حل سوالات

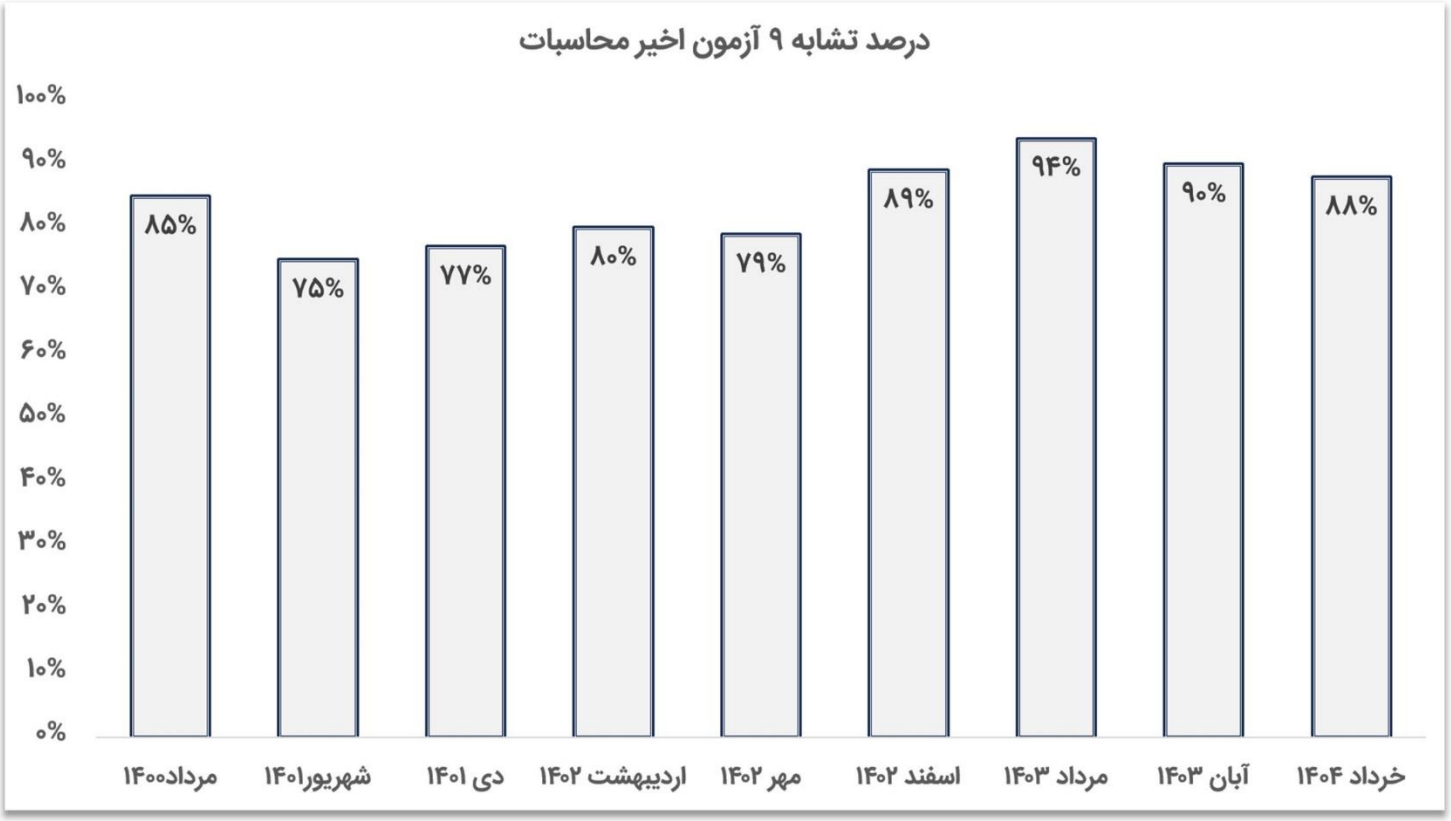
آزمـــون محاسبات نظام مهندســـی

SABZSAZE.COM

خرداد ماه ۱۴۰۴

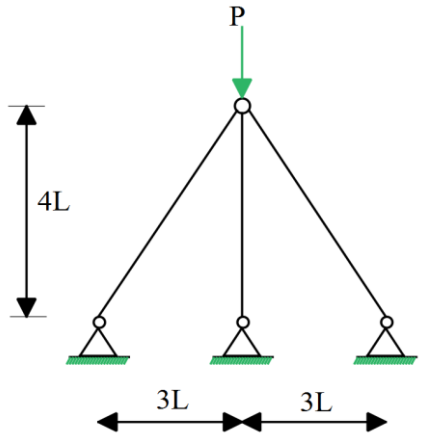
۸۸% تشابه

سوالات آزمون محاسبات خرداد ۱۴۰۴ | با | تور جامع آزمون محاسبات سبز سازه



سوال ۱

در خرپای شکل زیر اگر صلبیت محوری هر سه عضو خرپا یکسان و برابر EA باشد، نیروی محوری عضو قائم خرپا مطابق کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟



۱) $\frac{5P}{13}$

۲) $\frac{25P}{49}$

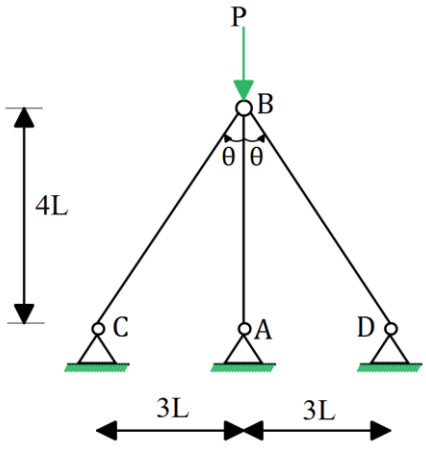
۳) $\frac{125P}{197}$

۴) $\frac{125P}{253}$

گزینه ۴ صحیح است

سطح سوال آسان

حل: طبق روش سختی می توان فهمید که سه میله مانند فنرهای موازی رفتار می کنند. بنابراین داریم:



$$L_{BC} = L_{BD} = 5L$$

$$K_{BC} = K_{BD} = \frac{EA}{\sqrt{2}L}\cos^2\theta$$

$$K_{BC} = K_{BD} = \frac{EA}{5L}\left(\frac{4L}{5L}\right)^2 = \frac{16EA}{125L}$$

$$K_{AB} = \frac{EA}{4L}$$

در نهایت نیروی محوری میلهٔ AB را محاسبه می کنیم:

$$F_{AB} = \frac{K_{AB}}{\sum K} * P = \frac{\frac{EA}{4L}}{\frac{EA}{4L} + 2 * \frac{16EA}{125L}} * P = \frac{125P}{253}$$

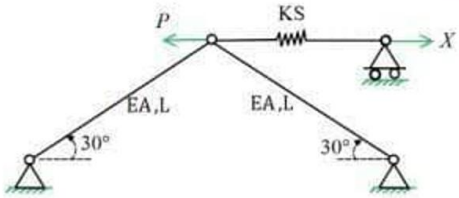
سبزسازه

تشابه بسیار بالای این سوال با مثال ٤-٤٨ کتاب تحلیل سازه سبز سازه

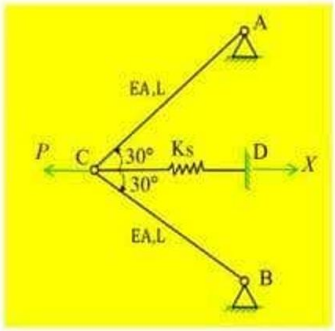
تشابه

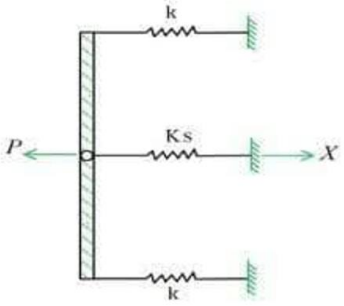
مثال ٤-٤٨

مقدار نیروی X چقدر باشد تا انرژی کرنشی سازه زیر حداقل شود؟ ($K_S = \frac{EA}{2L}$)



با ایجاد تکیه‌گاه گیردار در نقطهٔ D جابه‌جایی افقی این نقطه صفر شده و داریم:

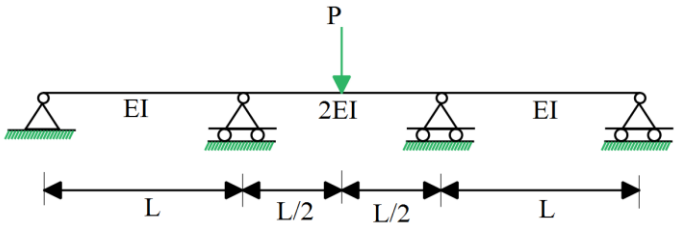




سبزسازه

سوال ۲

در تیر سه دهانهٔ شکل زیر، اگر از تغییرطول محوری و تغییرشکل برشی اعضاء صرف نظر شود، مقدار لنگر خمشی در محل اثر بار P مطابق کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟



۱) $\frac{11}{56}PL$

۲) $\frac{5}{56}PL$

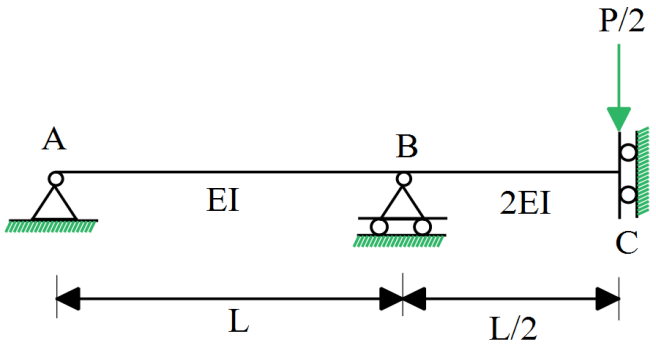
۳) $\frac{3}{56}PL$

۴) $\frac{7}{56}PL$

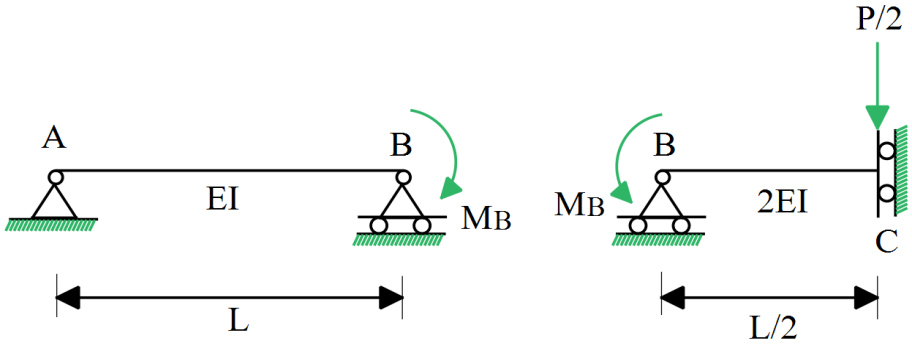
گزینه ۱ صحیح است

سطح سوال متوسط

حل: سازه متقارن بوده و تحت بارگذاری متقارن مستقیم قرار دارد. با اعمال نصف بار متمرکز P به سازهٔ نیمه داریم:



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



سبزسازه

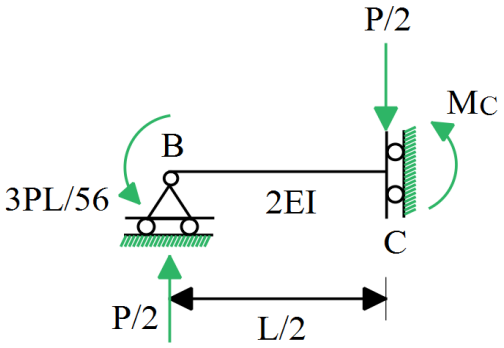
ادامه سوال ۲

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

$$+\frac{M_B * L}{3EI} = +\frac{\frac{P}{2} * \left(\frac{L}{2}\right)^2}{2 * 2EI} - \frac{M_B * \frac{L}{2}}{2EI} \rightarrow \frac{PL^2}{32EI} = \frac{7M_B L}{12EI}$$

$$\rightarrow M_B = \frac{3PL}{56}$$

در نهایت در عضو BC مقدار لنگر نقطهٔ C را محاسبه می کنیم:



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

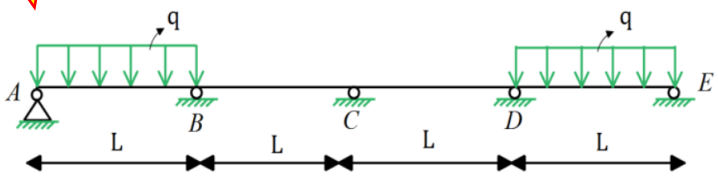
$$M_C = \frac{P}{2} * \frac{L}{2} - \frac{3PL}{56} = \frac{11PL}{56}$$

تشابه بسیار بالای این سوال با مثال ٤-٧٥ کتاب تحلیل سازه سبز سازه

تشابه

مثال ٤-٧٥

در سازهٔ زیر لنگر خمشی در نقاط B و C را محاسبه کنید. $(EI = cte)$

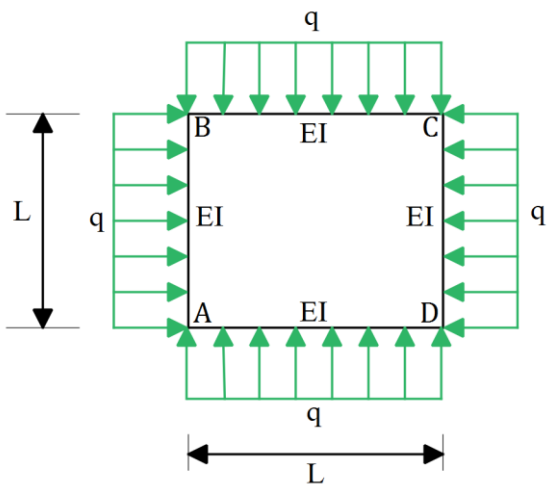


حل:

سبزسازه

سوال ۳

در سازه شکل زیر طول تمامی اعضاء یکسان و برابر L و صلبیت خمشی کلیهٔ اعضاء یکسان و برابر EI است. اگر از تغییرطول محوری و تغییرشکل برشی اعضاء و نیز از آثار مرتبهٔ دوم صرف نظر شود. مقدار لنگر خمشی در وسط طول اعضاء مطابق کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟



۱) $\frac{qL^2}{8}$

۲) $\frac{qL^2}{24}$

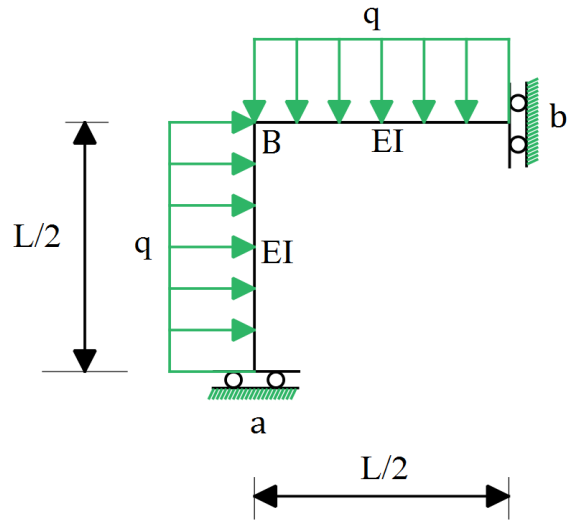
۳) $\frac{qL^2}{12}$

۴) $\frac{qL^2}{16}$

گزینه ۲ صحیح است

سطح سوال آسان

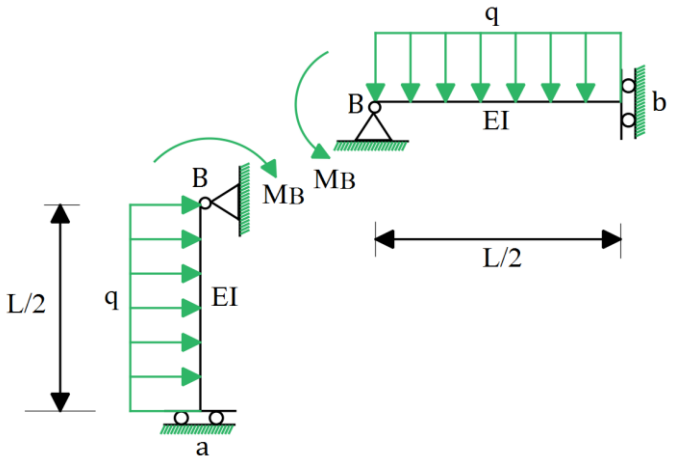
روش حل اول: سازه در دو محور x و y متقارن بوده و تحت بارگذاری مستقیم قرار دارد. بنابراین سازهٔ نیمه به صورت زیر می باشد:



سبزسازه

ادامه سوال ۳

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

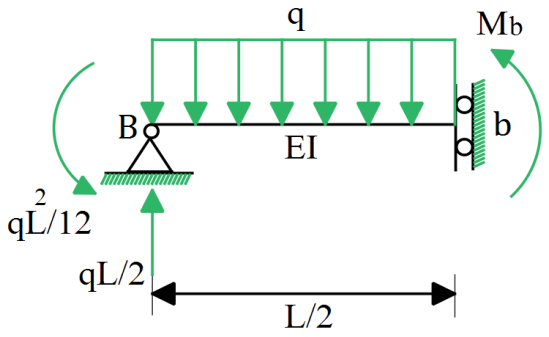


$$\curvearrowright^{+} (\theta_L)_B = (\theta_R)_B$$

$$-\frac{q*\left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI}+\frac{M_B*\frac{L}{2}}{EI}=+\frac{q*\left(\frac{L}{2}\right)^3}{3EI}-\frac{M_B*\frac{L}{2}}{EI} \rightarrow \frac{qL^3}{12EI}=\frac{M_BL}{3EI}$$

$$\rightarrow M_B=\frac{qL^2}{12}$$

در نهایت با در نظر گرفتن تیر Bb داریم:

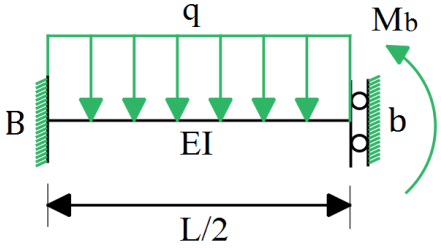


$$\curvearrowright^{+} \sum M_b = 0$$

$$M_b=\frac{qL}{2}*\frac{L}{2}-\frac{qL^2}{12}-q*\frac{L}{2}*\frac{L}{4}=\frac{qL^2}{24}$$

روش حل دوم: با توجه به اینکه در محل اتصالات صلب شیب و خیز صفر می باشد. می توان در این نقاط تکیه گاه گیردار قرار داده و مقدار لنگر خمشی در وسط طول اعضاء را از روابط حفظی لنگر ماسبه نمود:

$$M_b=\frac{q*\left(\frac{L}{2}\right)^2}{6}=\frac{qL^2}{24}$$



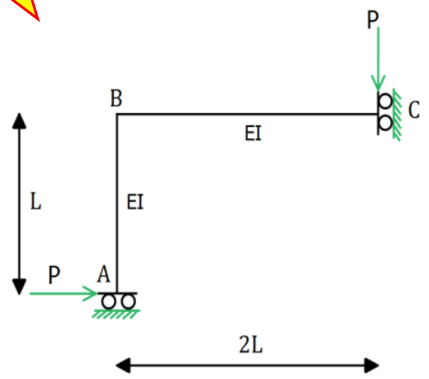
سبزسازه

تشابه بسیار بالای این سوال با مثال ٤-٢٦ کتاب تحلیل سازه سبز سازه و آوردن روابط حفظی لنگر خمشی در جدول تیرهای نامعین برای حل سریع این سوال در کتاب تحلیل سازه سبزسازه

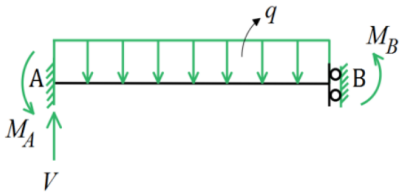
تشابه

مثال ٤-٢٦

در سازهٔ شکل زیر نسبت لنگر در تکیه‌گاه نقطهٔ C به لنگر در تکیه‌گاه نقطهٔ A چه مقدار است؟



جدول روابط خیز و برش و لنگر تیرهای یکسر گیردار و یکسر لغزنده گیردار تحت بارهای مختلف، طول تیرها برابر L و صلبیت خمشی تیرها EI می‌باشد.

ردیف	شکل تیر	خیز (تغییر مکان) ، لنگر و برش
1		$M_A = \frac{qL^2}{3}$ $M_B = \frac{qL^2}{6}$ $V = qL$ $\Delta_{وسط} = \frac{3qL^4}{128EI}$ $\Delta_B = \frac{qL^4}{24EI}$

سبزسازه

سوال ۴

در کدام یک از حالت های زیر برش پایهٔ یک ساختمان کوتاه مرتبه با زمان تناوب اصلی ۰/۳ ثانیه دارای بیشترین مقدار است؟ در همه حالت ها وزن مؤثر لرزه ای و نوع سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله یکسان است.

۱) در پهنه با خطر نسبی ،متوسط ،زمین نوع IV و ساختمان دارای اهمیت زیاد

۲) در پهنه با خطر نسبی ،زیاد زمین نوع II و ساختمان دارای اهمیت زیاد

۳) در پهنه با خطر نسبی زیاد زمین نوع I و ساختمان دارای اهمیت متوسط

۴) در پهنه با خطر نسبی ،زیاد زمین نوع III و ساختمان دارای اهمیت زیاد

گزینه ۴ صحیح است

سطح سوال آسان

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

$$V_u = CW \qquad (۳-۱)$$

در این رابطه:

V_u: نیروی برشی درحد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در"تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافهٔ درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

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

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad (۳-۲)$$

در این رابطه:

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

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

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

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

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

$$V_{u\,min} = 0.12AIW \qquad (۳-۳)$$

سبزسازه

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

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

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

$$B=B_1N \qquad (۲-۱)$$

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

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

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

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

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

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط وکم

$$\begin{cases} N=1 & T<T_s \\ N=\dfrac{0.4}{4-T_s}(T-T_s)+1 & T_s<T<4\ \text{sec} \\ N=1.4 & T>4\ \text{sec} \end{cases} \qquad (۲-۴)$$

سبزسازه

ادامه سوال ۴

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

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

گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

گروه۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

با توجه به برابر بودن ضریب رفتار R_u و وزن موثر لرزه ای W در تمام گزینه های سوال، بنابراین:

$$\rightarrow \quad V_u \propto ABI$$

کنترل گزینهٔ ۱: برای زمین نوع IV :

$$\rightarrow \quad V_{u1} = ABI\frac{W}{R_u} = 0.25 * 3.25 * 1.2 = 0.975\frac{W}{R_u}$$

$$A = 0.25$$

$$I = 1.2$$

$$T_\circ < T < T_S$$

$$S = 2.25$$

$$N = 1$$

$$B = B_1 = S + 1 = 2.25 + 1 = 3.25$$

کنترل گزینهٔ ۲: برای زمین نوع II :

$$\rightarrow \quad V_{u2} = ABI\frac{W}{R_u} = 0.30 * 2.5 * 1.2 = 0.90\frac{W}{R_u}$$

$$A = 0.30$$

$$I = 1.2$$

$$T_\circ < T < T_S$$

$$S = 1.5$$

$$N = 1$$

$$B = B_1 = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$$

سبزسازه

ادامه سوال ۴

کنترل گزینهٔ ۳: برای زمین نوع I :

$$\rightarrow \quad V_{u3} = ABI\frac{W}{R_u} = 0.30 * 2.5 * 1 = 0.75\frac{W}{R_u}$$

$A = 0.30$

$I = 1$

$T_\circ < T < T_S$

$S = 1.5$

$N = 1$

$B = B_1 = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$

کنترل گزینهٔ ٤: برای زمین نوع III :

$$\rightarrow \quad V_{u4} = ABI\frac{W}{R_u} = 0.30 * 2.75 * 1.2 = 0.99\frac{W}{R_u}$$

$A = 0.30$

$I = 1.2$

$T_\circ < T < T_S$

$S = 1.75$

$N = 1$

$B = B_1 = S + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$

در نهایت داریم:

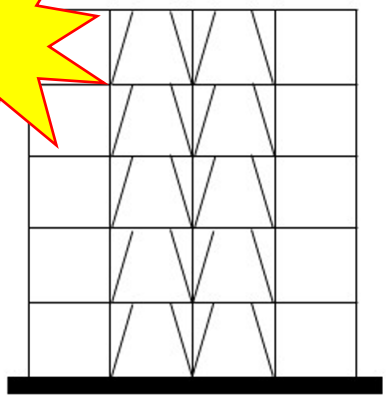
$$\rightarrow \quad V_u = max\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = V_{u4} = 0.99\frac{W}{R_u}$$

سبزسازه

تشابه این سوال با سوال ۲٤ آزمون جامع ۳ سبز سازه و توضیحات کامل این بخش در تور سبزسازه

۲۴- یک سازه تجاری با سیستم قاب ساده ساختمانی به همراه مهاربند ویژه فولادی (مطابق شکل) به ارتفاع 24 متر از تراز پایه بر روی خاک نوع III در شهر مشهد واقع‌شده است. درصورتی‌که زمان تناوب تحلیلی سازه 1.2 ثانیه و وزن مؤثر لرزه‌ای آن 60000 kN باشد، نیروی برش پایه استاتیکی معادل (Vu) سازه برحسب kN به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ساختمان از درجه نامعینی کافی برخوردار است.)

تشابه



۱) 3800 ۲) 5200 ۳) 4950 ۴) 2160

نیروی برشی پایه

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

$$V_{u\,min} = \underbrace{0.12}_{C_{min}}\,AIW$$

سبزسازه

سوال ۵

یک ساختمان n طبقه مسکونی از روی تراز پایه و کاملاً منظم، هر طبقه به ارتفاع ۴ متر، از نوع قاب خمشی فولادی ویژه، بر روی زمین نوع III مفروض است. در تحلیل به روش استاتیکی معادل حداکثر تعداد طبقات این ساختمان برای آنکه ضریب شکل طیف کمتر از نصف مقدار ناحیه ثابت منحنی ضریب شکل طیف نباشد مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمی کنند و از زمان تناوب تجربی استفاده نمائید.

۱) ۱۲ طبقه
۲) ۱۱ طبقه
۳) ۱۰ طبقه
۴) ۹ طبقه

گزینه ۲ صحیح است

سطح سوال متوسط و جدید

حل: طبق بند ۲-۳-۱ صفحهٔ ۱۴ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

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

(۲-۲)

در این روابط:

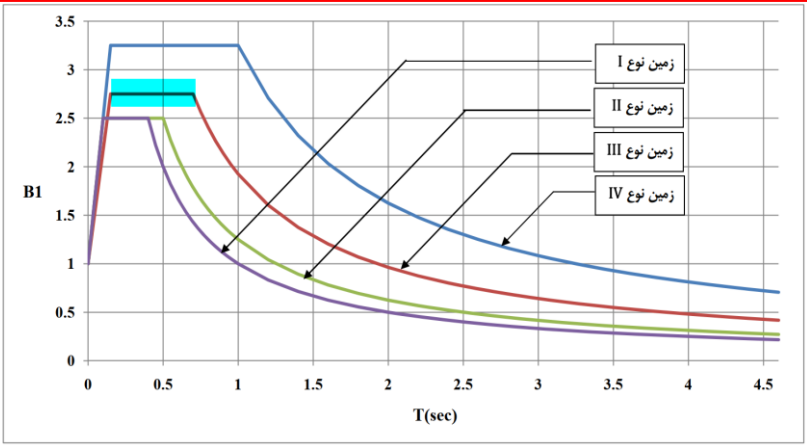
T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند (۳-۳-۳) تعیین می‌شود.

T_0، T_s، S و S_0: پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند. مقادیر این پارامترها در جدول (۲-۲) و انواع زمین‌ها در بند (۲-۴) مشخص شده‌اند.

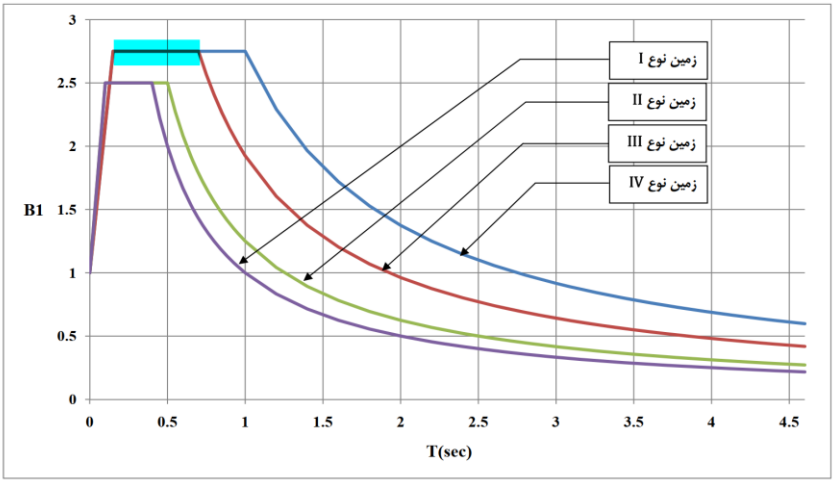
جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

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

سبزسازه



شکل ۲-۱- الف- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند(۲-۴) با خطر نسبی کم و متوسط



شکل ۲-۱- ب- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند(۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۳-۴)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

سبزسازه

ادامه سوال ۵

مطابق صورت سوال داریم:

تذکر: ناحیه ثابت منحنی ضریب شکل طیف ناحیه ای می باشد که زمان تناوب اصلی نوسان سازه در محدودهٔ زیر باشد:

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

$$S = 1.75$$

$$\rightarrow \quad B_1 \geq 0.5 * 2.75 = 1.375$$

با فرض در نظر گرفتن کمترین تعداد طبقه در گزینه های صورت سوال مقدار زمان تناوب را بدون اثر جداگرهای میانقابی محاسبه می کنیم. بنابراین برای زمین نوع III داریم:

$$\rightarrow \quad T = 0.08 * (9 * 4)^{0.75} = 1.176s$$

$$\rightarrow \quad n = 9$$

$$T_S = 0.7$$

$$T = 1.176s \geq T_S = 0.7 \quad \rightarrow B_1 = (S + 1)\frac{T_S}{T}$$

$$\rightarrow (1.75 + 1) * \frac{0.7}{T} \geq 1.375 \quad \rightarrow T \leq 1.4s$$

در نهایت با استفاده از رابطهٔ زمان تناوب تجربی تعداد طبقات را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \quad T = 0.08 * (n * 4)^{0.75}$$

$$\rightarrow 0.08 * (n * 4)^{0.75} \leq 1.4$$

$$n \leq 11.36 \quad \rightarrow \quad n = 11 \text{ طبقه}$$

سبزسازه

تشابه

تشابه این سوال با سوال ۱۰ آزمون محاسبات مردادماه ۱۴۰۳

۱۰- در طراحی سازهٔ یک بیمارستان با سیستم قاب خمشی بتن آرمهٔ ویژه واقع بر روی خاک نوع II در شهر تهران، حداقل ارتفاع سازه نسبت به تراز پایه برای اینکه ضریب زلزلهٔ استاتیکی مقداری ثابت باشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ جداگرهای میانقابی از سازه جدا هستند. تعیین نیروی زلزله بر اساس زمان تناوب دینامیکی بوده که از 1.25 زمان تناوب تجربی و از 0.5 ثانیه بیشتر است.

۱) 51m

۲) 36m

۳) 40m

۴) 47m

سبزسازه

سوال ٦

برش پایهٔ یک ساختمان مسکونی در شهر خوی استان آذربایجان غربی با سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی ویژه و مهاربندی همگرای ویژه فولادی براساس روش تحلیل استاتیکی معادل برابر V محاسبه شده است. نوع زمین II و زمان تناوب اصلی ساختمان برابر یک ثانیه است. اگر ارتفاع از روی تراز پایه همین ساختمان ۲۵ درصد افزایش یابد و با فرض افزایش ۲۵ درصد وزن مؤثر لرزه ای، برش پایه حدوداً چقدر خواهد شد؟ برای محاسبه زمان تناوب اصلی از رابطه تجربی استفاده شود. در هر دو حالت ارتفاع ساختمان در محدوده مجاز قرار دارد.

۱) 1.25V　　۲) 0.87V

۳) 1.15V　　٤) 1.10V

گزینه ۴ صحیح است

سطح سوال آسان و تکراری

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

$V_u = CW$ (۳-۱)

در این رابطه:

V_u: نیروی برشی درحد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در"تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافهٔ درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

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

$$C = \frac{ABI}{R_u}$$ (۳-۲)

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

$V_{u\,min} = 0.12AIW$ (۳-۳)

سبزسازه

حل سوالات محاسبات خرداد ۱۴۰۴ مشاوره رایگان آزمون محاسبات شماره تماس: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ کانال تلگرام: @SABZSAZE

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T= 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

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

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

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

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۵-۳)$$

۳-۳-۴ ضریب اهمیت ساختمان، I

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

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

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

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

سبزسازه

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۳۸	خور	فارس			*	
۳۹	خوراسان	اصفهان		*		
۴۰	خورزوق	اصفهان		*		
۴۱	خورموج	بوشهر			*	
۴۲	خوسف	خراسان جنوبی		*		
۴۳	خوی	آذربایجان غربی				*

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

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

$$B=B_1N \qquad (۲-۱)$$

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

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

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

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

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

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

سبزسازه

ادامه سوال ٦

حالت اول:

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

$\rightarrow A = 0.35$

$\rightarrow I = 1$

$\rightarrow \ T = 1s \ \rightarrow 1 = 0.05 * {H_1}^{0.75} \ \rightarrow H_1 = 54.29m$

$\rightarrow \ T_S = 0.5s$

$\rightarrow S = 1.5$

$\rightarrow R_u = 7$

$\rightarrow \ T_S < T < 4S$

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

$\rightarrow \ N = \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.5}(1 - 0.5) + 1 = 1.1$

$\rightarrow \ B = B_1 * N = 1.25 * 1.1 = 1.375$

$\rightarrow W_1 = W$

در ادامه برش پایه به صورت زیر محاسبه می شود:

$\rightarrow \ V_{u1} = \frac{ABIW_1}{R_u} \geq 0.12AIW$

$\rightarrow \ V_{u1} = V = \frac{0.35 * 1.375 * 1 * W}{7} = 0.069W$

$V_{u1} = 0.069W \geq 0.12AIW = 0.12 * 0.35 * 1 * W = 0.042W \ \ OK \ \surd$

حالت دوم:

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

$\rightarrow A = 0.35$

$\rightarrow I = 1$

$\rightarrow H_2 = 1.25 * 54.29 = 67.86m$

سبزسازه

ادامه سوال ٦

$$\rightarrow \quad T = 0.05 * (67.86)^{0.75} = 1.182s$$

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

$$\rightarrow S = 1.5$$

$$\rightarrow R_u = 7$$

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

$$\rightarrow \quad B_1 = (S+1) * \frac{T_s}{T} = (1.5+1) * \frac{0.5}{1.182} = 1.058$$

$$\rightarrow \quad N = \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.5}(1.182 - 0.5) + 1 = 1.1364$$

$$\rightarrow \quad B = B_1 * N = 1.058 * 1.1364 = 1.2$$

$$\rightarrow W_2 = 1.25W$$

در ادامه برش پایه به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rightarrow \quad V_{u2} = \frac{ABIW_2}{R_u} \geq 0.12AIW$$

$$\rightarrow \quad V_{u2} = \frac{0.35 * 1.2 * 1 * 1.25W}{7} = 0.075W$$

$$V_{u2} = 0.075W \geq 0.12AIW = 0.12 * 0.35 * 1 * W = 0.042W \quad OK \surd$$

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

$$\rightarrow \quad V_{u1} = V = 0.069W$$

$$V_{u2} = 0.075W$$

$$\frac{V_{u2}}{V_{u1}} = \frac{V_{u2}}{V} = \frac{0.075W}{0.069W} = 1.09 \quad \rightarrow V_{u2} \approx 1.10V$$

سبزسازه

تشابه

تشابه این سوال با سوال تالیفی تور سبز سازه و سوال ۸ آزمون محاسبات مردادماه ۱۴۰۳

۸- یک ساختمان مسکونی 6 طبقه از روی تراز پایه با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه در هر دو راستا بر روی زمین نوع II و در شهر تهران واقع شده است. بر اساس روابط تجربی زمان تناوب این ساختمان 0.8 ثانیه محاسبه شده است. اگر 4 طبقه به این ساختمان اضافه شود و با فرض اینکه در هر دو ساختمان نوع سیستم باربر لرزه ای، ارتفاع طبقات و وزن موثر لرزه ای کلیه طبقات یکسان باشد و میان قاب ها مانعی برای حرکت ایجاد نکنند و برای محاسبهٔ زمان تناوب اصلی هر دو ساختمان از روابط تجربی (بدون هر گونه افزایش) استفاده شود. بر اساس روش استاتیکی معادل مقدار برش پایهٔ ساختمان 10 طبقه نسبت به برش پایهٔ ساختمان 6 طبقه حدوداً چند درصد افزایش می یابد؟

۱) 33

۲) 67

۳) 14

۴) 22

تالیفی یک ساختمان مسکونی به ارتفاع ۱۸ متر در راستای X دارای سیستم بار جانبی از نوع قاب خمشی بتن آرمه متوسط و در راستای Y از سیستم دیوارهای باربر از نوع دیوار برشی بتن آرمه متوسط می باشد. در صورتیکه این ساختمان بر روی زمین نوع II احداث شود نسبت نیروی زلزله ی راستای X به نیروی زلزله ی راستای Y (نسبت برش پایه ها) چند است؟ (دیواره ی جداگر برای حرکت جانبی قاب ممانعت ایجاد نمی کند.)

$$\frac{V_x}{V_y} = \frac{C_x \cdot W}{C_y \cdot W} = \frac{\left(\frac{AB\,I}{R_u}\right)_x}{\left(\frac{AB\,I}{R_u}\right)_y} = \frac{B_x B_y}{B_y R_x} = \frac{B_x}{B_y} = \frac{1.89}{2.5} = 0.765$$

۱) 1
۲) 1.25
۳) 0.76 ✓
۴) چون محل احداث سازه نامشخص است پس A برای آن مجهول می باشد و نمی توان اظهار نظر کرد.

$R_x = 5$
$R_y = 4$
$\therefore R_x \leq R_y \rightarrow R_x = R_y = 4$

راستای x: $T = 0.05(18)^{0.9} = 0.674$ sec

$T_0 = 0.1 \quad T_S = 0.5 \quad S = 1.5 \quad S_0 = 1$

$B_1 = (S+1)\left(\frac{T_S}{T}\right) = 1.85 \quad , \quad N = \frac{0.4}{4 - T_S} \ldots = 1.02$

$B_x = 1.85 \times 1.02 = 1.89$

راستای y: $T = 0.05\,H^{0.75} = 0.44 \rightarrow B_y = 2.5$

گروه مهندسی سبزسازه تورتخصصی نظام مهندسی

سبزسازه

سوال ۷

دو ساختمان A و B با کاربری مسکونی و هر یک چهار طبقه روی سطح زمین مفروض است. ارتفاع طبقات هر دو ساختمان یکسان و برابر h است زمان تناوب اصلی ساختمان A برابر 0/5 ثانیه و وزن مؤثر لرزه ای طبقات آن برابر W_A و زمان تناوب اصلی ساختمان B برابر 0.8 ثانیه و وزن مؤثر لرزه ای طبقات آن برابر W_B است. اگر ضریب نیروی زلزله این دو ساختمان یکسان باشد، نسبت نیروی جانبی آخرین طبقه ساختمان A به نیروی جانبی آخرین طبقه ساختمان B به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ مقدار ρ هر دو ساختمان برابر یک است.

۱) $1.15\frac{w_A}{w_B}$ ۲) $\frac{w_A}{w_B}$ ۳) $0.95\frac{w_A}{w_B}$ ٤) $1.05\frac{w_A}{w_B}$

گزینه ۳ صحیح است

سطح سوال آسان و تکراری

حل: طبق بند ۲-۳ صفحهٔ ۱٤ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

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

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

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

در این رابطه:

F_{ui}: نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

h_i: ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

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

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

ساختمان (A):

$$\rightarrow \quad T=0.5s \quad \rightarrow \quad K=1$$

$$C_A = C$$

سبزسازه

ادامه سوال ۷

$$\rightarrow V_{uA} = C * 4W_A$$

$$\rightarrow (F_{u4})_A = \frac{W_A * 4h}{W_A(h + 2h + 3h + 4h)} * C * 4W_A = 1.6CW_A$$

ساختمان (B):

$$\rightarrow T = 0.8s \rightarrow K = 0.5 * 0.8 + 0.75 = 1.15$$

$$C_B = C$$

$$\rightarrow V_{uB} = C * 4W_B$$

$$\rightarrow (F_{u4})_B = \frac{W_B * (4h)^{1.15}}{W_B[h^{1.15} + (2h)^{1.15} + (3h)^{1.15} + (4h)^{1.15}]} * C * 4W_B$$

$$\rightarrow (F_{u4})_B = 1.69CW_B$$

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

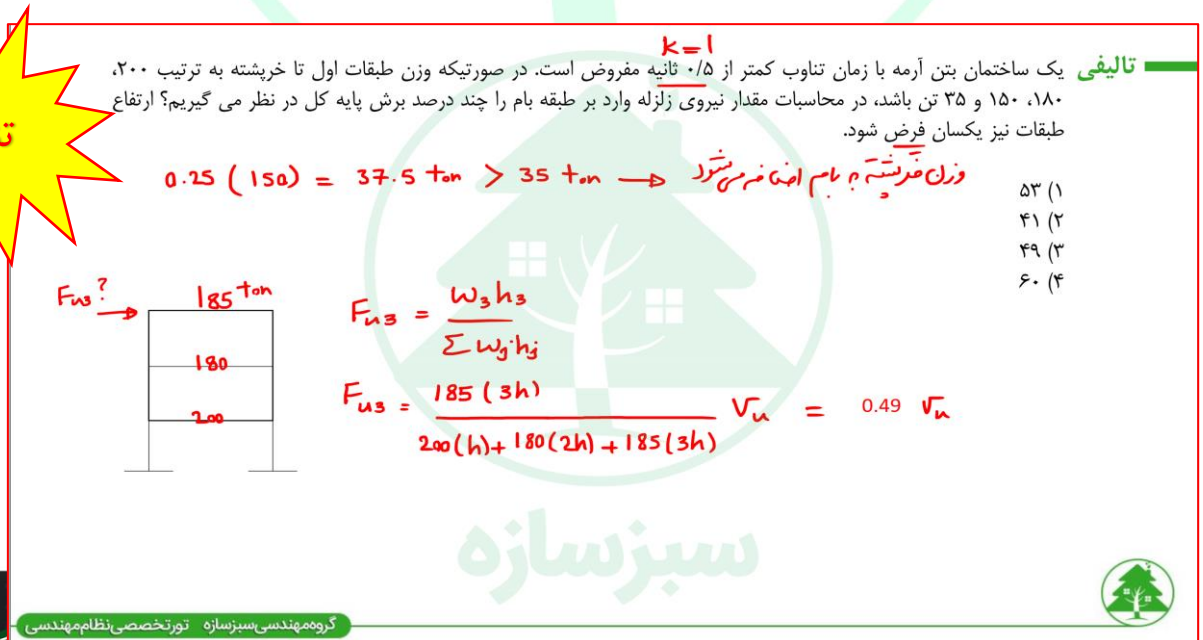
$$\rightarrow \frac{(F_{u4})_A}{(F_{u4})_B} = \frac{1.6CW_A}{1.69CW_B} \approx 0.95\ \frac{W_A}{W_B}$$

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

تشابه

تالیفی یک ساختمان بتن آرمه با زمان تناوب کمتر از ۰/۵ ثانیه مفروض است. در صورتیکه وزن طبقات اول تا خرپشته به ترتیب ۲۰۰، ۱۸۰، ۱۵۰ و ۳۵ 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.

۱) ۵۳
۲) ۴۱
۳) ۴۹
۴) ۶۰



سبزسازه

وزن طبقه: ـ وزن سقف
ـ قسمتی از بار سقف (جدول ۶-۱)
ـ نصف وزن دیوارها و ستونهایی که در بالا و پائین سقف قرار دارند

وزن طبقه i

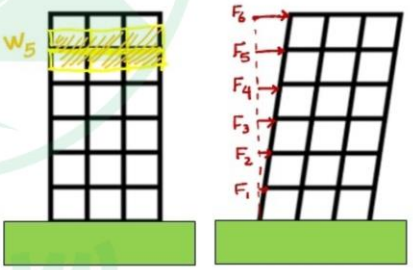
ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

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

نیروی جانبی در تراز طبقه i — مقادیر طبقات — k=? — نیروی برشی پایه

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

$W_{خوشه}$
خوشه ← طبقه مستقل : وزن بام > 25٪
خوشه ← بخشی از بام : وزن بام < 25٪



گروه مهندسی سبزسازه تورتخصصی نظام مهندسی

سبزسازه

سوال ۸

یک ساختمان مسکونی با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه به ارتفاع 50 متر از تراز پایه بر روی خاک نوع III در شهر تهران واقع شده است . چنانچه زمان تناوب اصلی نوسان براساس تحلیل دینامیکی برابر 1.7ثانیه و وزن مؤثر لرزه ای ساختمان برابر W باشد ، به منظور طراحی اعضای این ساختمان کمترین مقدار قابل قبول نیروی برش پایه استاتیکی (V_u) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ جداگرها مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمیکنند و $\rho = 1.0$ است.

۱) 0.064W ۲) 0.053W ۳) 0.059W ٤) 0.071W

گزینه ۱ صحیح است

سطح سوال: آسان و تکراری

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

$$V_u = CW \qquad (۳-۱)$$

در این رابطه:

V_u: نیروی برشی درحد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در"تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافهٔ درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

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

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad (۳-۲)$$

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

$$V_{u\,min} = 0.12AIW \qquad (۳-۳)$$

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

سبزسازه

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

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

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۲۳	تنکابن	مازندران			*	
۲۴	تنگ ارم	بوشهر			*	
۲۵	توشک آبسرد	لرستان				*
۲۶	تویسرکان	همدان			*	
۲۷	تویه	سمنان				*
۲۸	تهران	تهران				*
۲۹	تیران	اصفهان		*		
۳۰	تیغدر	خراسان جنوبی			*	
۳۱	تیکمه داش	آذربایجان شرقی				*

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

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

$$B=B_1N \qquad (۱-۲)$$

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

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

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

سبزسازه

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

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

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

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

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

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \qquad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \qquad (۴-۳)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

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

$$T_a = 0.08(H)^{0.75} = 0.08 * (50)^{0.75} = 1.5s$$

در ادامه طبق بند تبصره صفحه ۳۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$T_m = 1.7s$$

سبزسازه

ادامه سوال ۸

$$T_{\text{اصلی}} = min(1.25T_a, T_m) = min(1.25 * 1.5 = 1.875s\,, 1.7s) = 1.7s$$

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

$\rightarrow A = 0.35$

$\rightarrow I = 1$

$\rightarrow \ T = 1.7s$

$\rightarrow \ T_S = 0.7s$

$\rightarrow S = 1.75$

$\rightarrow R_u = 7.5$

$\rightarrow \ T_S < T < 4S$

$$\rightarrow \ B_1 = (S+1) * \frac{T_s}{T} = (1.75+1) * \frac{0.7}{1.7} = 1.132$$

$$\rightarrow \ N = \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.7}(1.7 - 0.7) + 1 = 1.212$$

$$\rightarrow \ B = B_1 * N = 1.132 * 1.212 = 1.372$$

$\rightarrow W_1 = W$

در ادامه کمترین مقدار قابل قبول نیروی برش پایهٔ استاتیکی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rightarrow \ V_u = \frac{ABIW}{R_u} \geq 0.12AIW$$

$$\rightarrow \ V_u = \frac{0.35 * 1.372 * 1 * W}{7.5} = 0.064W$$

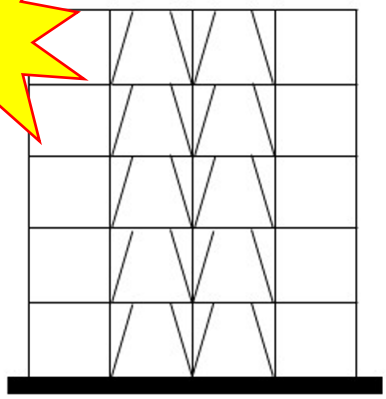
$V_u = 0.064W \geq 0.12AIW = 0.12 * 0.35 * 1 * W = 0.042W$ $OK \surd$

سبزسازه

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال ۲۴ آزمون جامع ۳ تور محاسبات سبز سازه

۲۴- یک سازه تجاری با سیستم قاب ساده ساختمانی به همراه مهاربند ویژه فولادی (مطابق شکل) به ارتفاع 24 متر از تراز پایه بر روی خاک نوع III در شهر مشهد واقع‌شده است. درصورتی‌که زمان تناوب تحلیلی سازه 1.2 ثانیه و وزن مؤثر لرزه‌ای آن 60000 kN باشد، نیروی برش پایه استاتیکی معادل (Vu) سازه برحسب kN به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ساختمان از درجه نامعینی کافی برخوردار است.)

تشابه



۱) 3800 ۲) 5200 ۳) 4950 ۴) 2160

سبزسازه

سوال ۹

یک ساختمان 16 طبقه با ارتفاع طبقات 3.4 متر با پلان مربع با اضلاع به طول 16 متر از روی سطح زمین در شهر تهران و ناحیه پرتراکم واقع شده است . برای طراحی سازه مقادیر فشارهای خارجی در سمت رو به باد تحت نام P_F و مقادیر مکش های خارجی در سمت پشت به باد تحت نام P_B هستند. در تراز بام مقدار نسبت P_F / P_B به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۱) 1 ۲) 1.96 ۳) 1.6 ٤) 1.33

گزینه ۲ صحیح است

حل: طبق بند ٦-١٠-٤-١ صفحهٔ ۷۵ مبحث ٦ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

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

۶-۱۰-۴-۱ فشار یا مکش خارجی

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

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

در این رابطه :

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

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

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

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

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

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

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

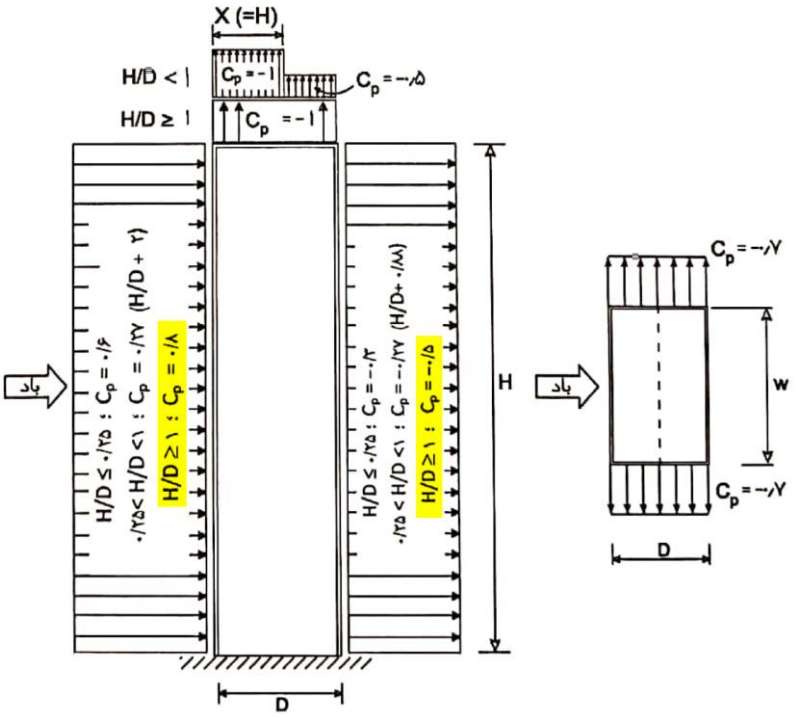
C_d : ضریب هم‌راستایی باد طبق بند ۶-۱۰-۱۲

۶-۱۰-۶-۱ ارتفاع مبنا

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

الف) برای ساختمان‌های منطبق بر بند ۶-۱۰-۸ این بخش یا پیوست ۶-۴، مقدار ارتفاع مبنا در سمت رو به باد برابر ارتفاع نقطه مورد نظر از سطح زمین (Z)، برای سمت پشت باد نصف ارتفاع کل ساختمان ($Z=H/2$) و برای بام و بدنه‌های جانبی ساختمان معادل ارتفاع کل ساختمان ($Z=H$) است.

