	e _y	x _M	r ₂	d _i	w _i		
			F _y =240 MPa		F _y =300 MPa		F _y =360 MPa											
	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:

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

$$L = 200 \text{ mm}$$

$$W = 160 \text{ mm}$$

$$U = \frac{3 * 200^2}{3 * 200^2 + 160^2} * \left(1 - \frac{18.4}{200}\right) = 0.7484$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه

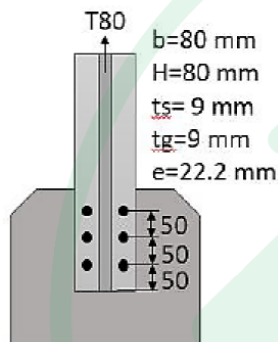


نمونه این سوال و نحوه محاسبه ضریب U در کتابچه تمرین تست سبزسازه در قالب سوالات تالیفی مورد بررسی قرار گرفته بود

تشابه

نمونه سوالات کشش

۱. ضریب تاخیر برش برای اتصال کششی داده شده به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۰.۹ (۱)

۰.۶۴ (۲)

۰.۷۸ (۳)

۰.۸۵ (۴)

۴۶- یک عضو فشاری با مقطع ناودانی تک UNP 320 و به طول ۳ متر مفروض است. بر اساس حالت حدی کمناش خمشی - پیچشی، مقدار تنش فشاری (F_{cr}) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ ضریب طول مؤثر برای کمناش‌های خمشی و پیچشی برابر واحد در نظر گرفته شوند.

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

$0.74 F_y$ (۱)

$0.83 F_y$ (۲)

$0.67 F_y$ (۳)

$0.62 F_y$ (۴)

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:



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 رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱۰-۲-۴-۱)$$

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

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

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

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (۱۰-۲-۴-۳)$$

در روابط فوق:

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

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد

E = مدول الاستیسیته فولاد

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

L = طول مهارنشده عضو حول محور کمانش موردنظر

r = شعاع ژیراسیون مقطع عضو حول محور کمانش موردنظر

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

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

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 کماتش خمشی-پیچشی حول محور Y و محور طولی ماربر مرکز برش:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (6-4-2-10)$$

در روابط فوق:

C_w = ثابت تابیدگی

K_z = ضریب طول مؤثر برای کماتش 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 الاستیسیته 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 محوره‌های اصلی X و Y

I_x و I_y = شعاع ژیراسیون حول محوره‌های اصلی X و Y

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

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (8-4-2-10)$$

A_g = سطح مقطع کلی عضو

H = ضریبی است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \quad (9-4-2-10)$$

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

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x} \right)^2} \quad (10-4-2-10)$$



UNP	ثابت پیچشی و تابیدگی		پارامترهای گمانش جانبی پیچشی						اطلاعات تکمیلی					سوراخ‌های لبه		
	J	C _w	ST37		ST44		ST52		Q _x	g _c	g _p	c _y	x _M	r ₂	d _l	w _l
			F _y =240 MPa		F _y =300 MPa		F _y =360 MPa									
	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		
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

پارامترهای مورد نیاز در محاسبات به شرح زیر از جدول اشتاتیل برداشت می شود:

$$UNP320 \left\{ \begin{array}{l} A_g = 7580 mm^2 \\ r_y (\text{محور تقارن}) = 121 mm \\ I_x (\text{عمود بر محور تقارن}) = 598 * 10^4 * mm^2 \\ I_y (\text{حول محور تقارن}) = 10870 * 10^4 * mm^2 \\ j = 68.5 * 10^4 * mm^2 \\ C_w = 95690 * 10^6 * mm^6 \\ y_0 = x_m = 48.2 mm \\ x_0 = 0 \end{array} \right.$$

مطابق داده های سوال:

$$k_x = k_y = k_z = 1$$

محاسبه مدول برشی:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2 * 10^5}{2(1 + 0.3)} = 76923 MPa$$

$$F_{ey} = \frac{3.14^2 * 2 * 10^5}{\left(\frac{1 * 3000}{121}\right)^2} = 3207.8 MPa$$

$$\bar{r}_0^2 = 0^2 + 48.2^2 + \frac{598 * 10^4 + 10870 * 10^4}{7580} = 17452.6 mm^2$$

$$F_{ez} = \left[\left(\frac{3.14^2 * 2 * 10^5 * 95690 * 10^6}{(1 * 3000)^2} + (76923 * 68.5 * 10^4) \right) \right] * \left(\frac{1}{7580 * 17452.6} \right)$$

$$F_{ez} = 556.8 MPa$$

$$H = 1 - \frac{0 + 48.2^2}{17452.6} = 0.867$$



$$F_e = \left(\frac{3207.8 + 556.8}{2 * 0.867} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{(4 * 3207.8 * 556.8 * 0.867)}{(3207.8 + 556.8)^2}} \right)$$

$$F_e = 542.77 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{F_y}{F_e} = \frac{240}{542.77} = 0.443 \leq 2.25$$

$$F_{cr} = (0.658)^{\frac{F_y}{F_e}} \times F_y$$

$$F_{cr} = (0.658)^{0.443} * 240 = 0.83 F_y$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

نمونه این سوال در تور محاسبات مبحث دهم سبزسازه در قالب یک سوال تالیفی با موضوع محاسبه مقاومت فشاری ستون فولادی با مقطع ناودانی مورد بررسی قرار گرفته بود

تشابه

تالیفی

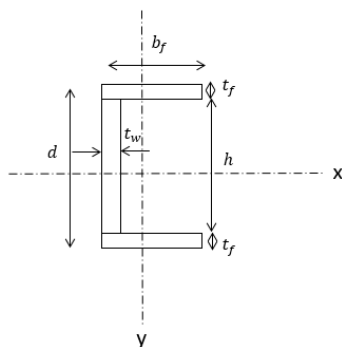
مقاومت فشاری طراحی ناودانی UNP240 براساس کماتش خمشی - پیچشی با $f_y = 240 \text{ mpa}$ در صورتی که $k_x = 0.8$ و $k_y = 0.6$ و $k_z = 0.9$ و $l = 5 \text{ m}$ باشد برحسب kN به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (طراحی بر اساس روش $LRFD$ انجام می‌شود).

۱) 625

۲) 648

۳) 518

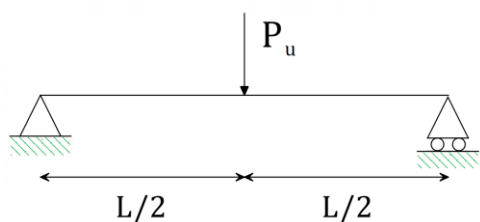
۴) 725





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 نزدیک تر است؟ مهارهای جانبی فقط در ابتدا و انتهای تیر قرار دارند و از وزن در واحد طول تیر صرف نظر شود.

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



(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:

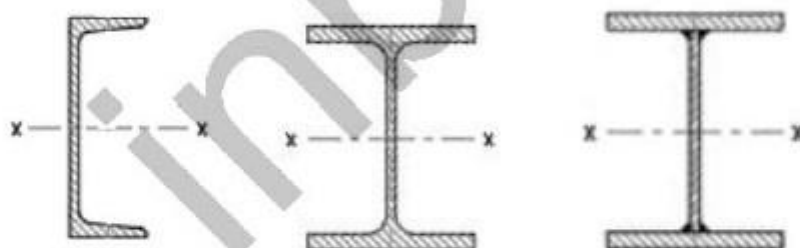
سبزسازه



۲-۵-۲-۱۰ 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

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

در رابطه فوق:

$$M_p = \text{لنگر پلاستیک}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم مشخصه فولاد}$$

$$Z_x = \text{اساس مقطع پلاستیک حول محور } x \text{ (محور قوی)}$$

ب) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی

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

ب-۲) برای $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

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



$$M_p = \text{لنگر پلاستیک}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم مشخصه فولاد}$$

$$Z_x = \text{اساس مقطع پلاستیک حول محور } x \text{ (محور قوی)}$$

ب) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی

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

ب-۲) برای $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (۴-۵-۲-۱۰)$$

L_b = فاصله بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییر مکان جانبی بال فشاری یا از

پیچش کل مقطع جلوگیری شده است. در این بخش برای اختصار و سادگی، فاصله بین دو

تکیه‌گاه جانبی متوالی به عنوان طول مهارنشده عضو نامیده می‌شود.

L_p = طول مهارنشده عضو مطابق رابطه زیر که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش

جانبی-پیچشی غیرالاستیک را مشخص می‌کند.

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

L_r = طول مهارنشده عضو مطابق رابطه زیر که مرز بین حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی

غیرالاستیک و الاستیک را مشخص می‌کند.

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

سبزسازه

E = مدول الاستیسیته فولاد

J = ثابت پیچشی که مقدار آن را به طور تقریبی می توان از طریق رابطه $\frac{1}{3} \sum bt^3$ 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 = فاصله مرکز تا مرکز بال ها

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

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (9-5-2-10)$$

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، رابطه ۹-۵-۲-۱۰ به صورت زیر ساده می شود:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} \quad (10-5-2-10)$$

سبزسازه



IPE	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								a
									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	
							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	
	J	C _w	ST37		ST44		ST52				Q _x	g _e	g _p	r	d ₁	w ₁
			F _y = 240 MPa		F _y = 300 MPa		F _y = 360 MPa									
	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		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 کماتش پیچشی جانبی، برای این حالت از بارگذاری داریم:

$$C_b = 1.32$$

خواسته تست این است که مقاومت خمشی حاصل از حالت حدی کماتش 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 کماتش 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:

$$IPE300 \cdot F_y = 240 \text{ MPa} \cdot \begin{cases} Z_x = 626000 \text{ mm}^3 \\ S_x = 557000 \text{ mm}^3 \\ L_p = 1.7 \text{ m} \\ L_r = 5.65 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_P = Z_x \cdot f_y = 626000 \cdot 240 \cdot 10^{-6} = 150.72 \text{ kN.m}$$

$$S_x \cdot f_y = 557000 \cdot 240 \cdot 10^{-6} = 133.68 \text{ kN.m}$$

در نتیجه مقاومت خمشی در حالت کماتش پیچشی جانبی با مقاومت خمشی در حالت حدی تسلیم برابر قرار داده می شود:

$$C_b \cdot \left[M_P - (M_P - 0.7 S_x \cdot f_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = M_P$$

فرض می کنیم:

$$\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = x$$

$$1.32[150.72 - (150.72 - 0.7 \cdot 133.68)(x)] = 150.72$$

$$x = 0.64$$

$$\rightarrow \frac{L - 1.7}{5.65 - 1.7} = 0.64$$

$$L = 4.228 \text{ m}$$

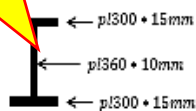
بنابراین گزینه ۴ صحیح است.



نمونه این سوال در آزمون‌های ادوار گذشته نظام مهندسی به مراتب تکرار شده است

تشابه

مقطع تیر نشان داده شده در شکل زیر تحت خمشی حول محور قوی قرار دارد. به ازای حدوداً چه طول مهارنشده این عضو حالت حدی تسلیم خمشی و حالت حدی پیچشی جانبی غیر ارتجاعی به طور هم‌زمان حاکم بر طرح می‌شوند؟ ($F_y = 240MPa$)



شهریور ۹۵

۱) ۱.۷۲ متر

۲) ۴.۷۲ متر

۳) ۲.۷۲ متر

۴) ۳.۷۲ متر



مهر ۹۹

در یک تیر دو سر ساده تحت اثر بار گسترده یکنواخت که مقطع آن نیمرخ $IPE270$ است، در صورتی که مقدار تنش تسلیم فولاد مصرفی برابر $f_y = 275MPa$ باشد، طول مهارنشده عضو در مرز بین حالت حدی کماتش پیچشی - جانبی غیر ارتجاعی و ارتجاعی بر حسب متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ تیر $IPE270$ تحت اثر لنگر خمشی حول محور قوی قرار دارد.

۱) ۵.۵۵

۲) ۱.۴۱

۳) ۳.۲۵

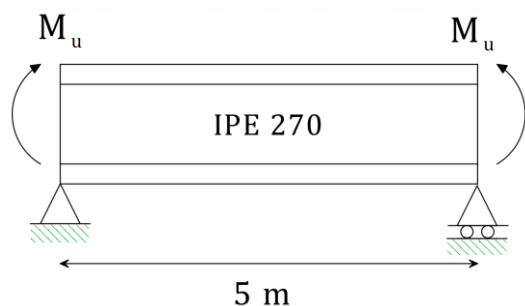
۴) ۴.۷۵





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 صرف نظر نمائید.

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



75.2 kN.m (۱)

67.7 kN.m (۲)

104.6 kN.m (۳)

116.2 kN.m (۴)

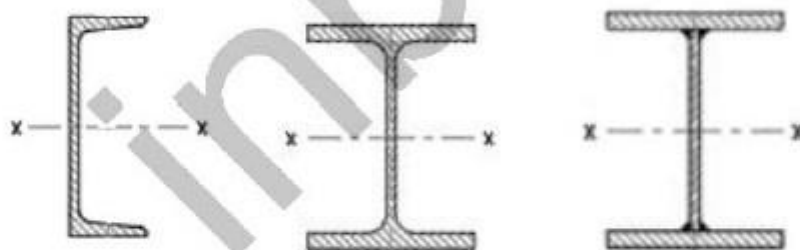
سطح سوال متوسط

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 محاسبه شده براساس حالت‌های حدی تسلیم و کمانش جانبی-پیچشی در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(۱۰-۲-۵-۳)

در رابطه فوق:



$$M_p = \text{لنگر پلاستیک}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم مشخصه فولاد}$$

$$Z_x = \text{اساس مقطع پلاستیک حول محور } x \text{ (محور قوی)}$$

ب) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی

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

ب-۲) برای $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_y S_x \leq M_p \quad (۵-۵-۲-۱۰)$$

$$M_p = \text{لنگر پلاستیک}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم مشخصه فولاد}$$

$$Z_x = \text{اساس مقطع پلاستیک حول محور } x \text{ (محور قوی)}$$

ب) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی

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

ب-۲) برای $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (۴-۵-۲-۱۰)$$

سبزسازه



L_p = فاصله بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییر مکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کل مقطع جلوگیری شده است. در این بخش برای اختصار و سادگی، فاصله بین دو تکیه‌گاه جانبی متوالی به عنوان طول مهارنشده عضو نامیده می‌شود.

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

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6-5-2-10)$$

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

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (7-5-2-10)$$

E = مدول الاستیسیته فولاد

J = ثابت پیچشی که مقدار آن را به طور تقریبی می‌توان از طریق رابطه $\frac{1}{3} \sum b t^3$ 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 = فاصله مرکز تا مرکز بال‌ها

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

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (9-5-2-10)$$

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، رابطه ۹-۵-۲-۱۰ به صورت زیر ساده می‌شود:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} \quad (10-5-2-10)$$



IPE	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								a
									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	
							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 کماتش جانبی پیچشی								اطلاعات تکمیلی				سوراخ‌های لبه طبق DIN 997	
	J	C _w		ST37		ST44		ST52		Q _x	g _e	g _p	r	d _l	w _l	
				F _y =240 MPa		F _y =300 MPa		F _y =360 MPa								
	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 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 کماتش پیچشی جانبی برداشت می شود.



لنگر در طول تیر ثابت است در نتیجه:

$$C_b = 1$$

پارامترهای لازم از جدول اشتایل برداشت می شود:

$$IPE270 \cdot F_y = 240 \text{ MPa} \cdot \begin{cases} Z_x = 484000 \text{ mm}^3 \\ S_x = 429000 \text{ mm}^3 \\ L_p = 1.54 \text{ m} \\ L_r = 5.27 \text{ m} \end{cases}$$

از حالت حدی تسلیم:

$$M_{n1} = M_p = Z_x \cdot F_y = 484000 \cdot 240 \cdot 10^{-6} = 1116.16 \text{ kN.m}$$

$$S_x \cdot F_y = 429000 \cdot 240 \cdot 10^{-6} = 102.96 \text{ kN.m}$$

اکنون مقاومت خمشی در حالت کمانش پیچشی جانبی با مقاومت خمشی در حالت حدی تسلیم برابر قرار داده می شود:

$$L_p = 1.54 < L_b = 5 \text{ m} \leq L_r = 5.27$$

$$\rightarrow M_{n2} = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - 0.7 S_x \cdot f_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

$$L_b = 5 \text{ m}$$

$$1 \cdot \left[1116.16 - (1116.16 - 0.7 \cdot 102.96) \left(\frac{5 - 1.54}{5.27 - 1.54} \right) \right]$$

$$= 75.15 \text{ kN.m}$$

در نتیجه:

$$\min \begin{cases} M_{n1} \\ M_{n2} \end{cases} = 75.15 \text{ kN.m}$$

مقاومت خمشی طراحی برابر می شود با:

$$\phi \cdot M_n = 0.9 \cdot 75.15 = 67.7 \text{ kN.m}$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

نمونه این سوال در آموزش ویدئویی مبحث دهم، تور تخصصی آزمون محاسبات در قالب بررسی سوال

آزمون سال ۹۳ مورد بررسی قرار گرفت

تشابه

آبان ۹۳

تیر خمشی با مقطع IPE270 تحت خمش یکنواخت حول محور قوی قرار دارد. در صورتیکه دهانه تیر 6 و فواصل تکیه‌گاه‌های جانبی بال فشاری 3 متر باشد، مقاومت خمشی اسمی این عضو به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ M_p لنگر پلاستیک بوده و $Z_x = 1.12S_x$ فرض شود. $(f_y = 240\text{mpa})$

(۱) $0.75M_p$

(۲) M_p

(۳) $0.9M_p$

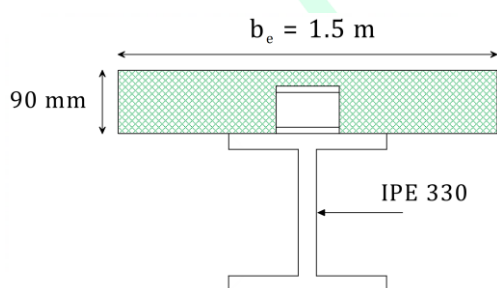
(۴) $0.85M_p$



گروه صنعتی سبزسازه | تور محاسبات نظام مهندسی - میحث دهم

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

$$F_y = 240 \text{ MPa}, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}, f'_c = 30 \text{ MPa}, W_c = 2500 \text{ kg/m}^3$$



(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 میحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ تا ۱ صفحه ۱۶۲ و بند ۱۰-۲-۸-۸-۸ پ صفحه ۱۷۸:

۱۰-۲-۸-۳ 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 فاصله نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر در حالت عملکرد مختلط کامل باید برابر کوچکترین دو مقدار به دست آمده از حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

۱- خردشدگی بتن مطابق رابطه زیر:

$$V_h = 0.85 f'_c A_c \quad (20-8-2-10)$$

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطه زیر:

$$V_h = F_y A_s \quad (21-8-2-10)$$

تنبیه: در ناحیه لنگر خمشی مثبت (فاصله بین نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه 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 محدوده پهنای مؤثر

A_s = مساحت مقطع فولادی

ΣQ_n = مقاومت اسمی برشگیرهای تعبیه شده در فاصله بین نقطه لنگر خمشی صفر و نقطه با حداکثر لنگر خمشی مثبت

سبزسازه

**ب) 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 رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w) I_x \sqrt{f'_c E_c} \quad (۳۷-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

t_f = ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w = ضخامت جان ناودانی

I_x = طول ناودانی

f'_c = تنش فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

E_c = مدول الاستیسیته بتن

IPE	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								a
									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	
							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



UNP	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								a
									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	
							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:

$$\text{if } \Sigma Q_n \geq V_h$$

در این صورت رفتار، مختلط کامل است.

حالت دوم:

$$\text{if } 0.25V_h \leq \Sigma Q_n < V_h$$

در این صورت رفتار، مختلط ناقص است.

حالت سوم:

$$\text{if } \Sigma Q_n < 0.25V_h$$

در این صورت، بدون عملکرد مختلط می باشد.

$$V_h = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.85 * f_c * A_c \\ A_s * F_y \end{array} \right.$$

این پارامترها به مشخصات ذاتی مقطع وابسته اند و به طول و شدت بار بستگی ندارد.