سبزسازه



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

۶-۱۰-۶-۳ ضریب C_e در نواحی پرتراکم

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

$$C_e = 0.7\left(\frac{Z}{12}\right)^{0.3} \geq 0.7 \qquad (۶-۱۰-۶)$$

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

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

ابتدا نسبت ابعادی سازه را کنترل می کنیم:

$$\rightarrow \quad \frac{H}{D} = \frac{16 * 3.4}{16} = 3.4 > 1 \quad OK\surd$$

$$\rightarrow \quad H = 16 * 3.4 = 54.4m > 20m \quad OK\surd$$

سازه بلند مرتبه می باشد.

سبزسازه

ادامه سوال ۹

نسبت خواسته شدهٔ مد نظر طراح به صورت زیر است:

$$P_{\text{رو به باد}} = P_F$$

$$P_{\text{پشت به باد}} = P_B$$

$$\rightarrow \quad \frac{P_F}{P_B} = \frac{Ce_{\text{رو به باد}}}{Ce_{\text{پشت به باد}}} * \frac{Cp_{\text{رو به باد}}}{Cp_{\text{پشت به باد}}}$$

پارامترهای دیگر در رابطهٔ فشار خارجی باد با هم برابر می باشند. لذا از آوردن آنها در رابطهٔ فشار خارجی باد صرف نظر شده است.

محاسبه C_e و C_p در حالت رو به باد در تراز بام برای حالت پرتراکم:

$$z = H = 54.4m$$

$$\rightarrow \quad Ce_{\text{رو به باد}} = \max\left(0.7, 0.7 * \left(\frac{z}{12}\right)^{0.3}\right) = \max\left(0.7, 0.7 * \left(\frac{54.4}{12}\right)^{0.3}\right) = 1.1$$

$$\rightarrow \quad \frac{H}{D} = \frac{54.4}{16} = 3.4 \geq 1$$

$$\rightarrow \quad Cp_{\text{رو به باد}} = 0.8$$

محاسبه C_e و C_p در حالت پشت به باد در تراز بام برای حالت پرتراکم:

$$z = \frac{H}{2} = \frac{54.4}{2} = 27.2m$$

$$Ce_{\text{پشت به باد}} = \max\left(0.7, 0.7 * \left(\frac{z}{12}\right)^{0.3}\right) = \max\left(0.7, 0.7 * \left(\frac{27.2}{12}\right)^{0.3}\right) = 0.895$$

$$\rightarrow \quad \frac{H}{D} = \frac{54.4}{16} = 3.4 \geq 1$$

$$\rightarrow \quad Cp_{\text{پشت به باد}} = -0.5$$

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

$$\rightarrow \quad \frac{P_F}{P_B} = \left|\frac{Ce_{\text{رو به باد}}}{Ce_{\text{پشت به باد}}} * \frac{Cp_{\text{رو به باد}}}{Cp_{\text{پشت به باد}}}\right| = \left|\frac{1.1 * 0.8}{0.895 * (-0.5)}\right| = 1.966$$

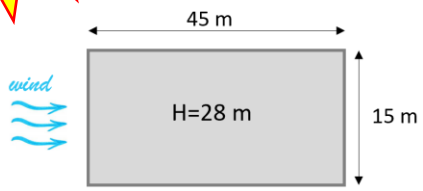
سبزسازه

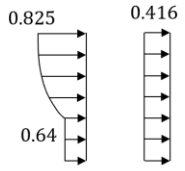
تشابه

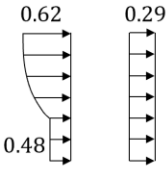
تشابه بالای این سوال با سوال تالیفی درسنامه تور مبحث ٦ محاسبات سبز سازه

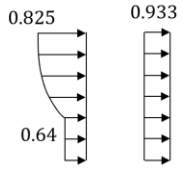
تالیفی

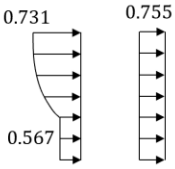
برای ساختمان مسکونی نشان داده شده واقع در داخل شهر اهواز که اطراف آن را ساختمان های زیادی احاطه کرده اند، توزیع فشار برای وجه رو به باد و پشت به باد به کدام صورت است؟



(1


(3 ✓


(2


(4


گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی_مبحث ششم

سبزسازه

سوال ۱۰

در یک سقف قوسی با قوس نیم دایره با دهانهٔ L، حدوداً در چند درصد طول دهانه مقدار بار برف متوازن صفر در نظر گرفته می شود؟

۱) 13 درصد ۲) 26 درصد ۳) صفر ۴) 6 درصد

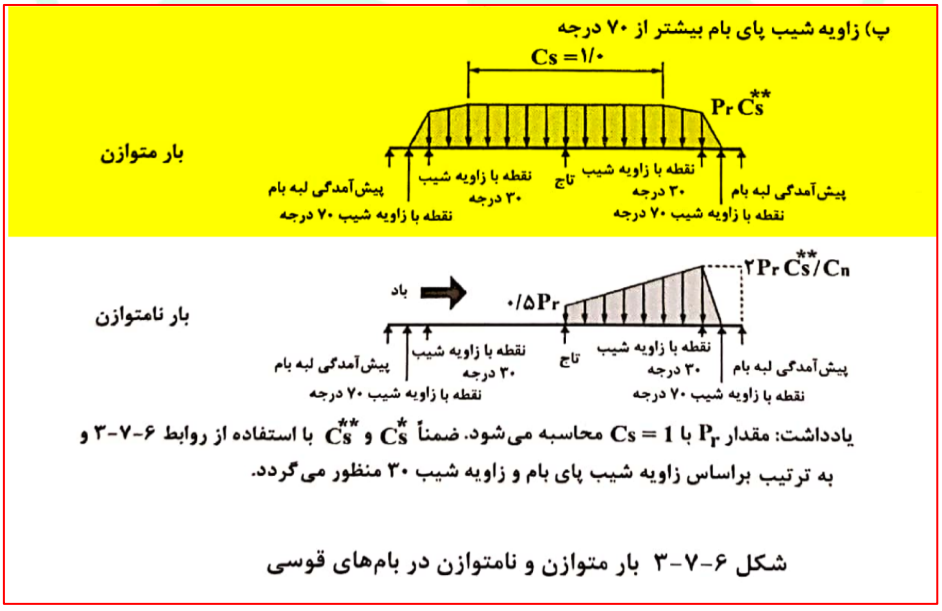
گزینه ۴ صحیح است

سطح سوال جدید و نکته دار

حل: طبق بند ۶-۷-۷-۲ صفحهٔ ۵۴ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۷-۷-۲ بام‌های قوسی

برای بام‌های قوسی، بارگذاری متوازن و نامتوازن برف مطابق شکل ۶-۷-۳ انجام می‌شود. در این بام‌ها، اگر زاویه شیب خط رابط از تاج به پای قوس (یا نقطه‌ای که شیب خط مماس بر قوس درآن نقطه ۷۰ درجه باشد) کمتر از ۱۰ درجه یا بیشتر از ۶۰ درجه باشد، منظور کردن بار نامتوازن ضروری نیست. در غیراین‌صورت، در بارگذاری بار نامتوازن برای بخش رو به باد، بار برف در نظر گرفته نخواهد شد و برای قسمت پشت به باد، توزیع بار برف مطابق شکل خواهد بود. برای بخش‌هایی از بام با زاویه شیب بیشتر از ۷۰ درجه بار برف لحاظ نخواهد شد. در توضیحات زیر و شکل ۶-۷-۳ مقدار P_r با C_s=۱ محاسبه شده است.



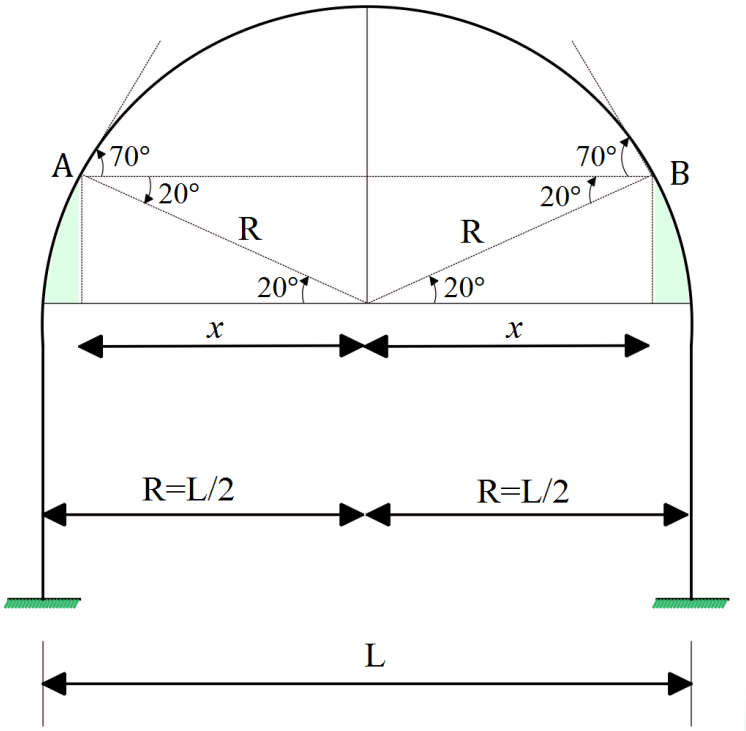
یادداشت: مقدار P_r با $C_s = 1$ محاسبه می‌شود. ضمناً C_s^* و C_s^{**} با استفاده از روابط ۶-۷-۳ و به ترتیب براساس زاویه شیب پای بام و زاویه شیب ۳۰ منظور می‌گردد.

شکل ۶-۷-۳ بار متوازن و نامتوازن در بام‌های قوسی

ابتدا یک سقف قوسی را با قوس نیم دایره ترسیم می کنیم:

سبزسازه

ادامه سوال ۱۰



$$R = \frac{L}{2}$$

در ادامه مقدار x را محاسبه می کنیم:

$$x = R * \cos 20° = \frac{L}{2} * \cos 20° = 0.47L$$

در نهایت مقدار درصد طول دهانه ای که بار برف متوازن آن صفر می باشد، را محاسبه می کنیم:

$$\text{درصد طول دهانه} = \frac{L - 2x}{L} * 100 = \frac{L - 2 * 0.47L}{L} * 100 = 6\%$$

سبزسازه

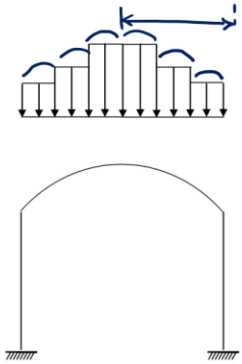
توضیحات کامل درسنامه ای این سوال و حل یک سوال تالیفی از بخش بار برف متوازن در بام های قوسی در تور مبحث ٦ محاسبات سبز سازه

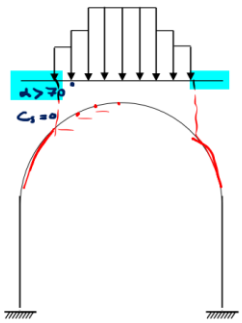
تشابه

بام های قوسی

۶-۷-۶-۲ در بام‌های قوسی ضریب اثر شیب باید با توجه به شیب قوس در طول آن تعیین گردد. برای این منظور کافی است قوس به صورت یک چند ضلعی درنظر گرفته شود و ضریب اثر شیب برای هر یک از اضلاع بر حسب زاویه ضلع با افق و بر طبق بند ۶-۷-۶ تعیین گردد. تعداد قطعات در هر نیمه قوس نباید از سه قطعه کمتر باشد. برای قسمت‌های با زاویه شیب بیشتر از هفتاد درجه بار برف درنظر گرفته نشده و این نواحی جزو تقسیمات قوس درنظر گرفته نمی‌شود.

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث ششم





$0 < C_s < 1$

$\alpha < \alpha_0$

$\alpha_0 < \alpha < 70^\circ$

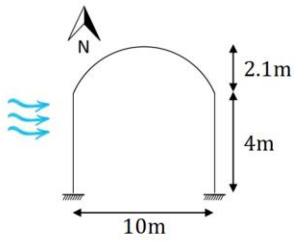
$\alpha > 70 \rightarrow C_s = 0$

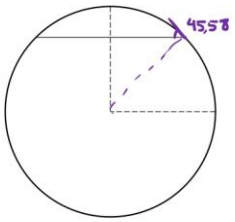
گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث ششم

سبزسازه

تالیفی

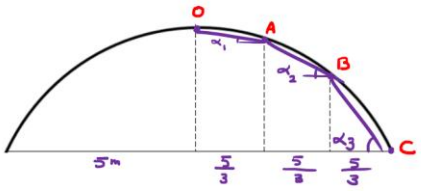
مقطع یک ساختمان مسکونی در شهر دزفول به صورت زیر می باشد. در صورتی که جهت وزش باد از غرب به شرق باشد، شدت بار متوازن برف روی این سقف را محاسبه کنید. سطح بام لغزنده می باشد و ضریب برفگیری برای بام این ساختمان برابر 1 می باشد. بام ساختمان بخشی از دایره ای به شعاع 7m می باشد. شیب پای بام از 70 درجه کمتر می باشد.





$$P_r = I_S * C_n * C_h * C_s * P_S \quad I_S = 1 \quad C_n = 1 \quad C_h = 1 \quad P_S = 1$$

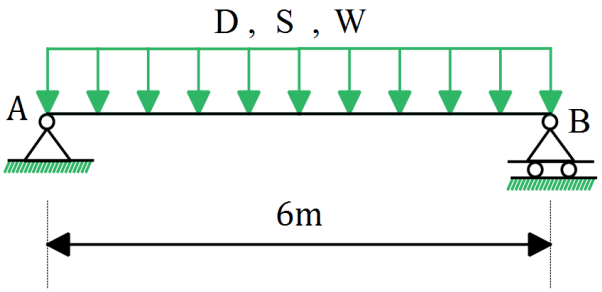
$$P_r = C_s \qquad \alpha_0 = 5^\circ$$



سوال ۱۱

در شکل زیر بارهای وارد بر یک تیر دو سر ساده فولادی نشان داده شده است. بر روی تیر، شدت بار مرده $D = 0.5\ kN/m$، شدت بار برف $S = 1.5\ kN/m$، شدت بار باد (مستقل از جهت وزش باد) $W = -0.4\ kN/m$ و شدت سایر بارها صفر فرض می شود. مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) در طراحی این تیر به روش LRFD به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟

۱) $14.2\ KN.m$
۲) $12.1\ KN.m$
۳) $13.5\ KN.m$
۴) $10.3\ KN.m$



گزینه ۳ صحیح است

سطح سوال متوسط و نکته ای

حل: طبق بند ٦-٢-٣-٢ صفحهٔ ١٠ مبحث ٦ ویرایش ١٣٩٨ داریم:

٦-٢-٣-٢ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

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

۱) ۱/۴D
۲) ۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_r یا S یا R)
۳) ۱/۲ D+۱/۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰/۵(۱/۶W)]
۴) ۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L_r یا S یا R)
۵) ۱/۲D+E+L+۰/۲S
۶) ۰/۹ D+۱/۶W
۷) ۰/۹D+E

مقدار حداکثر شدت بار q_u را از ترکیب بارهای ردیف ۱ تا ٤ و ردیف ٦ محاسبه می کنیم :

$$q_D = 0.5\frac{KN}{m}$$

$$q_S = 1.5\frac{KN}{m}$$

$$q_W = -0.4\frac{KN}{m}$$

سبزسازه

ادامه سوال ۱۱

$$q_{u1} = 1.4q_D = 1.4 * 0.5 = 0.7\frac{KN}{m}$$

$$q_{u2} = 1.2q_D + 0.5 * q_S = 1.2 * 0.5 + 0.5 * 1.5 = 1.35\frac{KN}{m}$$

$$q_{u3} = 1.2q_D + 1.6 * q_S + \max\{L \text{ یا } 0.5 * 1.6 * q_W\}$$

$$q_{u3} = 1.2 * 0.5 + 1.6 * 1.5 + \max\left(0 \text{ و } 0.5 * 1.6 * (-0.4)\right) = 3\frac{KN}{m}$$

$$q_{u4} = 1.2q_D + 1.6 * q_W + 0.5 * q_S$$

$$q_{u4} = 1.2 * 0.5 - 1.6 * 0.4 + 0.5 * 1.5 = 0.71\frac{KN}{m}$$

$$q_{u6} = 0.9q_D + 1.6 * q_W = 0.9 * 0.5 - 1.6 * 0.4 = -0.19\frac{KN}{m}$$

$$q_u = \max\{q_{u1}, q_{u2}, q_{u3}, q_{u4}, q_{u6}\} = 3\frac{KN}{m}$$

در نهایت حداکثر مقاومت خمشی مورد نیاز در طراحی را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{3 * 6^2}{8} = 13.5\ KN.m$$

سبزسازه

تشابه بالای این سوال با سوال تالیفی تور مبحث ٦ محاسبات و سوال ۲۳ کتابچه تست و سوال ۳۸ آزمون جامع ٦ سبز سازه

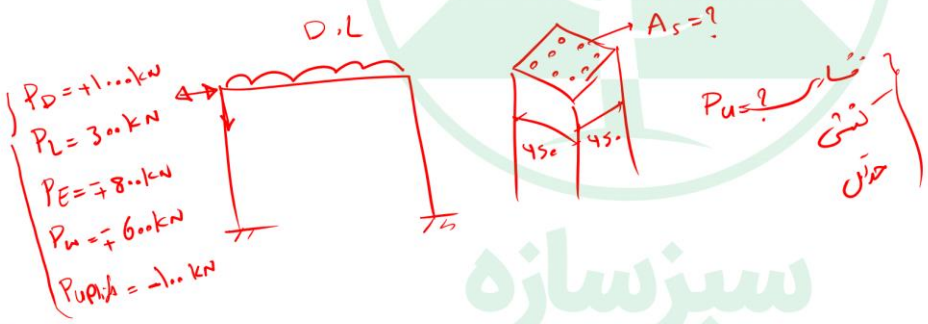
تشابه

تست های بیشتر (تالیفی)

در یک ساختمان بلند مرتبه بتنی با قاب خمشی بتن آرمه، نیروهای وارده به یکی از ستون های سازه، به شرح زیر است: بار مرده ($P_D = 1000kN$) و بار زنده ($P_L = 300kN$) و بار زلزله ($P_E = \pm 800kN$) و بار باد ($P_W = \pm 600kN$). همچنین نیروی ناشی از فشار آب بالابرنده ($UPLIFT$) نیز ($100kN$) بدست آمده است.

اگر ابعاد خارجی ستون مربعی $450mm * 450$ باشد، کدام یک از گزینه های زیر می تواند به عنوان مساحت میلگردهای مورد استفاده در این ستون بر حسب میلی متر مربع مورد قبول باشد؟ ($f_c = 25mpa$ و $f_y = 400mpa$) (علامت مثبت به معنای فشاری بودن و علامت منفی به معنای کششی بودن نیروهاست.)

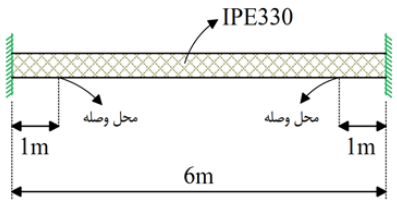
۱) 615
۲) 2025 ✓
۳) 675
۴) 1130



گروه صنعتی سبزسازه — تور محاسبات نظام مهندسی_مبحث ششم

۲۳. تیر فولادی داده‌شده در شکل مقابل بخشی از یک سازه با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه در دهلران می‌باشد. در صورتی که سیستم در نظر گرفته شده از نوع $WUF - W$ باشد، نسبت حداکثر برش نهایی در محل وصله غیرمستقیم به حداقل مقدار آن طبق روش ضریب بار و مقاومت در کدام گزینه به درستی بیان شده است؟ (فولاد از نوع $st37$ بوده و مقادیر بار مرده و زنده و برف متوازن به ترتیب $6k\,N/m^2$ و $2k\,N/m^2$ و $1k\,N/m^2$ می‌باشد. عرض بار گیر تیر را $3m$ در نظر بگیرید.)

۱) 1.1
۲) 1.7
۳) 1.9
۴) 2.3



۳۸- ستونی فولادی در طبقه اول یک سازه 12 طبقه با کاربری مسکونی تحت اثر بارهای منفرد حاصل از تحلیل به صورت زیر است: بار مرده 40ton ، بار زنده 10ton، بار ناشی از زلزله 70ton، بار ناشی از فشار باد 85ton و بار ناشی از فشار جانبی دائمی خاک، 20ton در صورتیکه ارتفاع آزاد ستون 3 متر باشد، برای این ستون در بهینه‌ترین حالت، باید از کدام مقطع در طراحی به روش ضریب بار و مقاومت بر اساس کمانش خمشی استفاده شود؟ (شدت بار زنده طبقات، 600 $\frac{kg}{m^2}$ فرض شده است، لاغری ستون 110 و تنش تسلیم آن $f_y = 2400\,{}^{kg}/_{cm^2}$ می‌باشد.)

۱) IPB320
۲) IPB340
۳) IPB360
۴) IPB400

سبزسازه

سوال ۱۲

در تحلیل پایداری یک گود که ضرورتاً دارای عمق ۲۵ متر است و برای مدت ده ماه احداث می شود، در صورت وجود ساختمان در حوزه تاثیر ناپایداری، حداقل ضریب اطمینان لازم برای پایداری کلی شیروانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ امکان کاهش ضریب اطمینان در طول زمان در نظر گرفته نمی شود و در تحلیل پایداری از روش تنش مجاز استفاده می شود.

۱) 1.95 ۲) 1.3 ۳) 2.34 ٤) 1.56

این سوال در کلید اولیه سازمان حذف شده

مطابق بند ۷-۳-۳-۷-۴ صفحه ۳۵ مبحث هفتم ۱۴۰۰، در گودهای موقت، حداقل ضریب اطمینان در پایداری کلی شیروانی ۱/۳ می باشد:

۷-۳-۳-۷-٤ تحلیل پایداری با روش‌های تعادل حدی و بر اساس روش تنش مجاز انجام می‌گیرد. در این روش، حداقل ضرایب اطمینان به شرط موقت بودن گود (کمتر از یک سال) به شرح جدول ۷-۳-۳ می‌باشد. استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت نیز مجاز است.

جدول ۷-۳-۳ حداقل ضریب اطمینان برای پایداری کلی گود موقت

نوع	حداقل ضریب اطمینان پیشنهادی برای پایداری کلی
	موقت
شیب‌های خاکبرداری	۱/۳
پایداری کلی شیروانی	۱/۳
بالا آمدن کف گود	۱/۵

اما با توجه به وجود ساختمان در حوزه تاثیر ناپایداری، ضریب اطمینان برابر با ۱/۵ خواهد بود:

۷-۳-۳-۷-۸ در صورت وجود ساختمان در حوزهٔ تأثیر ناپایداری، ضرایب اطمینان در جدول ۷-۳-۳ باید ۱/۵ در نظر گرفته شود.

از طرفی طبق بند ۷-۳-۳-۱ صفحه ۳۱ مبحث هفتم ۱۴۰۰، در گودهای با عمق بیش از ۲۰ متر می بایست ضرایب اطمینان پایداری و مقاومتی را ۲۰ درصد افزایش داد:

سبزسازه

ادامه سوال ۱۲

۷-۳-۳ ملاحظات کلی

۷-۳-۳-۱ الزامات و مبانی در طراحی واجرای گودها در این مبحث برای گودبرداری‌های کمتر از ۲۰ متر است و اکیداً توصیه می‌شود از احداث گود با عمق بیشتر از ۲۰ متر احتراز شود. در صورت ضرورت احداث گودهای عمیق‌تر موارد زیر باید انجام پذیرد:

- ضرورت احداث توسط شورای عالی شهرسازی به تصویب برسد.
- مقادیر مجاز تغییرشکل‌ها ۲۰٪ کاهش و ضرایب اطمینان پایداری و مقاومتی ۲۰٪ افزایش پیدا کند.
- تعداد گمانه‌ها نسبت به جدول ۷-۲-۱ پنجاه درصد افزایش پیدا کند.

بنابراین حداقل ضریب اطمینان برابرست با: $SF = 1.5 * 1.2 = 1.8$

که در گزینه ها نیست!

مشابه سوال ۱۷ و ۱۸ آزمون مهر ۱۴۰۲:

تشابه

مشاوره رایگان آزمون محاسبات : ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ کانال تلگرام : @ sabzsaze

سوال ۱۷

درخصوص احداث یک گود با عمق 30 متر برای سطح اشغال 800 مترمربع کدام‌یک از عبارت‌های زیر صحیح است؟

۱) برای این گود مطالعه کامل بررسی اندرکنش خاک و سازه در شرایط استاتیکی و دینامیکی الزامی است.

۲) تعداد گمانه‌های این گود نسبت به گودهای با عمق کمتر از 20 متر باید حداقل دو برابر شود.

۳) مقدار مجاز تغییرشکل‌های این گود نسبت به گودهای با عمق کمتر از 20 متر باید 20 درصد افزایش یابد.

۴) مقدار ضریب اطمینان پایداری این گود نسبت به گودهای با عمق کمتر از 20 متر باید 20 درصد کاهش یابد.

سبزسازه

مشاوره رایگان آزمون محاسبات: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ کانال تلگرام: @ sabzsaze

پاسخ ۱۷

مطابق بند ۷-۳-۳-۱ صفحه ۳۱ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰:

> ۷-۳-۳-۱ الزامات و مبانی در طراحی واجرای گودها در این مبحث برای گودبرداری‌های کمتر از ۲۰ متر است و اکیداً توصیه می‌شود از احداث گود با عمق بیشتر از ۲۰ متر احتراز شود. در صورت ضرورت احداث گودهای عمیق‌تر موارد زیر باید انجام پذیرد:
>
> - ضرورت احداث توسط شورای عالی شهرسازی به تصویب برسد.
> - مقادیر مجاز تغییرشکل‌ها ۲۰٪ کاهش و ضرایب اطمینان پایداری و مقاومتی ۲۰٪ افزایش پیدا کند.
> - تعداد گمانه‌ها نسبت به جدول ۷-۲-۱ پنجاه درصد افزایش پیدا کند.

بنابراین گزینه ۱ پاسخ تست می‌باشد.

مشاوره رایگان آزمون محاسبات: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ کانال تلگرام: @ sabzsaze

سوال ۱۸

درخصوص تحلیل پایداری و تغییرشکل گودهای موقت (کمتر از یک‌سال) کدام‌یک گزینه‌های زیر صحیح نیست؟

۱) برای تحلیل گودهای موقت در نظر گرفتن بار زلزله الزامی نیست.

۲) برای تحلیل پایداری گودهای موقت استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت، مجاز است.

۳) برای تحلیل پایداری گودهای موقت استفاده از روش تنش مجاز، مجاز است.

۴) ضریب اطمینان گودهای موقت برای پایداری کلی در هیچ شرایطی نباید کمتر از 1.5 در نظر گرفته شود.

سبزسازه

مشاوره رایگان آزمون محاسبات: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ کانال تلگرام: @ sabzsaze

پاسخ ۱۸

گزینه ۱ مطابق بند ۷-۳-۳-۷-۶ صفحه ۳۶ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ صحیح است:

۷-۳-۳-۷-۶ برای تحلیل گود در شرایط موقت در نظر گرفتن بار زلزله الزامی نیست.

گزینه ۲ و ۳ مطابق بند ۷-۳-۳-۷-۴ صفحه ۳۵ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ صحیح است:

۷-۳-۳-۷-۴ تحلیل پایداری با روش‌های تعادل حدی و بر اساس روش تنش مجاز انجام می‌گیرد. در این روش، حداقل ضرایب اطمینان به شرط موقت بودن گود (کمتر از یک سال) به شرح جدول ۷-۳-۳ می‌باشد. استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت نیز مجاز است.

گزینه ۴ مطابق جدول ۷-۳-۳ صفحه ۳۶ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰ نادرست است:

جدول ۷-۳-۳ حداقل ضریب اطمینان برای پایداری کلی گود موقت

نوع	حداقل ضریب اطمینان پیشنهادی برای پایداری کلی موقت
شیب‌های خاکبرداری	۱/۳
پایداری کلی شیروانی	۱/۳
بالا آمدن کف گود	۱/۵

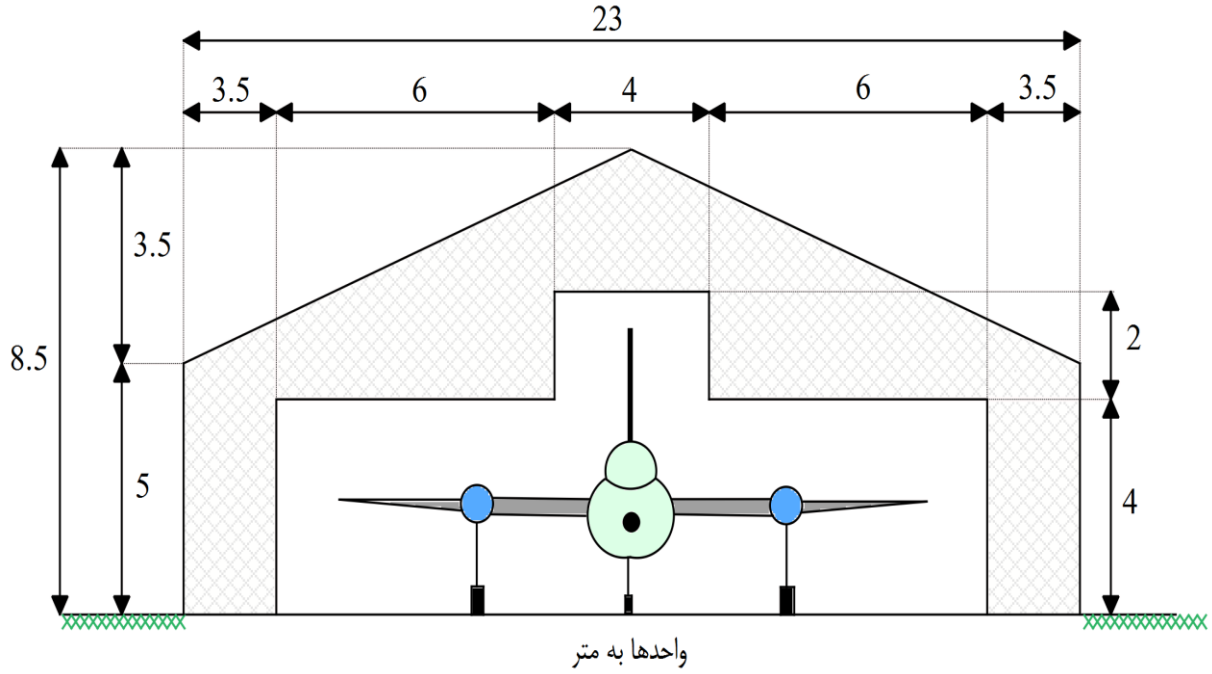
بنابراین گزینه ۴ پاسخ تست می‌باشد.

حل سوالات محاسبات-مهر۱۴۰۲ گروه مهندسی سبزسازه

سبزسازه

سوال ۱۳

در شکل زیر یک تیپ از آشیانه های هواپیماهای جت در فرودگاه تبریز نشان داده شده است. طول و عرض آشیانه به ترتیب $20m$ و $23m$ بوده و از همه طرف، غیر از ورودی بزرگ جت ها که همواره باز است، بدون منفذ و بازشو می باشد. چنانچه به درخواست کارفرما این سازه جزء گروه خطر پذیری یک که در نواحی باز قرار دارد دسته بندی شود، فشار داخلی ناشی از وزش باد به سمت ورودی آشیانه که بدون محافظه کاری و با دقت محاسبه می شود، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ در محاسبات از مقادیر حدی ضریب اثر بازشو استفاده و $C_t = 1$ فرض شود. بام سازه دوشیبه بوده و برای محاسبه حجم داخلی آن از ابعاد روی شکل می توان استفاده کرد. در محاسبات از روش استاتیکی استفاده شود.



واحدها به متر

۱) $P_i = +1.0\ KN/m^2$
۲) $P_i = +0.9\ KN/m^2$
۳) $P_i = +0.7\ KN/m^2$
۴) $P_i = +0.8\ KN/m^2$

گزینه ۳ صحیح است

سطح سوال: متوسط و تکراری

حل: طبق بند ٦-١٠-٤-٢ صفحهٔ ٧٦ مبحث ٦ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

سبزسازه

۶-۱۰-۴-۲ فشار یا مکش داخلی

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

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

در این رابطه :

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

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

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

گروه ۳: ساختمان‌های با بازشوهای بزرگ که احتمال ورود باد به داخل ساختمان بالا است، ساختمان‌های صنعتی با درهای بزرگ یا هواکش، یا درهایی که ممکن است در زمان طوفان شکسته یا باز شوند، سرپوشیده‌های سه طرف بسته و همچنین ساختمان‌هایی که باید بعد از طوفان عملکرد آنها حفظ شود.

در این حالت ۰/۷ - = C_{pi} تا C_{pi} = ۰/۷ اختیار خواهد شد.

۶-۱۰-۱۲ ضریب هم راستایی باد C_d

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

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

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

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

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

سبزسازه

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

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

مقدار ضریب C_g به شرح ذیل است:

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

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

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

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

$$C_{gi} = ۱ + \frac{۱}{\sqrt{۱ + \frac{V_0}{۶۹۵۰ \cdot A}}} \qquad (۶-۱۰-۸)$$

که در آن

V_0 = حجم داخلی ساختمان برحسب متر مکعب

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

ت) در محاسبه فشار (مکش) داخلی ساختمان‌ها:

۱- چنانچه بازشو در سمتی غیر از رو به باد بوده و روی وجوه داخلی ساختمان نیروی مکشی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع کل ساختمان است (Z=H).

۲- چنانچه بازشو در سمت رو به باد باشد و فشار داخلی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع بالاترین بازشو در وجه رو به باد منظور می‌شود. در جهت اطمینان می‌توان فشار داخلی را نیز با ارتفاع کل ساختمان محاسبه نمود (Z=H).

ادامه جدول ۶-۱۰-۱ سرعت و فشار مبنای باد

ردیف	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (V) km/h	فشار مبنا (q) kN/m²
۸۰	تبریز	۱۱۰	۰/۵۷
۸۱	تخت جمشید	۸۰	۰/۳۰

ردیف	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (V) km/h	فشار مبنا (q) kN/m²
۱۱۲	خلخال	۹۰	۰/۳۸
۱۱۳	خمین	۸۰	۰/۳۰

۶-۱۰-۶-۲ ضریب C_e در نواحی باز

چنانچه ساختمان یا سازه در محدوده‌ای که در آن ساختمان‌ها، درختان یا موانع دیگر به صورت پراکنده قرار گرفته و یا در مجاورت دریاچه، دریا، ساحل باز یا صحرایی با پوشش گیاهی کوتاه واقع شده باشد، ضریب C_e از رابطه (۶-۱۰-۵) تعیین می‌گردد.

$$C_e = \left(\frac{Z}{۱۰}\right)^{۰/۲} \geq ۰/۹ \qquad (۶-۱۰-۵)$$

Z، ارتفاع مبنای هر نقطه از ساختمان یا سازه ، بر حسب متر، نسبت به سطح زمین است.

ت) در محاسبه فشار (مکش) داخلی ساختمان‌ها:

۱- چنانچه بازشو در سمتی غیر از رو به باد بوده و روی وجوه داخلی ساختمان نیروی مکشی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع کل ساختمان است (Z=H).

۲- چنانچه بازشو در سمت رو به باد باشد و فشار داخلی ایجاد شود، Z معادل ارتفاع بالاترین بازشو در وجه رو به باد منظور می‌شود. در جهت اطمینان می‌توان فشار داخلی را نیز با ارتفاع کل ساختمان محاسبه نمود (Z=H).

سبزسازه

ادامه سوال ۱۳

برای محاسبهٔ فشار داخلی ناشی از بار باد ابتدا پارامترهای رابطهٔ فشار داخلی باد P_i را مشخص می کنیم:

$$P_i = I_w\, qC_e\, C_t\, C_{gi} C_{pi} C_d$$

$$I_w = 1.2$$

$$q_{\text{تبریز}} = 0.57\ \frac{KN}{m^2}$$

$$C_d = 0.85$$

$$C_{pi} = +0.7$$

$$C_t = 1$$

$$C_e = \max\left\{0.9, \left(\frac{6}{10}\right)^{0.2} = 0.903\right\} = 0.903$$

$$Z = 4 + 2 = 6m$$

$$C_{gi} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{V_\circ}{6950A}}} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{3105}{6950 * 72}}} \approx 2$$

$$V_\circ = \left[(5 * 23) + \left(\frac{3.5 * 23}{2}\right)\right] * 20 = 3105\ m^3$$

$$A = [(2 * 4) + (4 * 16)] = 72\ m^2$$

در نهایت برای محاسبهٔ حد بالای فشار داخلی ناشی از باد (P_i) به صورت زیر عمل می کنیم:

$$\rightarrow\ P_i = I_w\, qC_e\, C_t\, C_{gi} C_{pi} C_d = 1.2 * 0.57 * 0.903 * 1 * 2 * 0.7 * 0.85$$

$$\rightarrow\ P_i = +0.735\ \frac{KN}{m^2}$$

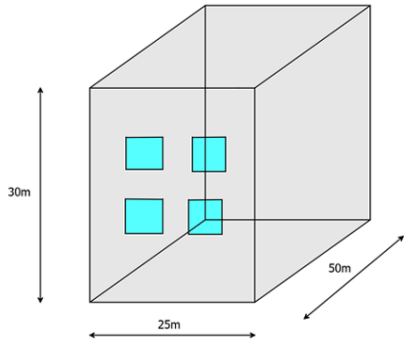
پاسخ به گزینهٔ ۳ نزدیک تر می باشد.

سبزسازه

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال ۱۶ آزمون مردادماه ۱۴۰۳ و سوال ۳۵ کتابچه تست سبز سازه

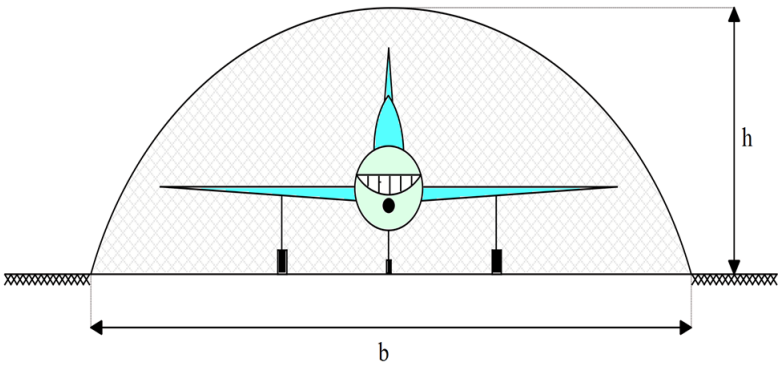
تشابه

۳۵. یک ساختمان فولادی به شکل زیر در داخل شهر تبریز مفروض است. درصورتی‌که کل مساحت بازشوهای دیوار $18\ m^2$ در نظر گرفته شود و نیز این ساختمان اداری به حساب بیاید حداکثر فشار داخلی باد وارد بر این ساختمان چقدر است؟ (پنجره‌های این سازه از نوع معمولی و قابل بازشو در نظر گرفته شود.)



۱) 0.322 کیلونیوتن به مترمربع
۲) 0.193 کیلونیوتن به مترمربع
۳) 0.252 کیلونیوتن به مترمربع
۴) 0.38 کیلونیوتن بر مترمربع

۱۶- برای طراحی آشیانهٔ هواپیماهای کوچک در فرودگاه یزد که مقطع آن در شکل نشان داده شده است. حد بالای فشار داخلی ناشی از باد به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ ورودی آشیانه همواره باز و انتهای آن بسته است. پوشش نیمه استوانه ای آشیانه بدون درز و منفذ خواهد بود. فرض می شود سازه در گروه خطر پذیری یک قرار داشته و ضریب اثر تغییر سرعت و ضریب پستی و بلندی زمین برابر یک است.



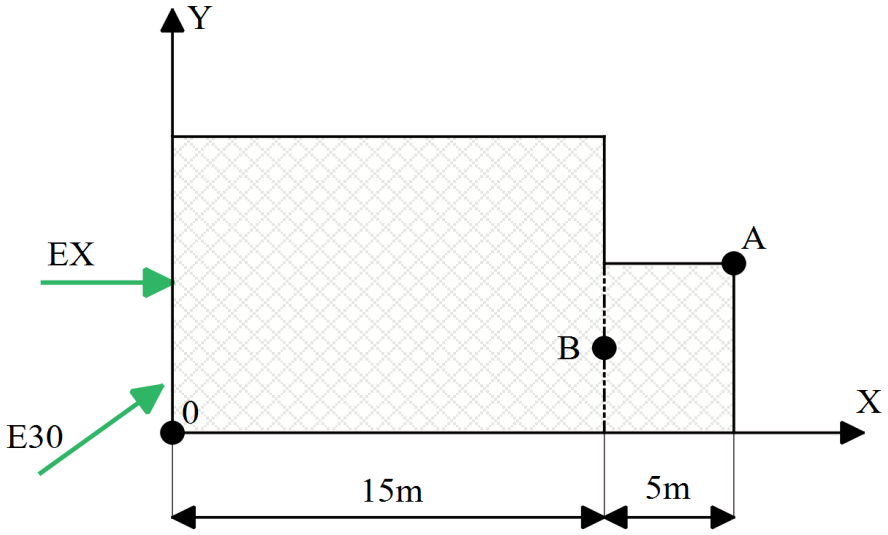
۱) $0.81\ KN/m^2$
۲) $0.68\ KN/m^2$
۳) $0.90\ KN/m^2$
۴) $0.35\ KN/m^2$

سطح سوال: متوسط و جدید

حل: طبق بند ۶-۱۰-۴-۲ صفحهٔ ۷۶ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

سوال ۱۴

در شکل پلان سقف یک ساختمان یک طبقه با دیافراگم صلب نشان داده شده است. تحلیل سازه بدون احتساب پیچش تصادفی نشان می دهد، وقتی نیروی زلزله در راستای $+X$ به سازه وارد می شود جابجایی نقاط A و B در راستای Y، $+6mm$ است. وقتی نیروی زلزله در راستای 30 درجه نسبت به محور X وارد می شود، جابجایی نقاط A و B در راستای Y به ترتیب +20.2 mm و +17.7 mm است. فقط با این اطلاعات، با در نظر گرفتن تمام راستاهای محتمل برای نیروی زلزله، کدام یک از گزینه های زیر صحیح است؟ مقدار نیروی زلزله در تمام راستاها یکسان فرض میشود.



۱) سازه فاقد نامنظمی پیچشی است اما نامنظمی هندسی دارد.

۲) سازه دارای نامنظمی پیچشی است اما با این اطلاعات نمیتوان زیاد یا شدید بودن آن را تعیین کرد.

۳) سازه قطعاً دارای نامنظمی شدید پیچشی است.

۴) سازه دارای نامنظمی زیاد پیچشی است.

گزینه ۳ صحیح است

سطح سوال: سخت

حل: طبق بند ۱-۷-۱ مورد الف و ب صفحهٔ ٦ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

سبزسازه

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

الف-**نامنظمی هندسی**:در مواردی که پس‌رفتگی هم‌زمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰درصد طول پلان در آن جهت باشد.

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

نامنظمی‌های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم‌های کف‌ها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند.

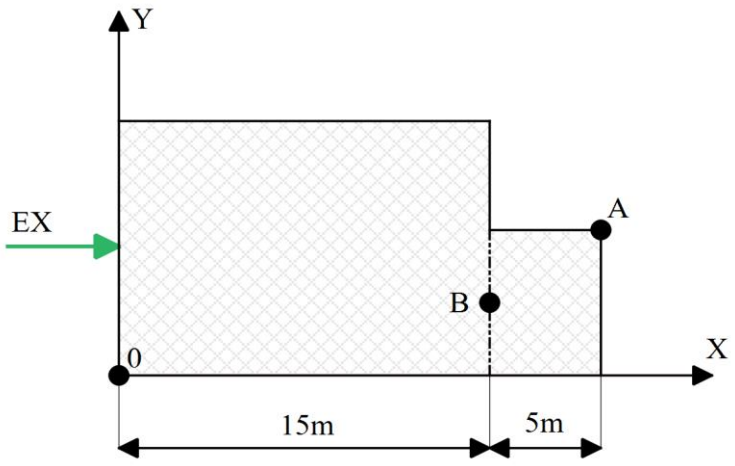
ابتدا نامنظمی هندسی در پلان را برای جهت x بررسی می کنیم:

$$l > 0.2L \rightarrow \quad 5m > 0.2 * (15 + 5) = 4m \quad ok \ \surd$$

نکته: با توجه به نداشتن اندازه پس رفتگی و بعد کلی پلان در جهت y نمی توان در مورد نامنظمی هندسی در پلان نظر داد، زیرا باید پس رفتگی در هر دو جهت x و y همزمان بیشتر از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد باشند.

در ادامه نامنظمی پیچشی را بررسی می کنیم:

حالت اول: نیروی زلزله در راستای $+X$ به سازه وارد می شود بدون احتساب پیچش تصادفی:

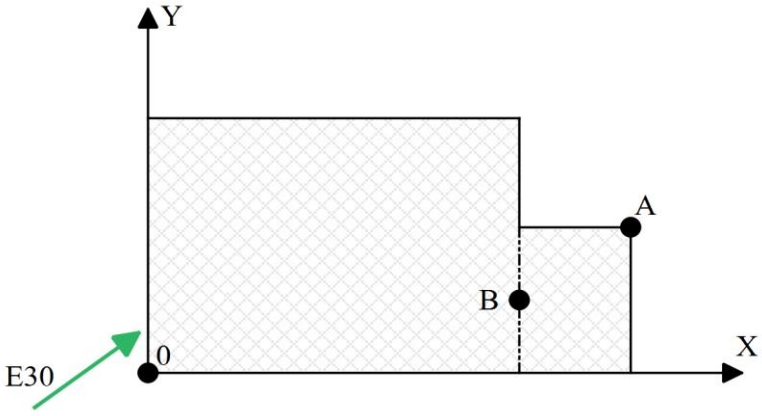


$$\Delta_A = \Delta_B = +6mm$$

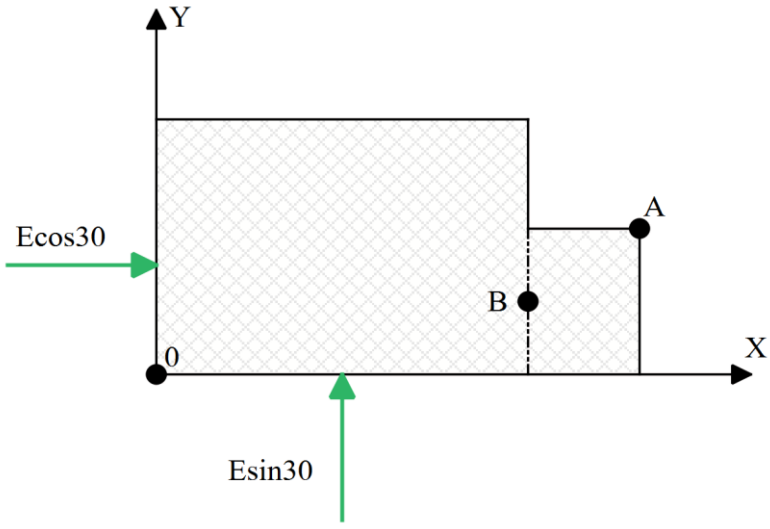
سبزسازه

ادامه سوال ۱۴

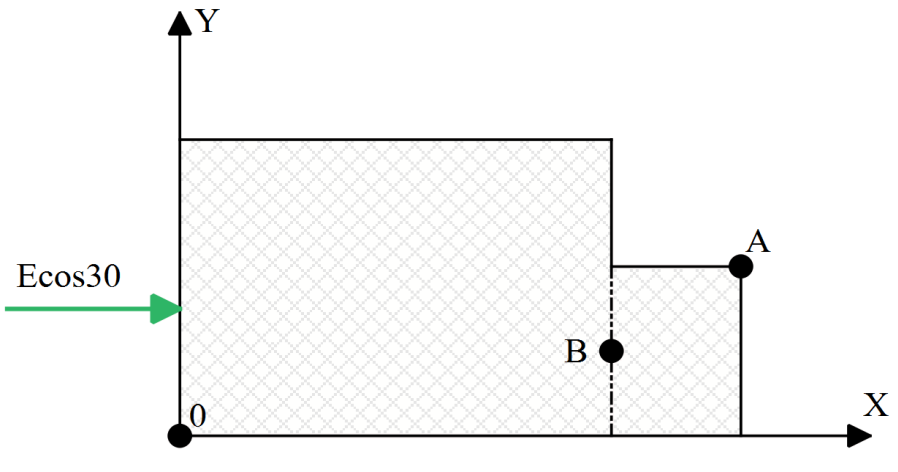
حالت دوم: در حالت بدون احتساب پیچش تصادفی و اعمال نیروی زلزله در راستای $(30°)$ نسبت به محور افقی داریم:



تجزیهٔ مولفه نیروی زلزله در دو راستای x و y به صورت شکل زیر می باشد:



در حالت بدون احتساب پیچش تصادفی و اعمال نیروی زلزله راستای $(30°)$ نسبت به محور افقی داریم:



سبزسازه

ادامه سوال ۱۴

$$E_x = K_x * \Delta$$

$$E_x = Ecos30 = \frac{\sqrt{3}E}{2}$$

$$E_x \propto \Delta$$

$$\rightarrow \Delta_A = \Delta_B = \Delta_{\text{حالت الف}} cos30 = 6 * cos30 = 6 * \frac{\sqrt{3}}{2} = 5.2mm$$

در نهایت مقدار جابجایی کل پلان سازه حول محور y زمانی که نیروی زلزله در راستای $+X$ به سازه وارد می شود بدون احتساب پیچش تصادفی:

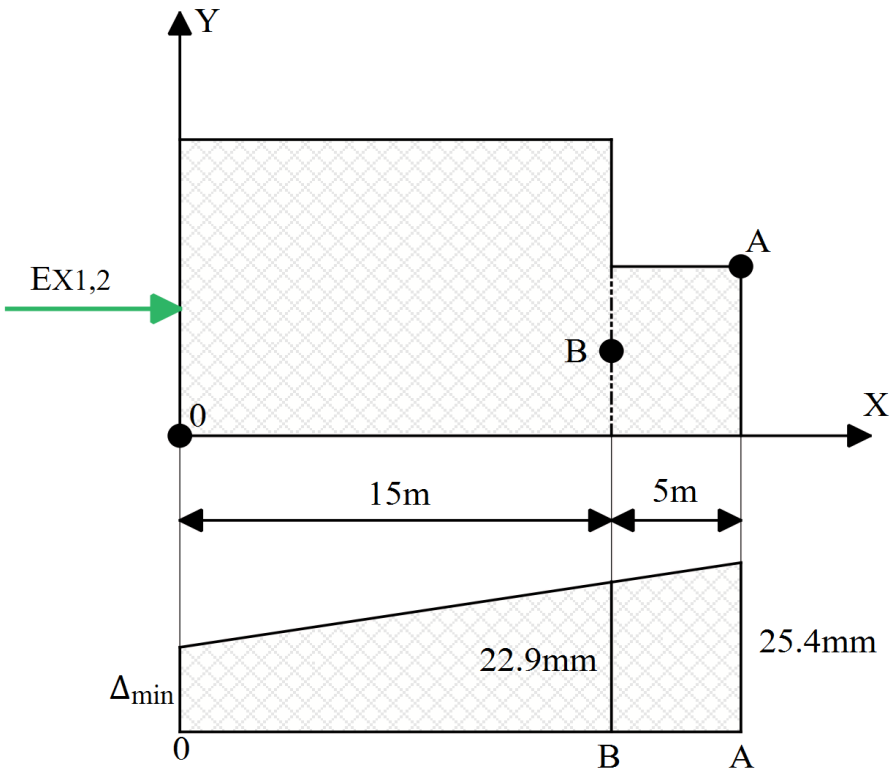
$$\rightarrow \Delta_A = 20.2 \pm 5.2$$

$$\rightarrow \Delta_B = 17.7 \pm 5.2$$

در حالتی که نیروی زلزله در هر دو حالت به صورت هم جهت به پلان وارد شوند:

$$\rightarrow \Delta_A = 20.2 + 5.2 = 25.4\ mm$$

$$\rightarrow \Delta_B = 17.7 + 5.2 = 22.9\ mm$$



سبزسازه

ادامه سوال ۱۴

$$\frac{25.4-22.9}{5000}=\frac{22.9-\Delta_{min}}{15000} \rightarrow \Delta_{min}=15.4\ mm$$

$$\Delta_{avg}=\frac{\Delta_{max}+\Delta_{min}}{2}=\frac{25.4+15.4}{2}=20.4\ mm$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}=\frac{25.4}{20.4}=1.245$$

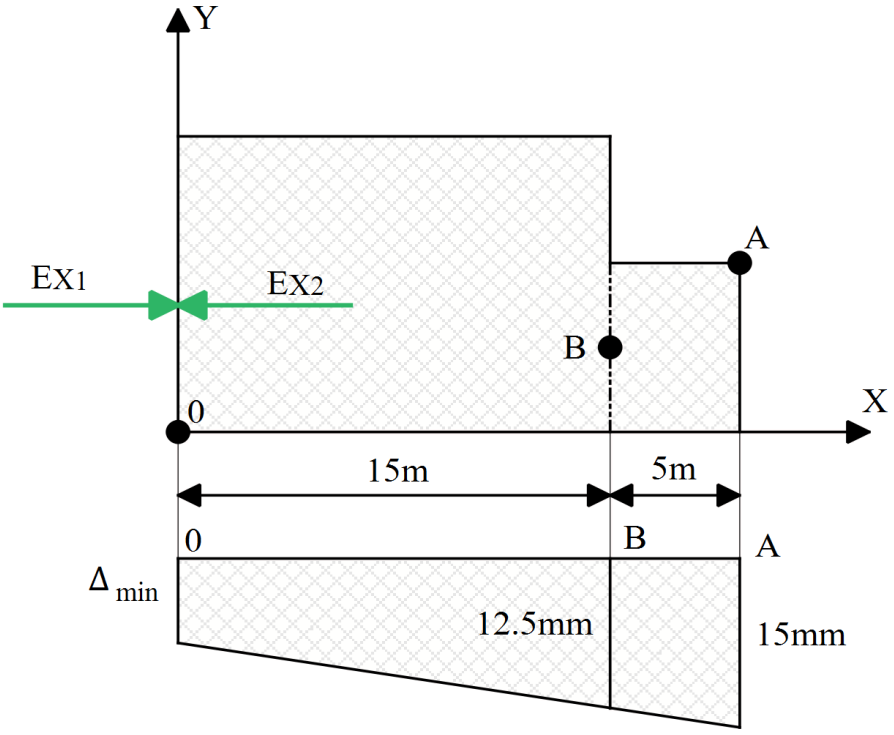
$$1.2<\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}=1.245\leq 1.4$$

نامنظمی پیچشی زیاد می باشد.