در ادامه پارامترهای لازم محاسبه می شود:

$$IPE330 \rightarrow A_s = 6260 \text{ mm}^2$$

$$V_h = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.85 * 30 * 1500 * 90 * 10^{-3} = 3442.5 \text{ kN} \\ 6260 * 240 * 10^{-3} = 1502.4 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$V_h = 1502.4 \text{ kN}$$



در ادامه مقاومت برشی یک ناودانی محاسبه می شود:

$$UNP60 \begin{cases} t_f = 6mm \\ t_w = 6mm \end{cases}$$

$$E_c = 0.043 * W_c^{1.5} * \sqrt{f_c} = 0.043 * 2500^{1.5} * \sqrt{30} = 29440 MPa$$

$$Q_n = 0.3(6 + 0.5 * 6) * 50 * \sqrt{30 * 29440} = 126871.3N = 126.87kN$$

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.

$$\Sigma Q_n = 12 * 126.87 = 1522.44kN$$

در نتیجه:

$$\Sigma Q_n = 1522.44 \geq V_h = 1502.4kN$$

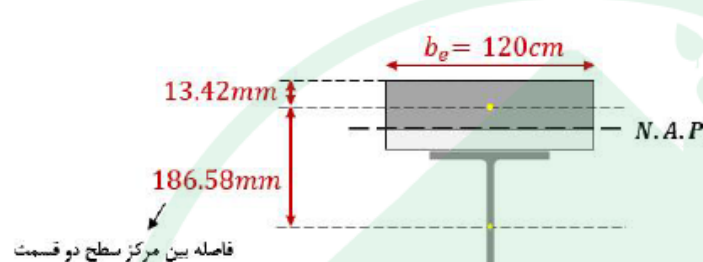
رفتار، مختلط کامل است.

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

تشابه

نمونه این سوال در کتابچه تمرین تست تالیفی سبزسازه وجود دارد

۵۸. تیر مختلط به صورت تیر دو سر ساده به طول 4m بوده و تحت بار گسترده یکنواخت قرار دارد. همچنین تعداد کل ناودانی‌های 80 میلی‌متری در طول تیر 8 عدد می‌باشد. در صورتی که در ناودانی‌ها ضخامت بال و جان یکسان باشد ($t_w = t_f$)، این ضخامت را تعیین کنید. بتن دارای $f_c = 25MPa$ و $E_c = 25000MPa$ است. فاصله ناودانی‌ها از یکدیگر 500mm است. ضخامت دال بتنی را 80 میلی‌متر در نظر بگیرید.



(۱) 5 میلی‌متر

(۲) 3 میلی‌متر

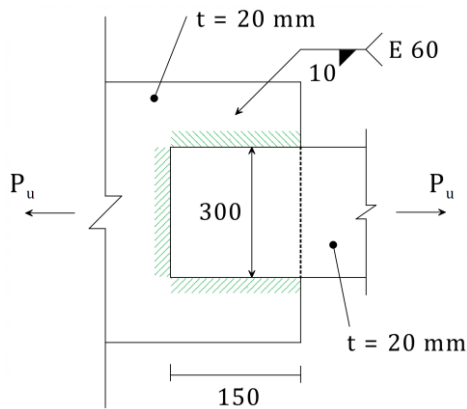
(۳) اطلاعات مسئله کافی نمی‌باشد.

(۴) 6 میلی‌متر



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 قابل قبول مدنظر این سوال است. در شکل ابعاد به میلی متر است.

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



940 kN (۱)

1070 kN (۲)

800 kN (۳)

1250 kN (۴)

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 ۱۰-۲-۹-۲-۲-۲ صفحه ۱۹۴ :

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

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

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

که در آن:

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

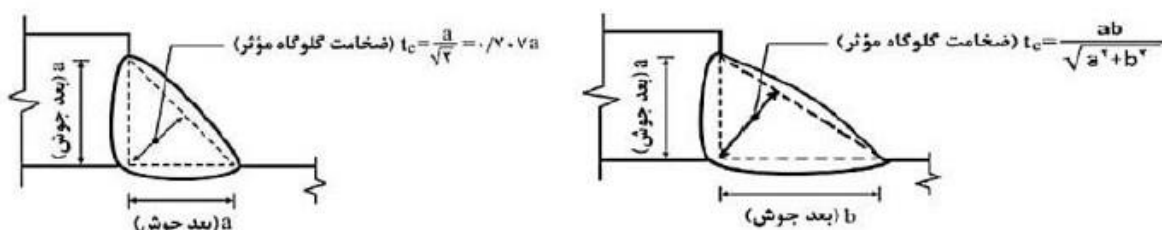
R_{nwt} = مقاومت اسمی کل برای جوش گوشه، بارگذاری شده به‌صورت عرضی که با توجه به جدول ۱۰-۲-۹-۳ و بدون در نظر گرفتن افزایش تبصره (۱) بالا تعیین می‌شود.

ادامه جدول ۱۰-۲-۳: 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)	نشان اسمی (F_{aEis} یا F_{nw})
جوش گوشه	برشی	بر اساس فلز پایه	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴
		بر اساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.0$	$F_{nw} = 0.6 F_{ue}$

۱۰-۲-۹-۲-۲ جوش‌های گوشه

الف) سطح مقطع مؤثر: سطح مقطع مؤثر در جوش‌های گوشه برابر با حاصل ضرب طول مؤثر در ضخامت گلوگاه مؤثر در نظر گرفته می‌شود. طول مؤثر جوش گوشه (به جز جوش‌های گوشه‌ای که در سوراخ و شکاف قرار می‌گیرند) برابر با طول کلی نوار جوش شامل قسمت‌های برگشت‌خورده (در صورتی که 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 ریشه مقطع جوش تا سطح خارجی آن و به عبارت دیگر برابر ارتفاع وارد بر وتر مثلث مقطع جوش به حساب 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 الکتروود داریم:

$$\phi = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6 * F_{ue}$$

$$F_{ue} = 420 \text{ MPa}$$

اندازه ساق جوش برابر ۱۰ میلی متر است.

$$t_e = 0.707a = 0.707 * 10 = 7.07 \text{ mm}$$

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

$$R_{nwt} = 300 * 7.07 * 0.6 * 420 * 10^{-3} = 534.5 \text{ kN}$$



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:

$$0.75 * 1256 = 942kN$$

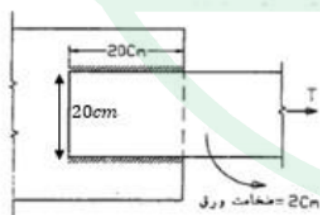
بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

نمونه این سوال در کتاب جامع آزمون های تالیفی سبزسازه ، در قالب یک سوال جامع مورد بررسی قرار

گرفته بود

تشابه

۲۹- در اتصال زیر، حداکثر مقاومت کششی طراحی ورق اتصال در طراحی به روش LRFD به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فولاد از جنس ST37 می باشد.)



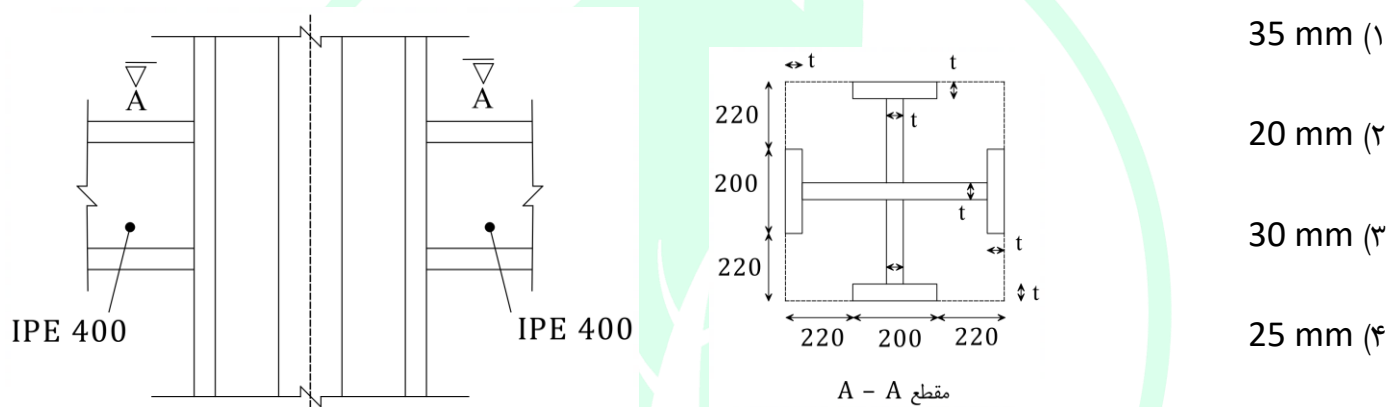
- (۱) 111 ton (۲) 79 ton (۳) 83 ton (۴) اطلاعات مسئله ناقص است.

۵۱- فرض کنید اتصال شکل زیر مربوط به یک قاب خمشی ویژه است. اگر از اثر بارهای ثقیل صرف نظر شود و نیز به طور محافظه کارانه از اثر نیروی برشی ستون صرف نظر شود، براساس کنترل برش در چشمه اتصال، حداقل ضخامت ورق‌های تشکیل دهنده مقطع ستون به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر 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 چشمه اتصال استفاده نشده، اتصال تیرهای عمود بر صفحه کاغذ مفصلی و

$$\frac{P_{uc}}{P_{yc}} < 0.4$$

است. در شکل ابعاد به میلی متر است.

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



سطح سوال سخت

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۳-۳-۷ صفحه ۲۹۳ و بند ۱۰-۳-۳-۳-۹ صفحه ۳۰۳ الی ۳۰۵ و بند ۱۰-۳-۳-۶-۷ صفحه ۴۱۴ و جدول ۱۰-۲-۳-۱-۱ صفحه ۲۵۳ و بند ۱۰-۲-۳-۶-۱۰ و تبصره ۲ آن صفحه ۲۳۷ الی ۲۳۹ و بند ۱۰-۳-۳-۶-۲-۶-الف صفحه ۲۹۲ و ۲۹۳:

۱۰-۲-۳-۳-۷ برش در چشمه اتصال

در قاب‌های خمشی متوسط، چشمه اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۳-۱۰ را اقلان نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز چشمه اتصال باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین گره اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۶-۲-۶-الف به دست می‌آید، تعیین شود. در این نوع قاب‌های خمشی، سایر الزامات لرزه‌ای چشمه اتصال، مشابه الزامات چشمه اتصال در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۹ است.



۱۰-۳-۳-۲-۶ اتصال تیر به ستون

اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییر شکل‌های دورانی حداقل به میزان 0.02 رادیان را بدون کاهش قابل توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به کاررفته در قاب‌های خمشی متوسط از طریق آزمایش‌های تعیین شده در بخش ۱۰-۳-۸ مورد تأیید قرار گیرند. در صورت عدم انجام آزمایش، استفاده از اتصالات پیش‌تأیید شده ارائه شده در بخش ۱۰-۳-۷ بلامانع است.

در قاب‌های خمشی متوسط مقاومت‌های مورد نیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_t) و مقاومت برشی مورد نیاز (V_t) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزله محدود به ظرفیت مؤلفه خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر ($E_c I$) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۵ استفاده نمود. کلیه الزامات مندرج در بند ۱۰-۳-۹-۱۰ 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 تغییر شکل غیر الاستیک چشمه 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:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \quad (۱۰-۳-۳-۳-۷)$$

• برای حالتی که $\alpha \left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}} + \frac{M_{rby}}{M_{pcx}} \right) > 0.4$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left[1.4 - \alpha \left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}} + \frac{M_{rby}}{M_{pcx}} \right) \right] \quad (۱۰-۳-۳-۳-۸)$$

۲) در حالتی که آثار تغییر شکل غیر الاستیک چشمه 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:

$$P_{yc} = \text{مقاومت محوری تسلیم ستون} (P_{yc} = A_g F_y)$$

$$P_{rc} = \text{مقاومت محوری موردنیاز ستون در ترکیب بار راستای } x$$

$$M_{rby} = \text{لنگر خمشی موردنیاز تیر امتداد } y \text{ وارد به ستون در ترکیب بار راستای } x$$

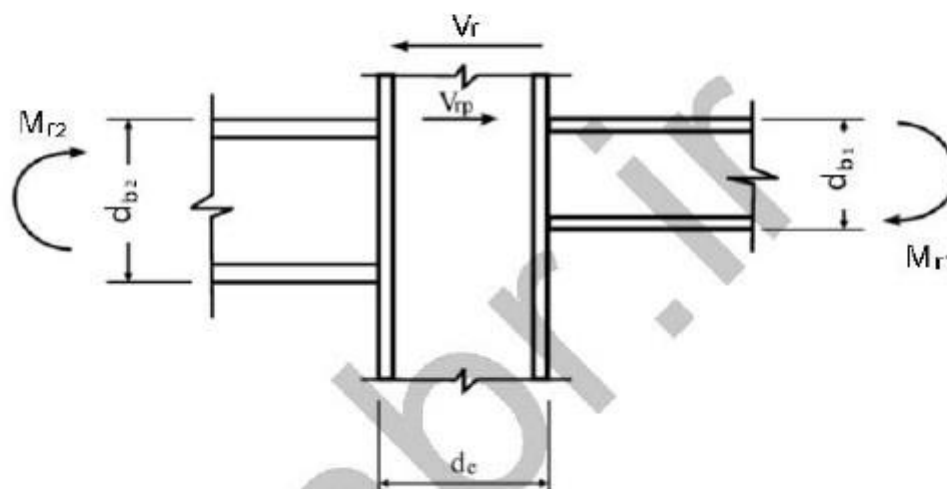
$$M_{pex} = \text{لنگر خمشی پلاستیک ستون حول محور } x \text{ که در آن } M_{pex} = F_{yc} Z_{cx} \text{ است.}$$

سایر پارامترهای این روابط در بخش‌های ۶-۱۰-۹-۲-۱۰ معرفی شده‌اند.

در این نوع ستون‌ها برای محاسبات امتداد دیگر نیز مقاومت چشمه اتصال برای تیر امتداد y وارد به ستون باید به صورت مشابه برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی تیر امتداد x وارد به ستون، اصلاح شود.

۶-۱۰-۹-۲-۱۰ برش در چشمه اتصال

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



شکل ۲۸-۹-۲-۱۰: برش در چشمه اتصال

مطابق شکل ۲۸-۹-۲-۱۰، در چشمه اتصال مقاومت برشی موردنیاز (V_p) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

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

که در آن:

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



M_{t2} و M_{t1} = به ترتیب لنگرهای خمشی انتهایی تیرهای سمت چپ و راست چشمه اتصال با رعایت جهت لنگرهای وارده ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با M_{u2} و M_{u1} و در روش ASD با M_{a2} و M_{a1} نشان داده می‌شوند.

V_r = نیروی برشی ستون در بالای چشمه 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 چشمه اتصال ستون‌های با مقطع صلیبی، مقاومت برشی موجود چشمه 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 وارده مقطع نیز استفاده کرد.

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

در این نوع اتصال گیردار، چرخش غیرالاستیک از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ای نزدیک به بر ستون تأمین می‌شود. نحوه 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 محاسبه مقاومت برشی موردنیاز جان تیر (بدون توجه به وجود ورق تکی جان)، مقاومت‌های موردنیاز در ناحیه چشمه اتصال تیر به ستون و کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

جدول ۱۰-۳-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

مقادیر R_y و R_t فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
1.1	1.25	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نوردشده
1.1	1.2	سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی
1.1	1.15	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها
1.2	1.2	میلگردها



IPE	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								a
									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	
							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	1320	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	1940	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	2770	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	3890	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	5790	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	8360	557	628	125	604	80.5	125	33.5	245
330	330	160	7.5	11.5	29.5	271	62.6	49.1	11770	713	804	137	788	98.5	154	35.5	270
360	360	170	8.0	12.7	30.7	298	72.7	57.1	16270	904	1019	150	1040	123	191	37.9	294
400	400	180	8.6	13.5	34.5	331	84.5	66.3	23130	1160	1307	165	1320	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 ۱۰-۳-۳-۶-۶ الف بر اساس ظرفیت پلاستیک (M_{hr}) مقاطع تیرها محاسبه و اعمال می شوند.

برای مقطع نورد شده:

$$R_y = 1.2$$

برای اتصال $WUF - W$:

$$C_{pr} = 1.4$$

$$IPE400 \rightarrow Z_x = 1307000 \text{ mm}^3$$

$$M_{hr \text{ left}} = M_{hr \text{ right}} = R_y * C_{pr} * Z_x * f_y$$

$$= 1.2 * 1.4 * 1307000 * 240 * 10^{-6} = 527 \text{ kN.m}$$

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:

$$V_{rp} = \frac{M_{hr \text{ left}}}{d_b} + \frac{M_{hr \text{ right}}}{d_b} - V_c$$

$$V_{rp} = \frac{527}{0.4} + \frac{527}{0.4} - 0 = 2635kN$$

$$V_{rp} \leq \phi * R_n$$

$$2635 * 1000 \leq 0.9 * 92160t_w$$

$$t_w \geq 31.77mm$$

ضخامتی قابل قبول است که از عدد حداقل بدست آمده بیشتر باشد.

$$35 \geq 31.77 \quad ok$$

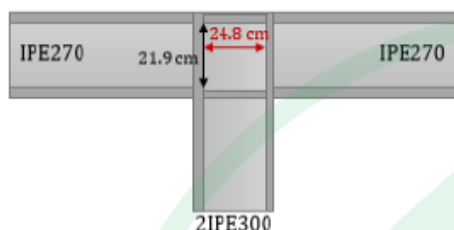
بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



نمونه این سوال در کتابچه تمرین تست سبزسازه قبلا مورد بررسی قرار گرفته بود

تشابه

۹۷. در یک سازه با شکل پذیری ویژه، در صورتی که نسبت P_r به P_y برابر ۰.۴۵ و مقدار لنگر ایجاد شده در بر ستون (در انتهای تیرها) ۲۸ ton.m باشد بدون لحاظ تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه، مقدار ضخامت هر ورق مضاعف چشمه اتصال را به دست آورید (شکل مقطع ستون در صورتی که ورق مضاعف در آن به کار رود نشان داده شده است. ($f_y = 240\text{mpa}$) (ASD)



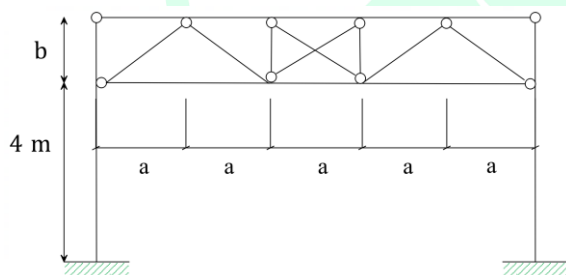
۱ cm (۱)

۲.۲ cm (۲)

۲.۵ cm (۳)

۴ cm (۴)

۵۲- در قاب خمشی خرابایی ویژه شکل زیر کدامیک از تناسبات ابعادی زیر مجاز نیست؟



۱) $a=2.5\text{ m}$ و $b=1.5\text{ m}$

۲) $a=2.7\text{ m}$ و $b=1.8\text{ m}$

۳) $a=1.2\text{ m}$ و $b=1.4\text{ m}$

۴) $a=2\text{ m}$ و $b=1.6\text{ m}$

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث دهم بند ۱۰-۳-۳-۴-۱ صفحه ۳۱۰:

۱۰-۳-۳-۴-۱ الزامات عمومی

الف) طول دهانه خرابا در این قابها نباید از ۲۰ متر و ارتفاع کلی آنها از ۱.۸ متر بیشتر باشد.
ب) هر خرابای واقع در بین دو ستون این سیستم باید دارای بخش ویژه‌ای در نیمه میانی طول آن باشد. طول این بخش ویژه باید ۰.۱ تا ۰.۵ برابر طول دهانه خرابا باشد. نسبت طول به ارتفاع هر چشمه خرابا در این بخش نباید از ۱.۵ بزرگتر و از ۰.۶۷ 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.

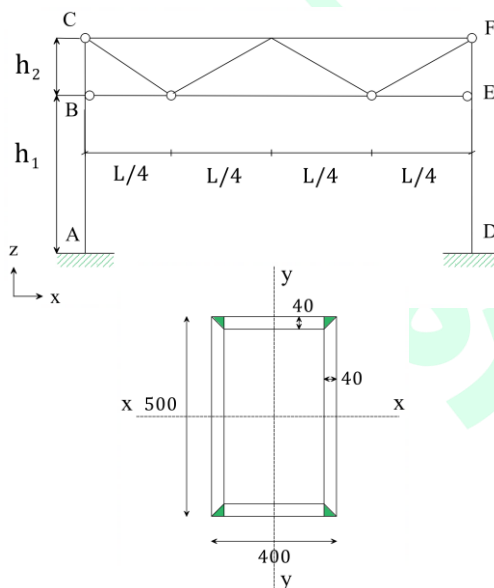
$$F_y = 360 \text{ MPa}, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

۱۰ m (۱)

۸ m (۲)

۱۴ m (۳)

۱۲ m (۴)





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) کلیه ستون‌ها باید در انتها و در صورت لزوم در طول خود دارای مهار جانبی باشند به طوری که این مهارهای جانبی بتوانند از تغییر مکان 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 تعیین کننده نباشد.
- ب) مهارهای جانبی ستون‌ها باید مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ الزامات مهارهای جانبی در قاب‌های خمشی متوسط را تأمین نمایند.