در حالتی که نیروی زلزله در هر دو حالت خلاف جهت هم به پلان وارد شوند:

$$\rightarrow \Delta_A=20.2-5.2=15\ mm$$

$$\rightarrow \Delta_B=17.7-5.2=12.5mm$$



$$\frac{15-12.5}{5000}=\frac{12.5-\Delta_{min}}{15000} \rightarrow \Delta_{min}=5\ mm$$

سبزسازه

ادامه سوال ۱۴

$$\Delta_{avg} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2} = \frac{15+5}{2} = 10mm$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} = \frac{15}{10} = 1.5$$

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} = 1.5 > 1.4$$

نامنظمی پیچشی شدید می باشد.

در پلان ساختمان نامنظمی شدید پیچشی به صورت قطعی وجود دارد.

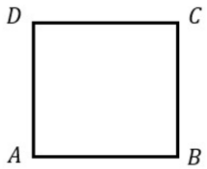
تشابه

تشابه این سوال با سوال ۲۱ آزمون جامع ۳ سبز سازه و توضیحات درسنامه ای تور سبز سازه

آزمون ورود به حرفه مهندسان- آزمون جامع ۳ سبزسازه 303C رشته عمران (محاسبات)

۲۱- جدول زیر تغییرمکان‌های گوشه‌های پلان یک ساختمان یک طبقه با دیافراگم صلب را نسبت به تراز پایه تحت اثر زلزله‌های جهت X و Y نشان می‌دهد. این سازه ازلحاظ پیچشی...

E_y		E_x		
Δ_y	Δ_x	Δ_y	Δ_x	
5.3 mm	0	-0.2 mm	9.6 mm	A
3.5 mm	0	-0.2 mm	9.6 mm	B
3.5 mm	-0.3 mm	-0.1 mm	8.7 mm	C
5.3 mm	-0.3 mm	-0.1 mm	8.7 mm	D



۱) نامنظم شدید پیچشی محسوب می‌شود. ۲) نامنظم زیاد پیچشی محسوب می‌شود.

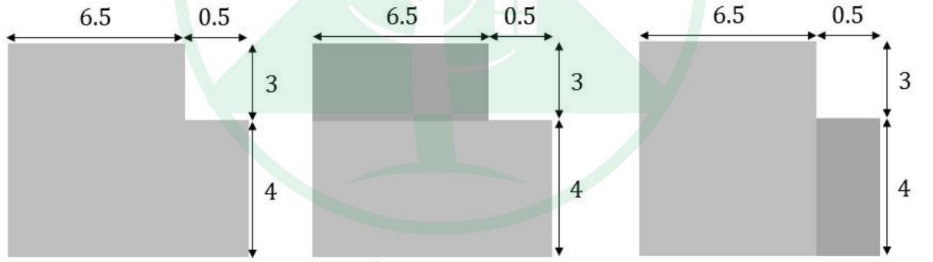
۳) از لحاظ پیچشی منظم است. ۴) اطلاعات داده شده کافی نیست.

سبزسازه

نامنظمی هندسی در پلان

الف-**نامنظمی هندسی**:در مواردی که پس‌رفتگی هم‌زمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰درصد طول پلان در آن جهت باشد.

پس رفتگی یا پیش رفتگی؟

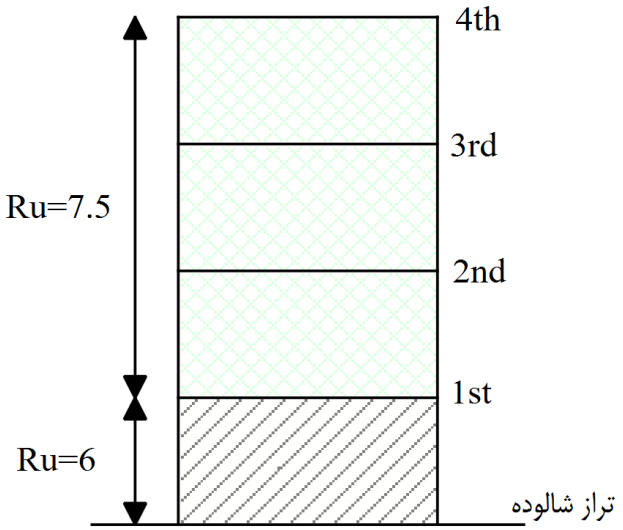


$\frac{0.5}{7} = 7\%$ $\frac{3}{7} = 43\%$ $\frac{6.5}{7} > 20\%$ $\frac{3}{7} > 20\%$ $\frac{0.5}{7} < 20\%$ $\frac{4}{7} > 20\%$

گروه مهندسی سبزسازه تورتخصصی نظام مهندسی

سوال ۱۵

برای تحلیل یک سازهٔ چهار طبقه با ترکیب سیستم در ارتفاع، حالت کلی مورد استفاده قرار گرفته و زمان تناوب اصلی سازه 0.48 ثانیه محاسبه شده است. برای محاسبات قسمت فوقانی، برش ناشی از نیروی جانبی زلزله در طبقهٔ دوم (بین $1st$ و $2nd$) برابر $1230\ KN$ است. برای محاسبات قسمت تحتانی، برش ناشی از نیروی جانبی زلزله روی تراز شالوده به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ ارتفاع و جرم موثر لرزه ای تمام طبقات یکسان بوده و برای هر دو بخش $\rho = 1$ فرض می شود. روش تحلیل استاتیکی برای این سازه معتبر فرض شده و مورد استفاده است. ضرایب رفتار روی شکل نشان داده شده است.



۱) $1710\ KN$

۲) $1420\ KN$

۳) $1540\ KN$

۴) $1230\ KN$

گزینه ۱ صحیح است

سطح سوال: متوسط و نکته دار

حل: طبق بند ۳-۳-۵-۹-۱ مورد ب و بند ۳-۳-۶ صفحات ۳۷ و ۳۸ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

سبزسازه

۳-۳-۵-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

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

۳-۳-۵-۹-۱ حالت کلی

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

ب- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی بیشتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات هردو قسمت مورد استفاده قرارگیرد.

پ- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر $\mathbf{R_u}$ ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات این قسمت مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر R_u، C_d و Ω_0 مربوط به همین قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرد. ولی حالت نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت $\mathbf{R_u/\rho}$ قسمت فوقانی به $\mathbf{R_u/\rho}$ قسمت تحتانی ضرب شده‌اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اضافه شود. این نسبت در هر حال نباید کوچک‌تر از ۱/۰ باشد.

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

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

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

در این رابطه:

F_{ui}: نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

h_i: ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

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

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

ابتدا برش پایه ناشی از سیستم فوقانی را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \quad T = 0.48s \quad \rightarrow \quad K = 1$$

سبزسازه

ادامه سوال ۱۵

$$\rightarrow \quad F_{u2} = \frac{W * 2h}{W(h + 2h + 3h + 4h)} * V_{u,top} = 0.2V_{u,top}$$

$$\rightarrow \quad F_{u3} = \frac{W * 3h}{W(h + 2h + 3h + 4h)} * V_{u,top} = 0.3V_{u,top}$$

$$\rightarrow \quad F_{u4} = \frac{W * 4h}{W(h + 2h + 3h + 4h)} * V_{u,top} = 0.4V_{u,top}$$

$$V_{top} = F_{u2} + F_{u3} + F_{u4} = 0.2V_{u,top} + 0.3V_{u,top} + 0.4V_{u,top} = 0.9V_{u,top}$$

$$V_{top} = 1230KN \rightarrow 1230 = 0.9V_{u,top} \quad \rightarrow V_{u,top} = \frac{1230}{0.9} = 1366.67KN$$

نکتهٔ مهم: مقدار $1366.67KN$ برش پایهٔ بدست آمده با استفاده از ضریب رفتار قسمت فوقانی می باشد.

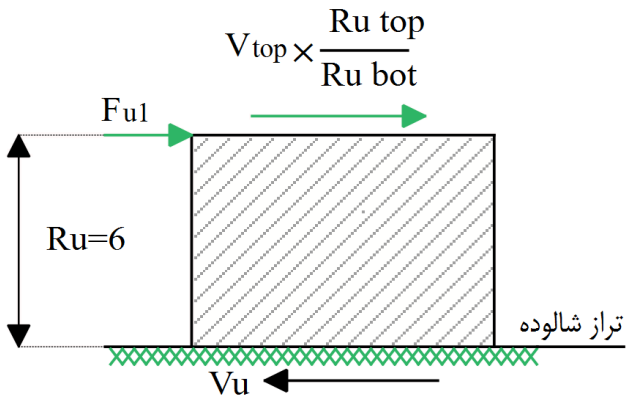
در ادامه داریم:

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

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

$$\left(\frac{R_u}{\rho}\right)_{bot} = R_{u_{bot}} = 6$$

$$\frac{R_{u_{top}}}{R_{u_{bot}}} = \frac{7.5}{6} = 1.25 \geq 1 \; ok \; \surd$$



برای محاسبهٔ نیروی جانبی زلزله در تراز طبقهٔ اول در سیستم تحتانی ابتدا باید برش پایهٔ با استفاده از ضریب رفتار قسمت تحتانی را محاسبه کنیم:

$$V_{u,bot} = \frac{V_{u,top} * R_{u_{top}}}{R_{u_{bot}}} = \frac{1366.67 * 7.5}{6} = 1708.34 \; KN$$

$$\rightarrow \quad F_{u1} = \frac{W * h}{W_A(h + 2h + 3h + 4h)} * 1708.34 \; = 170.834 \; KN$$

در نهایت برای قسمت تحتانی برش ناشی از نیروی جانبی زلزله روی تراز شالوده را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow V_u = F_{u1} + \frac{R_{u_{top}}}{R_{u_{bot}}} * V_{top} = 170.834 + 1.25 * 1230 = 1708.334 \; KN$$

$$\rightarrow V_u \approx 1710 \; KN$$

سبزسازه

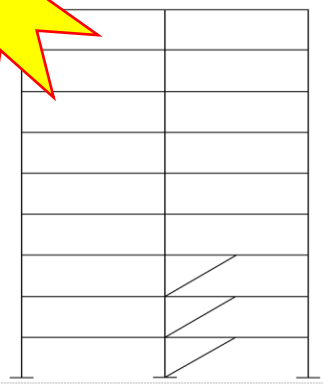
تشابه این سوال با سوال ۱۰ آزمون جامع ۱ سبز سازه و توضیحات کامل این بخش در تور سبزسازه

آزمون ورود به حرفه مهندسان- آزمون جامع ۱ سبزسازه 303C رشته عمران (محاسبات)

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 به‌دست آمده است. سازه مسکونی در شهر تهران واقع‌شده و نوع خاک تیپ III می‌باشد. مقدار برش منتقل‌شده از سازه فوقانی به سازه تحتانی برحسب تن در کدام گزینه به‌درستی بیان شده است؟ (ارتفاع طبقات 3 متر بوده و جداگرها مانعی برای حرکت ایجاد می‌کنند. وزن مؤثر تمام طبقات 140 تن بوده و ضرایب نامعینی برای سیستم فوقانی و تحتانی به ترتیب 1.2 و 1 می‌باشد. تراز پایه را روی سطح زمین در نظر بگیرید.)

۱) 110 ۲) 147 ۳) 137 ۴) 114.3

تشابه



ترکیب سیستم ها در ارتفاع

(T) 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.

$(R_u)_a < (R_u)_b$ ب- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی بیشتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، c_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات هردو قسمت مورد استفاده قرارگیرد.

ضریب رفتار کمتر

$(R_u)_b < (R_u)_a$ پ- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، c_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات این قسمت مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر R_u، c_d و Ω_0 مربوط به همین قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرد. ولی حالت نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/ρ قسمت فوقانی به R_u/ρ قسمت تحتانی ضرب شده‌اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اضافه شود. این نسبت $\frac{(R_u/\rho)_a}{(R_u/\rho)_b}$ از در هر حال نباید کوچک‌تر از ۱/۰ باشد.

سبزسازه

سوال ۱۶

ساختمانی 8 طبقه از نوع سیستم دوگانه با قاب خمشی بتن آرمهٔ ویژه توام با دیوارهای برشی بتن آرمهٔ ویژه بدون زیرزمین با کاربری بیمارستان در شهر تبریز روی زمین نوع II به ارتفاع هر طبقه 4 متر موجود است. هرگاه زمان تناوب اصلی ساختمان با استفاده از تحلیل دینامیکی 1.2 ثانیه باشد. و جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نکنند. در محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه کمترین مقدار قابل قبول ضریب زلزله (C) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۱) 0.065 ۲) 0.075 ۳) 0.09 ۴) 0.055

این سوال در کلید اولیه سازمان حذف شده

سطح سوال: آسان و تکراری

حل: طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحهٔ ۲۸ و بند ۳-۵-۳ صفحهٔ ٤٦ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

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

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۵-۳)$$

سبزسازه

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

$$V_u = CW \qquad (۳-۱)$$

در این رابطه:

V_u: نیروی برشی درحد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافهٔ درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

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

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad (۳-۲)$$

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

$$V_{u\,min} = 0.12AIW \qquad (۳-۳)$$

سبزسازه

گروه۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌های ضروری:

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

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

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

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

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

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۵	تالش	گیلان			*	
۶	تایباد	خراسان رضوی			*	
۷	تبریز	آذربایجان شرقی				*

سبزسازه

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

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

$$B=B_1N \qquad (۱-۲)$$

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

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

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

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

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

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

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

سبزسازه

ادامه سوال ۱۶

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

$$T_a = 0.05(H)^{0.75} = 0.05 * (8 * 4)^{0.75} = 0.672s$$

در ادامه طبق بند ۳-۵-۳ صفحه ٤٦ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برای درمانگاه ها با اهمیت خیلی زیاد داریم:

$$T_m = 1.2s$$

$$T_{\text{اصلی}} = min(1.25T_a, T_m) = min(1.25 * 0.672 = 0.84s\ ,1.2s) = 0.84s$$

برای ساختمان بیمارستان در شهر تبریز با خطر نسبی بسیار زیاد بر روی زمین نوع II داریم:

$$\rightarrow A = 0.35$$

$$\rightarrow I = 1.4$$

$$\rightarrow \ T = 0.84s$$

$$\rightarrow \ T_S = 0.5s$$

$$\rightarrow S = 1.5$$

$$\rightarrow R_u = 7.5$$

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

$$\rightarrow \ B_1 = (S+1) * \frac{T_s}{T} = (1.5+1) * \frac{0.5}{0.84} = 1.486$$

$$\rightarrow \ N = \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.5}(0.84 - 0.5) + 1 = 1.068$$

$$\rightarrow \ B = B_1 * N = 1.486 * 1.068 = 1.587$$

در ادامه کمترین مقدار قابل قبول ضریب زلزله به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\rightarrow \ C = \frac{ABI}{R_u} \geq 0.12AI$$

$$\rightarrow \ C = \frac{0.35 * 1.587 * 1.4}{7.5} = 0.1$$

$$\rightarrow \ C = 0.1 \geq 0.12AI = 0.12 * 0.35 * 1.4 = 0.059 \quad OK \surd$$

پاسخ سوال به گزینهٔ ۳ نزدیک تر می باشد.

سبزسازه

تشابه این سوال با سوال ۹ آزمون جامع ۳ و سوال ۲۶ آزمون جامع ۵ سبز سازه و توضیحات درسنامه ای تور سبز سازه

تشابه

۹- برای ساخت ساختمان تجاری بر روی خاک نوع I در شهر اصفهان، قرار است از قاب خمشی بتنی ویژه استفاده شود. تعداد طبقات این ساختمان 24 طبقه و ارتفاع هر طبقه 3.5 متر می‌باشد. زمان تناوب حاصل از تحلیل 1.35 ثانیه به‌دست آمده است. با در نظر گرفتن اثر میانقاب‌ها، ضریب زلزله این سازه در کدام گزینه به‌درستی بیان شده است؟

۱) 0.0273 ۲) 0.03 ۳) 0.0185 ۴) 0.0292

آزمون ورود به حرفه مهندسان- آزمون جامع ۵ سبزسازه 303C رشته عمران (محاسبات)

۲۶- در یک بیمارستان پنج طبقه به ارتفاع 24 متر از تراز پایه و با سیستم قاب خمشی بتنی ویژه در هر دو راستا مقادیر زمان تناوب اصلی سازه بر اساس دو نوع تحلیل با سختی‌های کاهش‌یافته اعضا مطابق جدول زیر به‌دست‌آمده است. در محاسبه برش پایه برای زلزله بهره‌برداری، مقدار ضریب زلزله به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (تحلیل سازه بدون در نظر گرفتن اثر پی دلتا انجام شده است. خطر لرزه‌خیزی منطقه متوسط و نوع خاک II بوده و اثر جداگرهای میان‌قابی نیز ناچیز فرض شود.)

تحلیل	سختی تیر	سختی ستون	زمان تناوب (ثانیه)
1	$0.35I_g$	$0.7I_g$	1.6
2	$0.525I_g$	I_g	1
3	$0.5I_g$	I_g	1.4

۱) 0.12 ۲) 0.07 ۳) 0.08 ۴) 0.25

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.

ساختمان با اهمیت خیلی زیاد $T = \min(1.25\,T_{\text{تجربی}}, T_{\text{تحلیلی}})$

ساختمان با اهمیت زیاد، متوسط ، کم $T = T_{\text{تحلیلی}}$

T↑ ⇒ B↓ ⇒ C↓

گروه مهندسی سبزسازه تور تخصصی نظام مهندسی

سبزسازه

سوال ۱۷

ساختمان بتنی 3 طبقه منظم به ارتفاع هر طبقه 4 متر و وزن مؤثر لرزه ای هر طبقه $1500\ kN$ بر روی شالودهٔ گسترده به ابعاد $1 \times 10 \times 10$ متر موجود است. هرگاه نیروی جانبی وارد بر طبقهٔ سوم، دوم و اول به ترتیب 300، 200 و 100 کیلونیوتن باشد. نسبت لنگر واژگونی به لنگر مقاوم به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ وزن حجمی بتن $25\ \frac{KN}{m^3}$ فرض شود. مرکز جرم طبقات بر مرکز سطح شالوده واقع بوده و روی شالوده فاقد هرگونه خاک و کف سازی در نظر گرفته شود.

۱) 0.2 ۲) 0.25 ۳) 0.18 ۴) 0.10

گزینه ۳ صحیح است

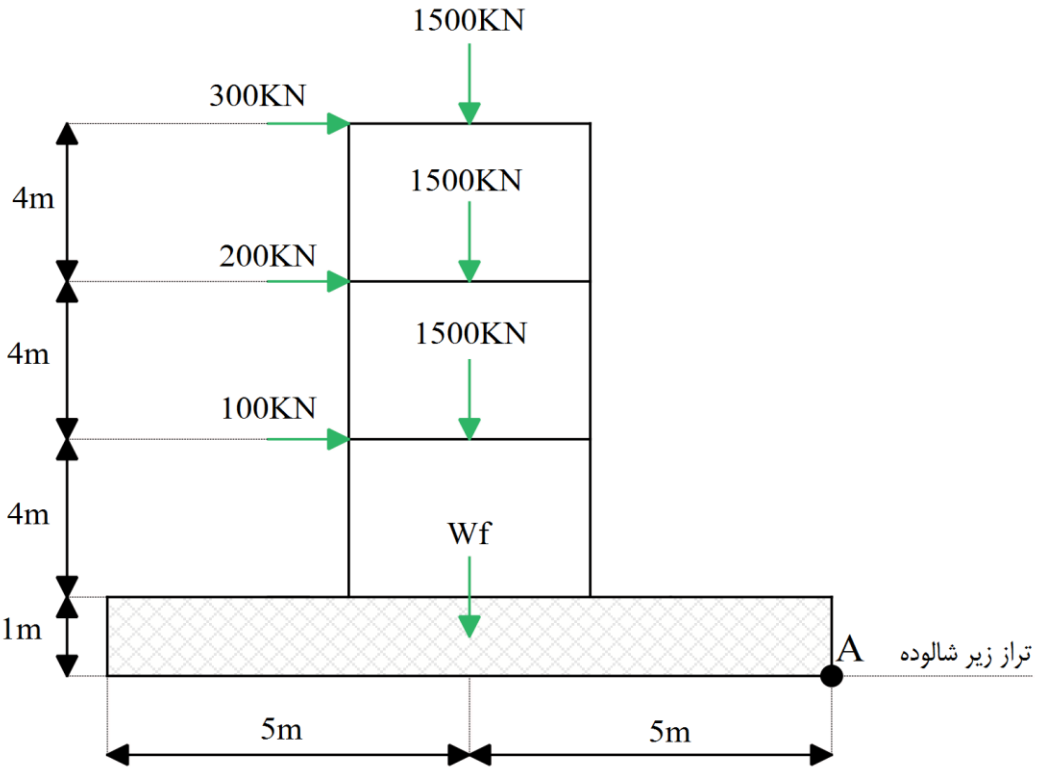
سطح سوال: آسان و تکراری

حل: طبق بند ۳-۳-۸ صفحهٔ ۴۰ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

۳-۳-۸ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله در تراز زیر شالوده برابر مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان است. در محاسبه لنگر مقاوم در برابر واژگونی، بار تعادل وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان است که برای تعیین نیروی جانبی به‌کار رفته است و وزن شالوده و خاک روی آن به وزن مؤثر لرزه‌ای اضافه می‌شود. سازه ساختمان و پی آن باید به گونه‌ای طراحی شوند که توانایی تحمل اثر لنگر واژگونی را داشته باشند.

ابتدا شکل کلی سازه را طبق صورت سوال ترسیم می کنیم:



سبزسازه

ادامه سوال ۱۷

ابتدا لنگر واژگونی در اثر نیروهای جانبی زلزله را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow M_A = [(300 * 13) + (200 * 9) + (100 * 5)] = 6200\ KN.m$$

وزن شالودهٔ بتنی را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow W_f = \gamma V = 25 * (10 * 10 * 1) = 2500\ KN$$

در ادامه لنگر مقاوم ناشی از وزن موثر لرزه ای طبقات سازه و وزن شالوده را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow M_P = [(1500 + 1500 + 1500 + 2500) * 5] = 35000\ KN.m$$

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

$$\rightarrow \frac{M_A}{M_P} = \frac{6200}{35000} = 0.177 \approx 0.18$$

تشابه بالای این سوال با سوال تالیفی درسنامه تور استاندارد ۲۸۰۰ محاسبات سبز سازه

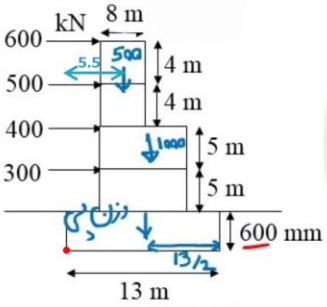
تشابه

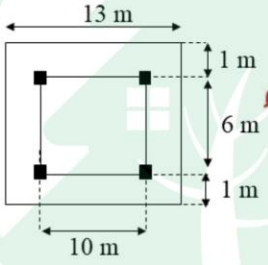
تالیفی آیا سازه زیر در جهت نشان داده شده ضریب اطمینان کافی در برابر واژگونی را دارا است؟ در غیر اینصورت چه راهی برای رفع خطر واژگونی پیشنهاد می کنید؟ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع در نما نمایش داده شده است.

مجموع وزن مؤثر طبقات اول و دوم(غیر از وزن شالوده)، 500 kN = مجموع وزن مؤثر طبقات سوم و چهارم (غیر از وزن شالوده) = 1000 kN

وزن مخصوص بتن = $25\ kN/m^3$

۱) بله
۲) خیر، افزایش وزن سازه
۳) خیر، افزایش ضخامت پی
۴) خیر، کاری نمی توان کرد





تمرین! حداقل مقاومت؟

$\uparrow M_o = \Sigma F_i h_i \uparrow = (300 * 5.6) + (400 * 10.6) + (500 * 14.6) + (600 * 18.6) = 24980\ kN.m$ (خرابی)

$\uparrow M_R = \Sigma w_i d_i + \uparrow W_{base} \frac{B}{2} = 1000 * \frac{13}{2} + 500 * 5.5 + (25 * (13 * 8 * 0.6)) \frac{13}{2} = 19390\ kN.m$ (مقاوم)

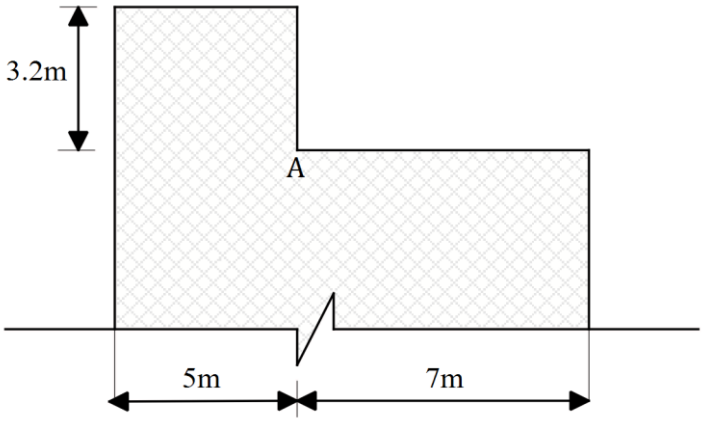
$M_o > M_R \rightarrow$ ایمن نیست!

گروه مهندسی سبزسازه تورتخصصی نظام مهندسی

سبزسازه

سوال ۱۸

یک ساختمان اداری معمولی در یک منطقهٔ پرتراکم شهر کرج واقع شده است. مقطع بام ساختمان مطابق شکل در یک بخش دارای خرپشته است. در نقطهٔ A بیشترین بار برف وارد بر بام به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بام نیمه برف گیر فرض شود.



۱) $P_A = 1.85 \frac{KN}{m^2}$

۲) $P_A = 1.5 \frac{KN}{m^2}$

۳) $P_A = 2.84 \frac{KN}{m^2}$

۴) $P_A = 2.27 \frac{KN}{m^2}$

گزینه ۴ صحیح است

سطح سوال آسان و تکراری

حل: طبق بند ۶-۷-۲ و بند ۶-۷-۱۰ صفحات ۴۵ و ۶۱ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

۶-۷-۲ بار برف بام

بار برف بر روی بام، P_r، با توجه به بار برف مبنا، شیب و دمای بام، برف‌گیری و اهمیت سازه برای هر مترمربع تصویر افقی سطح آن، از رابطه ۶-۷-۱ تعیین می‌شود:

$$P_r = I_s C_n C_h C_s P_s \quad (۶-۷-۱)$$

که در آن:

P_s = بار برف مبنا طبق بخش ۶-۷-۳

I_s = ضریب اهمیت بار برف طبق جدول ۶-۱-۲

C_n = ضریب برف‌گیری طبق بخش ۶-۷-۴

C_h = ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

است

سبزسازه

۶-۷-۴ ضریب برف‌گیری

ضریب برف‌گیری، C_n، با توجه به اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف‌گیری بام ساختمان بر اساس جدول ۶-۷-۲، درنظر گرفته می‌شود. برای مناطق ۱ الی ۳ بار برف، این ضریب برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_n

نوع ناحیه	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
پرتراکم	۰/۹	۱/۰	۱/۱
باز	۰/۸	۰/۹	۱/۰

درجدول ۶-۷-۲، بام برف‌ریز بامی است که بالاتر از محیط اطراف می‌باشد و محافظتی از اطراف وجود ندارد. اگر واحدهای تأسیساتی بزرگ بر روی بام وجود داشته باشند یا ارتفاع دست‌انداز بام و سایر برجستگی‌ها از روی بام بیشتر از ارتفاع برف متوازن، $h_b = P_r / \gamma$، باشد، در این صورت آن بام نمی‌تواند در گروه بام برف‌ریز قرار گیرد. موانع اطراف ساختمان تا فاصله ده برابر h_o می‌توانند برای برف بام آن ساختمان محافظت ایجاد کرده و در آن صورت بام را نمی‌توان در گروه بام برف‌ریز دانست. h_o، فاصله قائم از روی مرتفع‌ترین مانع تا روی بام می‌باشد. وزن مخصوص برف، γ، را می‌توان از رابطه ۶-۷-۲ محاسبه کرد.

$$\gamma = 0/43 P_s + 2/2 \quad kN/m^3 \qquad (۶-۷-۲)$$

بام برف‌گیر بامی است که از تمام جوانب، پایین‌تر از موانع متصل به آن و یا موانع اطراف می‌باشد. بام‌های غیربرف‌گیر و غیربرف‌ریز، بام‌های نیمه برف‌گیر محسوب می‌شوند.

ادامه جدول ۶-۷-۱ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۶۱	رفسنجان	۳	۹۱	کاشمر	۲
۶۲	روانسر	۴	۹۲	کرج	۴

۶-۷-۳ بار برف مبنا

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

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

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

سبزسازه

۶-۷-۵ ضریب شرایط دمایی

ضریب شرایط دمایی، C_h، از جدول ۶-۷-۳، با توجه به شرایط مورد انتظار ساختمان در سال‌های عمر مفید تعیین می‌شود.

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_h

تمام ساختمان‌ها به‌جز موارد زیر	۱٫۰
ساختمان‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.	۱٫۱
ساختمان‌های بدون گرمایش و ساختمان‌هایی که زیر بام آنها باز است.	۱٫۲
ساختمان‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگه‌داشته می‌شود.	۱٫۳

۶-۷-۶ ضریب شیب

برای بام‌های مسطح، ضریب شیب، C_s، برابر واحد می‌باشد. برای بام‌های شیب‌دار ضریب شیب بر حسب زاویه شیب، α، به‌صورت زیر تعیین می‌شود:

$$C_s = ۱ \qquad \alpha \le \alpha_۰ \qquad \text{(۶-۷-۳-الف)}$$

$$C_s = ۱ - \frac{\alpha - \alpha_۰}{۷۰ - \alpha_۰} \qquad \alpha_۰ < \alpha < ۷۰^\circ \qquad \text{(۶-۷-۳-ب)}$$

$$C_s = ۰ \qquad \alpha \ge ۷۰^\circ \qquad \text{(۶-۷-۳-پ)}$$

زاویه $\alpha_۰$، طبق بند ۶-۷-۶-۱، با توجه به شرایط سطح شیب‌دار مشخص می‌شود.

۶-۷-۱۰ انباشتگی برف در اطراف قسمت‌های بالا آمده و دست‌انداز بام

برای مناطق ۴، ۵ و ۶ بار برف، انباشتگی برف در اطراف قسمت‌های بالا آمده از بام از قبیل خرپشته و فضاهای تأسیساتی و پشت دست‌انداز اطراف بام باید مطابق بند ۶-۷-۹-۱ درنظرگرفته شود. ارتفاع حداکثر انباشت برف را می‌توان سه چهارم مقدار حاصل از رابطه ۶-۷-۵ درنظرگرفت.

در مورد دست‌اندازها، طول بام در جهت عمود بر دست‌انداز برای l_u منظور خواهد شد، ولی در مورد قسمت‌های بالا آمده از بام، مقدار بزرگتر طول رو به باد و طول پشت به باد بر روی بام برای l_u منظور خواهد شد. اگر عرض وجه قسمت بالا آمده بر روی بام کمتر از ۴٫۵ متر داشته باشد، برای آن لحاظ بار برف انباشت لازم نیست.

$$h_d = ۰٫۱۲\sqrt[۳]{l_u}\sqrt[۴]{۱۰۰P_s + ۵۰} - ۰٫۵ \qquad \text{(۶-۷-۴)}$$

سبزسازه

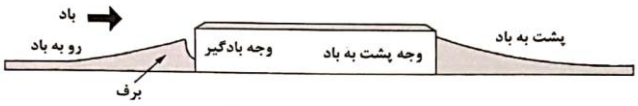
۶-۷-۹ انباشتگی برف در بام‌های پایین‌تر

برای مناطق ۴، ۵ و ۶ بار برف، بام باید برای تحمل بارهای انباشته‌شده برف ناشی از سایه و باد قسمت‌های بالاتر همان ساختمان یا بلندی‌ها و ساختمان‌های مجاور طراحی شود.

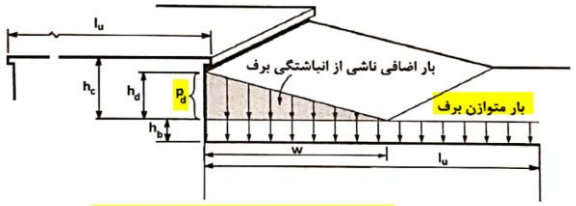
۶-۷-۹-۱ بام پایین‌تر در ساختمان‌های با بام پله‌ای

مطابق شکل ۶-۷-۷ برف بر اثر وزش باد ممکن است از قسمت بالاتر بام ساختمان بر روی بام پایین‌تر آن ریزش کند (انباشت پشت به باد) یا باد در جهت مقابل بار برف را بر روی بام پایین‌تر در مجاورت قسمت بلندتر انباشته سازد (انباشت رو به باد). مقدار انباشت بار برف مطابق شکل ۶-۷-۸ به بار متوازن اضافه خواهد شد. چنانچه نسبت $h_c/h_b<0.2$ باشد، نیازی به درنظر گرفتن انباشتگی برف نیست. $h_b=P_f/\gamma$، ارتفاع بار برف متوازن و h_c برابر ارتفاع نزدیک‌ترین نقطه بام مجاور بالاتر از روی برف متوازن روی بام پایین‌تر می‌باشد. هر دو امکان انباشت پشت به باد و رو به باد باید مطابق حالت‌های الف و ب در نظر گرفته شود:

الف- در حالت پشت به باد، شدت بار برف انباشت برابر مقدار $P_d=\gamma h_d$ در پای دیوار قسمت بلندتر خواهد بود. h_d از رابطه ۶-۷-۴ به دست می‌آید و در آن رابطه l_u بیانگر طول بام بالاتر می‌باشد.



شکل ۶-۷-۷ نمایش وجه‌های رو به باد و پشت به باد



شکل ۶-۷-۸ نمایش برف انباشته شده بر بام پایین‌تر

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

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

ابتدا بار برف متوازن را محاسبه می کنیم:

$$P_r = I_s\, C_n\, C_h\, C_s P_s = 1 * 1 * 1 * 1 * 1.5 = 1.5\ \frac{KN}{m^2}$$

$$I_s = 1$$

$$C_n = 1$$

سبزسازه

ادامه سوال ۱۸

$$C_h = 1$$

$$C_s = 1$$

$$P_s = 1.5\ \frac{KN}{m^2}$$

محاسبهٔ انباشتگی بار برف مطابق بند ۶-۷-۱۰ مبحث ۶ ویرایش ۱۳۹۸:

$$\gamma = 0.43P_s + 2.2 = 0.43 * 1.5 + 2.2 = 2.845\ \frac{KN}{m^3}$$

$$h_b = \frac{P_r}{\gamma} = \frac{1.5}{2.845} = 0.527m$$

$$h_c = h - h_b = 3.2 - 0.527 = 2.673m$$

$$\frac{h_c}{h_b} = \frac{2.673}{0.527} = 5.07 \geq 0.2$$

باید انباشتگی بار برف در نظر گرفته شود.

$$h_d = \frac{3}{4}\left(0.12\sqrt[3]{L_u}\sqrt[4]{100P_s + 50} - 0.5\right)$$

$$h_d = \frac{3}{4}\left(0.12\sqrt[3]{7}\sqrt[4]{100 * 1.5 + 50} - 0.5\right) = 0.272m$$

$$L_u = \max\{5m\ ,7m\} = 7m$$

$$P_d = \gamma * h_d = 2.845 * 0.272 = 0.774\ \frac{KN}{m^2}$$

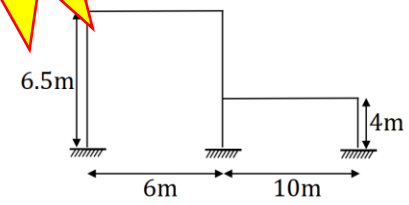
مقدار حداکثر بار برف در نقطهٔ A به صورت زیر محاسبه می شود:

$$P_A = P_r + P_d = 1.5 + 0.774 = 2.274\frac{KN}{m^2}$$

سبزسازه

تشابه

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال تالیفی در درسنامه تور محاسبات سبز سازه



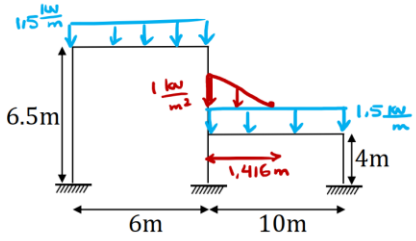
تالیفی

$P_r = 1.5\frac{kN}{m^2}$ $P_s = 1.5\frac{kN}{m^2}$

$3.74 = \frac{h_c}{h_b} \geq 0.2$ یا $H \geq 1.2h_b \rightarrow 2.5 \geq 1.2 \times 0.527 = 0.63$

$h_b = \frac{P_r}{\gamma}$ $\gamma = 0.43P_s + 2.2 \leq 4.7\ \frac{kN}{m^3}$ $\rightarrow \gamma = 2.845 < 4.7$

$h_b = 0.527\ m$ $h_c = H - h_b = 2.5^m - 0.527 = 1.973^m$ ✓



بیت به بار: $h_d = 0.12\sqrt[3]{6^m}\sqrt[4]{100 \times 1.5 + 50} - 0.5 = 0.32\ m$

دوم بار: $h_d = \frac{3}{4}\left[0.12\sqrt[3]{10}\sqrt[4]{100 \times 1.5 + 50} - 0.5\right] = 0.354\ m$

$\xrightarrow{max} h_d = 0.354\ m$

$h_d = 0.354\ m < h_c = 1.973 \rightarrow w = 4h_d = 4 \times 0.354 = 1.416^m$

$w \leq l_2 = 10^m \rightarrow$ یک طرفه

بار مرده اضافی: $2.845 \times 0.354 = 1\ \frac{kN}{m^2}$ (γ , h_d)

سبزسازه

سوال ۱۹

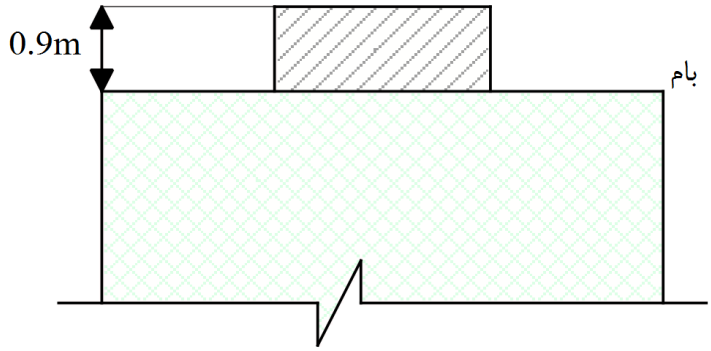
- در شکل زیر یک دستگاه سیستم سرمایشی چیلر مستقر بر بام ساختمان رادیو و تلویزیون با ارتفاع $12m$ از تراز پایه در شهر منجیل (گیلان) نشان داده شده است. چنانچه نوع خاک III و وزن این سیستم در زمان بهره برداری 45KN باشد، نسبت برآیند حداکثر نیروی قائم به نیروی افقی وارد بر چیلر در هنگام زلزله به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ از روش تحلیل استاتیکی معادل و حد مقاومت در محاسبهٔ نیروی زلزله استفاده شود. حفظ سیستم سرمایشی برای خدمت رسانی بی وقفه سازه لازم است.

۱) 2

۲) 1.9

۳) 1.13

۴) 2.5



گزینه ۱ صحیح است

سطح سوال: متوسط

حل: طبق بند ۳-۳-۱-۱ صفحهٔ ۲۸ 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

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

در این رابطه:

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

A= شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

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 سازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری

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

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

H= ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

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

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

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

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

سبزسازه

۴-۲-۲ مؤلفه قائم نیروی زلزله

مؤلفه قائم نیروی زلزله از رابطه (۴-۵) تعیین می‌شود.این مؤلفه باید همزمان با نیروی جانبی به جزء اثر داده شده و در ترکیب‌های بارگذاری‌های مختلف به‌کار برده شود.

$$F_{pu} = 0.2A(1+S)I_p W_p \qquad (۴-۵)$$

۴-۱-۳ ضریب اهمیت جزء

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

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

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

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

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۶۱	منجیل	گیلان				*
۶۲	منظریه	اصفهان			*	

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

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

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

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

سبزسازه

گروه۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌های ضروری:

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

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

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

جدول ۴-۲ ضرایب لرزه‌ای برای تجهیزات مکانیکی و برقی

نام تجهیزات	a_p	R_{pu}
الف- تجهیزات برقی و مکانیکی		
هواکش، واحدهای تهویه مطبوع، گرم‌کننده‌ها و جعبه‌های تقسیم هوا، سایر تجهیزات مکانیکی ساخته‌شده از ورق‌های فلزی	۲/۵	۶
واحدهای تهویه مطبوع آبی، دیگ بخار، کوره، تانکر و مخزن فشار آتمسفری، چیلر، سیستم گرم‌کننده آب، مبدل حرارتی و تجهیزاتی که از مواد با قابلیت تغییرشکل زیاد ساخته شده‌اند	۱	۲/۵
موتور، توربین، پمپ و کمپورسور و مخزن تحت فشار که فاقد پایه‌های پیرامونی بوده و مستقیماً توسط شاسی به کف متصل شود.	۱	۲/۵
مخزن تحت فشاری که برروی پایه‌های پیرامونی نصب شده باشد.	۲/۵	۲/۵
آسانسور و پله برقی	۱	۲/۵
ژنراتور، باتری، موتور، مبدل و سایر تجهیزات برقی که از مواد با قابلیت تغییر شکل زیاد ساخته شده باشد.	۱	۲/۵
تابلو برق، مراکز کنترل موتور، و سایر تجهیزات برقی که از ورق‌های فلزی ساخته شده باشد.	۲/۵	۶
تجهیزات مخابراتی، رایانه و سیستم‌های کنترل و ابزار دقیق	۱	۲/۵

مطابق رابطهٔ زیر حداکثر نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت وارد بر چیلر مستقر بر روی بام را محاسبه می کنیم:

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

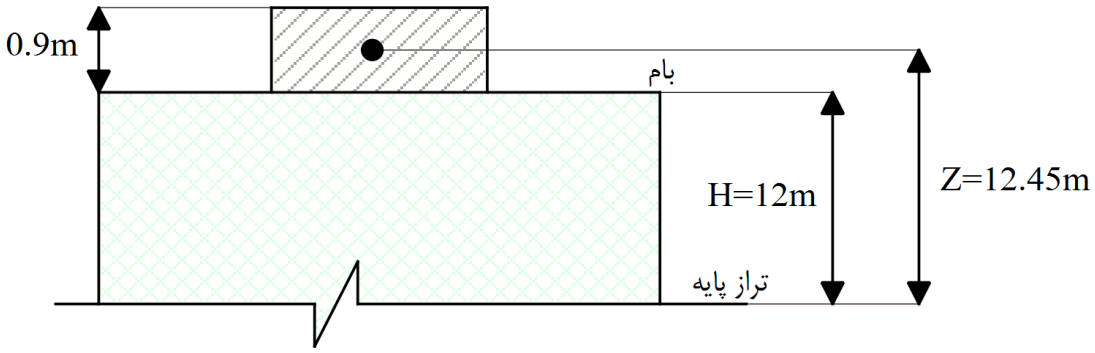
برای چیلر طبق جدول ٤-١ داریم:

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

با توجه به اینکه مرکز جرم چیلر بالاتر از ارتفاع ساختمان می باشد. لذا داریم:

سبزسازه

ادامه سوال ۱۹



$Z = 12.5m \leq H = 12m$ *not ok* × $\rightarrow Z = 12m$

$H = 12m$

$\frac{Z}{H} = 1$

$I_P = 1.4$

$W_P = 45\ KN$

$S = 1.75$

$A = 0.35$

در ادامه مقدار V_{Pu} را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \quad V_{Pu} = \frac{0.4 * 1 * 0.35 * (1 + 1.75) * 45 * 1.4}{2.5}(1 + 2 * 1) = 29.1\ KN$$

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

$$V_{Pu_{min}} = 0.3A(1 + S)W_P I_P = 0.3 * 0.35 * (1 + 1.75) * 45 * 1.4$$

$$V_{Pu_{min}} = 18.2\ KN$$

$$V_{Pu_{max}} = 1.6A(1 + S)W_P I_P = 1.6 * 0.35 * (1 + 1.75) * 45 * 1.4 = 97\ KN$$

$\rightarrow V_{Pu_{min}} \leq V_{Pu} \leq V_{Pu_{max}}$ *OK* √

سبزسازه

ادامه سوال ۱۹

مطابق رابطهٔ زیر حداکثر نیروی قائم زلزله وارد بر چیلر مستقر بر روی بام را محاسبه می کنیم:

$$\rightarrow \quad F_{Pu} = 0.2A(1+S)W_P I_P = 0.2 * 0.35 * (1+1.75) * 45 * 1.4 = 12.13KN$$

$$I_P = 1.4$$

$$W_P = 45\ KN$$

$$S = 1.75$$

$$A = 0.35$$

نکتهٔ مهم: در صورت سوال به برآیند حداکثر نیروی قائم وارد بر چیلر اشاره شده است. بنابراین داریم:

$$\rightarrow \quad F_y = F_{Pu} + W_P = 12.13 + 45 = 57.13\ KN$$

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

$$\rightarrow \quad \frac{F_y}{V_{Pu}} = \frac{57.13}{29.1} = 1.963 \approx 2$$

پاسخ سوال به گزینهٔ ۱ نزدیک تر می باشد.

تذکر مهم: در این سوال استفاده از ترکیب بار برای محاسبهٔ برآیند حداکثر نیروی قائم وارد بر چیلر مدنظر طراح نبوده است، که با در نظر گرفتن ترکیب بار طبق روش ضرایب بار و مقاومت داریم:

$$\rightarrow \quad F_y = F_{Pu} + 1.2W_P = 12.13 + 1.2 * 45 = 66.13\ KN$$

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

$$\rightarrow \quad \frac{F_y}{V_{Pu}} = \frac{66.13}{29.1} = 2.27$$

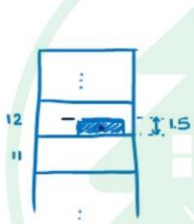
پاسخ سوال در گزینه ها نمی باشد.

سبزسازه

تشابه بالای این سوال با سوال تالیفی درسنامه تور استاندارد ۲۸۰۰ و سوال ۲۳ آزمون جامع ۵ محاسبات سبز سازه

تشابه

تالیفی مولفه های افقی و قائم زلزله که اتصالات یک کابینت زمینی به وزن 100 kg باید براساس آن ها طراحی شوند کدام است؟ (کابینت در ارتفاع 1.5 متری از کف طبقه 12 و در یک ساختمان 15 طبقه واقع در تهران بوده، خاک محل پروژه نیز نوع III می باشد).



ارتفاع مرکز جرم ② از تراز پایه

۱) $V_{pu} = 41$ $F_{pu} = 19.25$

۲) $V_{pu} = 41$ $F_{pu} = 27$

✓ ۳) $V_{pu} = 39$ $F_{pu} = 19.25$

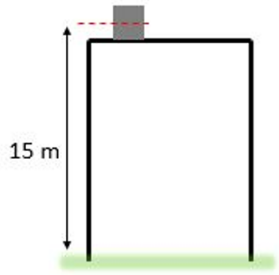
۴) $V_{pu} = 39$ $F_{pu} = 27$

$$V_{pu} = \frac{0.4 a_p A (1+3) w_p I_p}{R_{pu}} \left(1 + 2\frac{z}{H}\right) = \frac{0.4 \times 1 \times 0.35 \times 2.75 \times 100 \times 1}{2.5} \left(1 + 2\frac{33.75}{15 \times 3 = 45}\right) = 38.49$$

$$F_{pu} = 0.2 A (1+3) w_p I_p = 0.2 \times 0.35 (2.75) \times 100 \times 1 = 19.25$$

گروه مهندسی سبزسازه تور تخصصی نظام مهندسی

۲۳- تصویر مقابل یک سیستم گرم‌کننده آب به وزن 5 کیلونیوتن در حالت خالی را نشان می‌دهد که بر روی بام یک مدرسه روی خاک نوع II در شهر ارومیه قرار می‌گیرد. درصورتی‌که گنجایش مخزن در زمان بهره‌برداری 2 مترمکعب باشد، نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت به روش استاتیکی معادل وارد بر این سیستم، تقریباً چند کیلونیوتن است؟ (فرض کنید اتصالات بین جزء و ملحقات آن صلب باشد.)