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

الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی با شکل پذیری متوسط باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

- ۱- هر دو بال تیر باید به صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.
- ۲- در طول تیر، فاصله مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.17 F_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد. Γ_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		
R_t	R_y	نوع مصالح
1.1	1.25	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
1.1	1.2	سایر مقاطع نورد شده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی
1.1	1.15	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها
1.2	1.2	میلگردها

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:

$$L_b \leq \frac{0.17 * r_y * E}{R_y * f_y}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{(500 * 400^3) - (420 * 320^3)}{12}} = 152.2 \text{ mm}$$

برای مقطع قوطی ساخته شده با ورق:

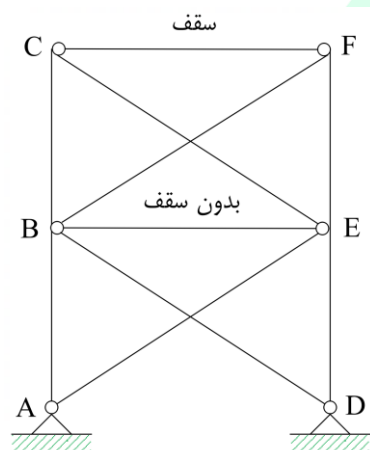
$$R_y = 1.15$$

$$L_b \leq \frac{0.17 * 152.2 * 2 * 10^5}{1.15 * 360} = 12500 \text{ mm} = 12.5 \text{ m}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

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

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



A_g = سطح مقطع اعضای مهاربندی

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

$$\max(\Omega_0 E, R_y F_y A_g) \quad (۲)$$

$$\min(1.5 \Omega_0 E, R_y F_y A_g) \quad (۳)$$

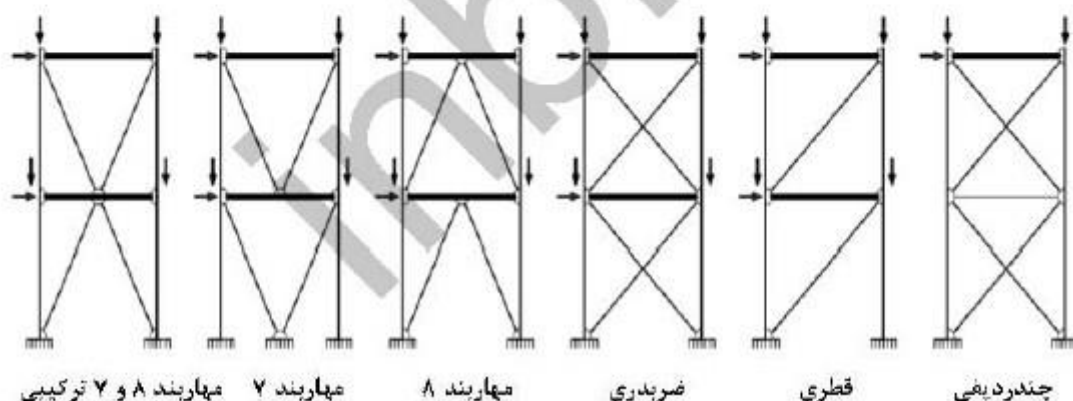
$$\max(R_y F_y A_g, 1.14 F_{cr} A_g) \quad (۴)$$

سطح سوال آسان

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۳-۴-۱ صفحه ۳۱۹ و بند ۱۰-۳-۴-۱-۳-۴-۳ صفحه ۳۲۱:

۱۰-۳-۴-۱ الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی (OCBF) به قاب‌هایی گفته می‌شوند که از آن‌ها انتظار تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آن‌ها، تحت اثر زلزله 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 تعبیه سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ یا ۸ و چند ردیفی) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیه 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 نمونه مجاز از پیکربندی مهاربندهای همگرا

سبزسازه



۱۰-۳-۴-۱-۴-۳ مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه (MT-OCBF)

در شکل ۱۰-۳-۴-۱ چند نمونه متداول از قاب‌های مهاربندی شده با مهاربندهای چند ردیفی در یک یا چند طبقه نشان داده شده است. قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی با مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) در هر یک از ردیف‌های مهاربندی، مهاربندها باید به صورت یک جفت کششی-فشاری (قرینه نسبت به محور مرکزی مجموعه 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 مورد نیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس کوچک‌ترین مقدار از بین ترکیبات بارگذاری شامل ۱.۵ برابر زلزله تشدید یافته $(1.5\Omega E)$ و $R_y F_y A_g / \alpha_s$ تعیین شود. مقدار α_s برابر ۱.۰ در LRFD و برابر ۱.۵ 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:

$$= \min \left\{ \frac{1.5 * \Omega * E}{R_y * F_y * A_g} \right. \\ \left. \alpha_s \right\}$$

در روش LRFD :

$$\alpha_s = 1$$

$$= \min \left\{ \frac{1.5 * \Omega * E}{R_y * F_y * A_g} \right. \\ \left. 1 \right\}$$

سبزسازه

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

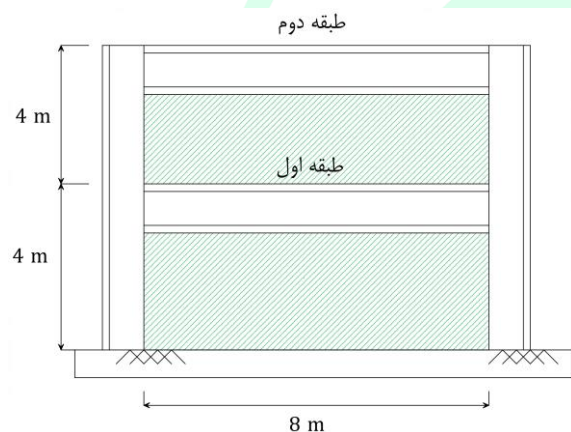


۵۵- در دیوار برشی فولادی ویژه شکل زیر فرض کنید ضخامت ورق‌های دیوار در هر دو طبقه یکسان و برابر 6 mm بوده و اتصال اجزای مرزی افقی به اجزای مرزی قائم از نوع BUEEP است. برای آنکه از تسلیم جزء مرزی افقی واقع در تراز طبقه اول به جز در نواحی نزدیک اتصال تیر به ستون جلوگیری شود، در طراحی به روش LRFD مقاومت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

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

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

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



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 ۱۰-۳-۴-۵-۳ الف صفحه ۳۶۳ :

۱۰-۳-۴-۵-۳ اجزای مرزی افقی

اجزای مرزی افقی باید به نحوی طراحی شوند که مانع تسلیم خمشی آن‌ها به جز 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 ثقیلی (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 ثقیلی 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 ورق‌ها همدیگر را خنثی می‌کنند.

در ادامه لنگر ناشی از بارهای ثقیلی محاسبه می‌شود:



ترکیب بار لرزه ای برابر است با:

$$q_u = 1.2q_D + q_L$$

$$q_u = 1.2 * 50 + 30 = 90 \text{ kN/m}$$

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

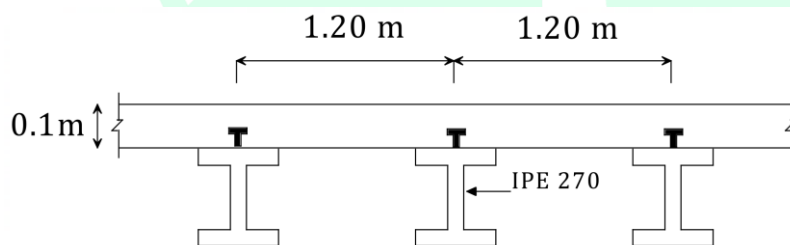
و در نهایت دو برابر لنگر خمشی برابر می شود با:

$$2M_u = 2 * 720 = 1440 \text{ kN.m}$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

۵۶- در یک سازه فولادی با سقف مختلط با دال تخت از تیر آهن IPE 270 به طول 6 متر مطابق شکل استفاده شده است. در صورت تامین عملکرد مختلط کامل، حداکثر فاصله گل میخ‌های به قطر 16 میلی‌متر به عنوان برشگیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید تیر مختلط تحت اثر بار گسترده یکنواخت قرار دارد.

$$f'_c = 25 \text{ MPa}, E_c = 2.4 \times 10^4 \text{ MPa}, F_u = 420 \text{ MPa}, F_y = 235 \text{ MPa}$$



220 mm (۱)

160 mm (۲)

270 mm (۳)

300 mm (۴)

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۳-۸-۳-۳ تا ۱ صفحه ۱۶۲ و بند ۱۰-۳-۸-۲-۸-۲ ب صفحه ۱۷۷ و

بند ۱۰-۳-۸-۳-۱-۱ 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 فاصله نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر در حالت عملکرد مختلط کامل باید برابر کوچکترین دو مقدار به دست آمده از حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

۱- خردشدگی بتن مطابق رابطه زیر:

$$V_h = 0.85 f'_c A_c \quad (20-8-2-10)$$

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطه زیر:

$$V_h = F_y A_s \quad (21-8-2-10)$$

تبصره: در ناحیه لنگر خمشی مثبت (فاصله بین نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه 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 محدوده پهنای مؤثر

A_s = مساحت مقطع فولادی

ΣQ_n = مقاومت اسمی برشگیرهای تعبیه شده در فاصله بین نقطه لنگر خمشی صفر و نقطه با حداکثر لنگر خمشی مثبت

سبزسازه

ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ کلاهک‌دار

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

$$Q_u = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (۳۶-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_{sa} = سطح مقطع گل‌میخ

E_c = مدول الاستیسیته بتن

f'_c = تنش فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بش

F_u = تنش کششی نهایی مصالح گل‌میخ

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

جدول ۴-۸-۲-۱۰: مقادیر R_g و R_p

R_p	R_g	حالت
0.75	1	۱- مقاطع مختلف بدون استفاده از عرشه فولادی
0.75	1	$w_t/h_t \geq 1.5$ کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی
0.75	0.85	$w_t/h_t < 1.5$ کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی
0.6	1	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر با 1
0.6	0.85	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر با 2
0.6	0.7	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر با بزرگ‌تر از 3

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

الف) پهنای مؤثر

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

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

۲- نصف فاصله محور تیر تا محور تیر مجاور برای تیرهای مختلف میانی

۳- فاصله محور تیر تا لبه آزاد دال بتنی برای تیرهای مختلف کناری

عرض مؤثر برای تیر میانی برابر می‌شود با:

$$b_e = 2 * \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{8} \\ s \\ \frac{L_n}{2} \end{array} \right.$$



$$= 2 * \min \left\{ \frac{6000}{8}, \frac{1200}{2} \right\} = 1200 \text{ mm}$$

$$V_h = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.85 * f_c * A_c \\ A_s * f_y \end{array} \right.$$

در ادامه پارامترهای لازم محاسبه می شود:

$$IPE270 \rightarrow A_s = 4590 \text{ mm}^2$$

$$V_h = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.85 * 25 * 1200 * 100 * 10^{-3} = 2550 \text{ kN} \\ 4590 * 235 * 10^{-3} = 1078.65 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$V_h = 1078.65 \text{ kN}$$

مقاومت یک برشگیر از نوع گلمیخ به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\varrho_n = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f_c * E_c} \\ R_g * R_p * A_{sa} * F_u \end{array} \right.$$

از عرشه فولادی استفاده نشده است در نتیجه:

$$R_g = 1$$

$$R_p = 0.75$$

مساحت گلمیخ برابر می شود با:

$$A_{sa} = \frac{3.14 * 16^2}{4} = 201.1 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \varrho_n = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 * 201.1 * \sqrt{25 * 2.4 * 10^4 * 10^{-3}} = 77.86 \text{ kN} \\ R_g * R_p * A_{sa} * F_u = 1 * 0.75 * 201.1 * 420 * 10^{-3} = 63.35 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\varrho_n = 63.35 \text{ kN}$$

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:

$$s = \frac{L}{\frac{2}{n}} = \frac{6000}{\frac{2}{18}} = 166.67mm$$

کنترل فاصله بدست آمده با فاصله حداکثر مجاز آیین نامه:

$$S_{max} = \min \left\{ \frac{8 * t_c}{900} = \frac{8 * 100}{900} = 800 \right\} = 800mm$$

$$\rightarrow s = 166.67 \leq S_{max} = 800 \quad ok$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

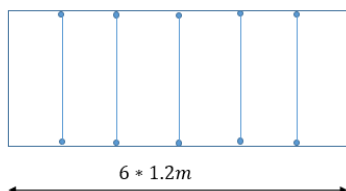
نمونه این سوال در تور محاسبات مبحث دهم سبزسازه در قالب یک سوال تالیفی مورد بررسی قرار گرفته

تشابه

تالیفی

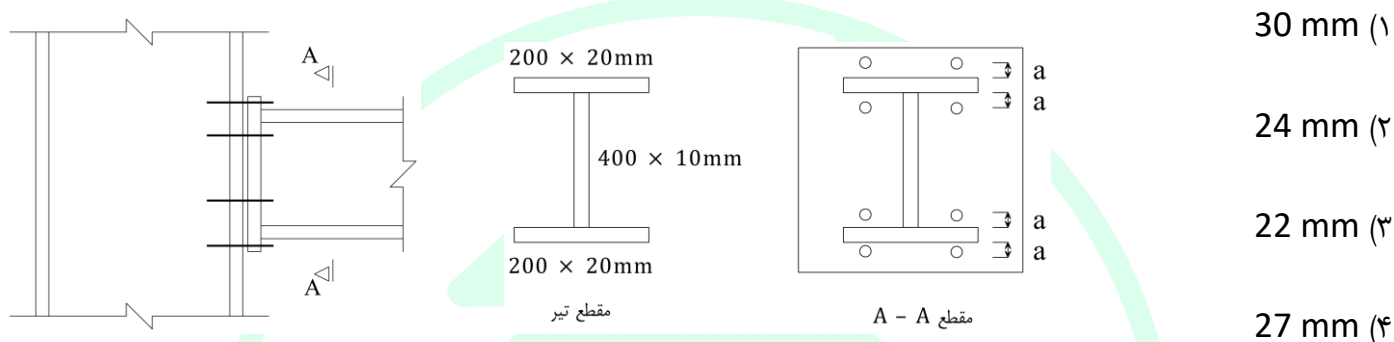
برای پوشش دادن سقف نشان داده شده در شکل زیر در نظر است از تیرهای IPE140 استفاده شود. مقدار بار زنده سقف 2 kN/m^2 و بار معادل کفسازی 2.5 kN/m^2 و بار معادل تیغه بندی برابر 1 kN/m^2 می باشد. همچنین مقدار بارهای حین اجرا 1 kN/m^2 بدست آمده است. در صورتی که در اجرای سقف از پایه های موقت استفاده نشود، برشگیر از نوع گلمیخ را طراحی کنید. وزن واحد طول تیر 0.25 kN/m و عرض موثر دال بتنی فاصله مرکز تا مرکز تیرهای فرعی، در نظر گرفته شود. از حرکت جانبی جلوگیری شده است.

$$(F_{ua} = 415 \text{ mpa} , w_c = 2500 \text{ kg/m}^3 , f_y = 240 \text{ mpa} , f_c = 25 \text{ mpa})$$



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

پیچ از نوع 10.9, $F_y = 225 MPa$



سطح سوال سخت

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱-۳-۷-۳-۱۰ مورد ۳ صفحه ۴۰۴ و بند ۵-۲-۳-۳-۱۰ صفحه ۲۹۱ و بند ۳-۳-۹-۲-۱۰ صفحه ۲۱۱ و ۲۱۲ و جدول ۵-۱-۱۰ صفحه ۳۴ و جدول ۱-۲-۳-۱۰ صفحه ۲۵۳ و بند ۳-۷-۳-۱۰ صفحه ۴۰۱:

(۳) در دو انتهای تیر، ناحیه حفاظت شده 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 هر ستون؛

۵-۲-۳-۳-۱۰ مقاومت‌های مورد نیاز و موجود تیر

الف) مقاومت برشی مورد نیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزله محدود به ظرفیت مؤلفه خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. با توجه به شکل ۱-۲-۳-۳-۱۰، مقدار V_{Ecl} از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$V_{Ecl} = 2[1.1R_y M_p] / (\alpha_s L_n) \quad (۱-۲-۳-۳-۱۰)$$

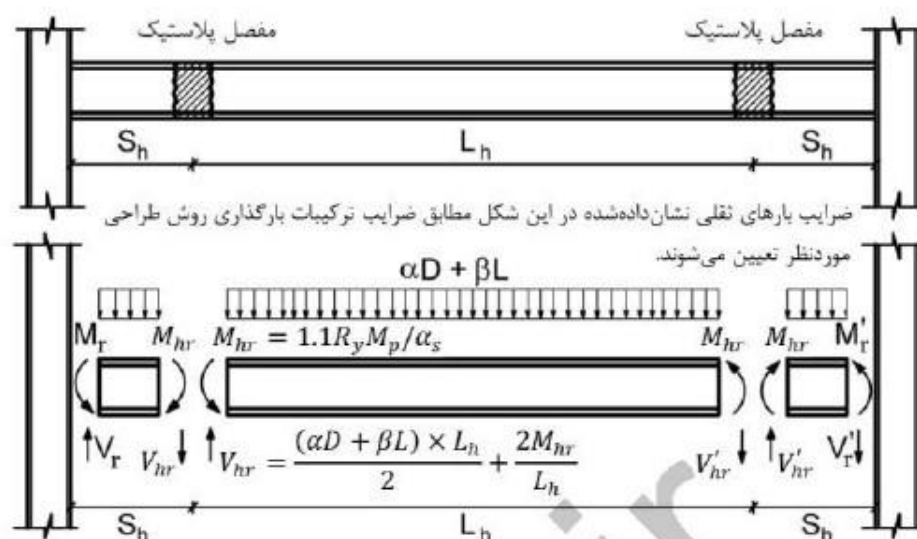
در رابطه فوق:

L_n = فاصله بین محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر است. محل تشکیل مفاصل پلاستیک برای اتصالات پیش تائید شده در بخش ۷-۳-۱۰ ارائه شده است. در خصوص اتصالاتی که با انجام آزمایش تایید شده استفاده می‌شوند، موقعیت محل تشکیل مفاصل پلاستیک باید براساس نتایج آزمایش تعیین شود.

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد تیر

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفاصل پلاستیک

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD



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

۱۰-۳-۹-۲-۳ مقاومت کششی و برشی موجود پیچ‌ها و میله‌های دندانه‌شده در اتصالات انکابی و پیش‌تنیده

در اتصالات انکابی 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 رابطه زیر تعیین شود:

$$R_n = F_u A_b \quad (۱۰-۹-۲-۱۰)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

در روابط فوق:

A_b = سطح مقطع اسمی پیچ یا میله دندانه‌شده

F_u = تنش کششی اسمی (F_{ut}) یا تنش برشی اسمی (F_{uv})، مطابق مقادیر جدول ۱۰-۹-۲-۱۰

جدول ۱۰-۹-۲-۱۰: تنش اسمی پیچ و میله‌های دندانه‌شده

تنش کششی اسمی $[1]$ (F_{ut})	تنش برشی اسمی (F_{uv}) در اتصالات انکابی و پیش‌تنیده $[2]$	نوع وسیله اتصال
$0.75F_u^{[2]}$	$0.45F_u^{[2]}$	پیچ‌های معمولی در حالتی که سطح برش در داخل یا خارج ناحیه دندانه‌شده قرار دارد
$0.75F_u$	$0.45F_u^{[2]}$	پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش در داخل ناحیه دندانه‌شده قرار دارد
$0.75F_u$	$0.55F_u^{[2]}$	پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش خارج ناحیه دندانه‌شده قرار دارد



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 (δ_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 یرمقاومت	8.8	A325 F1852	کاربرد ندارد	800	12
	10.9	A490 F2280	کاربرد ندارد	1000	9
	12.9	—	کاربرد ندارد	1200	8