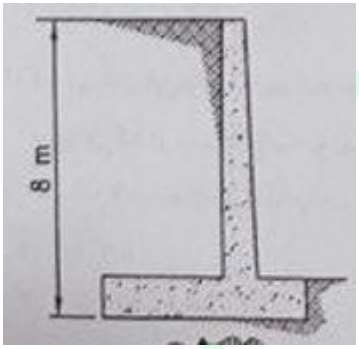


۱) 2.5 ۲) 9 ۳) 33 ۴) 6

سبزسازه

سوال ۲۰

در دیوار حائل نشان داده شده،فشار جانبی خاک در هنگام زلزله، بر واحد طول دیوار، از روش مونونابه-اکابه $318kN/m$، محاسبه شده است. چنانچه نقطه ی اثر اضافه فشار دینامیکی، 4.8 m بالاتر از زیر شالوده باشد،فقط با اطلاعات موجود،لنگر واژگونی دیوار تحا فشار جانبی خاک هنگام زلزله، در روش تنش مجاز، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ وزن واحد حجم خاک $21kN/m^2$ ، زاویه اصطحکاک داخلی $\varphi = 30^0$و چسبندگی خاک C=0فرض می شود. از وجود خاک در جلوی شالوده صرف نظر شود. در محاسبات، فشار خاک در حالت استاتیکی به صورت محرک در نظر گرفته شود.



۱. $1160\ kN\cdot m/m$
۲. $920\ kN\cdot m/m$
۳. $1530\ kN\cdot m/m$
۴. $1050\ kN\cdot m/m$

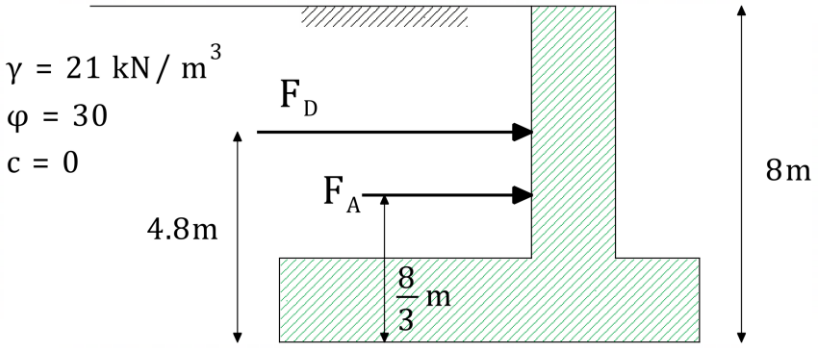
گزینه ۴ صحیح است

مطابق بند ۷-۵-۵-۲-۵-۷ صفحه ۵۹ مبحث هفتم ۱۴۰۰، فشار جانبی خاک هنگام زلزله از دو مولفه تشکیل می شود:

$$F_E = F_D + F_A$$

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

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



محاسبات برای یک متر طول دیوار انجام میگیرد. طبق متن سوال، $F_E = 318\ KN/m$ می باشد. لذا می بایست ابتدا فشار استاتیکی خاک (F_A) را محاسبه کرده تا بتوانیم اضافه فشار خاک دینامیکی خاک (F_D) را محاسبه کنیم:

سبزسازه

$$\emptyset = 30° \rightarrow K_a = \frac{1 - sin30°}{1 + sin30°} = \frac{1 - 0.5}{1 + 0.5} = \frac{1}{3}$$

$$F_A = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 21 \times 8^2 = 224\ KN/m$$

در نتیجه:

$$F_E = F_D + F_A \rightarrow 318 = F_D + 224 \rightarrow F_D = 94\ KN/m$$

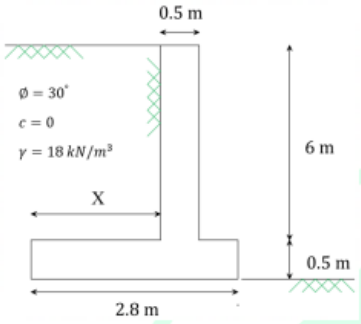
با توجه به توزیع مثلثی فشار استاتیکی خاک، محل اثر آن در ارتفاع $\frac{H}{3}$ از زیر شالوده دیوار قرار می گیرد. همچنین طبق صورت سوال، محل اثر اضافه فشار دینامیکی در ارتفاع ۴٫۸متری زیر شالوده قرار دارد. بنابراین لنگر واژگونی نسبت به کف شالوده برابر است با:

$$M_O = F_D \times 4.8 + F_A \times \frac{H}{3} = 94 \times 4.8 + 224 \times \frac{8}{3} = 1048.53\ KN.m/m$$

تشابه

مشابه سوال ۲۰ آزمون مرداد ۱۴۰۳

۲۰- یک دیوار حائل وزنی بتنی با مشخصات هندسی مطابق شکل نگهدارندهٔ خاکی به ارتفاع 6 متر است. حداقل فاصلهٔ دیوار از پاشنه (X) برای اینکه دیوار در شرایط استاتیکی واژگون نشود با روش تنش مجاز به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ دیوار حائل سراسری است. وزن مخصوص بتن برابر $24\ kN/m^3$ در نظر گرفته شود.



۱) x=2.55 m

۲) x=1.55 m

۳) x=1.80 m

۴) x=2.3 m

مطابق شکل نشان داده شده، باید تعادل بین نیروهای مقاوم در برابر واژگونی دیوار که شامل وزن دیوار و پی آن و همچنین وزن خاک روی پی آن بوده و نیروی محرک وارد بر دیوار که ناشی از فشار خاک پشت دیوار بوده با ضریب اطمینان مشخصی برقرار شود. به جدول۷-۵-۳ کتاب مبحث هفتم در خصوص مقدار ضریب اطمینان در این حالت توجه شود:

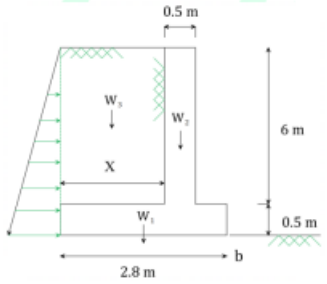
جدول ۷-۵-۳ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی در طراحی به روش تنش مجاز

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

$$FS = \frac{M_R}{M_O} \geq 1.75$$

که M_R و M_O به ترتیب لنگر نیروهای مقاوم و محرک وارد بر دیوار حول نقطه b هستند.

سبزسازه



$$M_R = 2.8 \times 0.5 \times 1 \times 24 \times \frac{2.8}{2} + 6 \times 0.5 \times 1 \times 24 \times \left(2.8 - x - \frac{0.5}{2}\right)$$
$$+ 6 \times x \times 1 \times 18 \times \left(2.8 - \frac{x}{2}\right) = 47.04 + 72(2.55 - x) + 108x(2.8 - \frac{x}{2})$$

$$M_O = \frac{1}{2} \times 6.5 \times 6.5 \times 18 \times \frac{1 - sin30}{1 + sin30} \times 1 \times \frac{6.5}{3} = 274.63\ kN.m$$

در نهایت باید داشته باشیم:

$$\frac{M_R}{M_O} \geq 1.75 \rightarrow \frac{47.04 + 72(2.55 - x) + 108x\left(2.8 - \frac{x}{2}\right)}{274.63} \geq 1.75$$

برای یافتن مقدار x هم میتوان نامعادله فوق را حل کرد و هم می‌توان با جایگذاری گزینه‌ها اقدام کرد که غالب مهندسین این روش را انتخاب می کنند.

$$x = 2.55 \rightarrow \frac{47.04 + 72(2.55 - 2.55) + 108 \times 2.55\left(2.8 - \frac{2.55}{2}\right)}{274.63} = 1.7 < 1.75$$

$$x = 1.55 \rightarrow \frac{47.04 + 72(2.55 - 1.55) + 108 \times 1.55\left(2.8 - \frac{1.55}{2}\right)}{274.63} = 1.67 < 1.75$$

$$x = 1.80 \rightarrow \frac{47.04 + 72(2.55 - 1.80) + 108 \times 1.80\left(2.8 - \frac{1.80}{2}\right)}{274.63} = 1.71 < 1.75$$

$$x = 2.3 \rightarrow \frac{47.04 + 72(2.55 - 2.30) + 108 \times 2.30\left(2.8 - \frac{2.30}{2}\right)}{274.63} = 1.73 < 1.75$$

پس از ساده‌سازی، رابطه فوق به صورت زیر نوشته خواهد شد:

$$-54x^2 + 230.4x - 249.9625 \geq 0 \rightarrow$$

ریشه حقیقی ندارد

پاسخ صحیح ندارد

سبزسازه

سوال ۲۱

در یک دیوار خاک مسلح، نیروی مقاوم کششی با اعمال ضریب کاهش در حالت استاتیکی برای یک نوار مسلح کننده ژئوسنتتیک برابر 30KN محاسبه شده است. برای محاسبات در شرایط لرزه ای، این مقاومت را باید حداقل چند KN لحاظ نمود؟

۱) 27 ۲) 40 ۳) 22.5 ۴) 36

گزینه ۲ صحیح است

طبق صورت سوال، نیروی مقاوم کششی کاهش یافته نوار مسلح کننده ژئوسنتتیک در شرایط استاتیکی برابر با $30\ KN$ می باشد:

$$T_{a-statics} = 30\ KN$$

۷-۵-۷-۲-۷ ضرایب کاهش نیروی مقاوم در دیوارهای خاک مسلح

در دیوارهای خاک مسلح جهت بررسی پایداری خارجی از ضرایب ارائه شده در جدول ۷-۵-۵ استفاده شود و جهت کاهش نیروی مقاوم در بررسی مسلح‌کننده‌ها از ضرایب جدول ۷-۵-۸ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-۸ ضرایب کاهش مقاومت در پایداری داخلی دیوارهای خاک مسلح (مسلح‌کننده‌ها)

نوع پایدارسازی	کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
مسلح کننده	مقاومت کششی تسمه فلزی	۰/۷۵	۰/۹۵
	مقاومت کششی مسلح کننده ژئوسنتتیک	۰/۹	۱/۲
	مقاومت بیرون کشیدن مسلح‌کننده	۰/۹	۰/۹۵
	لغزش بین مسلح‌کننده و خاک	۰/۸	۰/۹۵

حال مطابق جدول ۷-۵-۸ نیروی کششی نهایی را محاسبه می کنیم:

$$T_{a-statics} = T_u \times \emptyset_{statics} \rightarrow 30\ KN = T_u \times 0.9 \rightarrow T_u = 33.34\ KN$$

مطابق جدول فوق، در شرایط لرزه ای، ضریب کاهش مقاومت برابر ۱/۲ می باشد (عملا ضریب افزایشی خواهد بود!)

بنابراین:

$$T_{a-earthquake} = T_u \times \emptyset_{earthquake} = 1.2 \times 33.34 = 40\ KN$$

سبزسازه

تشابه

مشابه سوال ۱۹ آزمون مهر ۱۴۰۲

مشاوره رایگان آزمون محاسبات: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ کانال تلگرام: @ sabzsaze

سوال ۱۹

در طراحی یک دیوار سازهٔ نگهبان به‌صورت خاک مسلح از مصالح ژئوسنتتیک به‌عنوان مسلح‌کننده استفاده شده است. درصورتی که برای طراحی از روش تنش مجاز استفاده شود و ضرایب اطمینان جزئی در مقاومت کششی مسلح‌کننده‌ها به‌صورت زیر باشد، کدام‌یک از مقادیر زیر می‌تواند به‌عنوان حداکثر مقاومت کششی مجاز مسلح‌کننده‌ها در نظر گرفته شود؟ در پاسخ‌ها T_{ult} مقاومت کششی نهایی تضمین‌شدهٔ کارخانهٔ سازنده مسلح‌کننده‌ها است.

_ ضریب اطمینان فساد بیولوژیکی برابر 1.0

_ ضریب اطمینان خوردگی شیمیایی برابر 1.3

_ ضریب اطمینان خزش برابر 2.5

_ ضریب اطمینان آسیب‌دیدگی ناشی از نصب برابر 1.2

۱) $0.33\ T_{ult}$ ۲) $0.25\ T_{ult}$ ۳) $0.4\ T_{ult}$ ۴) $0.75\ T_{ult}$

مشاوره رایگان آزمون محاسبات: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ کانال تلگرام: @ sabzsaze

پاسخ ۱۹

مطابق بند ۷-۵-۷-۱-۳ (ب-۱) صفحه ۶۲ مبحث هفتم ویرایش ۱۴۰۰:

ب-۱ ضریب اطمینان مقاومت کششی مجاز مسلح کننده‌ها

برای فلزات از ضریب اطمینان ۱/۵ تا ۱/۷ (با توجه به خورندگی محیط) استفاده می‌شود. برای ژئوسینتتیک‌ها می‌توان ضریب اطمینان را بر اساس ضرایب اطمینان جزیی به صورت زیر محاسبه کرد:

$$T_a = T_{ult}\left(\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}}\right) \qquad (۱-۵)$$

FS_{id} = ضریب اطمینان احتمال آسیب دیدگی ناشی از نصب (۱/۱ تا ۱/۵ با توجه به روش اجرا)

FS_{cr} = ضریب اطمینان خزش (۱ تا ۳) با توجه به نوع مصالح

FS_{cd} = ضریب اطمینان خوردگی یا شیمیایی (حدود ۱ تا ۱/۵ با توجه به محیط)

FS_{bd} = ضریب اطمینان فساد بیولوژیکی (حدود ۱ تا ۱/۳)

T_a = مقاومت کششی مجاز

T_{ult} = مقاومت کششی نهایی

در هر حال ضریب اطمینان مقاومت کششی مسلح کننده‌ها باید بین ۱/۵ تا ۲/۵ انتخاب شوند.

سبزسازه

مشاوره رایگان آزمون محاسبات: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ کانال تلگرام: @ sabzsaze

پاسخ ۱۹

ضریب اطمینان مسلح کننده‌های ژئوسنتتیک برابر با عبارت زیر است و باید بین ۱.۵ و ۲.۵ در نظر گرفته شود:

$$FS = FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd} = 1.2 \times 2.5 \times 1.3 \times 1 = 3.9$$

بنابراین ضریب اطمینان را می‌بایست ۲.۵ در نظر بگیریم:

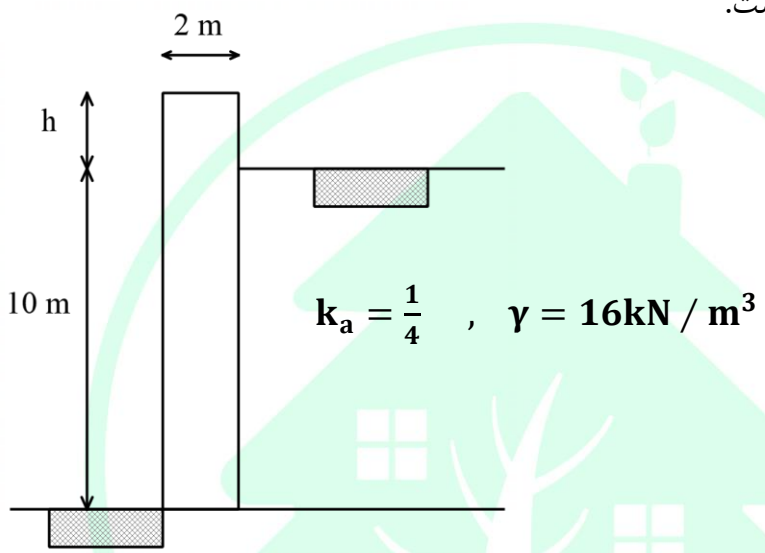
$$T_a = \frac{T_{ult}}{FS} = \frac{T_{ult}}{2.5} = 0.4T_{ult}$$

بنابراین گزینه ۳ پاسخ تست می‌باشد.

سبزسازه

سوال ۲۲

مطابق شکل زیر دیوار حائل وزنی در مقابل خاک ماسه ای اجرا شده است. حداقل h را طوری تعیین کنید که لغزش در برابر این خاک در شرایط استاتیکی به روش تنش مجاز رخ ندهد. در محاسبات وزن مخصوص بتن را $25kN/m^3$ فرض نمایند. فرض کنید لغزش افقی دیوار به اندازه کافی اتفاق می افتد تا فشار خاک در حالت محرک استفاده شود. شرایط خاک زیر شالوده در حالت زهکشی شده در نظر گرفته شود. خاک زیر دیوار دارای $\tan\delta = 0.5$ و $c_u = 15kPa$ است.



۱) 2 m
۲) 0.5 m
۳) 1 m
۴) 0.8 m

گزینه ۱ صحیح است

کنترل لغزش در پی ها و دیوارها مطابق بند ۷-۴-۲ صفحه ۳۹ مبحث هفتم ۱۴۰۰ انجام می گردد. با توجه به اینکه مطابق صورت سوال، خاک زیر دیوار در شرایط زهکشی شده قرار دارد، محاسبه نیروی مقاوم لغزش مطابق بند الف-۳-۱-۱ انجام می شود:

۷-٤-۲ ملاحظات طراحی پی‌های سطحی

حالاتی که پی‌های سطحی معمولاً برای آن‌ها طراحی یا کنترل می‌شوند، به شرح زیر تقسیم می‌شوند:

الف – مواردی که در حالت حدی نهایی کنترل می‌شوند:

الف-۳: گسیختگی خاک ناشی از لغزش پی

در پی‌هایی که بارهای مورب یا افقی بر آن‌ها وارد می‌شود باید لغزش پی بررسی شود. در این پی‌ها، در مواردی که کف زیرین پی افقی است، برای تأمین ایمنی کافی، باید نامساوی زیر برقرار باشد:

$H \leq S + P_p$

H: مؤلفه افقی بارهای طراحی وارد بر پی است که در آن نیروی رانش محرک خاک نیز لحاظ شده است.

S: نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیرین سازه پی و خاک پی است که طبق ضوابط الف-۳-۱ محاسبه می‌شود.

الف-۳-۱: نیروی برشی مقاوم (S) در شرایط زهکشی‌شده و زهکشی‌نشده (بلندمدت و کوتاه‌مدت) به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

الف-۳-۱-۱: خاک در شرایط زهکشی‌شده

$S = P' tan(\delta)$

که در این رابطه P': مؤلفه قائم بارهای طراحی مؤثر وارد به پی است.

δ: زاویه اصطکاک بین سطح زیرین سازه پی با خاک است. در پی‌های ساخته‌شده با بتن درجا δ برابر با زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و در پی‌های با بتن پیش‌ساخته معادل $\frac{2}{3}\phi$ است.

در رابطهٔ فوق همانطوری‌که مشاهده می‌شود هرگونه چسبندگی مؤثر، $\acute{C}$، نادیده گرفته شده است.

سبزسازه

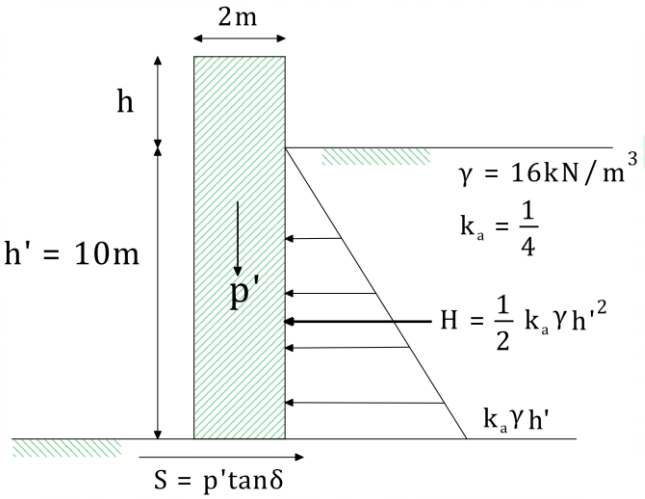
ادامه سوال ۲۲

در رابطه فوق P' همان وزن ثقلی دیوار حائل می باشد (محاسبات برای یک متر طول دیوار انجام شود):

$$P' = V\gamma_c = ((10+h)\times 2\times 1)\times 25 = 50(10+h)$$

مطابق صورت سوال $\tan\delta = 0.5$ بنابراین:

$$S = P'\tan\delta = 50(10+h)\times 0.5 = 25(10+h)$$



اکنون نیروی محرک وارد بر دیوار را محاسبه می کنیم (محاسبات برای یک متر طول دیوار انجام شود و h' ارتفاع خاک پشت دیوار است):

$$H = \frac{1}{2}K_a\gamma(h')^2 = \frac{1}{2}\times\frac{1}{4}\times 16\times 10^2\times 1 = 200\ KN$$

با توجه به جدول۷-۵-۳ صفحه ۶۱ مبحث هفتم ۱۴۰۰، ضریب اطمینان لغزش دیوارهای وزنی در شرایط استاتیکی برابر با ۱٫۵ می باشد:

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

سبزسازه

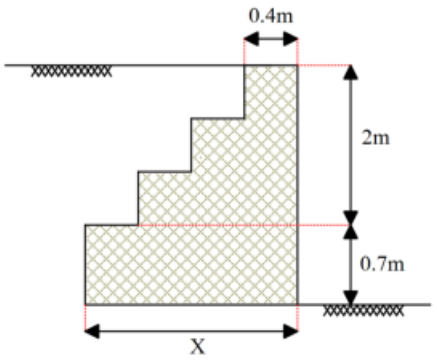
بنابراین خواهیم داشت

$$\frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرک}} \geq \text{ضریب اطمینان} \rightarrow \frac{S}{H} \geq SF \rightarrow \frac{25(10+h)}{200} \geq 1.5 \rightarrow h \geq 2m$$

مشابه سوال ۲۲ آزمون آبان ۱۴۰۳

تشابه

۲۲- یک دیوار حائل وزنی از جنس سنگ توف مطابق شکل زیر ساخته خواهد شد. اگر فشار خاک وارد بر دیوار از نوع محرک فرض شود، حداقل پهنای دیوار در شالوده (X) چقدر باید باشد تا در طراحی به روش تنش مجاز، ضریب اطمینان در برابر لغزش در شرایط استاتیکی تامین شود؟ از سربار روی خاک صرف نظر شده و نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید. زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک $\phi = 30°$ ، زاویهٔ اصطکاک بین خاک و زیر دیوار $\delta = 20°$، هر گونه چسبندگی صفر و خاک در شرایط زهکشی شده فرض شود. جرم مخصوص دیوار سنگی و خاک $2000\ \frac{Kg}{m^3}$ است.



۱) $X = 2.5\ m$

۲) $X = 1.6\ m$

۳) $X = 1.9\ m$

۴) $X = 2.3\ m$

سطح سوال سخت

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

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

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

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

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

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

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

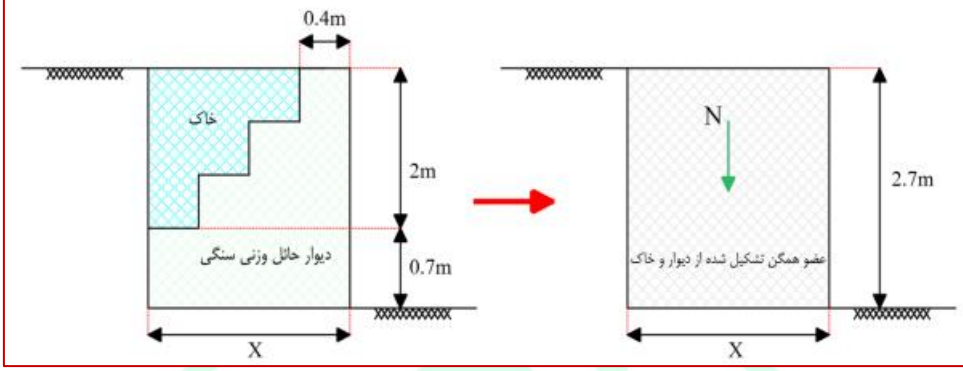
$$\delta = 20°$$

$$\phi = 30°$$

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

سبزسازه

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



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

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

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

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

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

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

$$H = 2.7m$$

$$l = 1m$$

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

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

$$F_{S_{\text{لغزش}}} = 1.5$$

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

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

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

که طبق گزینه های سوال مقدار X برابر است با:

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

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

سبزسازه

سوال ۲۳

حداقل طول مهاری کششی میلگرد به قطر ۱۴ میلیمتر در یک ساختمان بنایی مسلح با پوشش بنایی ۷۰ میلیمتر به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟

$f_y = 400MPa f'_m = 10MPa$

۱) ۵۵۰ میلی متر
۲) ۵۰۰ میلی متر
۳) ۶۵۰ میلی متر
۴) ۶۰۰ میلی متر

گزینه ۱ صحیح است

مطابق بند ۸-۴-۴-۳-۳ صفحه ۷۱ مبحث هشتم ۱۳۹۸ داریم:

۸-۴-۴-۳-۳ طول مهاری

طول مهاری مورد نیاز میلگرد در کشش و فشار باید با استفاده از رابطه ۸-۴-۲ محاسبه شود، اما نباید از ۳۰۰ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود.

$$l_d = \frac{1.5 d_b^2 f_y \gamma}{K\sqrt{f'_m}} \qquad (۸-۴-۲)$$

در معادله فوق، مقدار K نباید از حداقل پوشش بنایی و یا ۹ برابر قطر میلگرد، هر کدام کمتر است، بیشتر باشد. همچنین مقدار γ باید برای میلگردهای با قطر ۱۰ تا ۱۶ میلی‌متر برابر با ۱، برای میلگردهای با قطر ۱۸ تا ۲۲ میلی‌متر برابر با ۱/۳ و برای میلگردهای با قطر ۲۵ میلی‌متر و بیشتر برابر با ۱/۵ در نظر گرفته شود. طول مهاری میلگردهای با پوشش اپوکسی باید ۱/۵ برابر مقدار محاسبه شده از رابطه ۸-۴-۲ در نظر گرفته شود.

$10 \le \emptyset \le 16 \rightarrow \gamma = 1$

$K \le \min\{9d_b, Cover\} = \min\{9 \times 14 = 126mm, 70mm\} = 70mm$

$$l_d = \frac{1.5 d_b^2 f_y \gamma}{K\sqrt{f'_m}} \ge 300mm \rightarrow l_d = \frac{1.5 \times 14^2 \times 400 \times 1}{70\sqrt{10}} = 531mm \ge 300mm$$

سبزسازه

تشابه

مشابه سوال تالیفی درسنامه سبزسازه

تالیفی

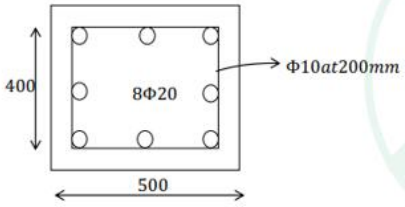
شکل مقابل یکی از ستون های مربوط به یک ساختمان بنایی مسلح را نشان می دهد. مقدار طول مهاری میلگردها بر حسب میلی متر به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ (نمای بنایی در معرض خاک و هوا قرار ندارد و اندود میلگرد ها با اپوکسی صورت گرفته است. $f_m = 25mpa\ ,f_y = 340mpa$)

۱) 300

۲) 885

۳) 590

۴) 1989



گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث هشتم

حل: مطابق بند ۸-۴-۴-۳-۳ و بند ۸-۴-۴-۶:

$$l_d \geq max\begin{cases} 1.5 * \dfrac{1.5 * {d_b}^2 * f_y * \gamma}{k * \sqrt{f_m}} \\ 300mm \end{cases}$$

نمای بنایی در معرض خاک و هوا نیست در نتیجه از بند ۸-۴-۴-۶ حداقل پوشش بنایی برابر $40mm$ است.

$$k \leq \min\{\text{حداقل پوشش بنایی}\ , 9d_b\}$$

$$k \leq \min\{40\ , 9 * 20\}$$

$$= 40mm$$

$$18 \leq d_b = 20 \leq 22 \rightarrow \gamma = 1.3$$

$$l_d \geq max\begin{cases} 1.5 * \dfrac{1.5 * 20^2 * 340 * 1.3}{40 * \sqrt{25}} = 1989\ mm \\ 300mm \end{cases}$$

پاسخ: گزینه ۴

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث هشتم

سبزسازه

سوال ۲۴

در ساختمان های با مصالح بنایی، برای اجرای ۵ متر مکعب شالوده با استفاده از بتن خرده سنگی، در صورتی که از سنگ لاشه و بتن با مقاومت فشاری ۲۸ روزه $20MPa$ استفاده شود، حداکثر مقدار مجاز سنگ لاشه مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟

۱) $1.7m^3$ ۲) $1.0m^3$ ۳) $1.5m^3$ ۴) $1.2m^3$

گزینه ۳ صحیح است

مطابق بند ۸-۲-۲-۱۰ صفحه ۴۰ مبحث هشتم ۱۳۹۸:

۸-۲-۲-۱۰ بتن

بتن مخلوطی از سیمان، سنگ‌دانه، آب و افزودنی‌ها می‌باشد که در ساخت پی، کلاف بتنی و هسته‌های بتنی بنایی مسلح استفاده می‌شود. کیفیت بتن از نظر مقاومت، پایایی و سایر نیازهای ویژه محیطی باید با ضوابط مندرج در مبحث پنجم و مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان و ضوابط زیر مطابقت داشته باشد.

۱- حداقل عیار سیمان ۲۵۰ کیلوگرم در هر مترمکعب بتن می‌باشد.

۲- حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن مورد استفاده در کلاف‌ها ۲۰ مگاپاسکال می‌باشد.

۳- حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن مورد استفاده در پی ۲۰ مگاپاسکال می‌باشد.

۴- حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن مورد استفاده در بنایی مسلح ۲۰ مگاپاسکال می‌باشد.

۵- برای پی‌سازی استفاده از بتن خرده‌سنگی با مصرف حداقل ۷۰ درصد بتن با مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۲۰ مگاپاسکال و ۳۰ درصد سنگ لاشه یا خرده‌سنگ، مجاز است.

مطابق بند فوق در پی سازی با بتن خرده سنگی، استفاده از حداکثر ۳۰ درصد سنگ لاشه مجاز است:

$$5 \times 0.3 = 1.5m^3$$

مشابه سوال ۲۰ آزمون اجرا مهر ۱۴۰۲

۲۰- برای ساخت پی یک ساختمان با مصالح بنایی از بتن خرده سنگی استفاده می‌شود. کدام‌یک از موارد زیر مجاز می‌باشد؟

۱) 72 درصد بتن با مقاومت فشاری 28 روزه 20 MPa و 28 درصد خرده سنگ

۲) 80 درصد بتن با مقاومت فشاری 28 روزه 15 MPa و 20 درصد خرده سنگ

۳) 65 درصد بتن با مقاومت فشاری 28 روزه 25 MPa و 35 درصد خرده سنگ

۴) 75 درصد بتن با مقاومت فشاری 28 روزه 18 MPa و 25 درصد خرده سنگ

تشابه

سبزسازه

پاسخ سوال ۲۰

مطابق مبحث هشتم – ویرایش ۱۳۹۸– ص ۴۰ – بند ۸-۲-۲-۱۰ ، مورد ۵:

۸-۲-۲-۱۰ بتن

۱- حداقل عیار سیمان ۲۵۰ کیلوگرم در هر مترمکعب بتن می‌باشد.

۲- حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن مورد استفاده در کلاف‌ها ۲۰ مگاپاسکال می‌باشد.

۳- حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن مورد استفاده در پی ۲۰ مگاپاسکال می‌باشد.

۴- حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن مورد استفاده در بنایی مسلح ۲۰ مگاپاسکال می‌باشد.

۵- برای پی‌سازی استفاده از بتن خرده‌سنگی با مصرف حداقل ۷۰ درصد بتن با مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۲۰ مگاپاسکال و ۳۰ درصد سنگ لاشه یا خرده‌سنگ، مجاز است.

مطابق مورد ۵، برای استفاده از بتن خرده سنگی، باید حداقل از ۷۰ درصد (رد گزینه ۳) بتن با مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۲۰ مگاپاسکال (رد گزینه‌های ۲ و ۴) و الباقی سنگ لاشه یا خرده سنگ استفاده شود.

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه

سوال ۲۵

ابعاد پلان مربع شکل یک ساختمان بنایی محصور شده با کلاف در شهر سنندج 9*9 متر است. این ساختمان یک طبقه بوده، دارای یک طبقه زیرزمین در تمام پلان و یک خرپشته به ابعاد 3.5*6 متر است. برای ساختن این ساختمان از دیوار آجری به ضخامت 220 mm استفاده خواهد شد. چنانچه فاصله مرکز سطح بام نسبت به مرکز سطح دیوارهای نسبی طبقه اول در هر دو راستا 1.08 m باشد، کمترین طول قابل قبول دیوارهای سازه ای قابل استفاده در محاسبه دیوار نسبی در طبقه اول (در هر امتداد)، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ در این سوال فقط رعایت الزامات مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان مدنظر است.

۱) 16 متر ۲) 24 متر ۳) 22 متر ۴) 15 متر

گزینه ۲ صحیح است

با توجه به مطرح شدن ابعاد خرپشته در این سوال، اولین سوالی که مطرح می شود این است که آیا خرپشته به عنوان طبقه محسوب می گردد یا نه. مطابق بند ۸-۵-۵-۹ صفحه ۱۲۸ مبحث هشتم ۱۳۹۸:

> **۸-۵-۵-۹ خرپشته**
>
> در اجرای خرپشته باید الزامات زیر رعایت شود.
>
> ۱- چنان‌چه سطح زیربنای خرپشته بیش از ۲۵ درصد سطح زیربنای طبقه زیر خود باشد، خرپشته به‌عنوان یک طبقه محسوب شده و باید ضوابط بند ۸-۵-۴-۲ را برآورده نماید.
>
> ۲- لازم است ضوابط مربوط به دیوار نسبی طبقه، در هر دو امتداد، مطابق الزامات بند ۸-۵-۵-۳-۲، رعایت شود.
>
> ۳- لازم است سیستم کلاف‌بندی ساختمان، شامل کلاف‌های قائم و افقی، در خرپشته نیز ادامه یابد.

خرپشته یک طبقه محسوب میشود $\rightarrow \frac{\text{مساحت خرپشته}}{\text{مساحت طبقه اول}} = \frac{3.5 \times 6}{9 \times 9} = \frac{21}{81} = 0.26 \geq 0.25$

بنابراین ساختمان ما یک ساختمان بنایی کلاف دار دو طبقه محسوب می شود. لذا مطابق جدول ۸-۵-۳ صفحه ۱۱۳ مبحث هشتم ۱۳۹۸، درصد دیوار نسبی طبقه اول در شهر سنندج (که مطابق پیوست ۱ استاندارد ۲۸۰۰ در منطقه با خطر نسبی زیاد زلزله قرار دارد) برابر با ۶ درصد می باشد:

سبزسازه

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

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

۲- دیوارهای سازه‌ای قابل استفاده در محاسبه دیوار نسبی در هر طبقه و در هر امتداد باید به‌طور یک‌نواخت و قرینه در سطح طبقه پخش شوند، به‌گونه‌ای که فاصله بین مرکز سطح یک طبقه و مرکز سطح دیوارهای نسبی آن طبقه (خروج از مرکزیت) در هر امتداد از ۵٪ بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد. چنان‌چه این فاصله در هر کدام از دو امتداد از ۵٪ بیشتر شود، لازم است به ازای هر یک درصد خروج از مرکزیت مازاد، مقادیر حداقل دیوار نسبی مندرج در جدول ۸-۵-۳ به اندازه یک درصد افزایش یابند (در ۱/۰۱ ضرب شوند). در هر صورت، در هر طبقه و در هر امتداد، خروج از مرکزیت بیش از ۲۰٪ مجاز نمی‌باشد.

اکنون می بایست خروج از مرکزیت دیوارهای نسبی را حساب کنیم تا ببینیم آیا مشمول افزایش درصد دیوار نسبی می شود یا نه:

$$\text{خروج مرکزیت } e = \frac{1.08}{9} = 0.12 = 12\%$$

یعنی خروج از مرکزیت ۱۲ درصد بوده که ۷ درصد بیشتر از مقدار مجاز (یعنی ۵ درصد) می باشد. بنابراین درصد دیوار نسبی حداقل، ۷ درصد نسبت به جدول فوق افزایش می یابد:

$$\text{حداقل دیوار نسبی} = 6 \times 1.07 = 6.42\%$$

اکنون با توجه به اینکه ضخامت دیوارهای آجری ۲۲ سانتی متر می باشد، می توان حداقل طول دیوار نسبی در هر امتداد طبقه اول را محاسبه نمود:

$$\text{دیوار نسبی} = \frac{\text{سطح مقطع دیوارها}}{\text{مساحت پلان}} \rightarrow 0.0642 \leq \frac{L \times 0.22}{9 \times 9} \rightarrow L \geq 23.63\ m$$

سبزسازه

مشابه سوال ۱۳ آزمون اسفند ۱۴۰۲

تشابه

۱۳- در یک ساختمان بنایی دو طبقه با دیوار بلوکی سیمانی با کلاف به ابعاد پلان 12 × 12 متر حداقل دیوار نسبی سازه ای در هر امتداد برای مناطق با خطر نسبی زیاد در طبقهٔ اول چند درصد است؟ فرض کنید فاصلهٔ بین مرکز سطح طبقهٔ اول به مرکز سطح دیوار نسبی همان طبقه 1.80 متر باشد.

۱) 12 درصد

۲) 10 درصد

۳) 11.5 درصد

٤) 11 درصد

سطح سوال: متوسط

حل: طبق جدول ۸-۵-۳ و توضیحات زیر جدول در صفحهٔ ۱۱۳ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

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

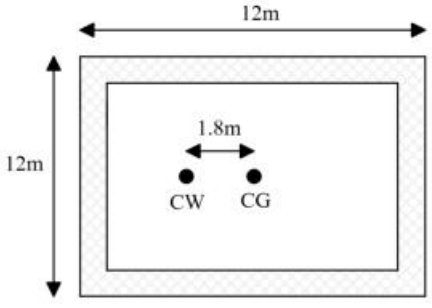
نوع دیوار و تعداد طبقات		خطر نسبی زلزله					
		خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد			خطر نسبی متوسط و کم		
		زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم	زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم
دیوار آجری	یک طبقه	۶	۴	–	۵	۳	–
	دو طبقه	۸	۶	۴	۶	۵	۳
دیوار بلوک سیمانی	یک طبقه	۱۰	۶	–	۸	۵	–
	دو طبقه	۱۲	۱۰	۶	۹	۸	۵
دیوار سنگی	یک طبقه	۶	۵	–	۵	۴	–
	دو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

۲- دیوارهای سازه‌ای قابل استفاده در محاسبه دیوار نسبی در هر طبقه و در هر امتداد باید به‌طور یک‌نواخت و قرینه در سطح طبقه پخش شوند، به‌گونه‌ای که فاصله بین مرکز سطح یک طبقه و مرکز سطح دیوارهای نسبی آن طبقه (خروج از مرکزیت) در هر امتداد از ۵٪ بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد. چنان‌چه این فاصله در هر کدام از دو امتداد از ۵٪ بیشتر شود، لازم است به ازای هر یک درصد خروج از مرکزیت مازاد، مقادیر حداقل دیوار نسبی مندرج در جدول ۸-۵-۳ به اندازه یک درصد افزایش یابند (در ۱/۰۱ ضرب شوند). در هر صورت، در هر طبقه و در هر امتداد، خروج از مرکزیت بیش از ۲۰٪ مجاز نمی‌باشد.

حداقل دیوار نسبی سازه ای در هر امتداد برای طبقهٔ اول یک سازهٔ دو طبقه با بلوک سیمانی مطابق جدول ۸-۵-۳ برابر است با:

$$\text{حداقل دیوار نسبی در هر امتداد} = 10\%$$

محاسبهٔ میزان خروج از مرکزیت سطح دیوار های نسبی در طبقهٔ اول:



$$\frac{1.8}{12} = 0.15 \rightarrow 15\% \quad \text{خروج از مرکزیت}$$

سبزسازه

گروه صنعتی سبزسازه

آزمون جامع اسفند ۱۴۰۲

با توجه به اینکه خروج از مرکزیت مرکز سطح دیوارهای نسبی طبقهٔ اول و مرکز سطح طبقه بیش از 5 درصد بعد پلان می باشد لذا به ازای هر درصد مازاد، 1 درصد به حداقل درصد دیوار نسبی اضافه می شود. بنابراین با توجه به اینکه خروج از مرکزیت بدست آمده برابر 15 درصد بدست آمده است و به میزان 10 درصد بیشتر از 5 درصد بعد پلان است می باشد، لذا مقدار کل خروج از مرکزیت در طبقهٔ اول را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$e = 1 + (10 * 0.01) = 1.1$$

در نهایت حداقل دیوار نسبی سازه ای در هر امتداد برای طبقهٔ اول را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$e * \text{حداقل دیوار نسبی در هر امتداد} = 1.1 * 10 = 11\%$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۳)

سبزسازه

سوال ۲۶

یک دیوار مسلح با آجر رسی با مقاومت فشاری 4 MPa و ملات متوسط با تسلیح 0.2% و مقاومت تسلیم 300MPa برای میلگردها، چه مقاومت محوری فشاری اسمی دارد؟ ضخامت دیوار 200 mm، ارتفاع موثر 6 متر و طول دیوار 3 متر می باشد. کنترل مقادیر آرماتورهای حداقل و حداکثر مدنظر این سوال نیست.

۱) 407 kN ۲) 353 kN ۳) 423 kN ۴) 374 kN

گزینه ۴ صحیح است

برای محاسبه مقاومت محوری اسمی مقطع دیوار از بند ۸-۴-۶-۲-۲ صفحه ۷۹ مبحث هشتم استفاده می کنیم.

در ابتدا می بایست نسبت $\frac{h}{r}$ را در دیوار محاسبه کنیم که h ارتفاع موثر دیوار و r شعاع ژیراسیون مقطع دیوار حول ضخامت دیوار می باشد:

۸-۴-۶-۲-۲ مقاومت محوری اسمی

مقاومت محوری اسمی (P_n) یک مقطع باید بر اساس فرضیات طراحی بند ۸-۴-۶-۱ و ضوابط این بخش تعیین شود.

مقاومت محوری اسمی نباید از مقدار محاسبه شده توسط رابطه ۸-۴-۵ یا رابطه ۸-۴-۶ فراتر رود.

الف- برای اعضایی که مقدار h/r در آنها از ۱۰۰ کمتر است:

$$P_n = 0.8\left[0.8f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}\right]\left[1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2\right] \qquad (۸-۴-۵)$$

ب- برای اعضایی که مقدار h/r در آنها برابر و یا بیشتر از ۱۰۰ است:

$$P_n = 0.8\left[0.8f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}\right]\left[\left(\frac{70r}{h}\right)^2\right] \qquad (۸-۴-۶)$$

در نتیجه داریم:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12}Lt^3}{Lt}} = \sqrt{\frac{1}{12}}t = \sqrt{\frac{1}{12}} \times 200 = 57.7mm \rightarrow \frac{h}{r} = \frac{6000}{57.73} = 103.93 \geq 100$$

بنابراین برای محاسبه مقاومت محوری اسمی از رابطه ۸-۴-۶ استفاده می کنیم. ابتدا پارامترهای لازم را با استفاده از داده های سوال محاسبه می کنیم:

سبزسازه

ادامه سوال ۲۶

مساحت خالص مقطع دیوار $A_n = L \times t = 3000 \times 200 = 600000\ mm^2$

سطح مقطع میلگرد های طولی $A_{st} = 0.2\%A_n = 0.002A_n = 0.002 \times 600000$
$= 1200\ mm^2$

با استفاده از جدول ۸-۲-۴ صفحه ۴۴ مبحث هشتم ۱۳۹۸ مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی را تعیین می کنیم. در نتیجه:

$f'_m = 1.4\ MPa$

جدول ۸-۲-۴ مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f'_m، بر حسب مقاومت فشاری آجر رسی

مقاومت فشاری مشخصه آجر (MPa)	مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f'_m (MPa)	
	ملات ماسه-سیمان نوع خیلی قوی یا قوی	ملات ماسه-سیمان نوع متوسط
≥ ۱۰	۳/۵	۳/۰
۹	۳/۴	۲/۸
۸	۳/۰	۲/۵
۷	۲/۸	۲/۳
۶	۲/۴	۲/۰
۵	۲/۰	۱/۷
۴	۱/۸	۱/۴
۳	۱/۴	۱/۰

اکنون مطابق رابطه ۸-۴-۶ خواهیم داشت:

$$P_n = 0.8\left(0.8f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}\right)\left(\frac{70r}{h}\right)^2$$

$$\rightarrow P_n = 0.8(0.8 \times 1.4(600000 - 1200) + 300 \times 1200)\left(\frac{70 \times 57.73}{6000}\right)^2$$
$$= 374024\ N = 374\ KN$$

سبزسازه

مشابه سوال ۱۲ آزمون اسفند ۱۴۰۲ و سوال تالیفی درسنامه سبزسازه

تشابه

۱۲- در یک ساختمان با مصالح بنایی مسلح، از ستون به ارتفاع موثر 3 متر و ابعاد 500 × 500 میلی متر با مصالح آجر فشاری رسی به مقاومت مشخصهٔ 12Mpa و ملات M15 استفاده شده است. در صورتی که مقدار آرماتور ستون حداقل مجاز باشد، مقاومت طراحی فشاری این ستون به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (آرماتورها S400)

(۱) $P_u = 840\ KN$
(۲) $P_u = 935\ KN$
(۳) $P_u = 1324\ KN$
(٤) $P_u = 1192\ KN$

سطح سوال: سخت

حل: طبق جدول ۸-۲-۴ صفحهٔ ۴۴ و بند ۸-۴-۶-۷-۳ صفحهٔ ۸۸ و جدول ۸-۴-۲ صفحهٔ ۸۲ و همچنین طبق بند ۸-۴-۶-۲-۲ صفحات ۷۹ و ۸۰ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ داریم:

جدول ۸-۲-۴ مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f_m، بر حسب مقاومت فشاری آجر رسی

مقاومت فشاری مشخصه آجر (MPa)	مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f_m (MPa)	
	ملات ماسه-سیمان نوع خیلی قوی یا قوی	ملات ماسه-سیمان نوع متوسط
≥ ۱۰	۳/۵	۳/۰

۸-۲-۲-۶-۳ مقاومت فشاری ملات

به لحاظ مقاومتی، مطابق استاندارد ملی ایران، شماره ۲-۷۰۶، ملات‌ها به چهار گروه ملات خیلی قوی (M۲۰)، ملات قوی (M۱۵)، ملات متوسط (M۱۰) و ملات ضعیف (M۱-M۵) و به شرح زیر تقسیم می‌شوند.

جدول ۸-۴-۲ ضرایب کاهش مقاومت

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

سبزسازه

۸-۴-۶-۷-۳ میلگردهای طولی

۱- حداقل تعداد میلگردهای طولی ستون برابر با چهار می‌باشد. حداقل یک میلگرد باید در هر گوشه ستون قرار گیرد.

۲- مساحت میلگرد طولی نباید از $۰/۰۴A_n$ بیشتر باشد.

۳- مساحت میلگرد طولی نباید از $۰/۰۰۵A_n$ کمتر باشد.

۸-۴-۶-۲-۲ مقاومت محوری اسمی

مقاومت محوری اسمی (P_n) یک مقطع باید بر اساس فرضیات طراحی بند ۸-۴-۶-۱ و ضوابط این بخش تعیین شود.

مقاومت محوری اسمی نباید از مقدار محاسبه شده توسط رابطه ۸-۴-۵ یا رابطه ۸-۴-۶ فراتر رود.

الف- برای اعضایی که مقدار h/r در آنها از ۱۰۰ کمتر است:

$$P_n = 0.8\left[0.8f'_m(A_n - A_{st}) + f_yA_{st}\right]\left[1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2\right] \quad (۸-۴-۵)$$

طبق جدول ۸-۴-۲ مقدار مقاومت فشاری مشخصهٔ واحد بنایی را محاسبه می کنیم:

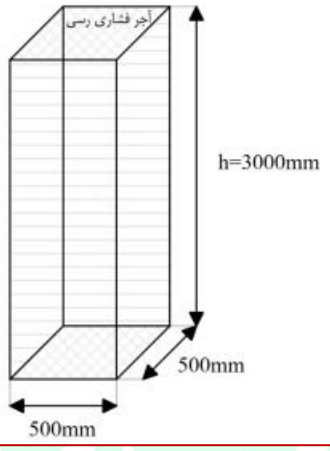
$f_m{}' = 3.5Mpa$

$f_y = 400Mpa$

با توجه به صورت سوال حداقل آرماتور طولی مجاز در مقطع قرار دارد. بنابراین:

$A_{St_{min}} = 0.005A_n = 0.005 * 250000 = 1250\ mm^2$

$A_n = 500 * 500 = 250000\ mm^2$



سبزسازه

محاسبهٔ شعاع ژیراسیون r:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{500^4}{12}}{500^2}} = 144.34mm$$

در ادامه مقدار نسبت $\frac{h}{r}$ را محاسبه می کنیم:

$$\frac{h}{r} = \frac{3000}{144.34} = 20.78 < 100$$

طبق رابطهٔ ۸-۴-۵ صفحهٔ ۸۰ مقدار مقاومت فشاری اسمی را محاسبه می کنیم:

$$P_n = 0.8[0.8 * 3.5(500^2 - 1250) + 400 * 1250] * \left[1 - \left(\frac{3000}{140 * 144.34}\right)^2\right]$$

$$P_n = 936103N = 936.103\ KN$$

در نهایت با اعمال ضریب کاهش مقاومت 0.9 در مقاومت محوری فشاری اسمی به مقدار مقاومت محوری فشاری طراحی خواهیم رسید:

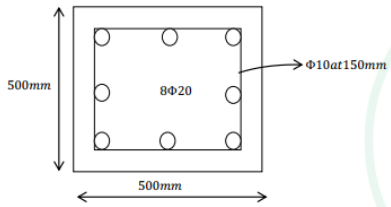
$$P_u = \emptyset P_n = 0.9 * 936.103 = 842.5\ KN$$

پاسخ سوال گزینهٔ (۱)

تالیفی

ظرفیت فشاری اسمی ستون مقابل واقع در یک ساختمان بنایی مسلح در کدام گزینه بر حسب کیلونیوتن به درستی بیان شده است؟

(ارتفاع موثر ستون را $3m$ در نظر بگیرید. $f_m = 25mpa$,$f_y = 400mpa$)



۱) 4700

۲) 5840

۳) 7400

۴) 6200

سبزسازه

حل: مطابق بند ۸-۴-۶-۲-۲:

$$h = 3m = 3000mm$$

$$r = 0.3b = 0.3 * 500 = 150mm$$

$$\frac{h}{r} = \frac{3000}{150} = 20 \leq 100$$

$$P_n = 0.8\left[0.8f_m(A_n - A_{st}) + f_y * A_{st}\right] * \left[1 - (\frac{h}{140r})^2\right]$$

$$A_n = 500 * 500 = 25 * 10^4 mm^2$$

$$A_{st} = 8 * 3.14 * \frac{20^2}{4} = 2512mm^2$$

kN

$$P_n = 0.8[0.8 * 25(25 * 10^4 - 2512) + 400 * 2512] * \left[1 - \left(\frac{3000}{140 * 150}\right)^2\right] * 10^{-3}$$

N

$$= 4667kN$$

پاسخ: گزینه ۱

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی_مبحث هشتم

سبزسازه

سوال ۲۷

در یک تیر بتنی غیرباربر جانبی به ابعاد 500*500 میلی متر سطح مقطع آرماتورهای کششی محاسباتی و موجود برابر 950 میلی متر مربع است. اگر بتن از ردهٔ C25 بوده و ارتفاع مؤثر مقطع برابر 0.9 ارتفاع کل مقطع باشد، حداقل ردهٔ قابل قبول فولاد میلگردهای کششی مطابق کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟

۱) S 340 ۲) S 350 ۳) S 400 ۴) S 300

گزینه ۱ صحیح است

با توجه به بند ۹-۱۱-۵-۱-۱ و ۹-۱۱-۵-۱-۲ باید حداقل آرماتور کششی در مقطع قرار داده شود.