جدول ۱۰-۳-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

مقادیر R_y و R_t فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
1.1	1.25	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نوردشده
1.1	1.2	سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی
1.1	1.15	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها
1.2	1.2	میلگردها

سبزسازه



۳-۷-۳-۱۰ 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 ۳-۷-۳-۱۰)، علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۳-۷-۳-۱۰، 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 چسبۀ اتصال ستون، گسیختگی برشی و کششی پیچ‌های ورق انتهایی یا گسیختگی در اجزای اتصالات جوشی آن کنترل می‌شود. طراحی اتصال باید به گونه‌ای باشد که با تأمین مقاومت موجود کافی در اجزای آن، تغییر شکل 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 مورد نیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۳-۳-۳-۱۰-۶ یا ۳-۳-۳-۱۰-۸، حسب مورد) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی وسایل اتصال، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل پذیر، به جای ۰.۷۵ برابر ۰.۹ و برای حالت‌های حدی شکل پذیر به جای ۰.۹ برابر ۱ 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 پیچ‌ها به صورت کششی می‌باشد، می‌توان اندازه پیچ‌ها 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 ثقیلی وجود ندارد در نتیجه رابطه به شکل زیر ساده می‌شود:

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

در ادامه پارامترهای مورد استفاده در این رابطه محاسبه می‌شود:

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 :

$$S_h = \min \left\{ \frac{d_b}{2}, 3b_{fb} \right\}$$

$$= \min \left\{ \frac{440}{2} = 220mm, 3 * 200 = 600mm \right\}$$

$$= 220mm = 0.22m$$

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 ۳-۷-۳-۱۰ 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 ۵-۱-۱۰ داریم:

$$F_u = 1000 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow F_{nt} = 0.75 * 1000 = 750 \text{ mpa}$$

$$\rightarrow T_u \leq \phi * R_{nt}$$

$$1504.1 * 10^3 \leq 0.9 * 4 * 750 * A_{nb}$$

$$A_{nb} \geq 557 \text{ mm}^2$$

$$3.14 * \frac{d_b^2}{4} \geq 557$$

$$d_b \geq 26.64 \text{ mm}$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

۵۸- در یک تیر طره به دهانه L تحت اثر بار یکنواخت q_u و با مقطع I شکل نوردشده تحت اثر خمش حول محور قوی و دارای تکیه گاه جانبی کافی، چنانچه اساس مقطع پلاستیک مقطع برابر Z ، سطح مقطع جان (حاصل ضرب ارتفاع کلی مقطع در ضخامت جان) برابر A_w ، $\frac{h}{t_w} < 50$ باشد، در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت به ازای کدام یک از روابط زیر تأثیر معیارهای خمش و برش به طور همزمان تعیین کننده طراحی می شود.

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

$$L = 3.33 \frac{Z}{A_w} \quad (۲)$$

$$L = 3 \frac{Z}{A_w} \quad (۱)$$

$$L = 2.67 \frac{Z}{A_w} \quad (۴)$$

$$L = \frac{2Z}{A_w} \quad (۳)$$

سطح سوال متوسط

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱-۶-۲-۱۰ صفحه ۱۲۴ و بند ۱-۲-۶-۲-۱۰ صفحه ۱۲۵ و بند ۱-۱-۵-۲-۱۰ صفحه ۸۵ و بند ۱-۱-۵-۲-۱۰ صفحه ۸۷:

**۱-۶-۲-۱۰ 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 کلیه الزامات این بخش برابر 0.9 است، به جز در مورد بند ۱-۶-۲-۱۰-الف که مقدار آن باید برابر 1.0 در نظر گرفته شود.

Ω_v = ضریب اطمینان مقاومت برشی بوده و برای کلیه الزامات این بخش برابر 1.67 است، به جز در مورد بند ۱-۶-۲-۱۰-الف که مقدار آن باید برابر 1.5 در نظر گرفته شود.

V_n = مقاومت برشی اسمی اعضا بوده که مطابق الزامات بندهای ۲-۶-۲-۱۰ تا ۷-۶-۲-۱۰ باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالت‌های تسلیم برشی و کمانش برشی در نظر گرفته شود.

۱-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \quad (1-6-2-10)$$

که در آن

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد جان

$d t_w = A_w$ = مساحت جان که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان

C_{v1} = ضریب مقاومت برشی جان به شرح زیر:

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده که $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد:

$$C_{v1} = 1 \quad (2-6-2-10)$$

۱-۵-۲-۱۰ الزامات عمومی

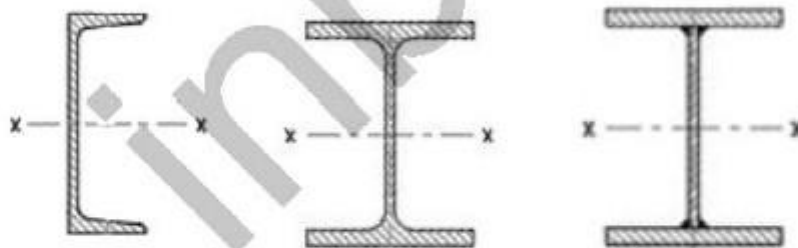
۱-۵-۲-۱۰ در روش LRFD مقاومت خمشی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ و در روش ASD مقاومت خمشی مجاز مساوی M_n/Ω_b است که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9، Ω_b ضریب اطمینان برابر 1.67 و M_n مقاومت خمشی اسمی بوده که باید مطابق الزامات بندهای ۲-۵-۲-۱۰ تا ۱۲-۵-۲-۱۰ تعیین شود.



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

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(۱۰-۲-۵-۳)

در رابطه فوق:

$$M_p = \text{لنگر پلاستیک}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم مشخصه فولاد}$$

$$Z_x = \text{اساس مقطع پلاستیک حول محور } x \text{ (محور قوی)}$$

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:

$$\phi_v = 1$$

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:

$$\frac{V_u}{\phi_v * V_n} = \frac{M_u}{\phi_b * M_n}$$

$$\rightarrow \frac{q_u * L_u}{1 * 0.6 * f_y * A_w * 1} = \frac{\frac{q_u * L^2}{2}}{0.9 * Z * f_y}$$

$$L = 3 \frac{Z}{A_w}$$

سبزسازه

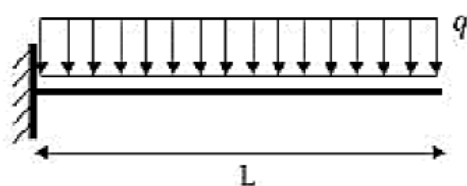
بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



نمونه این سوال در کتابچه تمرین تست سبزسازه در قالب یک سوال تالیفی با تشابه بسیار زیاد مورد بررسی قرار گرفته بود

تشابه

۴۴. به ازای چه طولی از تیر طره‌ای مطابق شکل برحسب نسبت Z/A_w به طول کل L و مساحت جان A_w و اساس مقطع پلاستیک نسبت به محور قوی برابر Z ، معیارهای خمشی و برشی به طور همزمان حاکم بر طراحی تیر می‌شوند؟ فرض کنید تیر دارای مهار جانبی پیچشی کافی بوده و مقطع تیر فشرده می‌باشد. مقطع ساخته شده از ورق می‌باشد و $h/t_w < 50$ می‌باشد. $ST37: F_y = 240 \text{ MPa}$ و مقطع بدون سخت‌کننده عرضی است. در محاسبات از اثر میدان کششی صرف نظر نمایید.



۲ (۱)

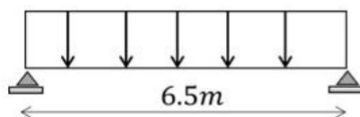
$\frac{10}{3}$ (۲)

۳ (۳)

$\frac{3}{10}$ (۴)

همچنین در کتابچه آزمون جامع تالیفی سبزسازه (آزمون شماره ۶) در قالب سوال تالیفی دیگری نیز بررسی شده بود

۲۴- در یک تیر دو سر ساده فولادی با شدت بار گسترده یکنواخت مرده و زنده به ترتیب 5 kN/m و 3 kN/m مطابق شکل روبرو، به جهت اینکه معیار خمش (بر اساس طراحی به روش LRFD) و ارتعاش همزمان بر طرح حاکم باشند، کدام مقطع اقتصادی‌تر بوده و از نظر مقاومت جوابگو است؟ (تیر در محل تکیه‌گاه و در فواصل $1/4$ طول دارای مهار جانبی کافی است. در کنترل ارتعاش ۵ درصد بار زنده را دائمی فرض کنید و کاربری سازه تجاری است.)



IPE270 (۴)

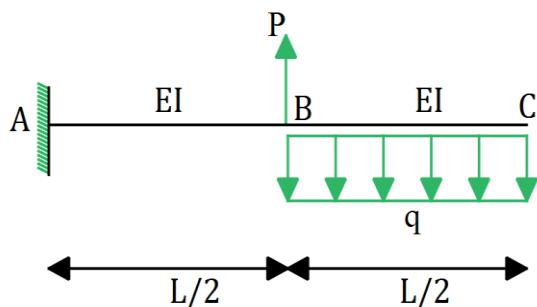
IPE200 (۳)

IPE240 (۲)

IPE180 (۱)



۵۹- به ازای کدام یک از روابط زیر جابجایی قائم در وسط طول تیر (محل اثر بار P) برابر صفر خواهد بود؟ از تغییر طول محوری تیر صرف نظر نمایید.



$$P = 7qL \quad (۱)$$

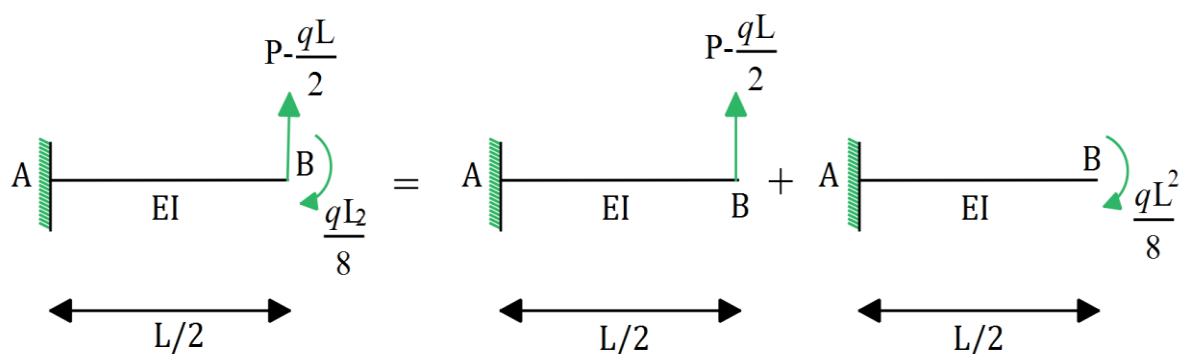
$$P = \frac{7}{4}qL \quad (۲)$$

$$P = \frac{7}{2}qL \quad (۳)$$

$$P = \frac{7}{8}qL \quad (۴)$$

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 نقطه B مقدار خیز قائم در نقطه B را محاسبه می کنیم:



در نهایت طبق روابط حفظی خیز در تیرهای طره ای داریم:

$$\rightarrow \Delta_{By} = 0$$

$$\rightarrow \frac{-\left(P - \frac{qL}{2}\right) * \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI} - \frac{\frac{qL^2}{8} * \left(\frac{L}{2}\right)^2}{2EI} = 0 \rightarrow \frac{PL^3}{24EI} = \frac{7qL^4}{192EI}$$

$$\rightarrow 8P = 7qL$$

$$\rightarrow P = \frac{7}{8}qL$$

پاسخ سوال گزینه (۴)

تشابه این سوال با مثال ۳-۸۷ کتاب تحلیل سبز سازه و همچنین حل سریع این سوال در دو مرحله با ردیف های ۴ و ۹ جدول روابط حفظی خیز در تیرهای طره ای کتاب تحلیل سازه سبز سازه

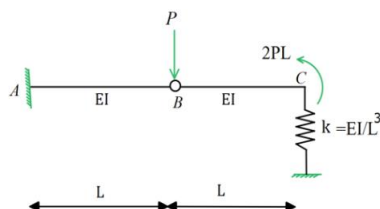
تشابه

جدول روابط شیب و خیز تیر کنسولی تحت بارهای مختلف، طول تیرهای یک دهانه برابر L ، صلبیت خمشی تیرها EI

شماره	شکل تیر	خیز (تغییر مکان)	شیب (دوران)
4		$\Delta_B = \frac{PL^3}{3EI}$ $\Delta_C = \Delta_B + \theta_B * L_{BC}$ $\rightarrow \Delta_C = \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL^2}{2EI} * L$ $\rightarrow \Delta_C = \frac{5PL^3}{6EI}$	$\theta_B = \theta_C = \frac{PL^2}{2EI}$
9		$\Delta_B = \frac{7qL^4}{12EI}$ $\Delta_C = \frac{41qL^4}{24EI}$	$\theta_B = \frac{qL^3}{EI}$ $\theta_C = \frac{7qL^3}{6EI}$

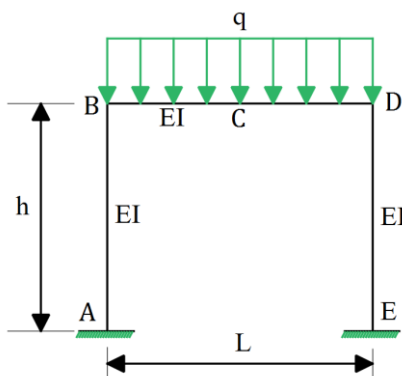
مثال ۳-۸۷

در تیر شکل زیر اگر از تغییر شکل های محوری و برشی صرف نظر شود، تغییر مکان قائم در نقطه B را محاسبه کنید.



سبزسازه

۶۰- به ازای چه مقدار $\frac{L}{h}$ مقدار لنگر خمشی در وسط دهانه تیر برابر مقدار لنگر خمشی در دو انتهای آن خواهد بود؟ صلبیت خمشی تمامی اعضا یکسان و برابر EI بوده و تحلیل الاستیک مرتبه اول استفاده شود. از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود.



(۱) 1.5

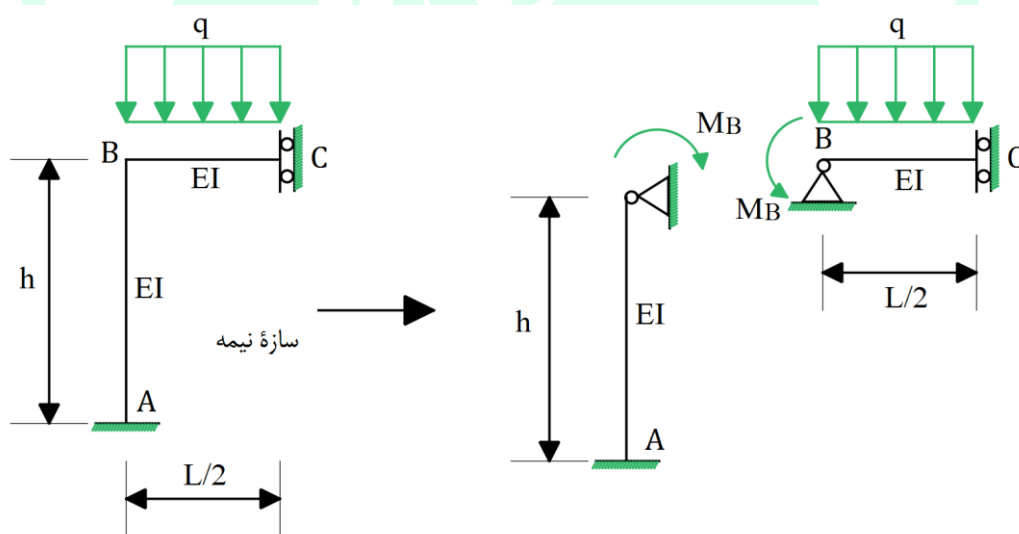
(۲) $\frac{4}{3}$

(۳) $\frac{2}{3}$

(۴) 2

سطح سوال متوسط

حل: طبق روش تقارن و سازگاری تغییر شکل ها داریم: سازه متقارن و تحت بارگذاری متقارن مستقیم می باشد. لذا با تحلیل سازه نیمه به صورت زیر عمل می کنیم:



$$\sim^+ (\theta_L)_B = (\theta_R)_B$$

$$\frac{M_B * h}{4EI} = -\frac{M_B * \frac{L}{2}}{EI} + \frac{q * \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI}$$

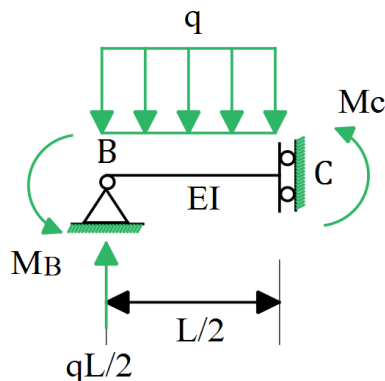
$$(M_B)_{\text{دو انتهای تیر}} = M^- = \frac{qL^3}{6(h + 2L)}$$



با مشخص شدن لنگر خمشی در نقطه B مقدار لنگر خمشی در نقطه C را در عضو BC به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\sum M_C = 0$$

$$\rightarrow (M_C)_{\text{وسط تیر}} = M^+ = \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^3}{6(h+2L)}$$



در نهایت طبق صورت سوال داریم:

$$(M_C)_{\text{وسط تیر}} = (M_B)_{\text{دو انتهای تیر}}$$

$$\rightarrow \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^3}{6(h+2L)} = \frac{qL^3}{6(h+2L)} \rightarrow 8L = 3h + 6L$$

$$\rightarrow \frac{L}{h} = \frac{3}{2} = 1.5$$

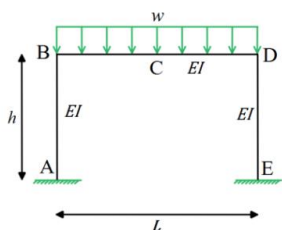
پاسخ سوال گزینه (۱)

تشابه

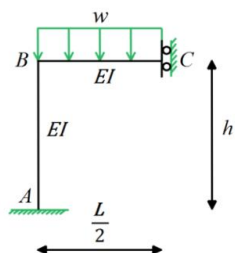
تشابه صد درصدی این سوال با مثال ۴-۲۹ کتاب تحلیل سازه سبز سازه

مثال ۴-۲۹

در قاب خمشی مطابق شکل زیر نسبت $\frac{h}{L}$ چه میزانی باشد تا مقدار لنگر خمشی منفی حداکثر تیر برابر مقدار لنگر خمشی مثبت حداکثر در تیر باشد؟ تمامی اعضا دارای صلبیت خمشی یکسان می باشند. از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود.



طبق ردیف (۱۱) جدول سازه معادل نیمه به صورت زیر خواهد بود؛ بنابراین:





تور جامع آمادگی آزمون محاسبات نظام مهندسی

- ✓ تشریح کامل ۹۰٪ بندهای آیین نامه: یادگیری آسان و بی ابهام با فیلم های آموزشی
- ✓ بانک تست تألیفی ۹۵۰ سوالی مطابق آخرین ویرایش آیین نامه
- ✓ جزوات و فلوچارت های خلاصه: بدون نگرانی از کمبود وقت در جلسه آزمون
- ✓ پشتیبانی علمی ۲۴ ساعته در گروه تلگرامی
- ✓ مشاوره تخصصی: رفع سردرگمی در برنامه ریزی و نحوه مطالعه
- ✓ ویدئوهای مرور طلایی: جمع بندی دقیق مباحث کلیدی

**۱۳ سال بهبود مداوم در محتوایی جامع برای کسب بالاترین
آمار قبولی و تشابه در آزمون محاسبات بی نتیجه نماند!**

مشاوره رایگان: ۰۹۵۹۶۹۷۵۹۷ مهندس تاج آبادی

دریافت اطلاعات بیشتر



بسته جامع آموزش آزمون نظارت و اجرا سبزسازه

- ✓ ۴۴ ساعت ویدئوی آموزشی: تسلط کامل بر بندهای آیین نامه
- ✓ کتاب های طبقه بندی شده و بانک سوالات: آشنایی با تله های سوالات
- ✓ ۲۲ آزمون نظارت و اجرا: قدرت تست زنی 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

**سریع ترین مسیر تسلط و قبولی در
آزمون نظارت و اجرای عمران**

مشاوره رایگان: ۰۹۱۹۹۷۳۰۵۰ مهندس مکتب داران

دریافت اطلاعات بیشتر