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

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

(۹-۱۱-۱-الف) $0.25\frac{\sqrt{f_c}}{f_y}b_w d$

(۹-۱۱-۱-ب) $\frac{1.4}{f_y}b_w d$

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

$$A_{s_{min}} = \max\begin{cases} \frac{1.4}{f_y}bd = \frac{1.4}{f_y} \times 500 \times (0.9 \times 500) = \frac{315000}{f_y} \\ \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}bd = \frac{0.25 \times \sqrt{25}}{f_y} \times 500 \times (0.9 \times 500) = \frac{281250}{f_y} \end{cases}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{315000}{f_y}$$

سبزسازه

ادامه سوال ۲۷

چون در صورت سوال گفته شده مقدار آرماتور محاسباتی و آرماتور موجود با هم برابرند می توانیم نتیجه بگیریم که مقدار آرماتور محاسباتی بزرگتر مساوی آرماتور حداقل می باشد بنابراین خواهیم داشت:

$$A_{s\,\text{محاسباتی}} = A_{s\,\text{موجود}} = 950\ mm^2 \geq A_{s\,min} = \frac{315000}{f_y}$$

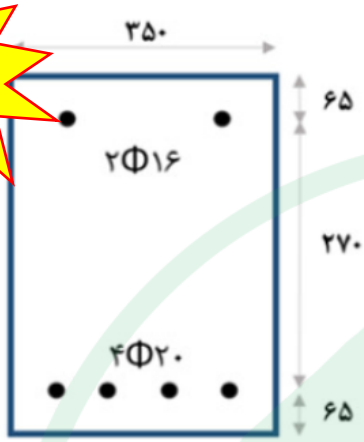
$$f_y \geq \frac{315000}{950} = 331.6\ MPa$$

بنابراین حداقل رده قابل قبول فولاد میلگردهای کششی، رده S340 می باشد.

مشابه سوال ۴۷ کتابچه تمرین تست سبزسازه:

۴۷. در طراحی یک تیر از یک قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد، از بتن با رده C25 استفاده شده است. حداقل رده قابل قبول برای میلگرد طولی کدام است؟

تشابه



۱) S240
۲) S420
۳) S500
۴) S340

حل سوال ۴۷

مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲-۲-۱ و بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ برای هر دو قسمت بالا و پایین تیر:

$$\rho \geq \rho_{min} = max\left\{\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right\}$$

برای قسمت بالایی:

$$\rho = \frac{2 * 3.14 * \frac{16^2}{4}}{350 * 335} = 0.00343$$

سبزسازه

$max\{1.4, 0.25\sqrt{f_c}\}$

$= max\{1.4, 0.25 * \sqrt{25} = 1.25\} = 1.4$

$\rightarrow 0.00343 \geq \frac{1.4}{f_y}$

$\rightarrow f_y \geq 409\ mpa$

برای قسمت تحتانی:

$$\rho = \frac{4 * 3.14 * \frac{20^2}{4}}{350 * 335} = 0.0108$$

$\rightarrow 0.0108 \geq \frac{1.4}{f_y}$

$\rightarrow f_y \geq 130\ mpa$

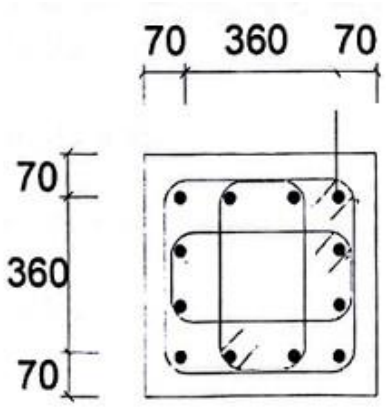
$f_y \geq max\{409, 130\} = 409\ mpa$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه

سوال ۲۸

در ستون بتنی شکل زیر بتن از رده C30 ، فولاد میلگردهای طولی از نوع S400 است. اگر نسبت حداکثر مقاومت فشاری محوری ستون به حداکثر مقاومت کششی محوری برابر 2.92 باشد، بدون توجه به مقادیر حداقل و حداکثر آرماتورهای طولی، قطر آرماتورهای طولی به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد مقطع به میلی متر است.



۱) 28 mm

۲) 25 mm

۳) 22 mm

۴) 20 mm

این سوال در کلید اولیه سازمان دو گزینه ای اعلام شده

پاسخ صحیح گزینه ۲ و ۴ می باشد.

حداکثر مقاومت فشاری محوری اسمی و حداکثر مقاومت کششی محوری اسمی با توجه بندهای ۹-۸-۳-۳ و ۹-۸-۳-۴ بدست می آیند و هم چنین ضرایب کاهش مقاومت هم با توجه به بند های ۹-۷-۴-۲ و ۹-۷-۴-۳ و جدول ۹-۷-۲ بدست می آیند.

۹-۸-۳-۳ حداکثر مقاومت فشاری محوری

۹-۸-۳-۳-۱ به منظور در نظر گرفتن خروج از محوری اتفاقی، مقاومت فشاری اسمی، P_n، نباید از $P_{n,max}$، مطابق رابطه‌های زیر تجاوز کند.

- برای ستون با تنگ بسته:

$$P_{n,max} = 0.8P_0 \qquad \text{(۹-۸-۵-الف)}$$

- برای ستون با دورپیچ:

سبزسازه

$$P_{n,\max} = 0.85P_0 \qquad (۹-۸-۵-ب)$$

- برای اعضای شالوده‌ی عمیق با تنگ بسته:

$$P_{n,\max} = 0.8P_0 \qquad (۹-۸-۵-پ)$$

در این رابطه‌ها، P_0 مقاومت فشاری اسمی تحت اثر بار محوری بدون خروج از مرکزیت بوده و به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \qquad (۹-۸-۶)$$

که در آن A_g مساحت سطح مقطع کل و A_{st} سطح مقطع فولادهای طولی است. در این رابطه مقدار f_y به ۵۵۰ مگاپاسکال محدود می‌شود.

۹-۸-۳-۲ فولادهای عرضی به صورت تنگهای بسته و یا دورپیچ که به عنوان مهار جانبی فولادهای طولی در اعضای فشاری به کار می‌روند، باید ضوابط مرتبط را که در فصل‌های ۹-۱۲ و ۹-۲۱ ارائه شده‌اند، تامین نمایند.

۹-۸-۳-۴ حداکثر مقاومت کششی محوری

۹-۸-۳-۴-۱ مقاومت کششی محوری اسمی، P_{nt}، نباید از حداکثر مقاومت کششی محوری $P_{nt,\max}$ که بر اساس رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود، بیش‌تر شود.

$$P_{nt,\max} = A_{st} f_y \qquad (۹-۸-۷)$$

۹-۷-۴-۲ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع کشش-کنترل تلقی میشوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن، ε_{cu}، به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t، بزرگ‌تر یا مساوی $\varepsilon_{ty} + 0.003$ باشد. ε_{ty} کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است؛ و برای میلگردهای آجدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته‌ی فولاد تعیین می‌شود.

سبزسازه

جدول ۹-۷-۲ ضریب‌های کاهش مقاومت ϕ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع

وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع	ϕ
۱) لنگر، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری	
الف) مقاطع کشش- کنترل (بند ۹-۷-۴-۲)	۰/۹۰
ب) مقاطع فشار- کنترل (بند ۹-۷-۴-۳)	
- اعضای با دوربیچ	۰/۷۵
- سایر اعضا	۰/۶۵
پ) مقاطع در ناحیه‌ی انتقال (بند ۹-۷-۴-۴)	۰/۶۵-۰/۹۰
۲) برش	۰/۷۵
۳) پیچش	۰/۷۵
۴) مقاومت اتکایی (لهیدگی)	۰/۶۵
۵) نواحی مهاری پس کشیده	۰/۸۵
۶) نشیمن‌ها (براکت‌ها و کوربل‌ها)	۰/۷۵
۷) نواحی مختلف در مدل‌های بست و بند	۰/۷۵
۸) اجزای اتصالات اعضای پیش ساخته‌ای که با تسلیم عناصر فولادی در کشش کنترل می‌شوند.	۰/۹۰
۹) عناصر بتنی ساده (بدون فولاد)	۰/۶۰
۱۰) مهار در عناصر بتنی	۰/۴۵-۰/۷۵

۹-۷-۴-۳ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع فشار-کنترل تلقی می‌شوند که در آن‌ها همزمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که ε_{cu} به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t، کوچک‌تر یا مساوی با ε_{ty} باشد. برای آرماتور S420، اجازه داده می‌شود که این حد کرنش برابر با ۰/۰۰۲ در نظر گرفته شود.

با توجه به صورت سوال خواهیم داشت:

$$\frac{\phi P_{n,max}}{\phi P_{nt,max}} = 2.92$$

$$P_{n,max} = 0.8P_0$$

$$P_0 = 0.85f_c'(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y$$

$$\phi = 0.65$$

سبزسازه

ادامه سوال ۲۸

$$\phi P_{n,max} = 0.65 \times 0.8 \times [0.85 f_c'(A_g - A_{st}) + A_{st} f_y]$$

$$P_{nt,max} = A_{st} f_y$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi P_{nt,max} = 0.9 \times A_{st} f_y$$

$$\frac{0.65 \times 0.8 \times [0.85 f_c'(A_g - A_{st}) + A_{st} f_y]}{0.9 \times A_{st} f_y} = 2.92$$

$$\frac{0.65 \times 0.8 \times [0.85 \times 30 \times (500^2 - A_{st}) + A_{st} \times 400]}{0.9 \times A_{st} \times 400} = 2.92$$

$$6375000 + 374.5 A_{st} = 2021.54 A_{st}$$

$$A_{st} = 3870.6\ mm^2$$

$$12 \times \pi \times \frac{{d_b}^2}{4} = 3870.6$$

$$d_b = 20.265\ mm$$

گزینه ۴ صحیح است.

به دلیل اینکه در صورت سوال مقدار مقاومت اسمی یا طراحی مشخص نشده است این حل هم در کلید اولیه درست اعلام شده و سوال با دو پاسخ صحیح در نظر گرفته شده است:

$$\frac{P_{n,max}}{P_{nt,max}} = 2.92$$

$$P_{n,max} = 0.8 P_0$$

$$P_0 = 0.85 f_c'(A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

$$P_{n,max} = 0.8 \times [0.85 f_c'(A_g - A_{st}) + A_{st} f_y]$$

$$P_{nt,max} = A_{st} f_y$$

سبزسازه

$$\frac{0.8 \times [0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y]}{A_{st} f_y} = 2.92$$

$$\frac{0.8 \times [0.85 \times 30 \times (500^2 - A_{st}) + A_{st} \times 400]}{A_{st} \times 400} = 2.92$$

$$6375000 + 374.5 A_{st} = 1460 A_{st}$$

$$A_{st} = 5872.9\ mm^2$$

$$12 \times \pi \times \frac{{d_b}^2}{4} = 5872.9$$

$$d_b = 24.96\ mm$$

گزینه ۲ هم صحیح در نظر گرفته شده است

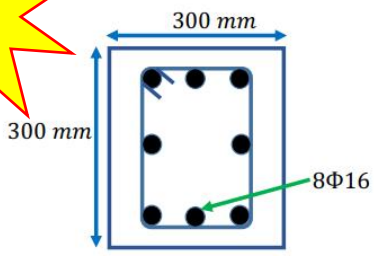
مشابه سوال بهمن ۹۴ درسنامه سبزسازه:

تشابه

بهمن ۹۴

نسبت حداکثر نیروی محوری فشاری اسمی به حداکثر نیروی محوری کششی اسمی یک ستون بتنی با مقطع شکل زیر با تنگ های موازی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر می باشد؟ $f_y = 400\ mpa\ ,\ f_c' = 25\ mpa$

1) ۲
2) ۲.۵
3) ۲.۹
4) ۳.۱۴



سبزسازه

حل:

گام اول : تشخیص هدف طراح $\frac{P_{n\,max}}{P_{nt\,max}}$

گام دوم : تشخیص بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه

گام سوم : مشاهده بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه بند ۹ – ۸ – ۳ – ۳ – ۱ و ۹ – ۸ – ۳ – ۴ – ۱ و توضیحات ارائه شده

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

معلومات :

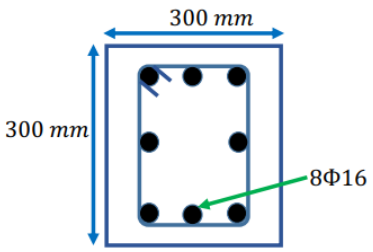
$$f'_c = 25\ mpa$$
$$f_y = 400\ mpa$$
$$A_{st} = 8\Phi16$$
$$b = h = 300\ mm$$

مجهولات : $P_{n\,max}$ و $P_{nt\,max}$

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

گام پنجم : حل مساله و کار با ماشین حساب

$$P_{n\,max} = 0.8P_0$$
$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$
$$A_g = 300 * 300 = 9 * 10^4\ mm^2$$
$$A_{st} = 8 * \pi * \frac{16^2}{4} = 1608.5\ mm^2$$
$$P_0 = [0.85 * 25(9 * 10^4 - 1608.5) + (1608.5 * 400)] * 10^{-3} = 2522\ kN$$
$$P_{n\,max} = 0.8 * 2522 = 2017.6\ kN$$
$$P_{nt\,max} = A_{st} * f_y = 1608.5 * 400 * 10^{-3} = 643.4\ kN$$
$$\rightarrow \frac{P_{n\,max}}{P_{nt\,max}} = \frac{2017.6}{643.4} = 3.136$$



گزینه ۴

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

سبزسازه

سوال ۲۹

در یک ستون بتنی با مقطع مربع و آرماتورگذاری متقارن، مقدار مقاومت برشی طراحی در هر راستا برابر V_0 است. ستون تحت نیروی برشی همزمان در دو راستا قرار دارد. درصورتی که مقدار نیروی برشی ضریبدار در یک راستا برابر $0.8V_0$ باشد، حداکثر نیروی برشی ضریبدار راستای دیگر چه مقداری می تواند باشد؟

۱) $0.5V_0$
۲) $0.2V_0$
۳) V_0
۴) $0.7V_0$

گزینه ۴ صحیح است

با توجه به بند ۹-۸-۴-۱-۷ و ۹-۸-۴-۱-۸ خواهیم داشت:

> ۹-۸-۴-۱-۷ در صورت تامین یکی از شرایط زیر، از تاثیر متقابل نیروهای برشی که در راستای دو محور متعامد x و y اثر می‌کنند، می‌توان صرف نظر نمود.
>
> $$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} \le 0.5 \qquad \text{(۹-۸-۱۰-الف)}$$
>
> $$\frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \le 0.5 \qquad \text{(۹-۸-۱۰-ب)}$$
>
> ۹-۸-۴-۱-۸ اگر هیچ کدام از رابطه‌های (۹-۸-۱۰) برآورده نشود، لازم است رابطه‌ی زیر تامین گردد.
>
> $$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \le 1.5 \qquad \text{(۹-۸-۱۱)}$$

با توجه به صورت سوال داریم:

$$\phi V_{nx} = \phi V_{ny} = V_0$$

$$V_{ux} = 0.8V_0$$

$$\frac{V_{ux}}{\phi V_{nx}} + \frac{V_{uy}}{\phi V_{ny}} \le 1.5$$

$$\frac{0.8V_0}{V_0} + \frac{V_{uy}}{V_0} \le 1.5$$

$$V_{uy} \le 0.7V_0$$

سبزسازه

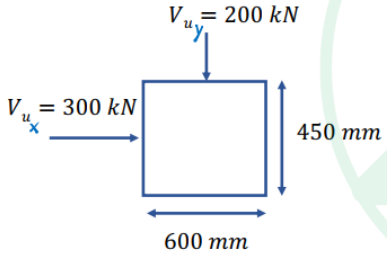
مشابه سوال تالیفی در درسنامه سبزسازه:

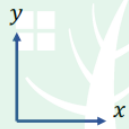
تشابه

تالیفی

ستونی با مقطع مستطیل به ابعاد $600\ mm$ * 450 مطابق شکل، تحت نیرو های برشی واقع شده است . اگر $f_c = 25\ mpa$ و $f_y = 400\ mpa$ باشد [illegible] خامیر

از گزینه های زیر در مورد این ستون صحیح تر است ؟ (پوشش بتنی از مرکز میلگردهای طولی را $50\ mm$ در نظر بگیرید. مصالح بتن از ریز دانه معمولی و درشت دانه سبک می باشد. خاموت ها $\Phi 10@\ 100\ mm$ می باشند)





$\frac{300}{\phi V_{nx}} < 0.5$ ، 0.75 | $\frac{200}{\phi V_{ny}} < 0.5$ ، 0.75

۱) تاثیر متقابل نیروهای برشی در راستای x و y را می توان نادیده گرفت .

۲) با لحاظ تاثیر متقابل نیروهای برشی در راستای x و y رابطه مقاومت ارضا نمی شود .

۳) با لحاظ تاثیر متقابل نیروهای برشی در راستای x و y رابطه مقاومت ارضا می شود .

۴) هیچ کدام

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

حل:

گام اول : تشخیص هدف طراح: کنترل رابطه اندر کنش در برش

گام دوم : تشخیص بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه

گام سوم : مشاهده بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه:

بند های ۹ – ۸ – ۴ – ۱ – ۷ و ۹ – ۸ – ۴ – ۱ – ۸

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

معلومات :

- $f_c = 25\ mpa$
- $f_y = 400\ mpa$
- $cover = 50\ mm$
- مصالح بتن ریز دانه معمولی و درشت دانه سبک است.
- خاموت $\Phi 10@\ 100\ mm$ می باشد .
- $V_{ux} = 300\ kN$
- $V_{uy} = 200\ kN$
- در راستای x : $b_w = 450\ mm$
- $d = 600 - 50 = 550\ mm$
- $\lambda = 0.85$
- در راستای y : $b_w = 600\ mm$
- $d = 450 - 50 = 400\ mm$

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

سبزسازه

گام پنجم : حل مساله و کار با ماشین حساب

$$V_{cx} = \{(0.17 * \lambda * \sqrt{f_c})\} * b_w * d$$

$$= 0.17 * 0.85 * \sqrt{25} * 450 * 550 * 10^{-3} = 178.82\ kN$$

$$V_{cy} = 0.17 * 0.85 * \sqrt{25} * 600 * 400 * 10^{-3} = 173.4\ kN$$

جهت x :

$$V_{nx} = min\begin{cases} V_{cx} + V_{sx} \\ V_{cx} + 0.66\sqrt{f_c} * b_w * d \end{cases}$$

$$V_{cx} = 178.82\ kN$$

$$V_{sx} = A_s * f_y * \frac{d}{s} = 2 * 3.14 * \frac{10^2}{4} * 400 * \frac{550}{100} * 10^{-3} = 345.5\ kN$$

$$V_{nx} = min\begin{cases} 178.82 + 345.5 = 524.32 \\ 178.82 + (0.66 * \sqrt{25} * 450 * 550 * 10^{-3}) = 995.57\ kN \end{cases} \quad = \mathbf{524.32\ kN}$$

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

جهت y :

$$V_{ny} = min\begin{cases} V_{cy} + V_{sy} \\ V_{cy} + 0.66\sqrt{f_c} * b_w * d \end{cases}$$

$$V_{sy} = A_s * f_y * \frac{d}{s} = 2 * 3.14 * \frac{10^2}{4} * 400 * \frac{400}{100} * 10^{-3} = 251.3\ kN$$

$$\rightarrow V_{ny} = min\begin{cases} 173.4 + 251.3 = 424.7\ kN \\ 173.4 + (0.66 * \sqrt{25} * 600 * 400 * 10^{-3}) = 965.4\ kN \end{cases} \quad = \mathbf{424.7\ kN}$$

کنترل رابطه اندر کنش :

$$\frac{V_{ux}}{\phi . V_{nx}} = \frac{300}{0.75 * 524.32} = 0.76 < 0.5 \qquad N.ok$$

$$\frac{V_{uy}}{\phi . V_{ny}} = \frac{200}{0.75 * 424.7} = 0.628 < 0.5 \qquad N.ok$$

$$\frac{V_{ux}}{\phi . V_{nx}} + \frac{V_{uy}}{\phi . V_{nx}} = 0.76 + 0.628 = 1.388 < 1.5 \qquad ok \ \checkmark$$

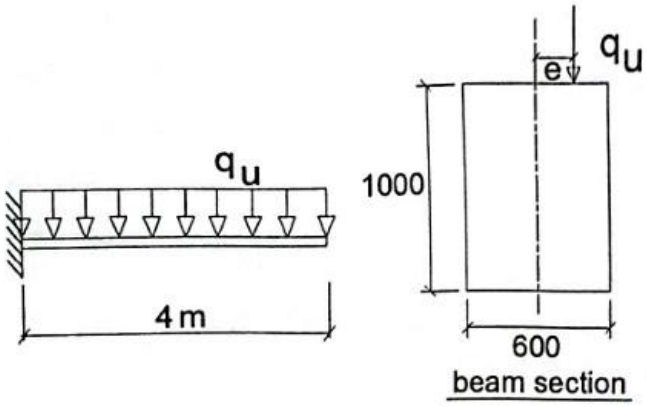
پاسخ:گزینه ۳

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

سبزسازه

سوال ۳۰

یک تیر کنسول بتنی به طول ٤ متر تحت بار گسترده خطی ضریبدار $q_u = 50kN/m$ مطابق شکل قرار دارد. حداکثر مقدار خروج از مرکزیت بار گسترده خطی برای آنکه تیر نیازی به طراحی برای پیچش نداشته باشد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی C25 بوده و از اثرات کاهنده پیچش ناشی از وزن تیر صرف نظر شود. در شکل ابعاد مقطع تیر به میلی متر هستند.



۱) $e = 0$
۲) $e = 230\ mm$
۳) $e = 175\ mm$
۴) $e = 700\ mm$

گزینه ۳ صحیح است

با توجه به بند ۹-۸-۶-۱-۲ چنان چه $T_u \le \phi T_{th}$ باشد، می توان از اثرات پیچش صرف نظر نمود.

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

۹-۸-۶-۲-۱ پیچش آستانه، T_{th}، برای مقاطع توپُر بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۸) محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار مثبت، و برای کشش منفی در نظر گرفته می‌شود. پیچش T_{th} برای مقاطع تو خالی نیز بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۸) محاسبه می‌شود؛ با این تفاوت که به جای متغیر A_{cp}، از A_g (سطح مقطع ناخالص بدون در نظر گرفتن سطح حفره‌ها) استفاده می‌شود. متغیرهای A_{cp} و p_{cp} به ترتیب مساحت محصور و محیط بیرونی‌ترین خطوط در برگیرنده‌ی مقطع می‌باشند.

- بدون حضور نیروی محوری:

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

- در صورت وجود نیروی محوری:

$$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}} \qquad (۹-۸-۲۸-ب)$$

سبزسازه

ادامه سوال ۳۰

$$T_u = 50 \times e \times 4 = 200e$$

$$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}}\right) = 0.083 \times 1 \times \sqrt{25} \times \left(\frac{(600 \times 1000)^2}{2 \times (600 + 1000)}\right) \times 10^{-6}$$

$$T_{th} = 46.6875\ kN.m$$

$$200e < 0.75 \times 46.6875 \qquad e < 0.175\ m = 175\ mm$$

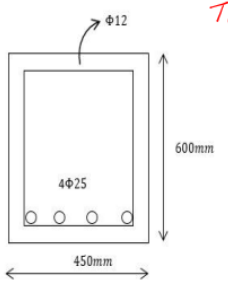
تشابه

مشابه سوال تالیفی درسنامه سبزسازه:

تالیفی

در یک تیر طره ای بتنی به طول 6 متر در نیمه انتهایی تیر مقدار لنگر پیچشی گسترده مرده و زنده و زلزله قائم به ترتیب $3\ kN.m$ و $1.5\ kN.m$ و $1\ kN.m$ بدست آمده است. در صورتی که پوشش بتن روی میلگردهای طولی $50\ mm$ فرض شود، حداکثر فاصله از محل تکیه گاه که نیاز به آرماتور پیچشی باشد (بر حسب متر) در کدام گزینه به درستی بیان شده است ؟ بتن از نوع معمولی است. $f_c = 25\ mpa$ و $f_y = 340\ mpa$

۱) ۵,۲۳
۲) ۱,۷۷
۳) ۱,۲۳
۴) ۴,۲۳ ✓



$T_u < \varphi T_{th}$ نداریم

$T_{u_1} = 1.2\,T_D + 1.6\,T_L = 6\ kN.m$

$T_{u_2} = 1.2\,T_D + T_L + T_E = 6.1\ kN.m$

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

$= 0.75 \times 0.083 \times 1\sqrt{25}\left(\frac{(450\times600)^2}{2(450+600)}\right)\times10^{-6}$

$= 10.18\ kN.m$

$\frac{1813}{1018} = \frac{3}{n} \Rightarrow n = 1.177\ m$

طول $= 3 + 1.123 = 4.123\ m$

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

سبزسازه

حل:

گام اول : تشخیص هدف طراح (بررسی لزوم طراحی آرماتور برای پیچش)

گام دوم : تشخیص بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه

گام سوم : مشاهده بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه (استفاده از توضیحات ذکر شده و بند ۹-۸-۶-۱-۲)

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

معلومات :

$$T_D = 3\ kN.m$$
$$T_L = 1.5\ kN.m$$
$$T_E = 1\ kN.m$$
$$f_c = 25\ mpa$$
$$f_y = 340\ mpa$$
$$b = 450\ mm$$
$$h = 600\ mm$$
$$l = 6\ m$$

مجهول : حداکثر فاصله از محل تکیه گاه که نیاز به آرماتور پیچشی باشد

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

گام پنجم : حل مساله و کار با ماشین حساب

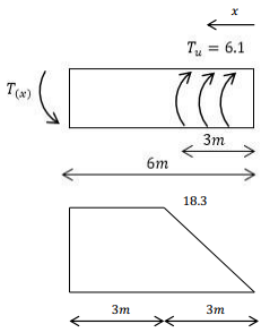
مطابق بند ۹-۸-۶-۱-۲ و جدول ۹-۷-۱ :

$$T_{u1} = 1.2T_D + 1.6T_L = 1.2 * 3 + 1.6 * 1.5 = 6\ kN.m$$

$$T_{u2} = 1.2T_D + T_L + T_E = 1.2 * 3 + 1.5 + 1 = \mathbf{6.1\ kN.m}$$

$$for\ \ x \le 3m \rightarrow T(x) = 6.1 * x = 6.1x$$

$$T(x = 3) = 6.1 * 3 = 18.3\ kN.m$$



$$T_u < \phi * T_{th}$$

$$\phi * T_{th} = \phi * 0.083 * \lambda * \sqrt{f_c} * \left(\frac{{A_{cp}}^2}{p_{cp}}\right)$$

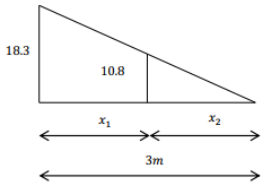
$$= 0.75 * 0.083 * 1 * \sqrt{25} * \left(\frac{(600 * 450)^2}{2(600 + 450)}\right) * 10^{-6} = 10.8\ kN.m$$

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

سبزسازه

$$\frac{18.3}{3} = \frac{10.8}{x_2} \rightarrow x_2 = 1.77\ m$$

$$\rightarrow x_1 = 3 - 1.77 = 1.23\ m$$



فاصله از محل تکیه گاه $\rightarrow l = 3 + 1.23 = 4.23\ m$

پاسخ : گزینه ٤

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

سبزسازه

سوال ۳۱

در یک دال بتنی یک طرفه با ضخامت 200 میلی متر، مقدار آرماتور طولی 1.25 برابر مقدار آرماتور طولی حداقل دال بوده و از آرماتور برشی استفاده نشده است . مقاومت برشی طراحی دال به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن از نوع معمولی C25 است و عمق مؤثر 150 میلیمتر فرض شود. همچنین فرض کنید نیروی محوری دال بتنی ناچیز است.

۱) $75.2kN/m$
۲) $48.6kN/m$
۳) $53.5kN/m$
۴) $66.5kN/m$

گزینه ۳ صحیح است

با توجه به بند ۹-۹-۶-۱ و ۹-۸-۴-۴-۲ و ۹-۸-۴-۴-۵ خواهیم داشت:

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

۹-۸-۴-۴-۲ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد، V_c، $A_v < A_{v,\min}$ از رابطه‌ی (۹-۸-۱۳) تعیین می‌شود.

$$V_c = \left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d \qquad (۹-۸-۱۳)$$

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

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

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

۹-۸-۴-۴-۵ ضریب اصلاح تاثیر اندازه، λ_s، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+d/250}} \le 1.0 \qquad (۹-۸-۱۴)$$

سبزسازه

ادامه سوال ۳۱

با توجه به صورت سوال خواهیم داشت:

$$A_s = 1.25A_{s_{min}}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018bh$$

$$A_s = 1.25 \times 0.0018 \times 1000 \times 200 = 450\ mm^2$$

$$V_n = V_c$$

$$V_c = \left(0.66\lambda_s\lambda\rho_w\sqrt[3]{f_c'} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+\frac{d}{250}}} = \sqrt{\frac{2}{1+\frac{150}{250}}} = 1.118 \leq 1 \qquad \lambda_s = 1$$

$$V_c = \left(0.66 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{450}{1000 \times 150}\right)^{\frac{1}{3}}\sqrt{25} + 0\right) \times 1000 \times 150 \times 10^{-3}$$

$$V_c = 71.4\ \frac{kN}{m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = 0.75 \times 71.4 = 53.55\ \frac{kN}{m}$$

مشابه سوال ۳۲ آزمون آنلاین ۲ سبزسازه:

۳۲. در یک سازه بتن‌آرمه از سیستم دال یک‌طرفه در سقف استفاده شده است. در صورتیکه ضخامت دال $400mm$ و آرماتورهای طولی در دو لایه تعبیه شده باشند و به مقطع نیروی فشاری $300kN$ اعمال شود، با تعبیه کدام یک از گزینه‌های زیر برای میلگردهای طولی، لزومی به در نظر گرفتن آرماتور عرضی برای مقاومت در برابر برش نمی‌باشد؟
$(f_c = 25mpa\ ,\ v_u = 120\ kN/m\ ,\lambda = 0.85\ , d = 0.85\ h)$

۱) $2\ \Phi\ 12\ at\ 100$

۲) $2\ \Phi\ 12\ at\ 150$

۳) $2\ \Phi\ 12\ at\ 200$

۴) $2\ \Phi\ 12\ at\ 250$

تشابه

سبزسازه

حل سوال ۳۲: مطابق بند ۹-۸-۵-۴ و بند ۹-۴-۸-۲-۴:

۹-۸-۴-۵ مقاومت برشی یک طرفه‌ی تامین شده توسط آرماتورهای برشی، V_s

۹-۸-۴-۵-۱ در هر مقطعی که $V_u > \phi V_c$ باشد، لازم است فولاد برشی به مقداری فراهم شود که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V \qquad (۹-۸-۱۵)$$

اعضای یک طرفه در مقابل برش را می‌توان با فولاد عرضی برای تامین نیروی برشی V_s بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۶) و یا (۹-۸-۱۷)، و یا با فولاد طولی خم شده بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۱۸) مسلح نمود.

۹-۸-۴-۴-۲ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد، V_c، $A_v < A_{v,\min}$ از رابطه‌ی (۹-۸-۱۳) تعیین می‌شود.

$$V_c = \left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d \qquad (۹-۸-۱۳)$$

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

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

سبزسازه

در صورتیکه رابطه مقابل برقرار باشد تعبیه آرماتور عرضی لازم نیست:

$$V_u \leq \phi V_c$$

در این مقطع آرماتور عرضی استفاده نشده است. در نتیجه از رابطه ۹-۸-۱۳ استفاده می‌شود:

$$V_c = (0.66\lambda_s.\lambda.\rho_w^{\frac{1}{3}}\sqrt{f_c} + \frac{N_u}{6A_g})b_w * d$$

$$d = 0.85 * 400 = 340mm$$

$$\lambda_s = min\begin{cases} \sqrt{\frac{2}{1+\frac{340}{250}}} = 0.92 \\ 1 \end{cases}$$

$$= 0.92$$

$$A_g = b_w * h = 1000 * 400 = 4 * 10^5 mm^2$$

$$120 * 10^3 \leq 0.75\left(0.66 * 0.92 * 0.85\sqrt{25} * \rho_w^{\frac{1}{3}} + \frac{300 * 10^3}{6 * 4 * 10^5}\right) * 1000 * 340$$

$$\rightarrow \rho_w^{\frac{1}{3}} \geq 0.134 \rightarrow \rho \geq 0.0024$$

$$\frac{300 * 10^3}{6 * 4 * 10^5} = 0.125 \leq 0.05 * 25 = 1.25 \ ok$$

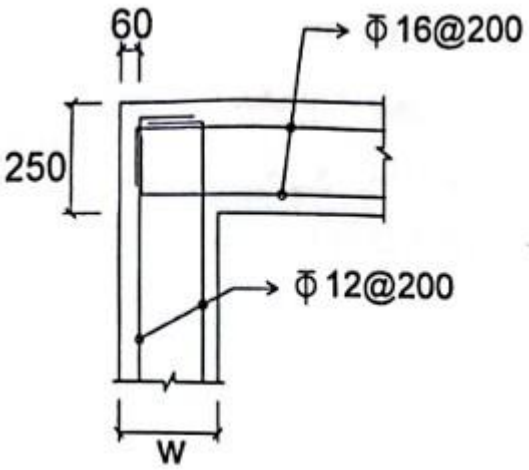
$$\rightarrow \frac{A_s}{S * d} \geq 0.0024 \rightarrow S \leq \frac{3.14 * \frac{12^2}{4}}{0.0024 * 340} \rightarrow S \leq 138.5 \text{ mm}$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه

سوال ۳۲

در اتصال گیردار یک دال به دیوار مطابق شکل، حداقل ضخامت دیوار برای تامین طول گیرایی آرماتورهای فوقانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی C25 ، آرماتورها S400 و بدون اندود هستند، پوشش روی آرماتورها ۶۰ میلی متر فرض شود، در شکل ابعاد به میلی متر است.



۱) 250 mm
۲) 360 mm
۳) 275 mm
۴) 300 mm

گزینه ۴ صحیح است

با توجه به بند ۹-۲۱-۳-۳-۱ و جدول ۹-۲۱-۵ خواهیم داشت:

۹-۲۱-۳-۳ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

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

الف- رابطه‌ی زیر با ضرایب اصلاح ψ_e، ψ_r، ψ_o و ψ_c مطابق بند ۹-۲۱-۳-۳-۲:

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

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

سبزسازه

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

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

آرماتورها بدون اندود هستند بنابراین:

$$\psi_e = 1$$

فاصله میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد می باشد بنابراین:

$$200\ mm > 6 \times 16 = 96\ mm \ \rightarrow \ \psi_r = 1$$

پوشش جانبی عمود بر صفحه قلاب برابر ۶۰ میلی متر می باشد بنابراین:

$$\begin{cases} 60\ mm < 65\ mm \\ 60\ mm < 6d_b = 6 \times 16 = 96\ mm \end{cases} \rightarrow \quad \psi_o = 1.25$$

بتن رده C25 می باشد بنابراین:

$$\psi_c = \frac{f'_c}{105} + 0.6 = \frac{25}{105} + 0.6 = 0.838$$

$$L_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \times \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} {d_b}^{1.5} \geq \max \begin{cases} 8d_b \\ 150\ mm \end{cases}$$

$$L_{dh} = \frac{1 \times 1 \times 1.25 \times 0.838}{1} \times \frac{0.043 \times 400}{\sqrt{25}} \times 16^{1.5} = 230.62\ mm$$

$$L_{dh} = 230.62\ mm \geq \max \begin{cases} 8 \times 16 = 128\ mm \\ 150\ mm \end{cases} = 150\ mm \qquad OK$$

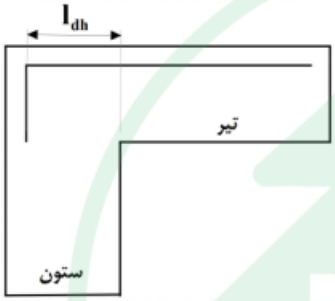
$$W = L_{dh} + 60\ mm = 230.62 + 60 = 290.62\ mm$$

سبزسازه

تشابه

مشابه سوال ۳۱ کتابچه تمرین تست سبزسازه:

۳۱. میلگردهای کششی اندود نشده لنگر خمشی منفی انتهای تیر بتنی درجا با استفاده از قلاب 90 درجه استاندارد د داخل ستونی مهار شده است. در صورتی که پوشش روی میلگرد قلاب‌شده برابر 50 میلی‌متر باشد، حداقل طول مهاری این آرماتورها به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ آرماتور کششی موجود در مقطع 3 Φ25 بوده و مقدار آرماتور کششی حاصل از محاسبه 1250 میلیمتر مربع به دست آمده است. فاصله مرکز به مرکز میلگردهای طولی مهارشده 75 mm می‌باشد. آرماتورهای عرضی S340، آرماتورهای طولی S400، نوع بتن C25 و بتن از نوع معمولی می‌باشد.



۱) 620 میلی‌متر
۲) 370 میلی‌متر
۳) 460 میلی‌متر
۴) 725 میلی‌متر

حل سوال ۳۱

مطابق بند ۹-۲۱-۳-۳-۱:

۹-۲۱-۳-۳ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

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

الف- رابطه‌ی زیر با ضرایب اصلاح ψ_e، ψ_r، ψ_o و ψ_c مطابق بند ۹-۲۱-۳-۳-۲:

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

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

سبزسازه

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

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

$$l_{dh} \geq max \begin{cases} \dfrac{\psi_e\psi_c\psi_r\psi_0 \times 0.043 f_y}{\lambda\sqrt{f_c}} \times (d_b)^{1.5} \\ 8d_b \\ 150\ mm \end{cases}$$

پارامترهای رابطه بالا را حساب می‌کنیم:

بتن معمولی است: $\lambda = 1$

میلگرد اندود نشده است:

$\psi_e = 1$

از وضعیت آرماتورهای عرضی محصورکننده اطلاعاتی در دسترس نیست. (A_{tr}) و در نتیجه برای تعیین ضریب آرماتور محصورکننده، نمی‌توان از این کنترل استفاده کرد و مورد دوم مربوط به فاصله میلگردها را کنترل می‌کنیم:

سبزسازه

قطر میلگردها کوچکتر از ۳۴ میلی‌متر است و فاصله میلگردهای مهارشونده (میلگردهای طولی) کمتر از ۶ برابر قطر میلگرد است:

$$75 < 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150\ mm\ ok$$

$$\rightarrow \psi_r = 1.6$$

قطر میلگردها کوچکتر از ۳۴ میلی‌متر است و مهار در هسته ستون انجام می‌شود و باید پوشش بتن کنترل شود:

$$cover = 50\ < 65\ mm$$

پوشش بتن کمتر از ۶۵ میلی‌متر است، پس:

$$\rightarrow \psi_0 = 1.25$$

$$f_c = 25\ mpa < 42\ mpa \rightarrow \psi_c = \frac{f_c}{105} + 0.6 = \frac{25}{105} + 0.6 = 0.838$$

در نتیجه:

$$l_{dh} \geq max \begin{cases} \dfrac{1 \times 0.838 \times 1.6 \times 1.25 \times 0.043 \times 400}{1 \times \sqrt{25}} \times (25)^{1.5} = 720.7 \\ 8 \times 25 = 200 \\ 150 \end{cases} = 720.7\ mm$$

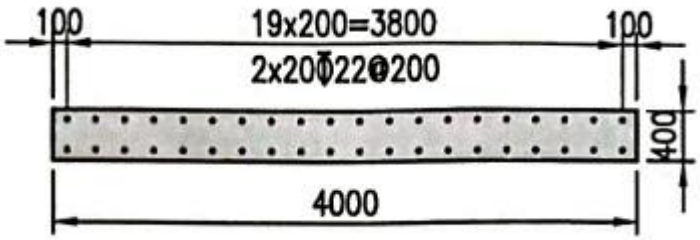
نکته: مطابق بند۹-۲۱-۳-۹-۱، در مورد طول گیرایی قلاب‌دار، کاهش طول گیرایی به دلیل اثر اضافه آرماتور، مجاز نیست.

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه

سوال ۳۳

مقطع عمومی یک دیوار برشی با شکل پذیری زیاد و با ارتفاع 16 m در شکل نشان داده شده است. مقطع بحرانی این دیوار روی شالوده در تراز 1.0 m- قرار داشته اما در هیچ ترازی از دیوار نیازی به اجزای مرزی ویژه وجود ندارد چنانچه برای ساده سازی طرح، فاصله عمودی آرماتورهای عرضی در اجزای مرزی دیوار ثابت در نظر گرفته شود، کدام یک از گزینه های زیر در مورد آن قابل قبول خواهد بود؟ رده بتن و میلگرد به ترتیب C35 و S400 است. در شکل میلگردهای افقی نشان داده نشده اند ابعاد به میلی متر هستند.



۱) میلگردهای φ_8 با فواصل عمودی 100 mm

۲) میلگردهای φ_{10} با فواصل عمودی 125 mm

۳) میلگردهای φ_{12} با فواصل عمودی 150 mm

۴) اساساً نیازی به این آرماتورها نیست.

گزینه ۲ صحیح است

با توجه به بند ۹-۲۰-۷-۴-۵ خواهیم داشت:

> **۹-۲۰-۷-۴-۵** در مواردی که بر اساس بندهای ۹-۲۰-۷-۴-۲ یا ۹-۲۰-۷-۴-۳ به اجزای مرزی ویژه نیازی نباشد، ضوابط (الف) و (ب) باید رعایت شوند:
>
> **الف**- در مواردی که نسبت آرماتورهای طولی عضو مرزی دیوار از $\frac{2.8}{f_y}$ تجاوز نماید، آرماتورهای عرضی عضو مرزی، مطابق شکل ۹-۲۰-۲، باید در طولی مطابق بند ۹-۲۰-۷-۴-۴ (الف) ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث) را تامین نمایند. فاصله‌ی قائم این آرماتورهای عرضی باید مطابق با جدول ۹-۲۰-۳ باشد.

سبزسازه

جدول ۹-۲۰-۳ فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی در جزء مرزی

مقاومت حد تسلیم آرماتورهای اصلی خمشی	آرماتورهای عرضی مورد نیاز	فاصله‌ی عمودی آرماتورهای عرضی
۴۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه‌ای برابر با بزرگ‌ترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پایین مقطع بحرانی [۲]	کوچک‌ترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلی متر [۱]
	در سایر نقاط	کوچک‌ترین مقدار $8d_b$ و ۲۰۰ میلی متر
۵۲۰ مگاپاسکال	در ناحیه‌ای برابر با بزرگ‌ترین مقدار l_w و $M_u/4V_u$ در بالا و پایین مقطع بحرانی [۲]	کوچک‌ترین مقدار $5d_b$ و ۱۵۰ میلی متر
	در سایر نقاط	کوچک‌ترین مقدار $6d_b$ و ۱۵۰ میلی متر

[۱] d_b قطر کوچک‌ترین آرماتور اصلی خمشی است.

[۲] مقطع بحرانی مقطعی است که در آن در اثر تغییر مکان جانبی، امکان جاری شدن آرماتورهای طولی وجود دارد.

۹-۲۱-۶-۲-۲ قطر تنگ‌ها باید حداقل برابر مقادیر زیر باشد:

الف- قطر ۱۰ میلی متر برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ میلی متر.

ب- قطر ۱۲ میلی متر برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ میلی متر و بزرگ‌تر و یا گروه میلگردهای طولی.

$$\rho = \frac{2 \times 20 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}{400 \times 4000} = 0.0095 > \frac{2.8}{f_y} = \frac{2.8}{400} = 0.007 \quad OK$$

پس نیاز به آرماتور عرضی داریم

سبزسازه

ادامه سوال ۳۳

از طرفی چون گفته شده برای ساده سازی طرح، فاصله آرماتورهای عرضی ثابت در نظر گرفته شود بنابراین مطابق با بحرانی ترین حالت جدول ۹-۲۰-۳ در نظر می گیریم:

$$S_{max} = \min \begin{cases} 6d_b = 6 \times 22 = 132\ mm \\ 150\ mm \end{cases} = 132\ mm$$

حداقل قطر آرماتور عرضی در این حالت برابر ۱۰ میلی متر می باشد

بنابراین میلگردهای $\phi 10$ با فواصل عمودی 125 mm می تواند مناسب باشد

سبزسازه

مشابه سوال ۲۷ آزمون شهریور ۱۴۰۱:

تشابه

مشاوره رایگان آزمون محاسبات: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ کانال تلگرام: @ sabzsaze

سوال ۲۷

سطح سوال: آسان

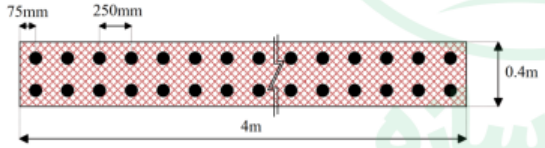
۲۷- در شکل مقطع بحرانی یک دیوار برشی ویژه برای خمش و بارهای محوری نشان داده شده است. میلگردهای طولی در هر ردیف میلگرد به قطر اسمی 18 میلی‌متر با فواصل تقریبی $250\ mm$ است. نسبت ارتفاع دیوار به طول آن بیش از 2 بوده و از پایین سازه تا بالای دیوار به طور موثر ادامه دارد. چنانچه رده بتن $C25$ و نوع میلگرد $S400$ بوده و نیروی محوری و لنگر خمشی نهایی حول محور قوی به ترتیب $P_u = 2000\ kN$ و $M_u = 3000\ kN.m$ باشد، کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح خواهد بود؟ فقط بر اساس اطلاعات داده شده پاسخ دهید.

۱) در این دیوار نیازی به دورگیر یا آرماتور عرضی در لبه‌های انتهایی نیست.

۲) اجزای مرزی مورد نیاز است اما دورگیر یا آرماتور عرضی در لبه‌های انتهایی لازم نیست.

۳) نیاز به اجزای مرزی نیست اما دورگیر یا آرماتور عرضی در لبه‌های انتهایی لازم است.

۴) اجزای مرزی مورد نیاز است.



مشاوره رایگان آزمون محاسبات: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱ کانال تلگرام: @ sabzsaze

پاسخ ۲۷

طبق بند ۹-۲۰-۷-۴-۳ و ۹-۲۰-۷-۴-۵:

$$\sigma = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u l_w}{2 I_g} = \frac{2000 * 10^3}{4000 * 400} + \frac{3000 * 10^6 * 4000}{2 * \frac{400 * 4000^3}{12}} = 4.0625 < 0.2 f_c = 5\ Mpa$$

در نتیجه نیاز به اجزای مرزی نیست.

$$\rho = \frac{\sum A_s}{s * h} = \frac{2 * \pi * 9^2}{250 * 400} = 5.09 * 10^{-3} < \frac{2.8}{f_y} = \frac{2.8}{400} = 7 * 10^{-3}$$

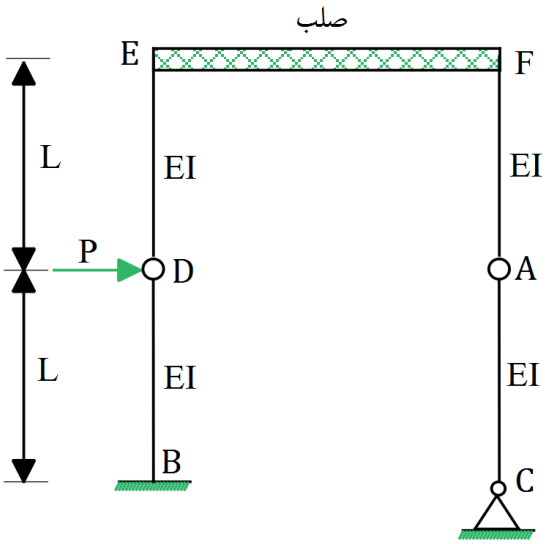
در نتیجه به دورگیر نیاز نیست.

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه

سوال ۳۴

در قاب شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود و صلبیت خمشی کلیه اعضا یکسان و برابر EI باشد، جابجایی افقی گرهٔ A مطابق کدام یک از گزینه های زیر خواهد بود؟



۱) $\frac{PL^3}{3EI}$

۲) $\frac{PL^3}{6EI}$

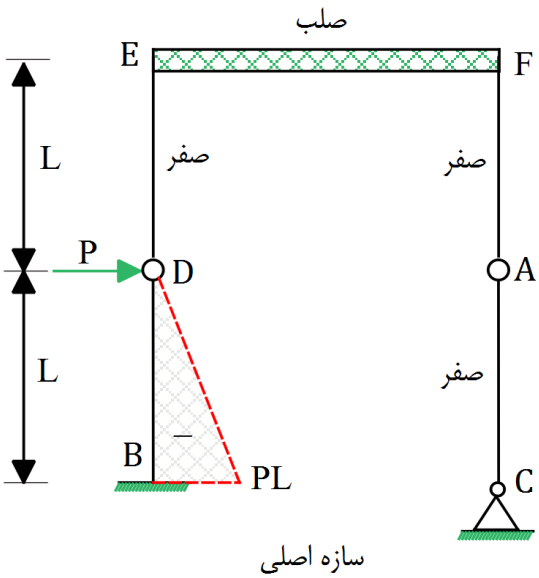
۳) $\frac{2PL^3}{3EI}$

۴) $\frac{PL^3}{12EI}$

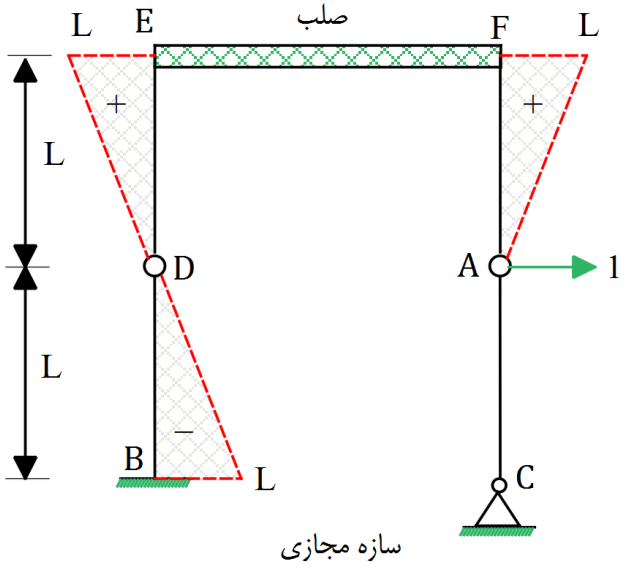
گزینه ۱ صحیح است

سطح سوال آسان

حل: سازه معین بوده و طبق روش کار مجازی جابجایی افقی نقطهٔ A را محاسبه می کنیم: با ترسیم نمودار لنگر خمشی در اعضای انعطاف پذیر قاب در سازه های اصلی و مجازی داریم:



سازه اصلی

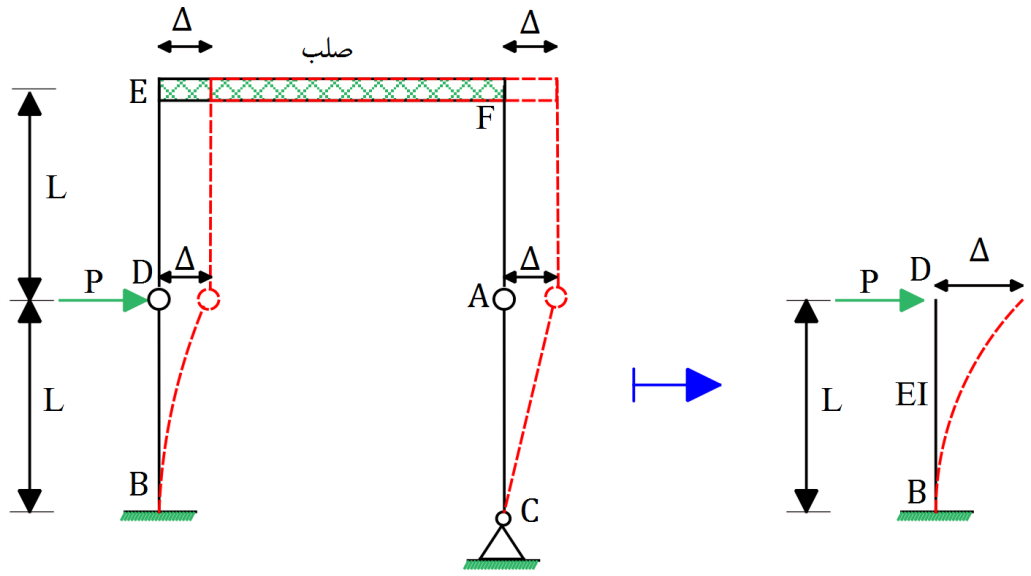


سازه مجازی

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

سبزسازه

روش حل دوم: با توجه به نداشتن نیروی جانبی در تراز طبقه در نقطهٔ E و صفر بودن برش در ستون های DE و AF مقدار دریفت در تراز طبقه نسبت به تراز مفاصل خمشی برابر صفر می باشد: لذا طبق روابط حفظی در طره ها داریم:



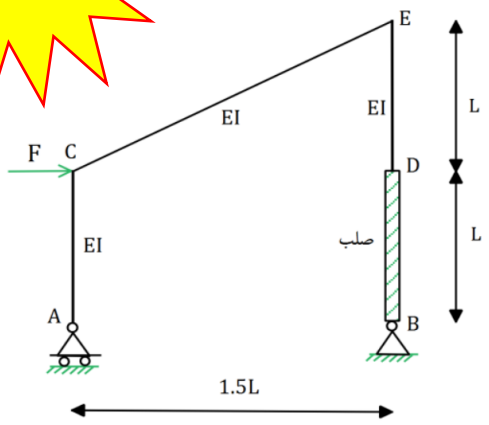
$$\rightarrow \Delta_{Ax} = \Delta_{Dx} = \frac{PL^3}{3EI}$$

تشابه بسیار بالای این سوال با مثال ۳-٤٤ کتاب تحلیل سازه سبز سازه و سوال ۷ در کتابچه تست تحلیل سازه سبزسازه و آوردن روابط حفظی خیز در جدول تیرهای طره ای برای حل سریع این سوال در کتاب تحلیل سازه سبزسازه

تشابه

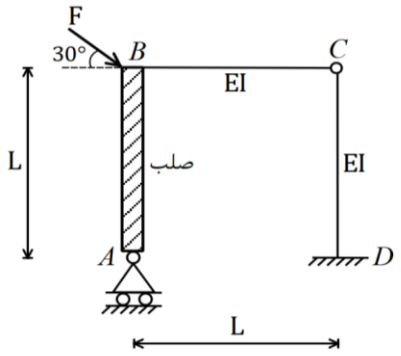
مثال ۳-٤٤

در قاب نشان‌داده‌شدهٔ زیر تغییرمکان افقی نقطهٔ C چه مقدار است؟



سبزسازه

7 – در سازه شکل زیر خیز افقی نقطهٔ A چه مقدار می باشد؟ (از تغییر شکل های محوری و برشی صرف نظر شود.)



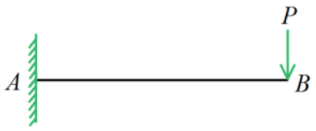
1) صفر

2) $\frac{\sqrt{3}FL^3}{6EI}$

3) $\frac{\sqrt{3}FL^3}{2EI}$

4) $\frac{FL^3}{2EI}$

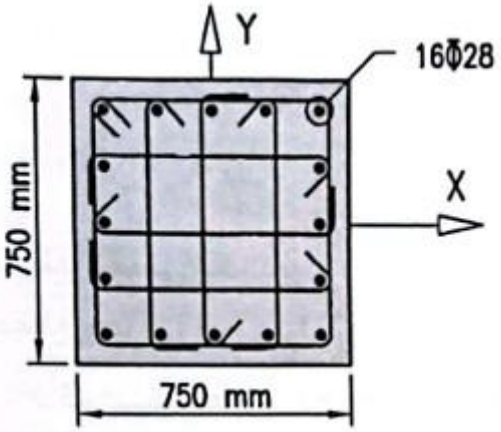
جدول روابط شیب و خیز تیر کنسولی تحت بارهای مختلف، طول تیرهای یک دهانه برابر L، صلبیت خمشی تیرها EI می‌باشد.

ردیف	شکل تیر	خیز (تغییر مکان)	شیب (دوران)
1		$\Delta_B = \frac{PL^3}{3EI}$	$\theta_B = \frac{PL^2}{2EI}$

سبزسازه

سوال ۳۵

در یک ترکیب بارگذاری شامل نیروی زلزله، نیروی محوری فشاری نهایی یک ستون با مقطع نشان داده شده، $P_u = 700kN$ و نیروی برشی نهایی در راستای X ، Vux=800 kN است. اگر نیروی برشی طراحی این ستون در راستای X ، Vex=915 kN محاسبه شده باشد، حداکثر فاصله قابل قبول میلگردهای عرضی (از φ_{12}) در نواحی بحرانی این ستون، فقط با معیار تامین مقاومت طراحی برشی، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ ستون مربوط به یک قاب با شکل پذیری زیاد بوده و رده بتن و میلگرد به ترتیب C30 و S400 است. از تاثیر برش راستای Y صرف نظر نموده و عمق مؤثر مقطع d=675 mm فرض شود.



۱) S=150 mm

۲) S=75 mm

۳) S=125mm

۴) S=100 mm

گزینه ۳ صحیح است

با توجه به بند ۹-۲۰-۶-۳-۴-۲ و ۹-۸-۴-۵-۳ خواهیم داشت:

۹-۲۰-۶-۳-۴-۲ در ستون‌ها، در حالاتی که هر دو شرط (الف) و (ب) این بند برقرار باشند، به منظور طراحی آرماتورهای عرضی در محدوده‌ی l_0 مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۱، باید از مقاومت بتن در برش، V_c، صرف نظر نمود:

الف- برش محاسبه شده بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۳-۴-۱، برابر با حداقل نصف مقاومت برشی مورد نیاز در محدوده‌ی l_0 باشد.

ب- نیروی محوری فشاری ضریب‌دار، P_u، که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f'_c$ کم‌تر باشد.

سبزسازه

۹-۸-۴-۵-۳ مقاومت برشی یک طرفه ناشی از فولاد عرضی عمود بر محور طولی عضو

استفاده از آرماتور برشی عرضی در یکی از حالت‌های زیر با تامین شرایط لازم، مجاز می‌باشد:

الف) خاموت‌ها، تنگ‌ها یا دورگیرهای متعامد بر محور طولی عضو؛

ب) شبکه‌ی سیمی جوش شده با سیم‌های متعامد بر محور طولی عضو؛

پ) دورپیچ‌ها.

در این حالت V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \qquad (۹-۸-۱۶)$$

در این رابطه s گام دورپیچ یا فاصله‌ی طولی بین آرماتورهای برشی و A_v سطح مقطع شاخه‌های عمود بر محور طولی عضو است که مطابق بند ۹-۸-۴-۵-۵ محاسبه می‌شود. هم‌چنین f_{yt} مقاومت تسلیم فولادهای عرضی می‌باشد.

$$\begin{cases} V_e \geq \frac{1}{2} V_u \\ P_u < 0.05 A_g f_c' \end{cases} \rightarrow \quad V_c = 0$$

$$\begin{cases} 915 \geq \frac{1}{2} \times 800 = 400 \quad OK \\ 700 < 0.05 \times 750^2 \times 30 \times 10^{-3} = 843.75 \quad OK \end{cases} \rightarrow \quad V_c = 0$$

$$V_n = V_s$$

$$V_e = \phi V_n = \phi V_s = \phi \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$915 = 0.75 \times \frac{5 \times \pi \times \frac{12^2}{4} \times 400 \times 675}{s} \times 10^{-3}$$

$$s = 125.15\ mm$$

سبزسازه

توضیح کامل این بند در درسنامه سبزسازه:

تشابه

بند۹-۲۰-۶-۳-۴-۲

اگر دو شرط زیر به صورت همزمان در ناحیه l_0 ستون برقرار باشد:

شرط اول : $V_e \geq \frac{1}{2}V_u$

شرط دوم : $P_u = 1.2P_D + P_L + P_E + 0.2P_s < 0.05 * f'_c * A_g$

در این حالت رابطه مقاومت به صورت زیر چک می شود :

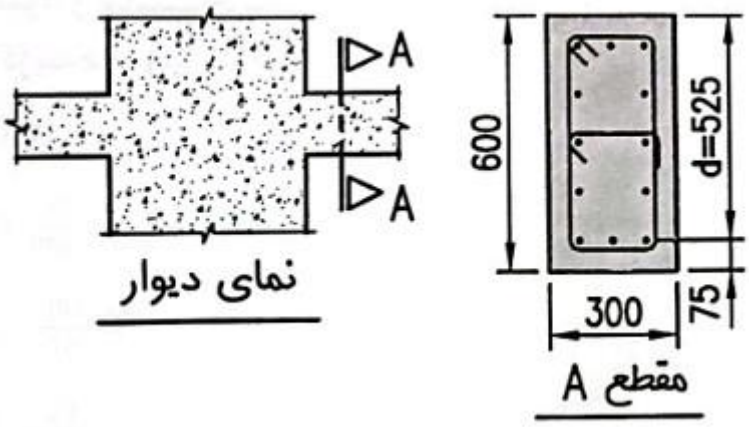
$V_e \leq \phi V_s$

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

سبزسازه

سوال ۳۶

در یک ساختمان با سیستم دوگانه قاب خمشی بتن آرمه متوسط با دیوارهای برشی ویژه، یک تیر با مقطع نشان داده شده، علاوه بر اینکه بخشی از قاب بوده و برای خمش ناشی از آثار زلزله طراحی می شود، به عنوان "جمع کننده" که به یک دیوار برشی متصل می شود نیز عمل می کند. نیروی محوری فشاری نهایی این تیر در محل اتصال به دیوار، با در نظر گرفتن نیروی مؤثر بر دیافراگم و تحت زلزله تشدید یافته، $Pu=1000\ kN$ است. کدام یک از گزینه های زیر بیشترین فاصله قابل قبول برای آرماتورهای عرضی تیر در نزدیک محل اتصال به دیوار را نشان می دهد؟ رده بتن و میلگرد به ترتیب C25 و S400 بوده و قطر کوچکترین میلگردهای طولی تیر φ_{25} فرض می شود. از آثار برش و پیچش در مقطع صرف نظر کنید. ابعاد روی شکل به میلی متر هستند. عمق مؤثر مقطع 525 mm است.



۱) S=125 mm

۲) S=150 mm

۳) S=75 mm

۴) S=100 mm

گزینه ۱ صحیح است

با توجه به بند ۹-۲۰-۸-۷-۵ و ۹-۲۰-۵-۲-۳ خواهیم داشت:

۹-۲۰-۸-۷-۵ در اجزای جمع کننده، در مواردی که تنش فشاری در هر مقطع بیش‌تر از $0.2f'_c$ باشد، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث) و بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ استفاده شود؛ و محدودیت بند۹-۲۰-۶-۳-۳-۳(الف) باید به یک سوم بعد کوچک‌تر جزء جمع کننده تغییر یابد. مقدار آرماتور عرضی باید مطابق موارد (الف) و (ب) این بند باشد. همچنین نیازی به آرماتورهای عرضی در مقاطعی که تنش فشاری از $0.15f'_c$ کم‌تر است، نمی‌باشد.

در مواردی که از نیروهای طراحی تشدید یافته به منظور تامین اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده باشد، باید مقادیر $0.2f'_c$ و $0.15f'_c$ را به ترتیب به $0.5f'_c$ و $0.4f'_c$ افزایش داد.

الف- در صورت استفاده از دورگیر با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c برابر با $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ است.

ب- در صورت استفاده از دورپیچ‌ها یا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید بیش‌ترین از دو مقدار $0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

سبزسازه

۹-۲۰-۵-۲-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۲-۳-۱ در تیرها در طول ناحیه‌های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می‌باشد، باید دورگیر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ به کار برده شود؛ مگر آن که طراحی برای برش و یا پیچش، نیاز به آرماتور بیش‌تری را ایجاب کند.

۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ دورگیرها و فواصل آن‌ها از یک دیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف - قطر دورگیرها کم‌تر از ۸ میلی متر نباشد.

ب - فاصله‌ی دورگیرها از یک دیگر بیش‌تر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر دورگیر و ۳۰۰ میلی متر اختیار نشود.

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

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{1000 \times 10^3}{300 \times 600} = 5.56 < 0.4 f_c' = 0.4 \times 25 = 10$$

پس نیازی به در نظر گرفتن محدودیت های بند ۹-۲۰-۸-۷-۵ نمی باشد.

از طرفی برای ناحیه بحرانی تیر در شکل پذیری متوسط محدودیت های فاصله آرماتور عرضی به صورت زیر می باشد:

$$s_{max} = \min \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{525}{4} = 131.25\ mm \\ 8d_{b\,min} = 8 \times 25 = 200\ mm = 131.25\ mm \\ 24d_v \\ 300\ mm \end{cases}$$

سبزسازه

توضیح کامل این بند ها در درسنامه سبزسازه:

تشابه

۹-۲۰-۸-۷-۵ در اجزای جمع کننده، در مواردی که تنش فشاری در هر مقطع بیش‌تر از $0.2f'_c$ باشد، باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲(الف) تا (ث) و بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۳ استفاده شود؛ و محدودیت بند۹-۲۰-۶-۳-۳-۳(الف) باید به یک سوم بعد کوچک‌تر جزء جمع کننده تغییر یابد. مقدار آرماتور عرضی باید مطابق موارد (الف) و (ب) این بند باشد. هم‌چنین نیازی به آرماتورهای عرضی در مقاطعی که تنش فشاری از $0.15f'_c$ کم‌تر است، نمی‌باشد.

در مواردی که از نیروهای طراحی تشدید یافته به منظور تامین اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده باشد، باید مقادیر $0.2f'_c$ و $0.15f'_c$ را به ترتیب به $0.5f'_c$ و $0.4f'_c$ افزایش داد.

الف- در صورت استفاده از دورگیر با خطوط مستقیم، نسبت A_{sh}/sb_c برابر با $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$ است.

ب- در صورت استفاده از دورپیچ‌ها یا دورگیرهای دایروی، نسبت ρ_s باید بیش‌ترین از دو مقدار $0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ و یا $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ باشد.

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

۳-۳. آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۲-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۲-۳-۱ در تیرها در طول ناحیه‌های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می‌باشد، باید دورگیر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ به کار برده شود؛ مگر آن که طراحی برای برش و یا پیچش، نیاز به آرماتور بیش‌تری را ایجاب کند.

۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ دورگیرها و فواصل آن‌ها از یک دیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف - قطر دورگیرها کم‌تر از ۸ میلی متر نباشد.

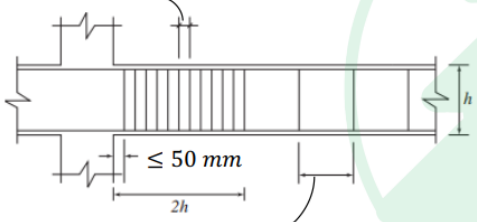
ب - فاصله‌ی دورگیرها از یک دیگر بیش‌تر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر دورگیر و ۳۰۰ میلی متر اختیار نشود.

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

۹-۲۰-۵-۲-۳-۳ در سرتاسر طول تیرها، فاصله‌ی آرماتورهای عرضی از یک دیگر نباید بیش‌تر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

۹-۲۰-۵-۲-۳-۴ در تیرهایی که نیروی محوری فشاری ضریب‌دار در آن‌ها از $0.10A_gf'_c$ بیش‌تر است، مقدار آرماتورهای عرضی مورد نیاز که بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۲-۳-۳ محاسبه می‌گردد باید ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۲، و در صورت استفاده از دورپیچ ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۳ را نیز رعایت نماید.

$$S \le min\left\{\frac{d}{4}, 8d_{bmin}, 24d_v, 300\ mm\right\}$$



$$\begin{cases} if: p_u \le 0.1f_cA_g \rightarrow S \le \frac{d}{2} \\ if: p_u > 0.1f_cA_g \rightarrow S \le min\left\{16d_b, 48dv, min(b,h), \frac{d}{2}\right\} \end{cases}$$

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

سبزسازه

سوال ۳۷

مقطع تیر بتنی به ابعاد 500*600 mm موجود است. هرگاه لنگر پیچشی ضریبدار Tu=30 kN.m باشد، نسبت مقدار آرماتور پیچشی طولی ناشی از این لنگر به آرماتور پیچشی طولی ناشی از لنگر φT_{Cr} چه مقدار است؟ پوشش روی آرماتور عرضی φ_{10} را ۳۵ میلی متر در نظر بگیرید. از نیروی محوری تیر صرف نظر نموده و بتن از نوع معمولی فرض شود.

$$f_y = f_{yt} = 400MP_a \ , \ f_c' = 30MPa$$

۱) 2

۲) 0.55

۳) 0.75

۴) 1.30

گزینه ۴ صحیح است

با توجه به بند ۹-۸-۶-۳-۱ خواهیم داشت:

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

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

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

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

$$T_u \le \phi T_n$$

$$T_u \le \phi \frac{2A_0 A_t f_{yt}}{s}\cot\theta$$

$$30\times10^6 \le 0.75\times2\times0.85\times520\times420\times\frac{A_t}{s}\times400\times1$$

$$\frac{A_t}{s} \ge 0.269$$

سبزسازه

$$A_{l_{min}} = \min \begin{cases} 0.42\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}A_{cp} - \left(\frac{A_t}{s}\right)P_h\frac{f_{yt}}{f_y} \\ 0.42\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}A_{cp} - \left(\frac{0.175}{f_{yt}}b_w\right)P_h\frac{f_{yt}}{f_y} \end{cases}$$

$$A_{l_{min}}$$

$$= \min \begin{cases} 0.42 \times \frac{\sqrt{30}}{400} \times 500 \times 600 - 0.269 \times 2 \times (420 + 520) \times \frac{400}{400} = 1219.6 \\ 0.42 \times \frac{\sqrt{30}}{400} \times 500 \times 600 - \left(\frac{0.175}{400} \times 500\right) \times 2 \times (420 + 520) \times \frac{400}{400} = 1314.1 \end{cases}$$

$$T_u \leq \phi \frac{2A_0 A_l f_y}{P_h} \tan\theta$$

$$30 \times 10^6 \leq 0.75 \times 2 \times 0.85 \times 520 \times 420 \times \frac{A_l}{2 \times (420 + 520)} \times 400 \times 1$$

$$A_l \geq 506.4$$

$$A_{l_{(T_u)}} = 1219.6$$

$$\phi T_{cr} \leq \phi T_n$$

$$\phi T_{cr} \leq \phi \frac{2A_0 A_t f_{yt}}{s} \cot\theta$$

$$\phi T_{cr} = \phi \times 0.33\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{{A_{cp}}^2}{P_{cp}}\right) = 0.75 \times 0.33 \times 1 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{(500 \times 600)^2}{2 \times (500 + 600)}\right)$$

$$= 55.457\ kN.m$$

$$55.457 \times 10^6 \leq 0.75 \times 2 \times 0.85 \times 520 \times 420 \times \frac{A_t}{s} \times 400 \times 1$$

$$\frac{A_t}{s} \geq 0.498$$

$$A_{l_{min}} = \min \begin{cases} 0.42\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}A_{cp} - \left(\frac{A_t}{s}\right)P_h\frac{f_{yt}}{f_y} \\ 0.42\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}A_{cp} - \left(\frac{0.175}{f_{yt}}b_w\right)P_h\frac{f_{yt}}{f_y} \end{cases}$$

سبزسازه

$$A_{l_{min}} = \min \begin{cases} 0.42 \times \frac{\sqrt{30}}{400} \times 500 \times 600 - 0.498 \times 2 \times (420 + 520) \times \frac{400}{400} = 789.1 \\ 0.42 \times \frac{\sqrt{30}}{400} \times 500 \times 600 - \left(\frac{0.175}{400} \times 500\right) \times 2 \times (420 + 520) \times \frac{400}{400} = 1314.1 \end{cases}$$

$$\phi T_{cr} \leq \phi \frac{2A_0 A_l f_y}{P_h} \tan\theta$$

$$55.457 \times 10^6 \leq 0.75 \times 2 \times 0.85 \times 520 \times 420 \times \frac{A_l}{2 \times (420 + 520)} \times 400 \times 1$$

$$A_l \geq 936$$

$$A_{l_{(\phi T_{cr})}} = 936$$

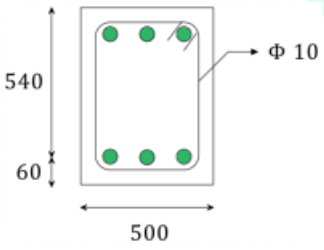
$$\frac{A_{l_{(T_u)}}}{A_{l_{(\phi T_{cr})}}} = \frac{1219.6}{936} = 1.3$$

تشابه

مشابه سوال ۴۲ آزمون آبان ۱۴۰۳:

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

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



۱) $870\ mm^2$ ، $0.47\ mm^2/mm$

۲) $780\ mm^2$ ، $0.44\ mm^2/mm$

۳) $950\ mm^2$ ، $0.52\ mm^2/mm$

۴) $660\ mm^2$ ، $0.36\ mm^2/mm$

سبزسازه

مطابق مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹ بند ۹-۸-۶-۳-۱ صفحه ۱۳۵ و بند ۹-۱۱-۵-۳-۳ صفحه ۲۰۲ و بند ۹-۱۱-۵-۳-۲ صفحه ۲۰۲ و بند ۹-۱۱-۵-۲-۳ صفحه ۲۰۱:

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

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

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

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

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

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

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

سبزسازه

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

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

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

(۹-۱۱-۲-ب) $0.35\frac{b_w}{f_{yt}}$

در این تست به دلیل ارائه نشدن تنش تسلیم آرماتورهای طولی نمی توان به پاسخ دقیق رسید.

در ادامه تست با فرض برابر بودن تنش تسلیم آرماتور طولی و عرضی حل می شود.

خواسته تست این است که آرماتور محاسباتی طولی محاسبه شود و در ادامه با حداقل مقدار آیین نامه ای نیز کنترل گردد.همچنین آرماتور محاسباتی عرضی محاسبه شود و در ادامه با حداقل مقدار آیین نامه ای نیز کنترل گردد.

ابتدا لنگر نهایی با مقاومت پیچشی ناشی از آرماتور عرضی برابر قرار داده می شود:

$$\tan 45 = \cot 45 = 1$$

$$T_u \le 0.75 * \frac{2 * A_o * A_t * f_{yt}}{s} * 1$$

$$x = 500 - 2 * 40 - 10 = 410mm$$

$$y = 600 - 2 * 40 - 10 = 510mm$$

$$A_o = 0.85 * x * y = 0.85 * 410 * 510 = 177735mm^2$$

$$\rightarrow 50 \le 0.75 * \frac{A_t}{s} * 2 * 177735 * 400 * 10^{-6}$$

$$\frac{A_t}{s} \ge 0.469$$

کنترل با حداقل مقدار:

$$\frac{A_v + 2A_t}{s} = 2 * 0.469 = 0.938 \ge max\begin{cases} 0.062 * \sqrt{30} * \frac{500}{400} = 0.424 \\ 0.35 * \frac{500}{400} = 0.4375 \end{cases}$$

$$0.938 \ge 0.4375 \quad ok$$

در ادامه آرماتور محاسباتی طولی محاسبه شده و با مقدار حداقل مقایسه می شود:

سبزسازه

محاسبات مربوط به آرماتور طولی مورد نیاز:

$$T_u \le 0.75 * \frac{2 * A_o * A_l * f_y}{P_h} * 1$$

$$P_h = 2[x + y] = 2[410 + 510] = 1840mm$$

$$50 \le 0.75 * \frac{2 * 177735 * A_l * 400}{1840} * 1 * 10^{-6}$$

$$A_l \ge 862.7mm^2$$

محاسبات مربوط به آرماتور طولی حداقل:

$$P_h = 2[x + y] = 2[410 + 510] = 1840mm$$

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

$$A_l \ge min \begin{cases} \frac{0.42\sqrt{30} * 300000}{400} - (0.469 * 1840)\left(\frac{400}{400}\right) = 862.37 \\ \frac{0.42\sqrt{30} * 300000}{400} - \left(\frac{0.175 * 500}{400} * 1840\right)\left(\frac{400}{400}\right) = 1322.83 \end{cases}$$

$$A_l \ge 862.37$$

کنترل:

$$862.7 \ge 862.37 \quad ok$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

تذکر: این تست به دلیل ارائه نکردن تنش تسلیم آرماتورهای طولی قابلیت اعتراض دارد.

سبزسازه

سوال ۳۸

مقاومت برشی اسمی داخل صفحه یک دیوار برشی (V_n) به ضخامت 400 میلی متر و طول 6 متر و ارتفاع 9 متر هرگاه آرماتور افقی آن φ_{18}@200 mm و نیروی فشاری آن 1000 kN و از بتن معمولی ساخته شده باشد حدوداً چه مقدار است؟ استفاده از روش خرپایی مدنظر نمی باشد.

$$f_y = 400\ MPa\ , f_{y_t} = 400 MP_a\ \ ,\ f_c' = 25\ MPa$$

۱) 9960 kN

۲) 7920 kN

۳) 8616 kN

۴) 6890 kN

گزینه ۲ صحیح است

با توجه به بند ۹-۱۳-۵-۳-۲ و ۹-۱۳-۵-۳-۳ خواهیم داشت:

> ۹-۱۳-۵-۳-۲ در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید بیش‌تر از $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ منظور شود.
>
> ۹-۱۳-۵-۳-۳ مقدار V_n از رابطه زیر محاسبه می‌شود:
>
> $$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \qquad (۹-۱۳-۲)$$
>
> در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق (الف) تا (پ) این بند تعیین می‌شود:
>
> **الف**- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگ‌تر یا مساوی ۲ است: $\alpha_c = 0.17$
>
> **ب**- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچک‌تر یا مساوی ۱/۵ است: $\alpha_c = 0.25$
>
> **پ**- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{9}{6} = 1.5 \quad \rightarrow \quad \alpha_c = 0.25$$

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$$

$$V_n = \left(0.25 \times 1 \times \sqrt{25} + \frac{2 \times \pi \times 18^2}{4 \times 200 \times 400} \times 400\right) \times 400 \times 6000 \times 10^{-3}$$

$$V_n = 9107.26\ kN$$

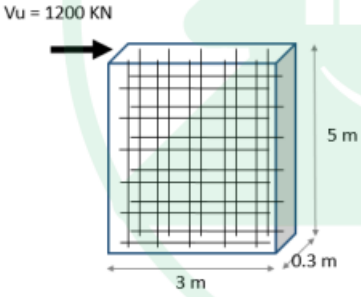
$$V_n \leq 0.66\sqrt{f_c'} A_{cv} = 0.66 \times \sqrt{25} \times 400 \times 6000 \times 10^{-3} = 7920\ kN$$

سبزسازه

تشابه

مشابه سوال ۷۸ کتابچه تمرین تست سبزسازه:

۷۸. دیوار زیر تحت اثر بار جانبی $V_u = 1200\ KN$ قرار گرفته است. در صورتی‌که از $\phi 14@20\ cm$ در دو شبکه به عنوان آرماتورهای افقی و از $\phi 14@25\ cm$ در دو شبکه به عنوان آرماتورهای قائم استفاده شود. مقاومت نهایی برشی دیوار در کدام گزینه به درستی بیان شده است؟ بتن C25 و فولاد S400 می‌باشد.



۱) 2480 KN
۲) 2220 KN
۳) 1860 kN
۴) 2137 KN

حل سوال ۷۸

مطابق بند ۹-۱۳-۵-۳-۱ و توضیحات ارائه شده:

$$V_u \le \phi * V_n$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_n = \min\left\{\alpha_c * \lambda * \sqrt{f_c'} + \rho_t * f_{yt}\ .\ 0.66\sqrt{f_c'}\right\} * A_{cv}$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{5}{3} = 1.67 \rightarrow \alpha_c = -0.16\frac{h_w}{l_w} + 0.49$$

$$= -0.16 * 1.67 + 0.49 = 0.223$$

$$\rho_t = \frac{2 * \pi * \frac{14^2}{4}}{200 * 300} = 0.00513$$

$$A_{cv} = l_w * t_w$$

$$= 3000 * 300 = 9 * 10^5\ mm^2$$

$$V_n = \min\{0.223 * 1 * \sqrt{25} + 0.00513 * 400\ .\ 0.66\sqrt{25}\} * 9 * 10^5$$

$$= 2850 * 10^3 N = 2850\ kN$$

$$V_u \le 0.75 * 2850 = 2137\ kN$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه

سوال ۳۹

در یک مقطع بتنی تحت خمش، حداکثر نسبت عمق بلوک فشاری بتن به عمق مؤثر مقطع، برای آنکه مقطع کشش کنترل تلقی شود، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و C35 و میلگردها S400 هستند.

۱) 0.60

۲) 0.3

۳) 0.37

۴) 0.45

گزینه ۲ صحیح است

با توجه به بند ۹-۷-۴-۲ و ۹-۸-۲-۲ خواهیم داشت:

۹-۷-۴-۲ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع کشش-کنترل تلقی میشوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن، ε_{cu}، به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t، بزرگ‌تر یا مساوی $\varepsilon_{ty}+0.003$ باشد. ε_{ty} کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است؛ و برای میلگردهای آجدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته‌ی فولاد تعیین می‌شود.

سبزسازه

۹-۸-۲-۲ فرضیات طراحی

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

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

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

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

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

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

$$a = \beta_1 c \qquad (۹-۸-۲)$$

در این رابطه:

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

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

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

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

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

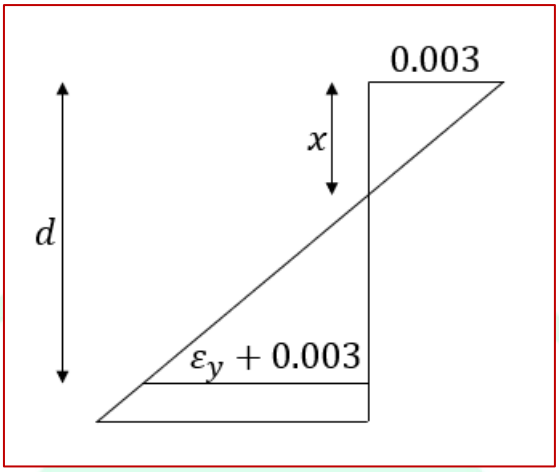
$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7}(f'_c - 55) \ge 0.7 \qquad (۹-۸-۴)$$

۹-۸-۲-۲-۸ تنش در فولادهای مقطع، در مواردی که کرنش در آن‌ها کم‌تر از کرنش تسلیم فولاد، ε_y، است، از حاصل ضرب مدول الاستیسیته‌ی فولاد در کرنش آن محاسبه می‌شود؛ و در مواردی که کرنش مساوی یا بیش‌تر از ε_y است، برابر با تنش تسلیم فولاد، f_y، منظور می‌گردد.

سبزسازه

ادامه سوال ۳۹

بنابراین:



$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 0.002$$

$$x = \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003 + 0.003} d = \frac{0.003}{0.002 + 0.003 + 0.003} d = \frac{3}{8} d$$

$$a = \beta_1 x$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (f_c' - 28) \geq 0.65$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (35 - 28) = 0.8 \geq 0.65 \quad OK$$

$$a = 0.8 \times \frac{3}{8} d = 0.3d$$

سبزسازه

توضیح کامل این نسبت در درسنامه سبزسازه:

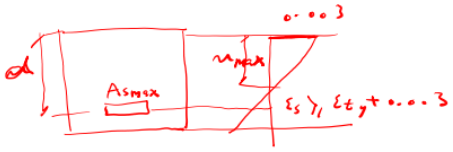
تشابه

حداکثر آرماتور کششی

اطمینان از تامین شکل پذیری مورد نظر در عضو

۹-۱۱-۲-۳ تیرهای با نیروی محوری $P_u < 0.10 f'_c A_g$، باید به صورت کشش-کنترل منطبق با بند ۹-۷-۴-۲ طراحی شوند. بر این اساس می‌توان حداکثر آرماتور کششی مجاز را تعیین نمود.

۹-۷-۴-۲ مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع کشش-کنترل تلقی می‌شوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه‌ی گسیختگی مقطع و وقتی که کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن، ε_{cu}، به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t، بزرگ‌تر یا مساوی $\varepsilon_{ty} + 0.003$ باشد. ε_{ty} کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است؛ و برای میلگردهای آجدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته‌ی فولاد تعیین می‌شود.



گروه صنعتی سبزسازه — تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

رابطه تشابه :

$$\frac{x}{d} \le \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty} + 0.003}\right) \rightarrow \frac{x}{d} \le \left(\frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_{ty} + 0.003}\right) \rightarrow x_{max} = \left(\frac{0.003}{0.006 + \varepsilon_{ty}}\right) d$$

$$a_{max} = \beta_1 * x_{max}$$

رابطه تعادل :

$$A_{s\,max} * f_y = 0.85 f_c * a_{max} * b \rightarrow A_{s\,max} * f_y = 0.85 f_c * \beta_1 * \left(\frac{0.003}{0.006 + \varepsilon_{ty}}\right) d * b$$

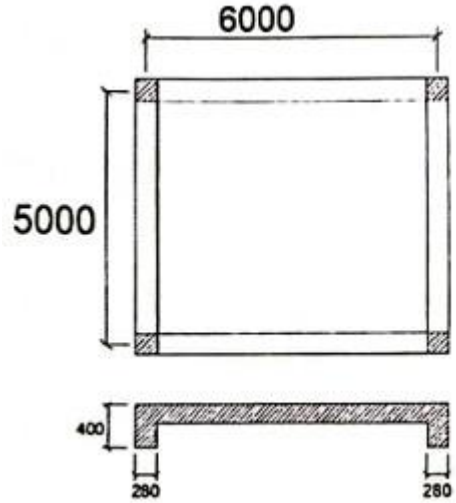
$$A_{s\,max} = 0.85\left(\frac{f_c}{f_y}\right) * \beta_1 * \left(\frac{0.003}{0.006 + \varepsilon_{ty}}\right) d * b \rightarrow \rho_{max} = 0.85\left(\frac{f_c}{f_y}\right) * \beta_1 * \left(\frac{0.003}{0.006 + \varepsilon_{ty}}\right)$$

گروه صنعتی سبزسازه — تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

سبزسازه

سوال ۴۰

سقف با تیرهای لبه و دال بتنی دو طرفه مطابق شکل زیر به صورت یکپارچه بتن ریزی شده است. در صورتی که مقدار سختی معادل تیرهای لبه برابر 20k وسختی دال در جهت بلند و کوتاه به ترتیب 6k و 7k فرض شوند، حداقل ضخامت دال برای آن که تحت بارهای متعارف نیازی به محاسبه و کنترل محدودیت خیز نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است. k مقداری ثابت است. بتن معمولی و C30 و میلگردها S400 هستند. ابعاد روی شکل به میلی متر هستند.



۱) 100 میلی متر
۲) 250 میلی متر
۳) 200 میلی متر
۴) 150 میلی متر

گزینه ۴ صحیح است

با توجه به بند ۹-۱۰-۶-۱-۲ و جدول ۹-۱۰-۲ خواهیم داشت:

۹-۱۰-۶-۱-۲ دال‌های دوطرفه با تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در همه لبه‌ها حداقل ضخامت دال برای بارهای متعارف باید محدودیت‌های جدول ۹-۱۰-۲ را تأمین نماید؛ مگر این‌که محدودیت‌های خیز محاسبه‌شده در بند ۹-۱۰-۶-۲ برآورده شود.

جدول ۹-۱۰-۲ حداقل ضخامت دال‌های دوطرفه با تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در همه‌ی لبه‌ها

α_{fm} [۱]	حداقل مقدار h (میلی‌متر)		حالت
$\alpha_{fm} \le 0.2$	بند ۹-۱۰-۶-۱-۱		(الف)
$0.2 < \alpha_{fm} \le 2$	بزرگ‌ترین مقدار از:	$\frac{l_n\left(0.8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+5\beta\left(\alpha_{fm}-0.2\right)}$	(ب) [۲] و [۳]
		۱۲۵	(پ)
$2 < \alpha_{fm}$	بزرگ‌ترین مقدار از:	$\frac{l_n\left(0.8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+9\beta}$	(ت) [۲] و [۳]
		۹۰	(ث)

[۱] α_{fm} مقدار میانگین α_f برای همه تیرهای لبه‌ی چشمه است.
[۲] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بلند و برحسب میلی‌متر می‌باشد که از بَر تا بَر تیرها اندازه‌گیری می‌شود.
[۳] β نسبت دهانه‌های آزاد در جهت بلند به کوتاه دال می‌باشد.

سبزسازه

ادامه سوال ۴۰

α_f	نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی عرضی از دال که به خطوط مرکزی پانل‌های مجاور در هر طرف تیر، در صورت وجود، محدود می‌شود.	–
α_{fm}	مقدار متوسط α_f برای تمام تیرهای اطراف یک پانل.	–

بنابراین:

$$\alpha_{f_1} = \alpha_{f_3} = \frac{20k}{6k} = \frac{20}{6}$$

$$\alpha_{f_2} = \alpha_{f_4} = \frac{20k}{7k} = \frac{20}{7}$$

$$\alpha_{f_m} = \frac{2 \times \frac{20}{6} + 2 \times \frac{20}{7}}{4} = 3.095 > 2$$

$$h_{min} = \frac{L_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

$$L_n = 6000 - 2 \times \frac{280}{2} = 5720\ mm$$

$$\beta = \frac{6000 - 280}{5000 - 280} = 1.212$$

$$h_{min} = \frac{5720 \times \left(0.8 + \frac{400}{1400}\right)}{36 + 9 \times 1.212} = 132.39\ mm \geq 90\ mm$$

سبزسازه

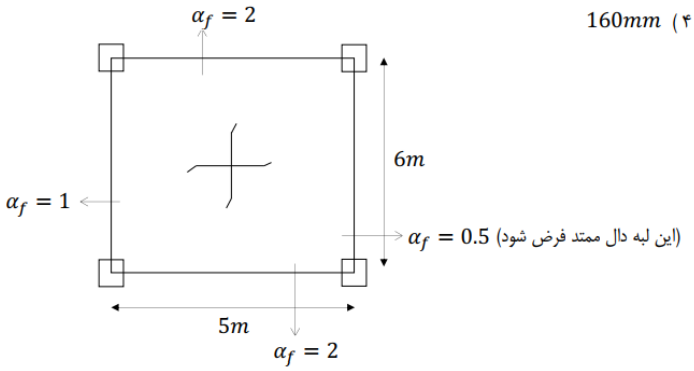
تشابه

مشابه سوال تالیفی درسنامه سبزسازه:

تالیفی

شکل مقابل مربوط به دهانه کناری یک دال دو طرفه می باشد. حداقل ضخامت دال برای اینکه نیاز به کنترل خیز نباشد در کدام گزینه به درستی ذکر شده است ؟ (ابعاد تیرها $400mm * 400mm$ و ابعاد ستون ها $500mm * 500mm$ است . ضریب α_f نسبت سختی خمشی تیر به سختی خمشی دال است . $f_y = 400mpa$)

۱) $125mm$ ۲) $145mm$ ۳) $115mm$ ۴) $160mm$



گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

۹-۱۰-۶-۱-۴ اگر کف‌پوش بتنی با دال به‌صورت یکپارچه اجرا شود، یا اگر کف‌پوش به‌صورت مرکب با دال کف طبق بند ۹-۱۷-۳ طراحی شود، ضخامت کلی دال، h ، می‌تواند شامل ضخامت کف‌پوش هم بشود.

۹-۱۰-۶-۱-۵ اگر از خاموتهای یک یا چند شاخه به‌عنوان میلگرد برشی استفاده شود، ضخامت دال باید الزامات d در بند ۹-۸-۵-۴ را برآورده نماید.

جدول ۹-۱۰-۲ حداقل ضخامت دال‌های دوطرفه با تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در همه‌ی لبه‌ها

α_{fm} [۱]	حداقل مقدار h (میلی‌متر)		حالت
$\alpha_{fm} \le 0.2$	بند ۹-۱۰-۶-۱-۱		(الف)
$0.2 < \alpha_{fm} \le 2$	بزرگ‌ترین مقدار از:	$\frac{l_n\left(0.8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+5\beta\left(\alpha_{fm}-0.2\right)}$	(ب)[۲]،[۳]
		۱۲۵	(پ)
$2 < \alpha_{fm}$	بزرگ‌ترین مقدار از:	$\frac{l_n\left(0.8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+9\beta}$	(ت)[۲]،[۳]
		۹۰	(ث)

[۱] α_{fm} مقدار میانگین α_f برای همه تیرهای لبه‌ی چشمه است.

[۲] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بلند و برحسب میلی‌متر می‌باشد که از بَر تا بَر تیرها اندازه‌گیری می‌شود.

[۳] β نسبت دهانه‌های آزاد در جهت بلند به کوتاه دال می‌باشد.

α_f	نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی عرضی از دال محاط به خطوط مرکزی پانل های مجاور در هر طرف تیر، در صورت وجود.	ـ
α_{fm}	مقدار متوسط α_f برای تمام تیرهای اطراف یک پانل.	ـ

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

سبزسازه

حل:

گام اول : تعیین هدف طراح : محاسبه حداقل ضخامت دال دو طرفه با تیرهای بین تکیه گاه ها

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

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

جدول ۹-۱۰-۲

گام چهارم : تعیین معلوم و مجهول

معلومات :

دال دو طرفه با تیر های بین تکیه گاهی است .

ابعاد تیرها : $400 * 400mm$

ابعاد ستون ها : $500 * 500mm$

$f_y = 400mpa$

مجهول : h_{min}

گام پنجم : حل مساله و کار با ماشین حساب

$$\alpha_{fm} = {}^{1}/_{4}\,(2 + 2 + 0.5 + 1) = 1.375$$

$$0.2 \le \alpha_{fm} = 1.375 \le 2$$

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

$$l_{n_x} = 5000 - 2\left(\frac{400}{2}\right) = 4600mm$$

$$l_{n_y} = 6000 - 2\left(\frac{400}{2}\right) = 5600mm$$

$$l_n = \max\left(l_{n_x}, l_{n_y}\right) = 5600mm$$

$$\beta = \frac{5600}{4600} = 1.217$$

$$h \ge max\begin{cases} \dfrac{l_n\left(0.8 + \dfrac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \\ 125mm \end{cases}$$

$$h \ge max\begin{cases} \dfrac{5600\left(0.8 + \dfrac{400}{1400}\right)}{36 + 5 \times 1.217 \times (1.375 - 0.2)} = 140.9 \\ 125mm \end{cases}$$

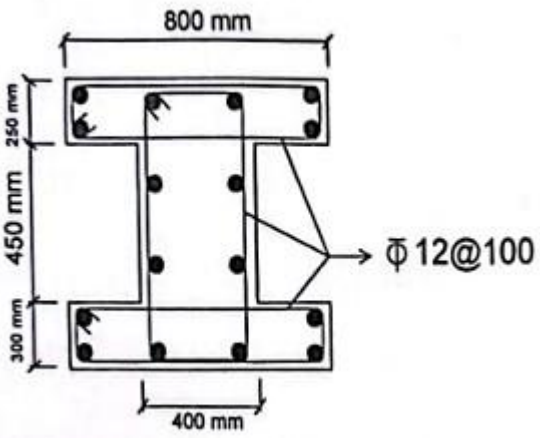
پاسخ: گزینه۲

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

سبزسازه

سوال ۴۱

در محاسبه مقاومت پیچشی تامین شده توسط مقطع بتنی شکل زیر، سطح ناخالص محدود به مسیر جریان برش ناشی از پیچش، در صورتی که از تحلیل های دقیق فرض مقطع جدار نازک استفاده نشود، حدوداً چه مقدار است؟ مقطع بال دار با فولاد پیچشی در بال و جان است. پوشش بتن روی میلگردهای عرضی بسته در همه جا 50 mm است. ابعاد روی شکل به میلی متر هستند. بتن معمولی C30 و میلگردها S400 هستند.



۱) $2.2 \times 10^5\ mm^2$
۲) $4.4 \times 10^5\ mm^2$
۳) $3.3 \times 10^5\ mm^2$
۴) $5.5 \times 10^5\ mm^2$

این سوال در کلید اولیه سازمان حذف شده

با توجه به بند ۹-۸-۶-۳-۱ خواهیم داشت:

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

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

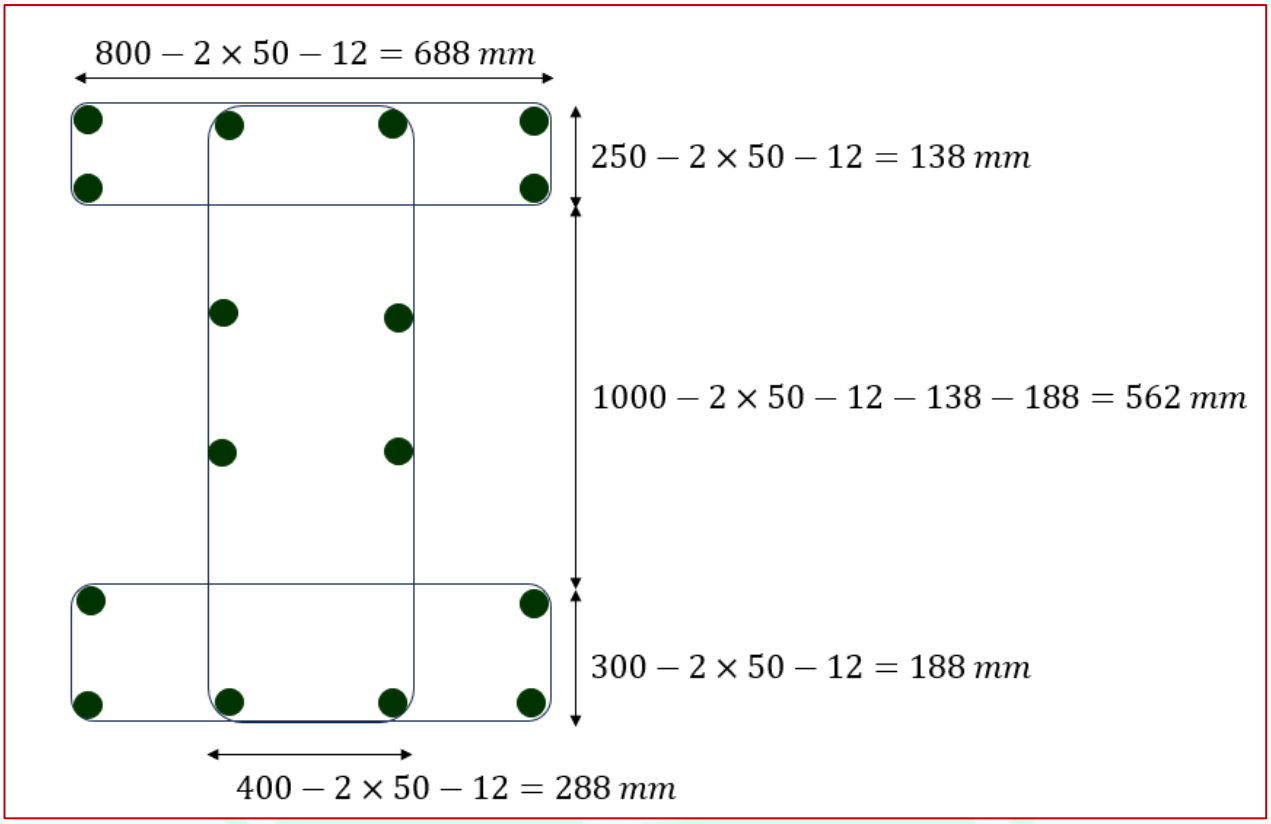
$$T_n = \frac{2A_0 A_\ell f_y}{p_h}\tan\theta \qquad (۹-۸-۳۰-ب)$$

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

سبزسازه

ادامه سوال ۴۱

بنابراین:



$$A_0 = 0.85A_{oh}$$

$$A_{oh} = 688 \times 138 + 562 \times 288 + 688 \times 188 = 386144\ mm^2$$

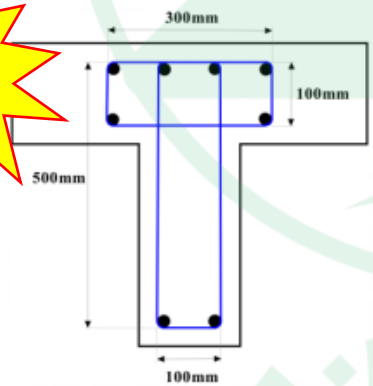
$$A_0 = 0.85 \times 386144 = 328222.4\ mm^2 = 3.28 \times 10^5\ mm^2$$

مشابه سوال ۲۲ کتابچه تمرین تست سبزسازه:

۲۲. مقطع بتن‌آرمه زیر با خاموت بسته Φ10@100mm، نوع بتن C25 و نوع فولادهای عرضی S340 و فولاد های طولی S400 می‌باشد. مقاومت پیچشی طراحی تامین‌شده توسط آرماتورهای پیچشی برحسب kN. m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (آرماتورهای ردیف بالا فاصله یکسانی از یکدیگر دارند. همچنین مقادیر نشان‌داده‌شده در شکل فاصله محور تا محور خاموت‌ها می‌باشند.)

$A_l = 780mm^2$

۱) 41
۲) 31
۳) 23
۴) 17.4



تشابه

سبزسازه

حل سوال ۲۲

مطابق بند ۹-۸-۶-۳-۱:

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

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

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

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

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

$$T_u \le \phi T_n \quad \phi = 0.75$$

$$T_n = min\begin{cases}\dfrac{2A_o \times A_t \times f_{yt}}{s}\cot\theta \\ \dfrac{2A_o \times A_l \times f_y}{p_h}\tan\theta\end{cases}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\cot\theta = \tan\theta = 1$$

$$A_t = \pi \times \frac{10^2}{4} = 78.5\ mm^2$$

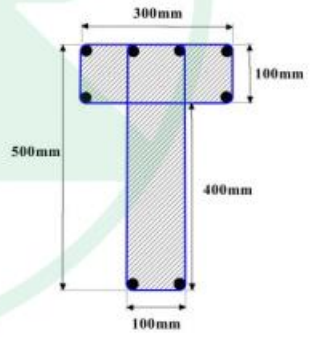
$$f_{yt} = 340\ mpa$$

$$f_y = 400\ mpa$$

$$s = 100\ mm$$

سبزسازه

برای تعیین پارامترهای A_{0h} و p_h باید مساحت و محیط شکل زیر را حساب کنیم:



$$A_0 = 0.85A_{0h}$$

$$A_{0h} = (100 \times 300 + 100 \times 400) = 7 \times 10^4 mm^2$$

$$p_h = 300 + 100 + 100 + 400 + 100 + 400 + 100 + 100 = 1600\ mm$$

با توجه به صورت سوال، $A_l = 780\ mm^2$ ، بنابراین داریم:

$$T_n = min \begin{cases} \dfrac{2A_0 \times A_t \times f_{yt}}{s}\cot\theta = \dfrac{2 \times 0.85 \times 7 \times 10^4 \times 78.5 \times 340}{100} \times 10^{-6} = 31.76\ kN.m \\ \dfrac{2A_0 \times A_l \times f_y}{p_h}\tan\theta = \dfrac{2 \times 0.85 \times 7 \times 10^4 \times 780 \times 400}{1600} \times 10^{-6} = 23.21\ kN.m \end{cases}$$

$$T_n = 23.21\ kN.m$$

$$T_u \leq 0.75 \times 23.21 = 17.4\ kN.m$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه

سوال ۴۲

در یک سازه بتنی با سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی، سختی جانبی دیوارها 15 برابر سختی کل ستون های طبقه است. برای یک ستون مربعی 500*500 mm طول آزاد 4500 mm ، K=1.0 و لنگر ضریبدار پای ستون 600 kN.m ،جهت صرف نظر کردن از اثرات لاغری، لنگر ضریبدار بالای ستون کدام یک از حالات زیر نمی تواند باشد؟

۱) ستون با انحنای مضاعف 1000 kN.m

۲) ستون با انحنای مضاعف 500 kN.m

۳) ستون با انحنای ساده و لنگر 2000 kN.m

۴) ستون با انحنای ساده و لنگر 1000 kN.m

گزینه ۴ صحیح است

با توجه به بند ۹-۶-۲-۲-۱ و ۹-۶-۲-۲-۲ خواهیم داشت:

۹-۶-۲-۲-۱ اثرات لاغری مطابق ضوابط این فصل در نظر گرفته می‌شوند. در موارد زیر می‌توان از این اثرات صرف نظر نمود.

الف- در ستون‌های مهار نشده به شرط برقراری رابطه‌ی زیر:

$$\frac{kl_u}{r} \le 22 \qquad (۹-۶-۱)$$

ب- در ستون‌های مهار شده به شرط برقراری رابطه‌ی زیر:

$$\frac{kl_u}{r} \le \min\left\{34 + 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right), 40\right\} \qquad (۹-۶-۲)$$

در رابطه‌ی (۹-۶-۲)، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ برای ستون‌هایی که دارای یک انحنا در یک جهت هستند، منفی؛ و برای ستون‌هایی که دارای انحنا در دو جهت هستند، مثبت در نظر گرفته می‌شود.

چنان چه جمع سختی کلیه‌ی اعضای مهاری که از حرکت جانبی طبقه جلوگیری می‌کنند، حداقل ۱۲ برابر سختی کل ستون‌های طبقه در آن امتداد باشد، اجازه داده می‌شود که آن ستون‌ها را مهار شده در نظر گرفت.

۹-۶-۲-۲-۲ شعاع ژیراسیون، r، را می‌توان از یکی از روش‌های (الف) تا (پ) زیر محاسبه نمود.

الف- با استفاده از رابطه‌ی زیر:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \qquad (۹-۶-۳)$$

ب- در ستون‌های با مقطع مستطیل، در هر امتداد برابر با ۰/۳۰ بعد مقطع ستون در آن امتداد.

پ- در ستون‌های با مقطع دایره، برابر با ۰/۲۵ قطر مقطع ستون.

سبزسازه

ادامه سوال ۴۲

با توجه به اینکه در صورت سوال گفته شده سختی جانبی دیوارها ۱۵ برابر سختی کل ستون های طبقه است. در انتهای بند ۹-۶-۲-۲-۱ گفته شده چنان چه جمع سختی کلیه ی اعضای مهاری که از حرکت جانبی طبقه جلوگیری می کنند، حداقل ۱۲ برابر سختی کل ستون های طبقه در آن امتداد باشد، اجازه داده می شود که آن ستون ها را مهار شده در نظر گرفت.

بنابراین در این سوال ستون ها مهار شده می باشند.

شرط صرف نظر از لاغری در ستون مهار شده به صورت زیر می باشد:

$$\frac{kl_u}{r} \le \min\left\{34 + 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right), 40\right\}$$

$$r = 0.3h = 0.3 \times 500 = 150\ mm$$

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{1 \times 4500}{150} = 30$$

بررسی گزینه ها:

گزینه۱:

$$\begin{cases} M_1 = 600\ kN.m \\ M_2 = 1000\ kN.m \\ \dfrac{M_1}{M_2} > 0 \end{cases} \rightarrow \quad 30 \le \min\begin{cases} 34 + 12 \times \dfrac{600}{1000} = 41.2 \\ 40 \end{cases} = 40 \qquad OK$$

گزینه۲:

$$\begin{cases} M_1 = 500\ kN.m \\ M_2 = 600\ kN.m \\ \dfrac{M_1}{M_2} > 0 \end{cases} \rightarrow \quad 30 \le \min\begin{cases} 34 + 12 \times \dfrac{500}{600} = 44 \\ 40 \end{cases} = 40 \qquad OK$$

گزینه۳:

$$\begin{cases} M_1 = 600\ kN.m \\ M_2 = 2000\ kN.m \\ \dfrac{M_1}{M_2} < 0 \end{cases} \rightarrow \quad 30 \le \min\begin{cases} 34 - 12 \times \dfrac{600}{2000} = 30.4 \\ 40 \end{cases} = 30.4 \qquad OK$$

سبزسازه

ادامه سوال ۴۲

گزینه۴:

$$\begin{cases} M_1 = 600\ kN.m \\ M_2 = 1000\ kN.m \\ \dfrac{M_1}{M_2} < 0 \end{cases} \rightarrow \quad 30 \le \min\begin{cases} 34 - 12 \times \dfrac{600}{1000} = 26.8 \\ 40 \end{cases} = 26.8 \quad NotOK$$

تشابه

مشابه سوال اسفند ۹۵ درسنامه سبزسازه:

اسفند ۹۵

در یک قطعه فشاری بتن مسلح مهارشده در صورتی که $K = 1$ و طول آزاد عضو 5 متر و ابعاد مقطع $400\ mm * 400\ mm$ باشد و لنگرهای خمشی موثر در دو انتهای عضو 60 و 80 کیلونیوتن متر و این لنگرها موجب انحنای ستون در دو جهت شوند، گزینه صحیح را انتخاب کنید. شعاع ژیراسیون مقطع برابر 0.3 بعد کلی مقطع در نظر گرفته شود.

1) چون انحنای ستون در دو جهت است، می توان از اثر لاغری صرف نظر نمود.

2) چون مقدار K برابر واحد است، می توان از اثر لاغری صرف نظر نمود.

3) نمی توان از اثر لاغری صرف نظر نمود.

4) چون لنگرهای خمشی دو انتهای ستون هم علامت هستند، می توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی_مبحث نهم

در ستون مهار نشده :

تشدید لنگر نیاز نیست = می توان از اثر لاغری صرف نظر کرد $\rightarrow \quad if: \dfrac{k * l_u}{r} \le 22$

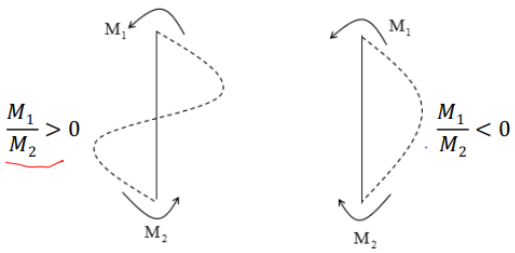
در ستون مهار شده :

تشدید لنگر نیاز نیست = می توان از اثر لاغری صرف نظر کرد $\rightarrow \quad if: \dfrac{k * l_u}{r} \le min\begin{cases} 34 + 12\left(\dfrac{M_1}{M_2}\right) \\ 40 \end{cases}$

$\dfrac{M_1}{M_2} = \dfrac{60}{80} = 0.75$ ✓ not ok

$\dfrac{k l_u}{r} \le 40$? $\Rightarrow \dfrac{1 \times 5000}{120} = 41.66 \le 40$

$r = 0.3 \times 400 = 120\ mm$



گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی_مبحث نهم

سبزسازه

حل:

گام اول : تشخیص هدف طراح کنترل روابط صرف نظر از اثرات لاغری ستون مهار شده .

گام دوم : تشخیص بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه

گام سوم : مشاهده بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه ۹ – ۶ – ۲ – ۲ – ۱ – ب و توضیحات ارائه شده

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

معلومات :

ستون مهار شده است .

$$l_u = 5\ m$$

ابعاد ستون $400\ mm * 400\ mm$

$$M_1 = 60\ kN.m$$

$$M_2 = 80\ kN.m$$

انحنا دو طرفه است : $\frac{M_1}{M_2} > 0$

$$r = 0.3 * b = 0.3 * 400 = 120\ mm$$

مجهولات : کنترل روابط صرف نظر از اثرات لاغری

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

گام پنجم : حل مساله و کار با ماشین حساب

$$if: \frac{k * lu}{r} \leq min\begin{cases} 34 + 12\frac{M_1}{M_2} \\ 40 \end{cases}$$ → می توان از اثرات لاغری صرف نظر کرد .

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{60}{80} = 0.75 \rightarrow min\begin{cases} 34 + 12 * 0.75 = 43 \\ 40 \end{cases} = 40$$

$$\frac{k * l_u}{r} = \frac{1 * 5000}{120} = 41.66$$

$41.66 \leq 40\ N.ok$ × نمی توان از اثر لاغری صرف نظر کرد .

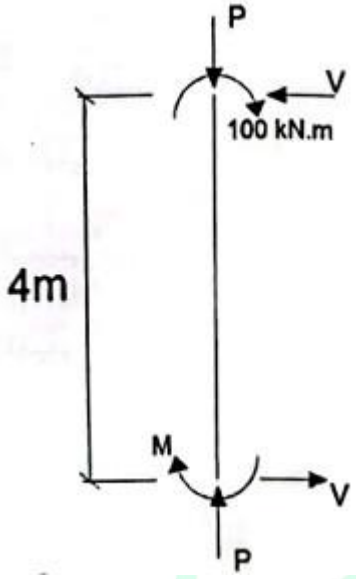
گزینه ۳

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

سبزسازه

سوال ۴۳

یک ستون بتنی مستطیلی به ابعاد 300×400 mm تحت لنگرهای نشان داده شده در شکل حول محور ضعیف قرار دارد. ضریب طول موثر K را برابر 0.8 در نظر بگیرید. به ازای کدام یک از لنگر انتهای (M) زیر، در نظر گرفتن آثار لاغری ستون الزامی است؟



۱) 10 kN.m

۲) 30 kN.m

۳) 20 kN.m

۴) 25 kN.m

گزینه ۱ صحیح است

با توجه به بند ۹-۶-۲-۲-۱ و ۹-۶-۲-۲-۲ و شکل ۹-۶-۱ خواهیم داشت:

۹-۶-۲-۲-۱ اثرات لاغری مطابق ضوابط این فصل در نظر گرفته می‌شوند. در موارد زیر می‌توان از این اثرات صرف نظر نمود.

الف- در ستون‌های مهار نشده به شرط برقراری رابطه‌ی زیر:

$$\frac{kl_u}{r} \le 22 \qquad (۹-۶-۱)$$

ب- در ستون‌های مهار شده به شرط برقراری رابطه‌ی زیر:

$$\frac{kl_u}{r} \le \min\left\{34 + 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right), 40\right\} \qquad (۹-۶-۲)$$

در رابطه‌ی (۹-۶-۲)، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ برای ستون‌هایی که دارای یک انحنا در یک جهت هستند، منفی؛ و برای ستون‌هایی که دارای انحنا در دو جهت هستند، مثبت در نظر گرفته می‌شود.

چنان چه جمع سختی کلیه‌ی اعضای مهاری که از حرکت جانبی طبقه جلوگیری می‌کنند، حداقل ۱۲ برابر سختی کل ستون‌های طبقه در آن امتداد باشد، اجازه داده می‌شود که آن ستون‌ها را مهار شده در نظر گرفت.

۹-۶-۲-۲-۲ شعاع ژیراسیون، r، را می‌توان از یکی از روش‌های (الف) تا (پ) زیر محاسبه نمود.

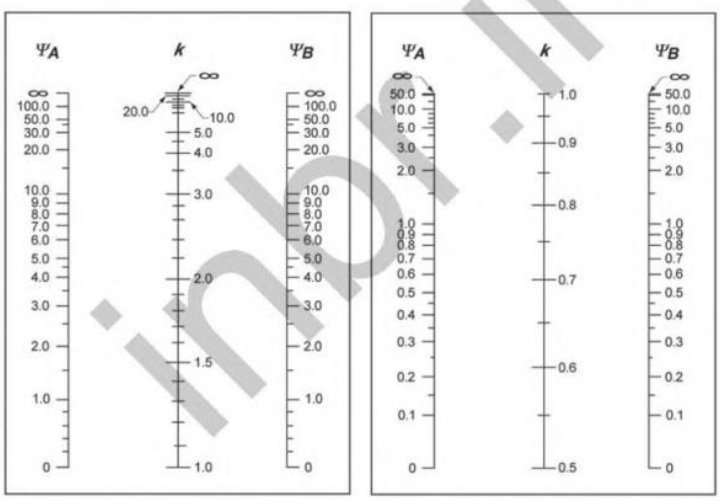
الف- با استفاده از رابطه‌ی زیر:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \qquad (۹-۶-۳)$$

ب- در ستون‌های با مقطع مستطیل، در هر امتداد برابر با ۰/۳۰ بعد مقطع ستون در آن امتداد.

پ- در ستون‌های با مقطع دایره، برابر با ۰/۲۵ قطر مقطع ستون.

سبزسازه



شکل ۹-۶-۱ ضریب طول موثر، k

با توجه به صورت سوال که مقدار ضریب طول موثر ستون K را برابر ۰/۸ داده و چون این مقدار کمتر از یک می باشد و با توجه به شکل ۹-۶-۱ می توانیم نتیجه بگیریم که این ستون مهار شده می باشد.

شرط صرف نظر از لاغری در ستون مهار شده به صورت زیر می باشد:

$$\frac{kl_u}{r} \leq \min\left\{34 + 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right), 40\right\}$$

چون گفته شده لنگرهای نشان داده شده در شکل حول محور ضعیف قرار دارد برای محاسبه شعاع ژیراسیون بعد کوچکتر ستون را در نظر می گیریم:

$$r = 0.3h = 0.3 \times 300 = 90\ mm$$

با توجه به جهت لنگر ها ستون دارای انحنا در دو جهت می باشد و نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ مثبت در نظر گرفته می شود.

بنابراین خواهیم داشت:

$$\frac{kl_u}{r} = \frac{0.8 \times 4000}{90} = 35.56$$

$$35.56 \leq 34 + 12\left(\frac{M_1}{100}\right)$$

$$M_1 \geq 13\ kN.m$$

بنابراین اگر مقدار M_1 کوچکتر از $13\ kN.m$ باشد، نمی توان از اثرات لاغری صرف نظر کرد و در نظر گرفتن آثار لاغری ستون الزامی است.

با توجه به گزینه ها تنها برای $M_1 = 10\ kN.m$ در نظر گرفتن آثار لاغری الزامی است.

سبزسازه

تشابه

مشابه سوال خرداد ۹۳ درسنامه سبزسازه:

خرداد ۹۳

برای یک ستون مهار شده بتن مسلح با مقطع $400\ mm * 400\ mm$ و ضریب طول موثر واحد، با طول آزاد سه متر، قدر مطلق حداکثر نسبت لنگر خمشی نهایی کوچکتر به لنگر خمشی نهایی بزرگتر دو انتهای ستون $\frac{M_1}{M_2}$، به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک تر باشد تا بتوان از اثر لاغری صرف نظر کرد؟ (انحنا در یک جهت فرض شود و شعاع ژیراسیون را به صورت تقریبی محاسبه کنید.)

1) ۰.۵
2) ۰.۶
3) ۰.۷۵
4) ۱

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \Rightarrow \frac{1 \times 3000}{0.3 \times 400} \leq 34 - 12\left|\frac{M_1}{M_2}\right| \Rightarrow \left|\frac{M_1}{M_2}\right| \leq 0.75$$

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

حل:

گام اول : تشخیص هدف طراح — استفاده از روابط مربوط به نحوه صرف نظر کردن از اثرات لاغری در ستون مهار شده

گام دوم : تشخیص بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه

گام سوم : مشاهده بند یا بندهای مرتبط در آیین نامه — ۹ – ۶ – ۲ – ۲ – ۱ – ب و توضیحات ارائه شده

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

معلومات :

ستون مهار شده است .

ابعاد ستون $400\ mm * 400\ mm$

$k = 1$

$l_u = 3\ m$

از اثر لاغری صرف نظر می شود .

انحنا یک طرفه است : $\frac{M_1}{M_2} < 0$

مجهولات : ؟ $= \left|\frac{M_1}{M_2}\right|$

گروه صنعتی سبزسازه تور محاسبات نظام مهندسی ـ مبحث نهم

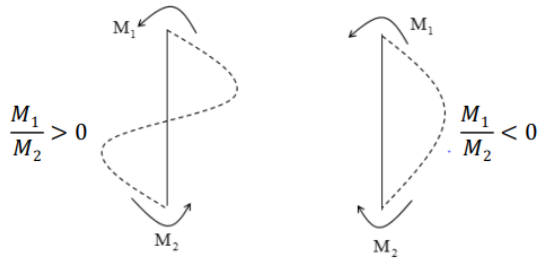
سبزسازه

در ستون مهار نشده :

تشدید لنگر نیاز نیست = می توان از اثر لاغری صرف نظر کرد $\rightarrow$ $if: \frac{k*l_u}{r} \leq 22$

در ستون مهار شده :

تشدید لنگر نیاز نیست = می توان از اثر لاغری صرف نظر کرد $\rightarrow$ $if: \frac{k*l_u}{r} \leq min\begin{Bmatrix} 34+12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \\ 40 \end{Bmatrix}$



$\frac{M_1}{M_2} > 0$ $\quad$ $\frac{M_1}{M_2} < 0$

گام پنجم : حل مساله و کار با ماشین حساب

$if: \frac{k*lu}{r} \leq min\begin{Bmatrix} 34+12\frac{M_1}{M_2} \rightarrow \\ 40 \end{Bmatrix}$ می توان از اثرات لاغری صرف نظر کرد .

$$\frac{k*l_u}{r} \leq 34+12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$$

$$\frac{1*3000}{0.3*400} = 25 \leq 34+12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \rightarrow \left|\frac{M_1}{M_2}\right| \leq 0.75$$

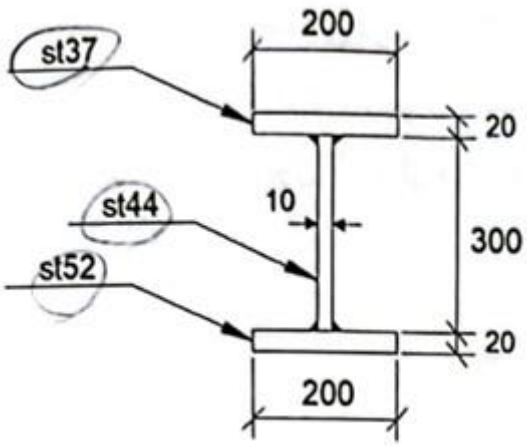
گزینه ۳

سبزسازه

سوال ۴۴

لنگر پلاستیک مقطع شکل زیر نسبت به محور قوی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

St37 : Fy=240 MPa, St44 : Fy=275 MPa, St52 : Fy=360 MPa



۱) 466 kN.m

۲) 425 kN.m

۳) 360 kN.m

۴) 413 kN.m

گزینه ۲ صحیح است

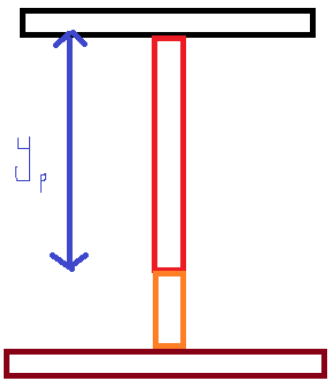
(سطح سوال متوسط)

مطابق مفاهیم مرتبط با مقاومت خمشی، به دلیل تنوع در جنس فولادهای بال ها و جان مقطع، باید تار خنثی در حد پلاستیک را محاسبه کرد و بر خلاف حد الاستیک، تقارن هندسی به تنهایی تعیین کننده نیست. مطابق با اطلاعات سوال داریم:

$$st44: F_{y2} = 275\ MPa \quad st52: F_{y3} = 360\ MPa st37:\ F_{y1} = 240\ MPa$$

تار خنثی در حد پلاستیک در حالت کلی بر اساس شرایط برابری برایند مقدار نیرو در نواحی مختلف مقطع خواهد بود.

با فرض قرار گیری تار خنثی حد پلاستیک در جان مقطع داریم:



سبزسازه

ادامه سوال ٤٤

$$200 \times 20 \times 240 + 10y_p \times 275 = (300 - y_p) \times 10 \times 275 + 200 \times 20 \times 360$$
$$\rightarrow 960000 + 2750y_p = 825000 - 2750y_p + 1440000$$

$$y_p = 237.27\ mm$$

بنابراین لنگر پلاستیک مقطع زیر نسبت به محور قوی برابر است با:

$$M_p = 200 \times 20 \times \left(237.27 + \frac{20}{2}\right) \times 240 + 237.27 \times 10 \times \left(\frac{237.27}{2}\right) \times 275$$
$$+ (300 - 237.27) \times 10 \times \left(\frac{300 - 237.27}{2}\right) \times 275$$
$$+ 200 \times 20 \times \left(300 - 237.27 + \frac{20}{2}\right) \times 360 = 424929545.5\ N.mm$$
$$= 424.9\ KN.m$$

سوال تکراری!! نمونه کاملا مشابه این سوال در کتابچه تمرین تست مبحث دهم سبزسازه در قالب یک سوال تالیفی و همچنین ویدئوی آموزشی مبحث دهم توسط مدرس دوره مورد بررسی قرار گرفته بود:

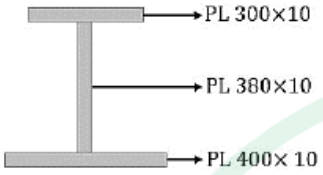
تشابه

گروه صنعتی سبزسازه

سوالات مبحث ۱۰ ۱۱۵

۲۶. چنانچه فولاد بال پایینی و جان تیر I شکل زیر با $Fy = 240\ Mpa$ و فولاد بال بالایی آن با $Fy = 360\ Mpa$ باشد. مقدار لنگر پلاستیک این مقطع را نسبت به محور قوی آن بر حسب کیلونیوتن متر بدست آورید.

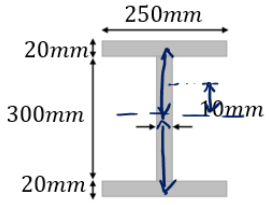
۱) 483
۲) 496
۳) 422
۴) 408

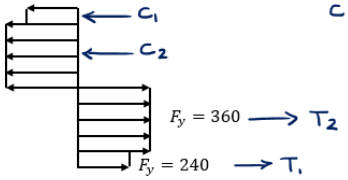


سبزسازه

اسفند ۹۵ چنانچه فولاد بال های تیر I شکل زیر با $F_y = 240\ Mpa$ و فولاد جان آن با $F_y = 360\ Mpa$ باشد. لنگر پلاستیک مقطع تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

1) 465 kN.m ✓
2) 630 kN.m
3) 438 kN.m
4) 657 kN.m





C = T

$\left(\sigma = \frac{F}{A}\right)$

$M_p = [C_1 y_1 + C_2 y_2] \times 2$

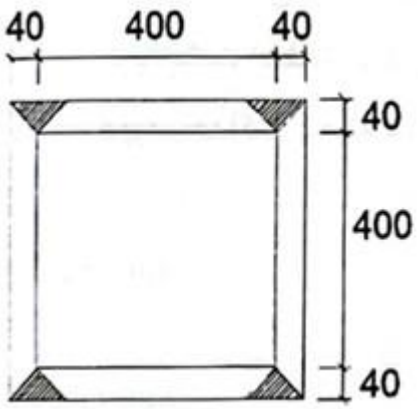
$M_p = [250 \times 20 \times 240 \times 160 + 150 \times 10 \times 360 \times 75] \times 2 = 465 \times 10^6\ N.mm$

$= 465\ kN.m$

سوال ۴۵

در یک قاب خمشی فولادی ویژه مقطع ستون ها مطابق شکل زیر است. بدون توجه به مقاومت های مورد نیاز و ضخامت بال تیرهای متصل به آن، حداقل ضخامت قابل قبول ورق های پیوستگی مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ در شکل ابعاد مقطع ستون به میلی متر است.

$Fy=340\ MPa$ و $E=2\times10^5\ MPa$



۱) 25 mm

۲) 15 mm

۳) 12 mm

۴) 20 mm

گزینه ۳ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

بر اساس الزامات ورق پیوستگی مطابق بند ۱۰-۳-۳-۱۰ و با توجه به این که شرایط اتصال تیرهای متصل به ستون مشخص نیست، بر اساس زیربند ٦ صفحه ۳۰۸ در ستون های با مقطع قوطی داریم:

۱۰-۳-۳-۱۰ ورق‌های پیوستگی

در حالت‌های زیر لازم است ورق‌های پیوستگی در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون تعبیه شود:

الف) در اتصالاتی که تیر به وجه یک ستون قوطی‌شکل متصل شده باشد. در این‌گونه مقاطع ابعاد ورق‌های پیوستگی باید براساس کل مقاومت موردنیاز در وجه ستون (مطابق بند ت) و بدون توجه به مقاومت‌های موجود ستون در برابر آن و با رعایت بند (ث) تعیین شود.

ب) در اتصالاتی که تیر به بال یک ستون H شکل متصل شده و ضخامت بال ستون کمتر از یک‌ششم عرض بال یا ورق اتصال باشد. در این‌گونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

پ) در اتصالاتی که تیر به بال یک ستون جعبه‌ای ساخته شده از مقطع I یا IPB متصل شده باشد، و ضخامت بال ستون کمتر از یک دوازدهم عرض بال یا ورق اتصال باشد. در این‌گونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

سبزسازه

ادامه سوال ۴۵

۲- پهنای ورق‌های پیوستگی در ستون‌های با مقطع قوطی شکل باید برابر فاصلهٔ خالص دو جان مقطع ستون بوده و در ستون‌های با مقطع Hشکل مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق پوششی اتصال کمتر باشد.

۶- نسبت پهنا به ضخامت در ورق‌های پیوستگی با یک لبهٔ مقید، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از $0.56\sqrt{E/(R_y F_y)}$ و در ورق‌های پیوستگی با دو لبهٔ مقید، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $1.49\sqrt{E/(R_y F_y)}$ بزرگ‌تر باشد.

اگر پهنای ورق پیوستگی b_p و ضخامت آن t باشد:

$$b_p = 400\ mm$$

$$\frac{b_p}{t} \le 1.49\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 1.49 \times \sqrt{\frac{200000}{1.15 \times 340}} = 33.7 \rightarrow \frac{400}{t} \le 33.7$$

$$\rightarrow t \ge 11.86\ mm \rightarrow t = 12\ mm$$

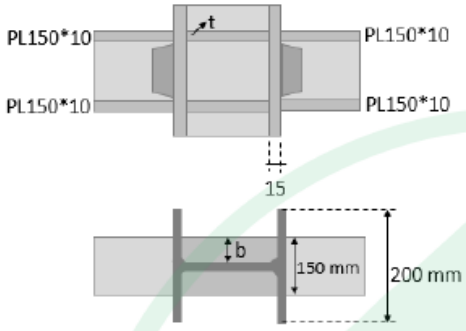
سوال مشابه!! نمونه این سوال در خصوص بررسی ضوابط ورق پیوستگی در کتابچه تمرین تست مبحث دهم سبزسازه در قالب یک سوال تالیفی مورد بررسی قرار گرفته بود:

تشابه

گروه صنعتی سبزسازه

سوالات مبحث ۱۰

۱۲۷. با توجه به شکل داده‌شده، عرض و ضخامت ورق پیوستگی حداقل باید کدام باشد، مقطع نوردشده می‌باشد؟ (اعداد روی شکل و گزینه‌ها بر حسب میلی‌متر هستند.)



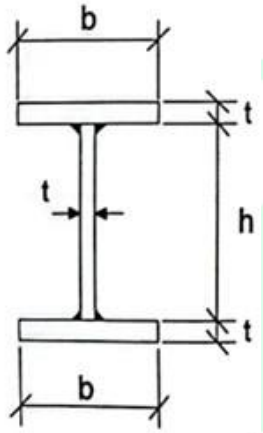
۱) t=5 ،b=75
۲) t=5 ،b=100
۳) t=10 ،b=75
۴) t=10 ،b=100

سبزسازه

سوال ۴۶

در مقطع شکل زیر تحت اثر لنگر خمشی حول محور قوی، اگر جان غیر فشرده باشد، حداکثر مقدار b برای آنکه بال مقطع هیچ وقت لاغر نباشد، مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟

$Fy=240\ MPa$ و $E=2\times10^5 MPa$



۱) 38.8 t

۲) 20.3 t

۳) 40.6 t

۴) 19.4 t

گزینه ۱ صحیح است

(سطح سوال سخت)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۲-۲-۲ صفحه ۵۱ و جدول ۱۰-۲-۲-۳ ردیف ۱۱ صفحه ۵۵ و جدول ۱۰-۲-۲-۴ ردیف ۱۵ صفحه ۵۶:

۱۰-۲-۲-۳-۲ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای لنگر خمشی

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

- مقاطع فشرده
- مقاطع غیرفشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

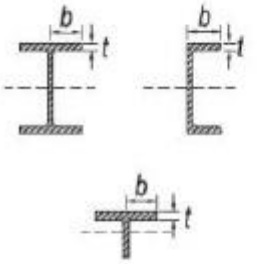
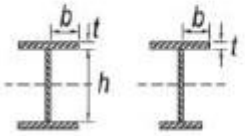
الف) مقاطع فشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها اولاً بال‌ها به‌طور سراسری و پیوسته به جان یا جان‌ها متصل باشند، ثانیاً نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_p مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ بیشتر نباشد.

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

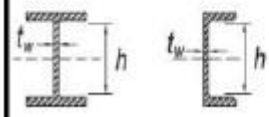
پ) مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت حداقل یکی از اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ بیشتر باشد.

سبزسازه

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

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

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

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

اگر جان غیرفشرده است، پس مطابق ردیف ۱۵ باید نامساوی زیر برقرار باشد:

$$3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \lambda_w = \frac{h}{t} \le 5.7\sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow 3.76 \times \sqrt{\frac{2*10^5}{240}} < \frac{h}{t} \le 5.7 \times \sqrt{\frac{2*10^5}{240}} \rightarrow 108.5 < \frac{h}{t} \le 164.48$$

سبزسازه

ادامه سوال ٤٦

اگر قرار است که بال مقطع هیچ وقت لاغر نباشد، با توجه به اینکه مقطع ساخته شده از ورق است و علیرغم اینکه اطلاعاتی در خصوص جوش ارائه نشده، مطابق بند ۱۰-۲-۲-۳ مورد پ باید داشته باشیم:

۱۰-۲-۲-۳ پهنای آزاد اجزای با یک لبه مقید

مطابق الزامات این بخش، اجزای با یک لبه مقید به اجزایی گفته می‌شود که فقط در یک لبه در امتدادی به‌موازات نیروی فشاری به جزء یا اجزاء دیگر متصل شده‌اند. پهنای آزاد چنین اجزایی باید به شرح زیر تعیین شود:

الف) برای بال‌های نیمرخ‌های I و نیمرخ‌های سپری (T)، پهنای آزاد (b) برابر نصف پهنای کل بال (b_f) است.

ب) برای ساق‌های نیمرخ‌های نبشی (L)، بال‌های نیمرخ‌های ناودانی (U) و نیمرخ‌های Z شکل، پهنای آزاد (b) معادل کل بعد اسمی بال است.

پ) برای مقطع ساخته شده از ورق، پهنای آزاد (b) برابر فاصلهٔ بین لبهٔ آزاد تا اولین ردیف پیچ یا خط جوش است.

ت) برای تیغهٔ (جان) نیمرخ‌های سپری (T)، پهنای آزاد (d) برابر ارتفاع کل مقطع سپری است.

$$\lambda_f = \frac{b-t}{2t} = \frac{b-t}{2t} \le 0.95 * \sqrt{\frac{K_c \times E}{F_L}} \rightarrow b \le 2t \times 0.95 * \sqrt{\frac{K_c \times E}{F_L}} + t$$

$$F_L = 0.7 * 240 = 168MPa$$

$$0.35 \le K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t}}} \le 0.76$$

$$If\ \frac{h}{t} = 164.48 \rightarrow\ K_c = \frac{4}{\sqrt{164.48}} = 0.31 \rightarrow K_c = 0.35$$

$$If\ \frac{h}{t} = 108.5 \rightarrow K_c = \frac{4}{\sqrt{108.5}} = 0.384 \rightarrow K_c = 0.384$$

$$Min\ K_c = 0.35$$

سبزسازه

بنابراین

$$b \le 2t \times 0.95 * \sqrt{\frac{0.35 \times 200000}{168}} + t = 39.78t$$

با توجه به مشخص نبودن اطلاعات جوش، پهنای آزاد b از بر جان محاسبه شده است که در صورت مشخص بودن جوش، حد بالای مقدار b عددی متقاوت از مقدار کنونی است. **مطابق این شرایط، سوال فاقد گزینه صحیح است.**

حال **در صورتی که بر مبنای فرض، مقدار b از محور مرکزی جان محاسبه شود**، نتیجه به صورت زیر حاصل خواهد شد:

$$\lambda_f = \frac{b}{2t} = \frac{b}{2t} \le 0.95 * \sqrt{\frac{K_c \times E}{F_L}} \rightarrow b \le 2t \times 0.95 * \sqrt{\frac{K_c \times E}{F_L}}$$

$$F_L = 0.7 * 240 = 168MPa$$

$$Min\ K_c = 0.35$$

و در نهایت

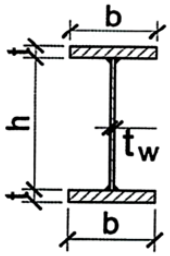
$$b \le 2t \times 0.95 * \sqrt{\frac{0.35 \times 200000}{168}} = 38.78t$$

سوال نسبتا مشابه!! نمونه این سوال در آزمون ادوار گذشته محاسبات مطرح شده بود که در دوره ویدئویی مبحث دهم توسط مدرس دوره تحلیل و بررسی شده بود:

تشابه

شهریور ۱۴۰۱

فرض کنید یک تیر فولادی با مقطع نشان داده شده در شکل زیر تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارد و $\frac{h}{t_w}$=64 است. حداکثر مقدار b برای آنکه بال مقطع لاغر محسوب نشود، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



1) $1.6\sqrt{\frac{E}{F_y}}t$

2) $0.95\sqrt{\frac{E}{F_y}}t$

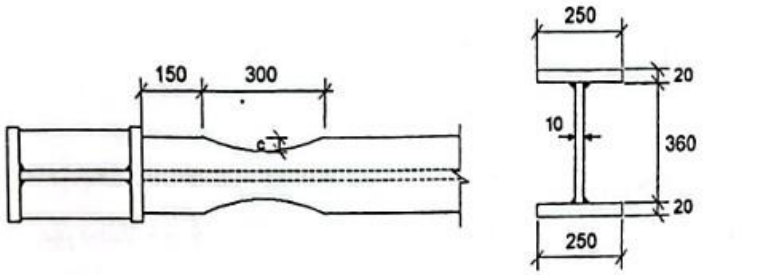
3) $0.8\sqrt{\frac{E}{F_y}}t$

4) $1.9\sqrt{\frac{E}{F_y}}t$

سوال ۴۷

فرض کنید در تیر با مقطع کاهش یافته شکل زیر تحت اثر ترکیبات متعارف بارگذاری، در هر دو انتهای تیر مقدار نسبت مقاومت خمشی مورد نیاز به مقاومت خمشی طراحی برابر یک به دست آمده است. حداکثر مقدار c برای آنکه تحت همین ترکیبات بارگذاری نسبت مقاومت خمشی موردنیاز به مقاومت خمشی طراحی در مقطع کاهش یافته بیش از یک نشود، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ طول دهانه آزاد تیر برابر 3 متر بوده و آثار بارهای ثقلی ناچیز فرض شود. همچنین فرض کنید تیر در سرتاسر طول خود از مهار جانبی کافی برخوردار است. در شکل ابعاد به میلی متر است.

Fy=240 MPa



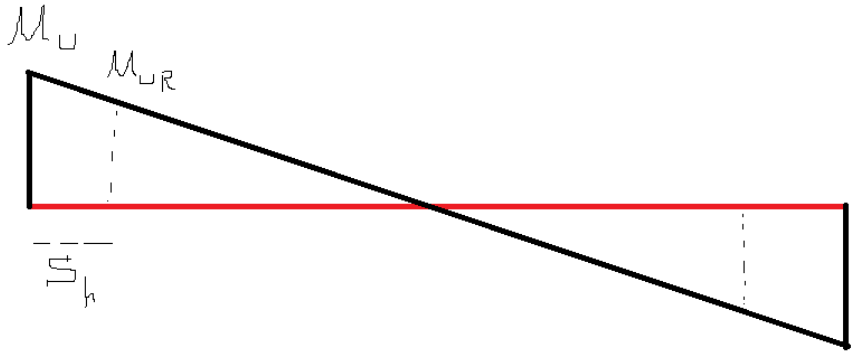
مقطع تیر در خارج از ناحیه کاهش یافته

۱) 33 mm
۲) 29 mm
۳) 26 mm
۴) 37 mm

گزینه ۲ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

تیر دوسر گیردار با طول دهانه آزاد ۳ متر که با توجه به سوال، تنها اثر وارد بر آن بار جانبی زلزله است باید مد نظر قرار گیرد. تغییرات لنگر در طول این ترم به صورت زیر است:



بر این اساس، مقدار M_u و M_{uR} به ترتیب مقاومت خمشی مورد نیاز در انتها و در مرکز ناحیه کاهش یافته است که با توجه به هندسه تیر، قابل ارتباط به یکدیگر نیز هستند:

سبزسازه

ادامه سوال ۴۷

$$S_h = a + \frac{b}{2} = 150 + \frac{300}{2} = 300\ mm = 0.3\ m$$

در نتیجه

$$\frac{M_u}{1.5} = \frac{M_{uR}}{1.5 - 0.3} \rightarrow M_{uR} = 0.8M_u$$

با توجه به توضیحات مسئله در خصوص تامین مهار جانبی در طول تیر، مقاومت خمشی بر اساس حالت حدی تسلیم محاسبه خواهد شد:

در انتهای مقطع بر اساس شرایط مقطع کاهش نیافته:

$$M_u \leq 0.9ZF_y = 0.9 \times (2 \times 180 \times 10 \times 90 + 2 \times 250 \times 20 \times 190) \times F_y \rightarrow M_u \leq 2001600F_y$$

در محل مقطع کاهش یافته:

$$M_{uR} \leq 0.9Z_RF_y = 0.9 \times (2 \times 180 \times 10 \times 90 + 2 \times b \times 20 \times 190) \times F_y \rightarrow M_{uR} \leq (291600 + 6840b)F_y$$

بنابراین

$$M_{uR} = 0.8M_u \rightarrow (291600 + 6840b) = 0.8 \times 2001600 \rightarrow b = 191.47\ mm$$

بنابراین

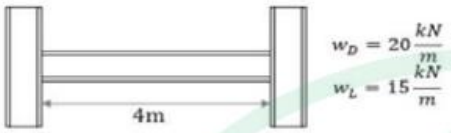
$$c = \frac{250 - 191.47}{2} = 29.26\ mm$$

سبزسازه

تحلیل مقاومت خمشی در اتصالات گیردار RBS در کتابچه تمرین تست سبزسازه قبلا مورد بررسی قرار گرفته بود:

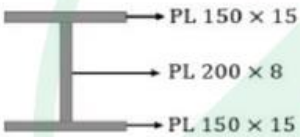
تشابه

۱۲۴. تیر داده‌شده مربوط به یک قاب خمشی متوسط می‌باشد، که برای اتصالات آن از اتصالات RBS استفاده شده است. در صورتی که بدانیم مقطع این تیر در بر تکیه‌گاه از نظر مقاومت خمشی مناسب باشد، حداکثر عمق بریده‌شده اتصال RBS را بدست آورید. فولاد از رده ST37 می‌باشد. (LRFD)



۱) 30 mm
۲) 37.5 mm
۳) 87.5 mm
۴) 20 mm

مشخصات RBS استفاده شده
a=100mm
b=160mm
c=?



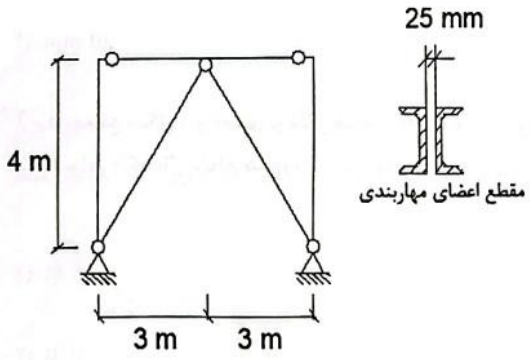
مقطع تیر کاهش نیافته

سبزسازه

سوال ۴۸

در قاب مهاربندی شده همگرای ویژهٔ شکل زیر، برای اعضای مهاربندی از دوبل ناودانی UNP160 پشت به پشت (مطابق شکل زیر) استفاده شده است برای آنکه بتوان از عملکرد مشترک ناودانی ها بهره برد، حداکثر فاصلهٔ لقمه های بین ناودانی ها به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟

Fy=240 MPa, E=2×10^5 MPa



۱) 400 mm
۲) 600 mm
۳) 800 mm
۴) 1000 mm

گزینه ۴ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

با مراجعه به بند ۱۰-۳-۴-۲-۵-۲ صفحه ۳۳۰ مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ داریم:

۱۰-۳-۴-۲-۵-۲ اعضای مهاربندی

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه، اعضای مهاربندی باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) مقدار نسبت لاغری (KL/r) عضو مهاربندی نباید از 200 بزرگ‌تر باشد.

ب) در مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، در طول عضو مهاربندی فاصلهٔ اتصال‌دهنده‌ها (بست‌ها یا لقمه‌ها) باید طوری باشد که نسبت لاغری حداقل (a/r_i) اجزای تشکیل‌دهنده مقطع مهاربندی از 0.4 نسبت لاغری تعیین‌کنندهٔ عضو ساخته‌شده بیشتر نباشد. که در آن:

a = فاصله مرکز تا مرکز اتصال‌دهنده‌ها (بست‌ها یا لقمه‌ها)

r_i = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخ‌های تشکیل‌دهنده مقطع عضو مهاربندی

بنابراین حداکثر فاصله بین لقمه ها، a باید تعیین شود:

در ابتدا نسبت لاغری تعیین کننده عضو مهاربندی محاسبه خواهد شد:

$UNP160: \quad r_x = 62.1\ mm \quad r_y = 18.9\ mm$ تک

$$I_y = 85.3 \times 10^4\ mm^4 \quad A = 2400\ mm^2 \quad e = 18.4\ mm$$

$$L = 5\ m = 5000\ mm$$

سبزسازه

ادامه سوال ۴۸

$$I_y = 2 \times 85.3 \times 10^4 + 2 \times 2400 \times (18.4 + \frac{25}{2})^2 = 6289088\ mm^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{6289088}{2\times2400}} = 36.2\ mm$$ دوبل

$r_x = r_x = 62.1\ mm$ تک دوبل

در نتیجه

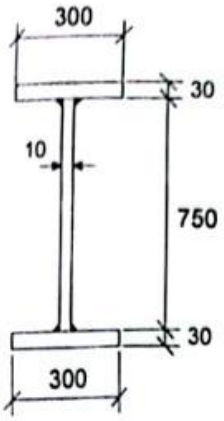
$$\lambda = \frac{1 \times 5000}{36.2} = 138.12$$

$$\frac{a}{18.9} \leq 0.4 \times 138.12 \rightarrow a \leq 1044.2\ mm \approx 1\ m$$

سبزسازه

سوال ۴۹

در یک قاب خمشی فولادی ویژه طول دهانه آزاد تیر با مقطع نشان داده شده در شکل زیر برابر 6 متر است. کدام یک از اتصالات پیش تائید شده زیر را نمی توان برای اتصال تیر به ستون این تیر به کار برد؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.



۱) RBS

۲) BSEEP هشت پیچی

۳) BSEEP چهار پیچی

۴) WUF-W

گزینه ۳ صحیح است

(سطح سوال آسان)

بر اساس مجموعه ضوابط ۱۰-۳-۷ مرتبط با اتصالات گیردار از پیش تایید شده، یکی از معیارهای بررسی انواع این اتصالات، نسبت طول دهانه آزاد به عمق مقطع تیر است. بر این اساس در این سوال، این نسبت برابر است با:

$$\frac{L_n}{d} = \frac{6000}{750 + 60} = 7.4$$

مطابق توضیحات صفحه ۳۹۸ ، ۴۰۳ و ۴۱۵، حداقل این نسبت در هر یک از چهار گزینه سوال باید ۷ باشد که نسبت موجود برقرار است.

معیار مورد بررسی بعدی، ابعاد اجزای مقطع است که باید کنترل شود:

بر اساس توضیحات صفحه ۳۹۸، عمق مقطع تیر در اتصال RBS باید از ۱۱۰۰ میلیمتر کمتر و ضخامت بال تیر نیز از ۵۵ میلیمتر کمتر باشد. هر دو شرط در شکل برقرار است و استفاده از RBS منعی ندارد.

بر اساس توضیحات صفحه ۴۱۵، عمق مقطع تیر در اتصال WUF-W باید از ۱۰۰۰ میلیمتر کمتر و ضخامت بال تیر نیز از ۳۰ میلیمتر کمتر باشد. هر دو شرط در شکل برقرار است و استفاده از WUF-W نیز منعی ندارد.

برای بررسی گزینه های ۲ و ۳ به صفحه ۴۰۵ کتاب مبحث دهم، جدول ۱۰-۳-۷-۲ مراجعه شود:

سبزسازه

جدول ۱۰-۳-۷-۲: محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

پارامتر	BUEEP		BSEEP			
			چهار پیچی		هشت پیچی	
	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)
t_{bf}	10	25	10	25	15	30
b_{bf}	150	250	150	250	200	350
d_b	340	700	340	700	440	1000
t_p	12	60	12	50	20	70
b_p	180	300	180	300	240	400
g	100	160	80	160	120	160
p_{fi}, p_{fo}	35	120	50	150	40	50
p_b	-	-	-	-	90	100

پارامتر b_{bf} در اتصال فلنجی BSEEP چهار پیچ، باید بین ۱۵۰ الی ۲۵۰ میلیمتر باشد که تیر مورد سوال این شرایط را ندارد. همچنین پارامتر t_{bf} که ضخامت بال بوده، در این اتصال باید بین ۱۰ الی ۲۵ میلیمتر باشد که در شکل سوال ۳۰ میلیمتر است.

نمونه این سوال در آزمون های ادوار گذشته طرح شده که در دوره آموزش ویدئویی مبحث دهم مورد بررسی قرار گرفته بود:

تشابه

دی ۱۴۰۱

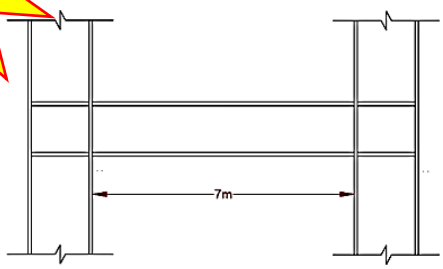
تیر شکل زیر مربوط به یک دهانه از یک قاب خمشی ویژه است. براساس اطلاعات موجود در شکل، کدامیک از اتصالات از پیش تائیدشده زیر برای اتصال این تیر به ستون مجاز نیست؟ ابعاد مقطع تیر به میلیمتر است

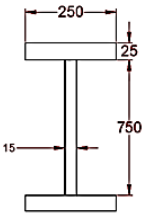
۱) *BUEEP*

۲) *RBS*

۳) *WUF − W*

۴) *BFP*





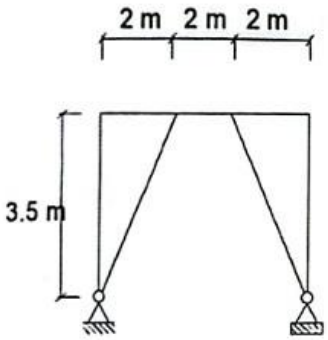
مقطع تیر

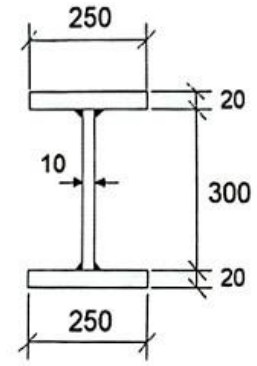
سبزسازه

سوال ۵۰

در قاب مهاربندی شده واگرای شکل زیر، اگر نیروی محوری تیر پیوند ناچیز فرض شود، مقاومت برشی اسمی تیر پیوند به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد مقطع تیر پیوند به میلی متر است.

$Fy=240\ MPa\ ,\ E=2\times10^5\ MPa$





مقطع تیر پیوند

۱) 432 kN

۲) 454 kN

۳) 438 kN

۴) 490 kN

گزینه ۱ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

مطابق توضیحات صفحه ۳۴۱ و ۳۴۲ مبحث دهم و با توجه به این که نیروی محوری ناچیز است، مقاومت برشی اسمی تیر پیوند بر اساس مینیمم دو حالت حدی تسلیم برشی در جان مقطع تیر و تسلیم خمشی در مقطع کل محاسبه خواهد شد:

ب) مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

مقاومت برشی موجود تیر پیوند [مقاومت برشی طراحی ($\phi_v V_n$) در LRFD و مقاومت برشی مجاز (V_n/Ω_v) در ASD] باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی در جان مقطع و تسلیم خمشی در دو انتهای تیر پیوند در مقطع کلی در نظر گرفته شود که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9، Ω_v ضریب اطمینان برابر 1.67 و V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند است که باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

۱- براساس تسلیم برشی در جان مقطع

$$V_n=V_p \qquad (۱-۳-۴-۳-۱۰)$$

۲- براساس تسلیم خمشی در مقطع کلی

$$V_n=\frac{2M_p}{e} \qquad (۲-۳-۴-۳-۱۰)$$

سبزسازه

در روابط فوق:

$$V_p=\begin{cases}0.6F_yA_{lw} & \alpha_sP_r/P_y\le 0.15\\ 0.6F_yA_{lw}\sqrt{1-(\alpha_sP_r/P_y)^2} & \alpha_sP_r/P_y>0.15\end{cases}\qquad (۳-۳-۴-۳-۱۰)$$

$$M_p=\begin{cases}F_yZ & \alpha_sP_r/P_y\le 0.15\\ F_yZ\left(\frac{1-\alpha_sP_r/P_y}{0.85}\right) & \alpha_sP_r/P_y>0.15\end{cases}\qquad (۴-۳-۴-۳-۱۰)$$

P_r = مقاومت محوری موردنیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بارگذاری متعارف. درواقع منظور از P_r همان P_u در طراحی به روش LRFD و P_a در طراحی به روش ASD است.

P_y = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g

A_{lw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل (نوردشده یا ساخته شده از ورق) و برابر $2(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی‌شکل ساخته شده از ورق، که در آن t_f ضخامت بال، t_w ضخامت جان و d عمق کلی مقطع I شکل است.

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند

Z = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

e = طول تیر پیوند که برابر است با فاصلهٔ بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصلهٔ بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

تسلیم برشی در جان مقطع

$$A_{lw}=(d-2t_f)t_w=(340-2\times 20)\times 10=3000\ mm^2$$

$$\rightarrow V_{n1}=V_p=0.6F_yA_{lw}=0.6\times 240\times 3000=432000\ N=432\ KN$$

تسلیم خمشی در مقطع کلی

$$Z=2\times 150\times 10\times 75+2\times 250\times 20\times 160=1825000\ mm^3$$

$$V_{n2}=\frac{2M_p}{e}=\frac{2F_yZ}{e}=\frac{2\times 240\times 1825000}{2000}=438000\ N=438\ KN$$

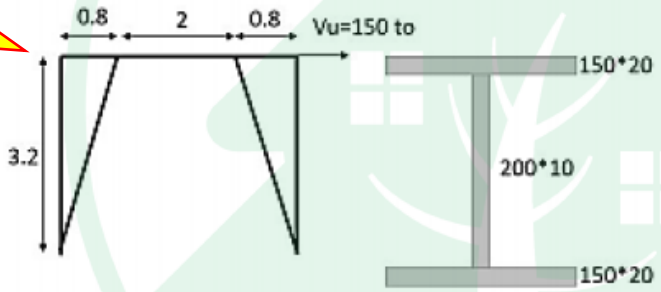
$$\rightarrow V_n=Min(V_{n1},V_{n2})=432\ KN$$

سبزسازه

سوال تکراری!! نمونه کاملا مشابه این سوال در کتابچه تمرین تست مبحث دهم سبزسازه قبلا مورد بررسی قرار گرفته بود:

تشابه

۱۳۷. در قاب مهاربندی واگرای ویژه داده‌شده، مقاومت برشی اسمی تیر پیوند چقدر می‌باشد؟ فولاد از نوع ST37 می‌باشد. (نیروی محوری تیر پیوند را 50 درصد نیروی جانبی در نظر بگیرید.) (LRFD)



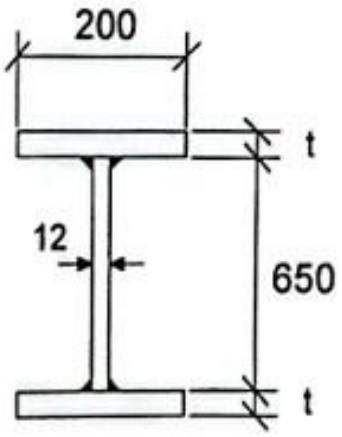
۱) 26.51 ton ۲) 28.80 ton ۳) 13.07 ton ۴) 18.24 ton

سبزسازه

سوال ۵۱

در یک قاب خمشی فولادی متوسط طول دهانه آزاد تیر با مقطع نشان داده شده در شکل زیر برابر 6 متر بوده و اتصال تیر به ستون از نوع DT پیش تائید شده است. بدون توجه به حداقل و حداکثر فواصل سوراخ پیچ ها و نیز بدون توجه به مقادیر مقاومت های مورد نیاز، کدام یک از ضخامت های زیر (t) قابل کاربرد برای این تیر نیست؟ در شکل ابعاد مقطع به میلی متر است.

$Fy=240\ MPa\ ,\ E=2\times10^5\ MPa$



۱) 15 mm
۲) 10 mm
۳) 12 mm
۴) 20 mm

گزینه ۴ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

بر اساس بند ۱۰-۳-۷-۷-۱ مبحث دهم در صفحه ۴۱۸، ضوابط تیرهای مورد پذیرش بر اساس این نوع اتصال ارائه شده است:

۱۰-۳-۷-۷-۱- تیرها

در این نوع اتصال، استفاده از مقاطع نوردشده یا ساخته‌شدهٔ I یا H شکل، به‌عنوان تیر مجاز است، اما استفاده از مقاطع نوردشده با بال دارای ضخامت متغیر نظیر INP مجاز نیست. همچنین:

(۱) عمق مقطع تیر نباید از 700 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از 120 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۳) ضخامت بال مقطع تیر نباید از 20 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۴) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 9 برای قاب‌های خمشی ویژه و از 7 برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۵) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده برابر فاصلهٔ بر ستون تا دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون به‌علاوه عمق تیر، در نظر گرفته می‌شود.

(۶) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون، در نظر گرفته شود.

سبزسازه

ادامه سوال ۵۱

مطابق ردیف ۳ این بند، حداکثر ضخامت بال مجاز تیر ۲۰ میلیمتر است که هر چهار گزینه بر اساس این ردیف مجاز هستند. معیار کنترل جرم واحد طول تیر که شاید در نگاه اول خیلی مهم به نظر نرسد نیز در ادامه کنترل خواهد شد. اگر چگالی فولاد ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد داریم:

جرم هر متر طول از جان تیر

$$0.012 \times 0.65 \times 1 \times 7850 = 61.23\ kg$$

بنابراین مجموع جرم هر متر طول هر یک از بال ها با توجه به سقف ۱۲۰ کیلوگرم برابر خواهد بود با:

$$\frac{120 - 61.23}{2} = 29.385\ kg$$

در نتیجه حداکثر ضخامت هر بال با توجه به معیار جرم واحد طول برابر است با:

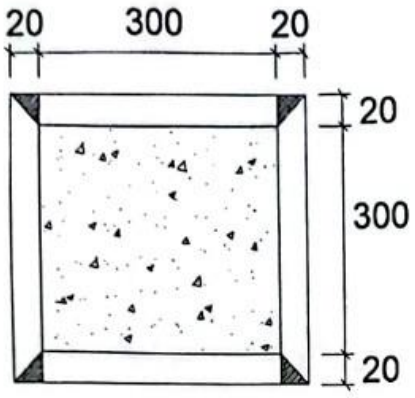
$$t \times 0.2 \times 1 \times 7850 = 29.385\ kg \rightarrow t = 0.0187\ m = 18.7\ mm$$

سبزسازه

سوال ۵۲

صلبیت خمشی مؤثر (EI)eff ستون با مقطع مختلط شکل زیر به کدام یک از گزینه ها نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

Fy=240 MPa, $f_c' = 30MPa$, w_C= 2500 kg/m3



۱) $1256 \times 10^{11} MPa.mm^4$
۲) $1056 \times 10^{11} MPa.mm^4$
۳) $1456 \times 10^{11} MPa.mm^4$
۴) $856 \times 10^{11} MPa.mm^4$

گزینه ۲ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۸-۲-۲ صفحه ۱۵۳ در خصوص ضوابط اعضای فشاری با مقطع مختلط پرشده با بتن داریم:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_C I_C$$

$$C_3 = 0.45 + 3\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.9$$

بر اساس مقطع ستون مختلط داریم :

$$A_s = 340 \times 340 - 300 \times 300 = 25600\ mm^2$$

$$A_c = 300 \times 300 = 90000\ mm^2$$

I_{sr}=0

$$I_s = \frac{1}{12} \times 340^4 - \frac{1}{12} \times 300^4 = 438613333.3\ mm^4$$

$$I_c = \frac{1}{12} \times 300^4 = 675000000\ mm^4$$

$$E_c = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440.09\ MPa$$

$$\rightarrow C_3 = 0.45 + 3\left(\frac{25600}{90000 + 25600}\right) = 1.11 \leq 0.9 \rightarrow C_3 = 0.9$$

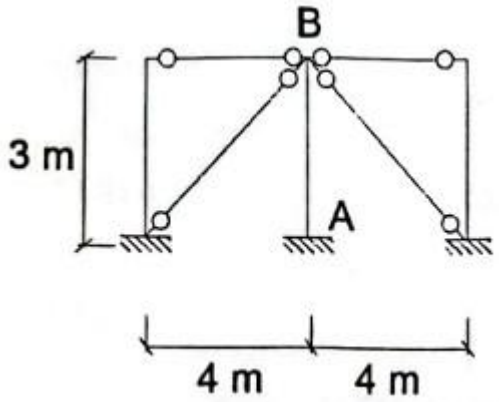
$$\rightarrow EI_{eff} = 200000 \times 438613333.3 + 200000 \times 0 + 0.9 \times 29440.09 \times 675000000 = 1.056 \times 10^{14}\ MPa.mm^4$$

سبزسازه

سوال ۵۳

در قاب همگرای ویژهٔ شکل زیر در طراحی به روش LRFD حداکثر نیروی محوری ستون AB ناشی از نیروی زلزله محدود به ظرفیت اعضای مهاربندی (E_{cl}) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ مقطع اعضای مهاربندی IPB160 است.

Fy=240 MPa , E=2×10^5 MPa



۱) 1080 kN

۲) 1350 kN

۳) 810 kN

۴) 515 kN

گزینه ۳ صحیح است

(سطح سوال سخت)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۳-۴-۲-۳ صفحه ۳۲۶ و ۳۲۷ داریم:

۱۰-۳-۴-۲-۳ الزامات تحلیل

در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه مقاومت‌های موردنیاز تیرها، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها باید براساس نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های موردنیاز نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شوند:

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ است.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $0.3\times1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ است.

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

F_{cre} = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن به‌جای F_y از R_yF_y استفاده شده باشد.

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

سبزسازه

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

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

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad (۱-۴-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g = سطح مقطع کلی عضو

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

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

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

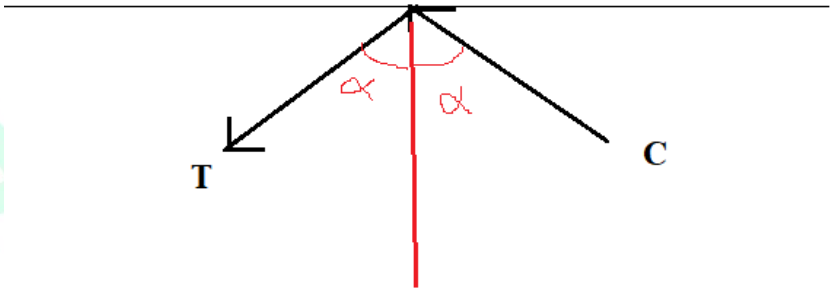
ب) اگر $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$) باشد:

$$F_{cr} = 0.877 F_e \qquad (۳-۴-۲-۱۰)$$

مطابق توضیحات، باید اعضای مهاربندی را حذف و به جای آن نیرو مطابق سناریوهای الف و ب قرار داد. با توجه به شرایط قاب، حالت ب تعیین کننده است و همچنین تیرهای دوسرمفصل نیز در محاسبات مشارکت نخواهند داشت.

مشخصات هندسی مقطع مهاربندی از جدول اشتال استخراج خواهد شد:

$$IPB160:\ A_g = 5430\ mm^2 \quad r_x = 67.8\ mm \quad r_y = 40.5\ mm$$



$$T = R_y F_y A_g = 1.2 \times 240 \times 5430 = 1563840\ N = 1563.8\ KN$$

برای محاسبه C باید از روابط بخش ۱۰-۲-۴-۳ استفاده کرد. در ابتدا مقدار نسبت لاغری عضو مهاربندی محاسبه خواهد شد:

سبزسازه

ادامه سوال ۵۳

$$\frac{KL}{r_{min}} = \frac{1 \times 5000}{40.5} = 123.46 \leq 4.71\sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200000}{123.46^2} = 129.5\ MPa$$

$$\rightarrow F_{cre} = \left(0.658^{\frac{240\times1.2}{129.5}}\right) \times 1.2 \times 240 = 113.54\ MPa$$

$$\rightarrow C = 0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g = 0.3 \times 1.14 \times 113.54 \times 5430 = 210845.36\ N$$
$$= 210.85\ KN$$

بنابراین اختلاف مولفه این نیروها در راستای محور قائم، به عنوان نیروی محوری ستون ناشی از زلزله حد ظرفیت محاسبه خواهد شد:

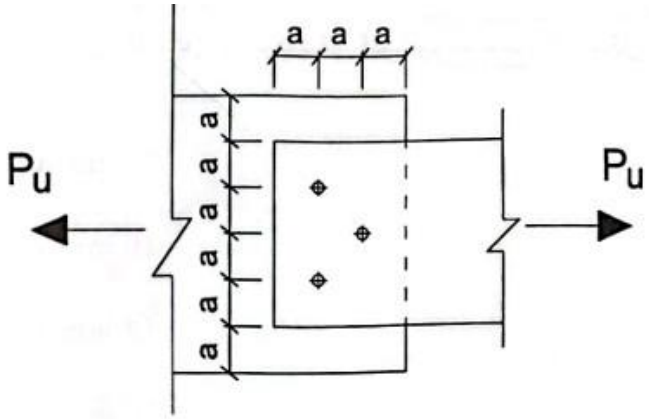
با توجه به شکل، داریم:

$$F_u = T\cos\alpha - C\cos\alpha = (T - C)\cos\alpha = (1563.8 - 210.85) \times \frac{3}{5} = 811.77\ KN$$

سبزسازه

سوال ۵۴

در اتصال دو ورق شکل زیر، برای کنترل حالت حدی تسلیم در مقطع کلی ، پهنای ویتمور ورق اتصال با پهنای کوچکتر مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟



۱) 3.15 a

۲) 1.15 a

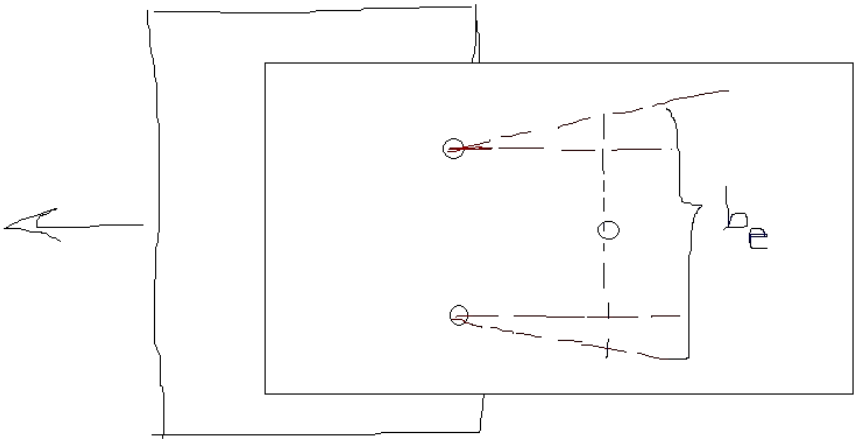
۳) 2 a

۴) 4 a

گزینه ۱ صحیح است

(سطح سوال متوسط)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۹-۴-۱ صفحه ۲۱۸ و ۲۱۹ داریم :



در این حالت پهنای ویتمور روی ورق اتصال کوچک تر به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

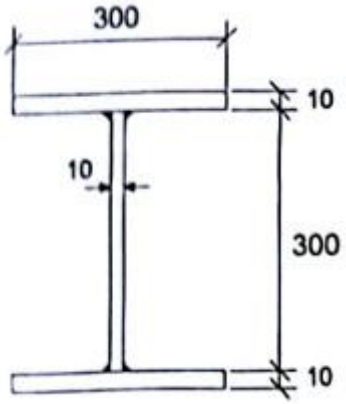
$$b_e = 2a + 2atan30 = 3.15a$$

سبزسازه

سوال ۵۵

مقاومت خمشی اسمی مقطع شکل زیر نسبت به محور ضعیف مقطع به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

$Fy=240\ MPa\ ,\ E=2\times10^5\ MPa$



۱) 105.9 kN.m

۲) 109.8 kN.m

۳) 96.4 kN.m

۴) 85.6 kN.m

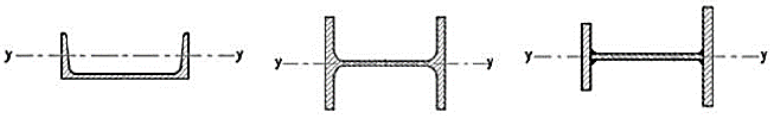
گزینه ۳ صحیح است

(سطح سوال سخت)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۵-۶ صفحه ۱۰۲ و ۱۰۳ :

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

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



بال‌ها فشرده، غیرفشرده یا لاغر

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

الف) تسلیم

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

که در آن:

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

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

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

imbr.ir

سبزسازه

ب)کمانش موضعی بال

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

ب-۲) برای مقاطع با بال‌های غیرفشرده:

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

ب-۳) برای مقاطع با بال‌های لاغر:

$$M_n = \frac{0.7ES_y}{\lambda_f^{\,2}} \qquad (۴۶-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

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

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

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

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

t_f = ضخامت بال مقطع

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

کنترل حالت حدی تسلیم:

$$M_n = M_p = F_yZ_y \leq 1.6F_yS_y$$

با توجه به تقارن مقطع، تار خنثی در حد الاستیک و پلاستیک در یک موقعیت و در میان تار جان قرار دارد:

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

$$I_y = 2 \times \frac{1}{12} \times 10 \times 300^3 + \frac{1}{12} \times 300 \times 10^3 = 45025000\ mm^4$$

$$S_y = \frac{I_y}{150} = \frac{45025000}{150} = 300166.667\ mm^3$$

$$M_n = 240 \times 457500 = 109800000\ N.mm \leq 1.6 \times 240 \times 300166.67$$
$$= 115264001.3\ N.mm$$

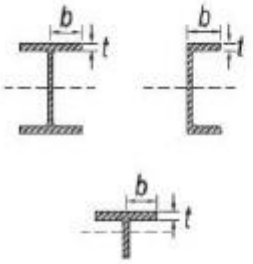
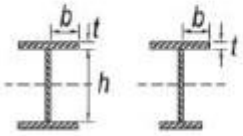
$$\rightarrow M_n = 109800000\ N.mm = 109.8\ KN.m$$

کنترل کمانش موضعی بال بر اساس شرایط فشردگی مقطع:

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ جدول ۱۰-۲-۲-۳ ردیف ۱۱ صفحه ۵۵ :

سبزسازه

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

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

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

$$\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{200000}{240}} = 10.97$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 * \sqrt{\frac{K_c \times E}{F_L}} \rightarrow \lambda_{rf} = 0.95 * \sqrt{\frac{0.73 \times 200000}{168}} = 28$$

$$F_L = 0.7 * 240 = 168\ MPa$$

$$0.35 \leq K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{300}{10}}} = 0.73 \leq 0.76$$

بنابراین بال مقطع غیرفشرده است و در این حالت داریم:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_yS_y)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) =$$

سبزسازه

ادامه سوال ۵۵

$$109800000 - (109800000 - 0.7 \times 240 \times 300166.67)\left(\frac{15 - 10.97}{28 - 10.97}\right)$$
$$= 95750137.5\ N.mm = 95.75\ KN.m$$

در نهایت

$$M_n \leq Min\left(109.8, 95.75\right) = 95.75\ KN.m$$

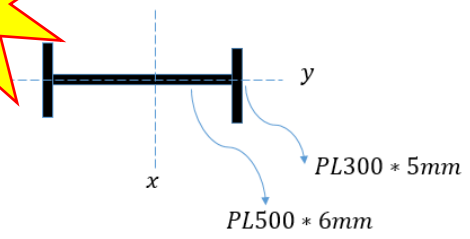
تنها گزینه نزدیک پاسخ، گزینه ۳ سوال است که البته اختلاف مقدار آن با مقدار محاسبات کمی زیاد است.

نمونه این سوال در قالب یک تست تالیفی در دوره ویدئویی مبحث دهم سبزسازه قبلا مورد بررسی قرار گرفته بود:

تشابه

تالیفی

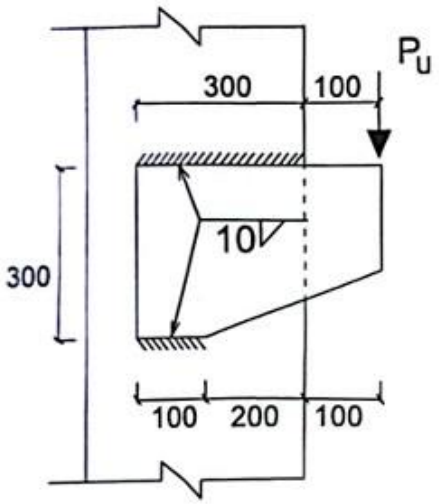
درشکل مقابل تنها از منظر حالت حدی کمانش موضعی بال‌ها مقاومت خمشی اسمی مقطع را حول محور ضعیف محاسبه کنید. $(f_y = 240mpa)$



سبزسازه

سوال ۵۶

حداکثر بار نهایی (P_u) قابل تحمل توسط اتصال شکل زیر فقط براساس کنترل مقاومت جوش به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ مصالح جوش براساس استاندارد ISIRI871 از نوع E-۳ است. در شکل ابعاد به میلی متر است.



۱) 250 kN

۲) 300 kN

۳) 150 kN

۴) 200 kN

گزینه ۴ صحیح است

(سطح سوال سخت)

مطابق ضوابط پایه مقاومت مصالح، جوش گوشه اتصال تحت برش مستقیم و برش ناشی از پیچش قرار دارد. در ابتدا باید نیروی وارد به اتصال به مرکز سطح اتصال انتقال پیدا کند و در این انتقال، لنگر پیچشی نیز به همراه آن منتقل خواهد شد.

تعیین مرکز سطح جوش

$$X_G = \frac{300 \times 10 \times 0.707 \times 150 + 100 \times 10 \times 0.707 \times 50}{300 \times 10 \times 0.707 + 100 \times 10 \times 0.707} = 125\ mm$$

$$Y_G = \frac{300 \times 10 \times 0.707 \times 300}{300 \times 10 \times 0.707 + 100 \times 10 \times 0.707} = 225\ mm$$

انتقال نیرو به مرکز سطح و محاسبه لنگر پیچشی انتقال یافته

$$T_u = (100 + 300 - 125) \times P_u = 275P_u$$

مشخصات هندسی مقطع اعم از مساحت و ممان اینرسی جوش محاسبه خواهد شد:

$$A_w = (300 + 100) \times 10 \times 0.707 = 2828\ mm^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times 300 \times (0.707 \times 10)^3 + 300 \times 10 \times 0.707 \times 75^2$$
$$+ \frac{1}{12} \times 100 \times (0.707 \times 10)^3 + 100 \times 10 \times 0.707 \times 225^2$$
$$= 47734279.77 mm^4$$

سبزسازه

ادامه سوال ۵۶

$$I_y = \frac{1}{12} \times 0.707 \times 10 \times (300)^3 + 300 \times 10 \times 0.707 \times 25^2 + \frac{1}{12} \times 0.707 \times 10 \times (100)^3 + 100 \times 10 \times 0.707 \times 75^2 = 21799166.67\ mm^4$$

$$I_o = I_x + I_y = 69533446.44\ mm^4$$

در نتیجه تنش ناشی از بارگذاری در جوش محاسبه شده و با تنش مقاوم جوش مقایسه خواهد شد:

$$f_{vy} = \frac{P_u}{A_w} = \frac{P_u}{2828}$$

$$f_{Tx} = \frac{T_u y}{I_o} = \frac{275P_u \times 75}{69533446.44}$$

$$f_{Ty} = \frac{T_u x}{I_o} = \frac{275P_u \times 175}{69533446.44}$$

تذکر: مختصات x و y بر اساس موقعیت نقطه بحرانی جوش در نظر گرفته شده است. با توجه به جهت نیرو و لنگر پیچشی، این نقطه در منتهی الیه سمت راست خط جوش ۳۰۰ میلیمتری واقع است. بنابراین تنش برآیند وارد بر جوش برابر است با:

$$f_R = \sqrt{(f_{vy} + f_{Ty})^2 + {f_{Tx}}^2} = \sqrt{(\frac{P_u}{2828} + \frac{275P_u \times 175}{69533446.44})^2 + (\frac{275P_u \times 75}{69533446.44})^2} = 1.087 \times 10^{-3} P_u$$

تنش مقاوم جوش بر اساس مشخصات الکترود مصرفی و نوع تنش که برشی و جوش نیز گوشه است تعیین خواهد شد:

سبزسازه

جدول ۱۰-۱-۶: مشخصات مکانیکی فولاد مغزهٔ رده‌های اصلی الکترود جوشکاری براساس استانداردهای موردقبول این مبحث

کرنش نهایی (ε_u) (%)	تنش کششی نهائی مغزهٔ الکترود (F_{ue}) (MPa)	AWS A5.1M	AWS A5.1	EN-ISO 2560	ISIRI 871
25	430	—	—	—	E-1
22	430	E43	E60	E43	E-2
18	490	E49	E70	E49	E-3
18	510	—	—	—	E-4
22	550	E55	E80	E55	E-5

بر اساس بند ۱۰-۲-۹-۲-۴ و جدول ۱۰-۲-۹-۳ داریم:

$$f_R = 1.087 \times 10^{-3} P_u \leq 0.75 f_{NW} = 0.75 \times 0.6 \times 490 = 220.5\ MPa$$

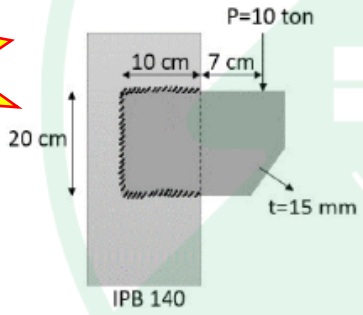
در نتیجه

$$P_u \leq 202851.9\ N = 202.85\ KN$$

نمونه مشابه این سوال در کتابچه تمرین تست مبحث دهم سبزسازه قبلا مورد بررسی قرار گرفته بود:

۶۹. در شکل زیرحداقل بعد جوش گوشه چه مقداری می‌تواند باشد در صورتی که برای جوشکاری کارگاهی از الکترود $E60$ استفاده شده باشد. برای ورق‌ها و نیمرخ ها: $Fy = 240\ MPA$ و $Fu = 370\ MPA$ بازرسی به صورت چشمی و در محل توسط بازرسان ذیصلاح صورت می‌گیرد. (LRFD)

تشابه



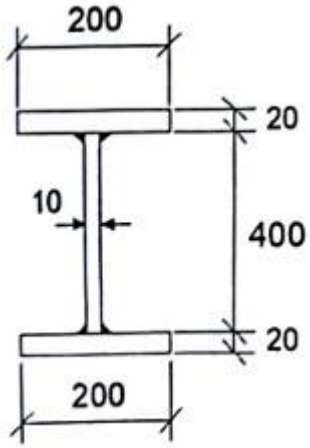
۱) 6 mm
۲) 10 mm
۳) 5 mm
۴) 8 mm

سبزسازه

سوال ۵۷

در یک قاب خمشی فولادی ویژه با اتصال از نوع BUEEP و طول دهانهٔ آزاد 6 متر، اگر از آثار بارهای ثقلی صرف نظر شود، حداکثر نیروی کششی نهایی هر یک از پیچ های فوقانی (P_u) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

Fy=240 MPa , E=2×10^5 MPa , $F_u = 370MP_a$



۱) 490 kN
۲) 440 kN
۳) 350 kN
۴) 560 kN

گزینه ۲ صحیح است

(سطح سوال سخت)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۳-۳-۳-۸ صفحه ۳۰۳ کتاب، اجزای اتصال باید بر اساس تلاش های موجود در محل اتصال تیر به ستون محاسبه شود:

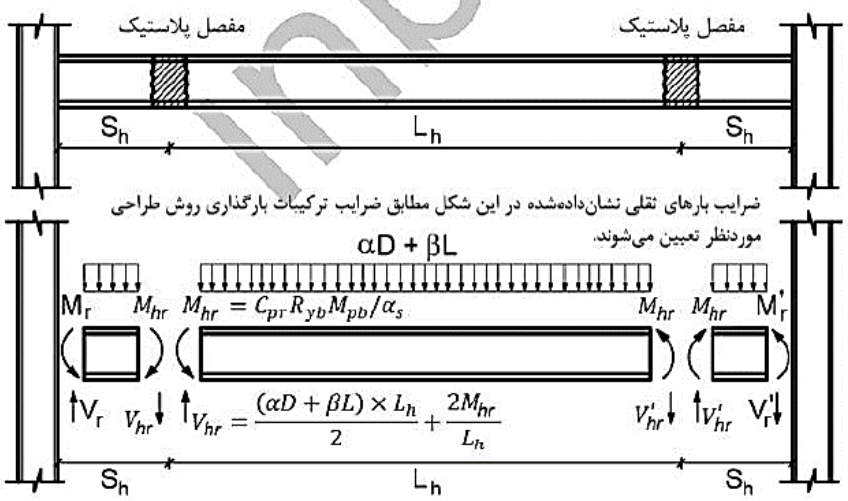
۱۰-۳-۳-۳-۸ اتصال تیر به ستون

اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان 0.04 رادیان را بدون کاهش قابل‌توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به‌کاررفته در قاب‌های خمشی ویژه از طریق آزمایش‌های تعیین‌شده در بخش ۱۰-۳-۸ مورد تأیید قرار گیرند. در صورت عدم انجام آزمایش، استفاده از اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ ارائه‌شده در بخش ۱۰-۳-۷ بلامانع است.

در قاب‌های خمشی ویژه مقاومت‌های موردنیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز (M_r) و مقاومت برشی موردنیاز (V_r) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۷ استفاده نمود. کلیهٔ الزامات مندرج در بند ۱۰-۲-۹-۱۰ در خصوص بال و جان ستون در محل اتصال باید بر مبنای مقاومتی که از محاسبات مذکور به دست می‌آید، رعایت شود.

سبزسازه



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

(۴) فاصلهٔ محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون (S_h)، باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار $d_b/2$ و $3b_{bf}$ برای اتصالات فلنجی بدون استفاده از ورق‌های لچکی و برابر $L_{st}+t_p$ برای اتصالات فلنجی با استفاده از ورق‌های لچکی در نظر گرفته شود که در آن d_b عمق تیر، b_{bf} پهنای بال تیر، L_{st} طول ورق لچکی در روی بال تیر و t_p ضخامت ورق انتهایی است.

با صرف نظر از بارهای ثقلی، داریم:

$$M_{hr} = C_{pr} R_y M_p$$

$$1.1 \le C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{240 + 370}{2 \times 240} = 1.27 \le 1.2 \rightarrow C_{pr} = 1.2$$

$$R_y = 1.15$$

$$M_p = 2 \times 200 \times 10 \times 100 + 2 \times 200 \times 20 \times 210 \times 240 = 499200000\ Nmm$$
$$= 499.2\ KN.m$$

در نتیجه

$$M_{hr} = 1.2 \times 1.15 \times 499.2 = 688.9\ KN.m$$

برای محاسبه V_{hr} به مقدار S_h نیاز است که بر اساس اطلاعات مندرج در جزئیات اتصال گیردار از پیش تایید شده می توان آن را تخمین زد:

$$S_h = Min\left(\frac{d_b}{2}, 3b_f\right) = Min\left(\frac{440}{2}, 3 \times 200\right) = 220\ mm$$

$$\rightarrow L_h = 6 - 2 \times 0.22 = 5.56\ m \rightarrow V_{hr} = \frac{2 \times 688.9}{5.56} = 247.8\ KN$$

سبزسازه

ادامه سوال ۵۷

بنابراین مقدار لنگر مورد نیاز اتصال M_r به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

$$M_r = M_{hr} + S_h \times V_{hr} = 688.9 + 0.22 \times 247.8 = 743.42\ KN.m$$

برای تبدیل لنگر خمشی محل اتصال به زوج نیروی کششی و فشاری، بازوی لنگر با توجه به نحوه توزیع پیچ ها در ارتفاع ورق اتصال که شامل ۴ پیچ در تراز بال فوقانی و ۴ پیچ در تراز بال تحتانی است، برابر ارتفاع بین مرکز بال فوقانی تا مرکز بال تحتانی در نظر گرفته خواهد شد:

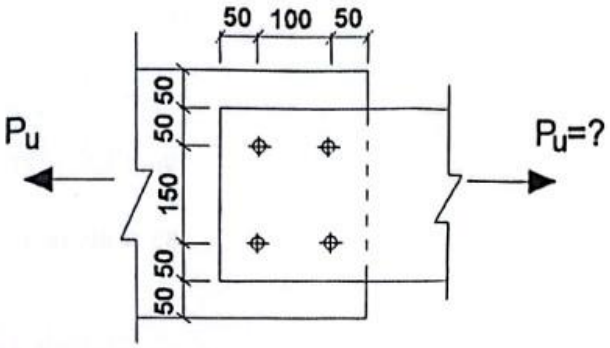
$$T = C = \frac{M_r}{0.44 - 0.02} = \frac{743.42}{0.42} = 1770\ KN$$

بنابراین هر پیچ در یک مجموعه ۴ پیچه در پشت هر بال، دارای نیروی یک چهارم نیروی فوق معادل $442.5\ KN$ خواهد بود.

سبزسازه

سوال ۵۸

در اتصال دو ورق شکل زیر فقط براساس کنترل گسیختگی قالبی، حداکثر نیروی کششی نهایی (P_u) قابل تحمل توسط ورق با پهنای کوچکتر به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ ضخامت ورق ها 10 میلی متر , $F_u = 370MP_a$, Fy=240 MPa سوراخ ها استاندارد و قطر پیچ ها 20 میلی متر است. در شکل ابعاد به میلی متر است.



۱) 534 kN

۲) 638 kN

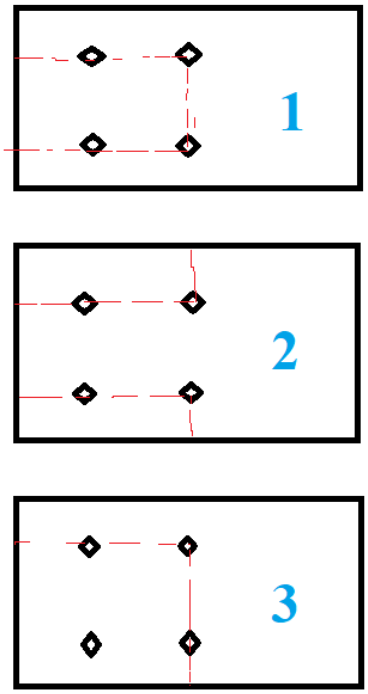
۳) 673 kN

۴) 709 kN

گزینه ۱ صحیح است

(سطح سوال سخت)

مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۹-۴-۳ صفحه ۲۱۹ تا ۲۲۱ کتاب، احتمال وقوع گسیختگی ناشی از برش قالبی در یکی از حالات زیر امکان پذیر خواهد بود:



$$F_y = 240\ MPa \quad F_u = 370\ MPa$$

$$P_u \le 0.75 \times R_n$$

$$R_n = Min\left(0.6F_yA_{gv}و0.6F_UA_{nv}\right) + U_{bs}F_UA_{nt} \quad و \quad U_{bs} = 1$$

سبزسازه

ادامه سوال ۵۸

سوراخ ورق استاندارد است و بر اساس جدول صفحه ۲۰۹، قطر اسمی سوراخ برابر ۲۲ میلیمتر و قطر محاسباتی سوراخ ۲۴ میلیمتر لحاظ خواهد شد.

بر این اساس، باید هر یک از سه حالت بررسی و ظرفیت کمینه بین آنها انتخاب شود:

در حالت ۱

$$A_{gv} = 2 \times 150 \times 10 = 3000\ mm^2$$

$$A_{nv} = 2 \times (150 - 1.5 \times 24) \times 10 = 2280\ mm^2$$

$$A_{nt} = (150 - 2 \times 0.5 \times 24) \times 10 = 1260\ mm^2$$

$$R_n = Min\left(0.6 \times 240 \times 3000, 0.6 \times 370 \times 2280\right) + 1 \times 370 \times 1260$$
$$= 432000 + 466200 = 898200\ N = 898.2\ KN$$

در حالت ۲

$$A_{gv} = 2 \times 150 \times 10 = 3000\ mm^2$$

$$A_{nv} = 2 \times (150 - 1.5 \times 24) \times 10 = 2280\ mm^2$$

$$A_{nt} = 2 \times (50 - 0.5 \times 24) \times 10 = 760\ mm^2$$

$$R_n = Min\left(0.6 \times 240 \times 3000, 0.6 \times 370 \times 2280\right) + 1 \times 370 \times 760$$
$$= 432000 + 281200 = 713200\ N = 713.2\ KN$$

در حالت ۳

$$A_{gv} = 150 \times 10 = 1500\ mm^2$$

$$A_{nv} = (150 - 1.5 \times 24) \times 10 = 2280\ mm^2$$

$$A_{nt} = (200 - 1.5 \times 24) \times 10 = 1640\ mm^2$$

$$R_n = Min\left(0.6 \times 240 \times 1500, 0.6 \times 370 \times 2280\right) + 1 \times 370 \times 1640$$
$$= 216000 + 606800 = 822800\ N = 822.8\ KN$$

در نهایت، بر اساس حداقل مقدار خواهیم داشت:

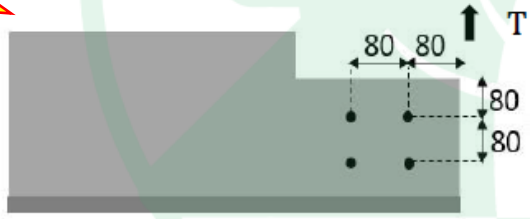
$$P_u \leq 0.75 \times 713.2 = 534.9$$

سبزسازه

نمونه مشابه این سوال در کتابچه تمرین تست مبحث دهم سبزسازه قبلا مورد بررسی قرار گرفته بود:

تشابه

۸۵. درصورتی‌که قطر محاسباتی سوراخ‌های روی تیر شکل زیر 20mm و ضخامت جان تیر 6.3mm باشد مقاومت طراحی برش قالبی در محل اتصال چند کیلونیوتن است؟ (فولاد مصرفی از نوع ST37 با Fy=240 MPa و Fu=360 MPa می‌باشد.)



۱) 168

۲) 228

۳) 171

۴) 222

سبزسازه

سوال ۵۹

اگر برای مقطع یک عضو خمشی دو سر ساده به طول 2 متر که تحت اثر بارگذاری گسترده یکنواخت و متقارن است، قرار باشد از دو ورق یکسان به طول 200 میلی متر و به ضخامت 8 میلی متر، دو مقطع جداگانه که یکی نبشی تک با دو ساق مساوی و دیگری دایره ای شکل توخالی ساخته شود، با فرض فولاد مصرفی Fy =240 MPa ، کدام یک از گزینه های زیر صحیح است؟ برای نبشی تک، نیروی برشی در امتداد یکی از ساق ها فرض شود. همچنین فرض نمائید در ساخت مقاطع از جوش زیر پودری استفاده شده است.

۱) مقاومت برشی اسمی مقطع دایره ای 4/3 مقطع نبشی است.

۲) مقاومت برشی اسمی مقطع دایره ای دو برابر مقطع نبشی است.

۳) مقاومت برشی اسمی مقطع دایره ای مساوی مقطع نبشی است.

۴) مقاومت برشی اسمی مقطع دایره ای نصف مقطع نبشی است.

گزینه ۳ صحیح است

(سطح سوال سخت)

به بیان ساده تر، قرار است دو مقطع دایره توخالی و نبشی بال مساوی با دو قطعه ورق مشابه ساخته شود و در نهایت مقاومت برشی اسمی آنها با یکدیگر مقایسه شود. برای محاسبه مقاومت برشی اسمی هر یک از مقاطع مطابق مبحث دهم ویرایش ۱۴۰۱ بند ۱۰-۲-۶-۳ صفحه ۱۳۱ و بند ۱۰-۲-۶-۵ صفحه ۱۳۲ عمل خواهیم کرد:

۱۰-۲-۶-۳ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع سپری تحت اثر برش در صفحهٔ تقارن و نبشی تک تحت اثر برش در امتداد یکی از ساق‌ها

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6F_y b t C_{v2} \qquad (۱۰-۶-۲-۲۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

b = عمق مقطع سپری یا پهنای ساق نبشی مقاوم در برابر نیروی برشی

t = ضخامت جان سپری یا نبشی مقاوم در برابر نیروی برشی

C_{v2} = ضریب برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۱ تا ۱۳ با فرض $h/t_w = b/t$ و $k_v = 1.2$

سبزسازه

۱۰-۲-۶-۵ مقاومت برشی اعضای با مقطع دایره‌ای شکل توخالی

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.5F_{cr}A_g \qquad (۱۰-۲-۶-۲۲)$$

که در آن:

$$F_{cr} = \max\left(\frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{1.25}}, \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{1.5}}\right) \le 0.6F_y \qquad (۱۰-۲-۶-۲۳)$$

در روابط فوق:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

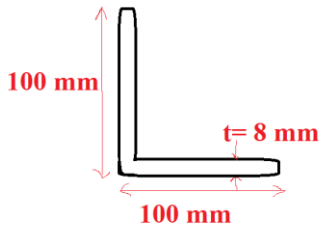
A_g = سطح مقطع کلی مقطع

D = قطر خارجی مقطع

t = ضخامت طراحی مقطع لوله‌ای معادل 0.93 برابر ضخامت اسمی مقطع برای مقاطع ساخته شده با جوش قوس الکتریکی و معادل ضخامت اسمی مقطع برای مقاطع ساخته شده با جوش زیرپودری

L_v = فاصلهٔ بین محل نیروی برشی حداکثر تا محل نیروی برشی صفر در طول عضو

در حالت اول ورق خم و به فرم نبشی در خواهد آمد. نبشی حاصل یک نبشی بال مساوی با پهنای بال ۱۰۰ میلیمتر و ضخامت بال ۸ میلیمتر است:



$$F_y = 240\ MPa \quad b_f = 100\ mm \quad t_f = 8\ mm$$

$$V_n = 0.6F_y b_f\ t_f C_{v2}$$

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{100}{8} = 12.5 \le 1.1 * \sqrt{\frac{K_v \times E}{F_y}} = 1.1 * \sqrt{\frac{1.2 \times 200000}{240}} = 34.79 \rightarrow$$

$$C_{v2} = 1$$

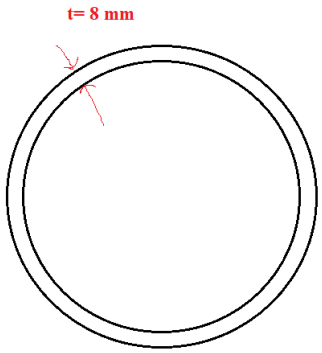
در نتیجه

$$V_n = 0.6 \times 240 \times 100 \times 8 \times 1 = 115200\ N = 115.2\ KN$$

سبزسازه

ادامه سوال ۵۹

در حالت دوم ورق خم و به فرم دایره توخالی که محیط آن ۲۰۰ میلیمتر است در خواهد آمد.



$$F_y = 240\ MPa\ \ D = \frac{200}{\pi} = 63.66\ mm\ \ \ t = 8\ mm$$

دقت شود که تیر مورد نظر ساده و تحت بارگذاری گسترده یکنواخت قرار دارد و در این حالت برش ماکزیمم در تکیه گاه رخ داده و برش صفر در وسط دهانه، یعنی

$$L_v = 1\ m = 1000\ mm$$

$$V_n = 0.5F_{cr}A_g$$

$$F_{cr} = \max\left(\frac{1.6 \times 200000}{\sqrt{\frac{1000}{63.66}}\left(\frac{63.66}{8}\right)^{1.25}}, \frac{0.78 \times 200000}{\left(\frac{63.66}{8}\right)^{1.5}}\right) \leq 0.6F_y$$

در نتیجه

$$F_{cr} = 0.6F_y = 144\ MPa$$

در نهایت

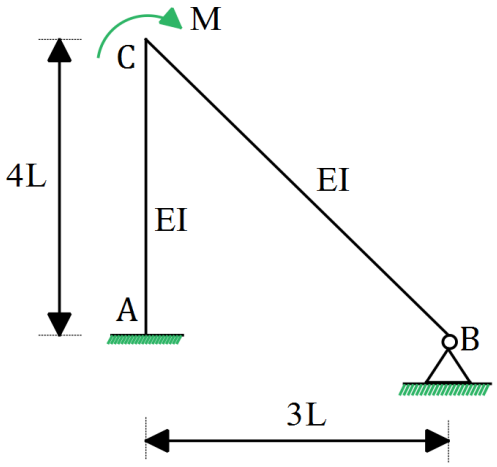
$$V_n = 0.5 \times 144 \times 200 \times 8 = 115200\ N = 115.2\ KN$$

مقاومت برشی اسمی در هر دو حالت یکسان است.

سبزسازه

سوال ۶۰

در قاب شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود، عکس العمل قائم در تکیه گاه B مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ نزدیک ترین پاسخ به جواب مدنظر است.



۱) $\frac{3}{11}\frac{M}{L}$

۲) $\frac{5}{8}\frac{M}{L}$

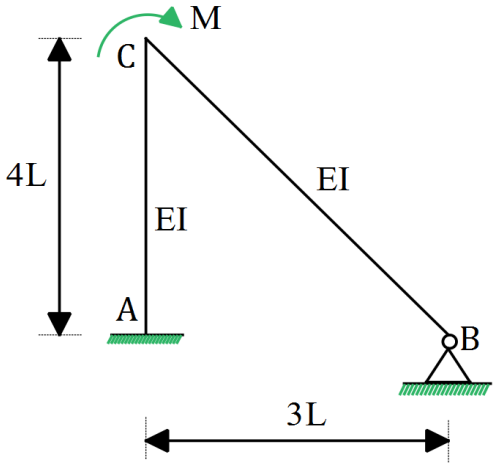
۳) $\frac{11}{48}\frac{M}{L}$

۴) $\frac{7}{16}\frac{M}{L}$

گزینه ۴ صحیح است

سطح سوال متوسط

حل: طبق روش سختی و استفاده از فنرهای موازی لنگر متمرکز M به نسبت سختی بین اعضاء تقسیم خواهد شد. بنابراین:



$$L_{CB} = \sqrt{(4L)^2 + (3L)^2} = 5L$$

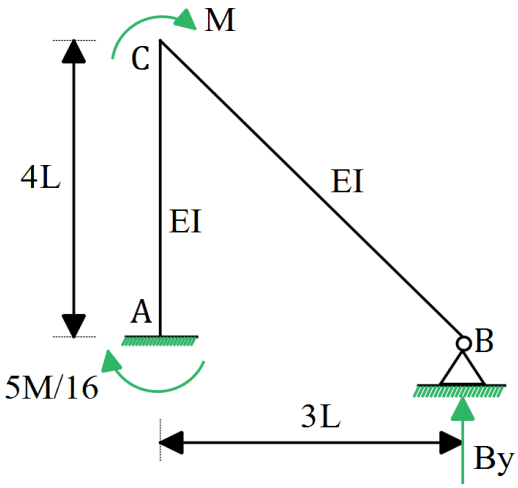
$$M_{CA} = \frac{K_{CA}}{\sum K} * M = \frac{\frac{4EI}{4L}}{\frac{4EI}{4L} + \frac{3EI}{5L}} * M = \frac{5M}{8}$$ ساعتگرد

$$M_A = \frac{1}{2} * M_{CA} = \frac{1}{2} * \frac{5M}{8} = \frac{5M}{16}$$ ساعتگرد

در نهایت در کل قاب معادلهٔ تعادل لنگر حول نقطهٔ A را می نویسیم:

سبزسازه

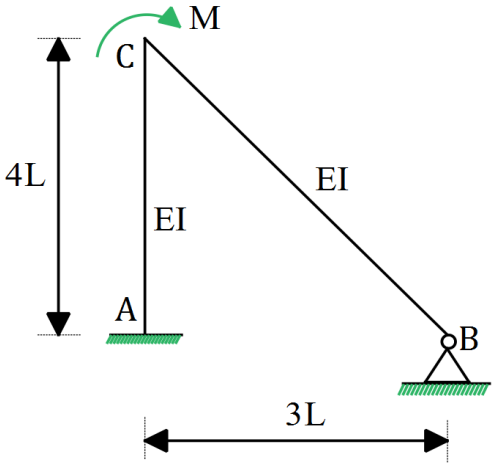
ادامه سوال ۶۰



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

$$B_y = \frac{M + \frac{5M}{16}}{3L} = \frac{7M}{16L}$$

روش حل دوم: طبق روش شیب افت اصلاح شده داریم:



$$L_{CB} = \sqrt{(4L)^2 + (3L)^2} = 5L$$

$$M_{CA} = \frac{2EI}{4L}(2\theta_C) = \frac{EI}{L}\theta_C$$

$$M_{CB} = \frac{3EI}{5L}(\theta_C)$$

با نوشتن تعادل لنگر حول گرهٔ C داریم:

$$\sum M_C = 0$$

$$M_{CA} + M_{CB} = M$$

$$\frac{EI}{L}\theta_C + \frac{3EI}{5L}(\theta_C) = M \rightarrow \theta_C = \frac{5ML}{8EI}$$

$$M_{AC} = M_A = \frac{2EI}{4L}(\theta_C) = \frac{EI}{2L} * \left(\frac{5ML}{8EI}\right) = +\frac{5M}{16}$$ ساعتگرد

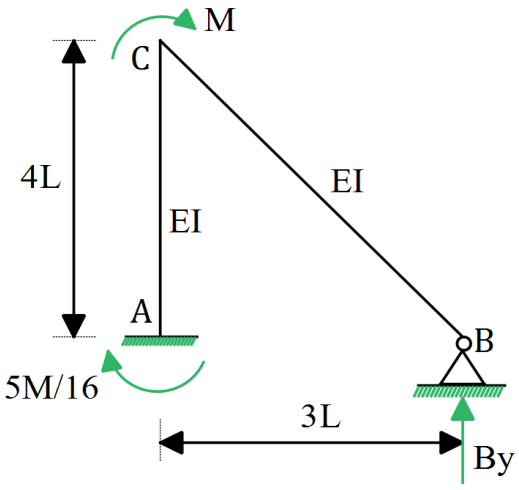
سبزسازه

ادامه سوال ۶۰

در نهایت در کل قاب معادلهٔ تعادل لنگر حول نقطهٔ A را می نویسیم:

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

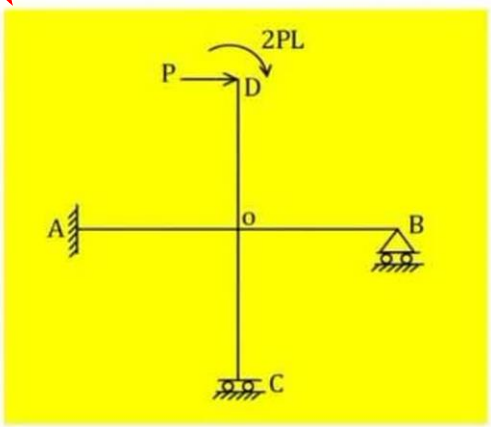
$$B_y = \frac{M + \frac{5M}{16}}{3L} = \frac{7M}{16L}$$



تشابه

تشابه بسیار بالای این سوال با سوال ۲۰ کتابچه تست و مثال ٤-٤٣ کتاب تحلیل سازه سبز سازه

20 – در سازه شکل زیر سختی کل اعضاء EI و طول کل اعضای سازه برابر L می باشد نسبت لنگر در تکیه گاه A به نیرو در تکیه گاه غلتکی B چه ضریبی از L می باشد؟



الف) $\frac{1}{2}$

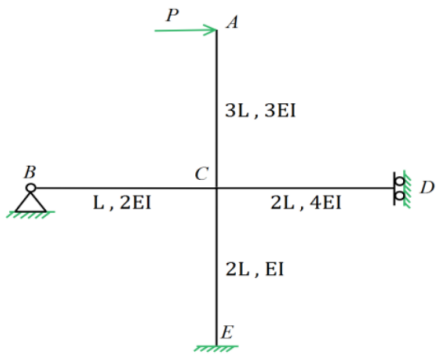
ب) $\frac{1}{3}$

ج) $\frac{2}{3}$

د) $\frac{2}{5}$

مثال ٤-٤٣

لنگر خمشی در تکیه‌گاه گیردار نقطه E کدام است؟



سبزسازه

مشاوره رایگان آزمون محاسبات
شماره تماس: ۰۹۳۳۸۴۰۶۴۷۱
کانال تلگرام: @SABZSAZE

تور جامع آمادگی آزمون محاسبات نظام مهندسی

گروه صنعتی سبزسازه
بالاترین آمار قبولی کشور

- تشریح کامل ۹۰٪ بندهای آیین‌نامه: یادگیری آسان و بی‌ابهام با بیش از ۲۸۰ ساعت ویدئو
- بانک تست تألیفی ۹۵۰ سوالی مطابق آخرین ویرایش آیین‌نامه
- جزوات و فلوچارت‌های خلاصه: بدون نگرانی از کمبود وقت در جلسه آزمون
- پشتیبانی علمی ۲۴ ساعته در گروه تلگرامی
- مشاوره تخصصی: رفع سردرگمی در برنامه‌ریزی و نحوه مطالعه
- ویدئوهای مرور طلایی: جمع‌بندی دقیق مباحث کلیدی

هر آنچه برای قبولی در آزمون نیاز دارید! (دسترسی مادام‌العمر)

مشاوره رایگان: ۰۹۰۵۹۶۹۷۵۹۷ مهندس تاج آبادی

دریافت اطلاعات بیشتر

بسته جامع آمادگی آزمون نظارت و اجرای سبزسازه

- ۴۴ ساعت ویدئوی آموزشی: تسلط کامل بر بندهای آیین‌نامه
- کتاب طبقه‌بندی‌شده بانک سوالات: تست‌زنی براساس صفحات آیین نامه
- شامل ۲۲ آزمون نظارت و اجرا: افزایش قدرت قدرت تست‌زنی
- پشتیبانی علمی و مشاوره تخصصی در تلگرام: رفع تمام ابهامات علمی در کوتاه ترین زمان
- ۲ آزمون تألیفی نهایی: سنجش سطح آمادگی و محک واقعی

سریع‌ترین مسیر تسلط و قبولی در آزمون نظارت و اجرا

مشاوره رایگان: ۰۹۳۰۵۹۴۸۳۹۸ مهندس دشتی

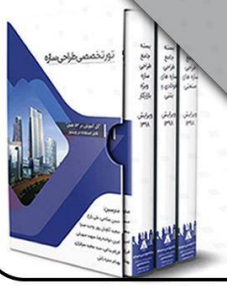
دریافت اطلاعات بیشتر

سبزسازه

جامع ترین آموزش طراحی کشور

تور تخصصی و جامع آموزش طراحی سازه

- امکان یادگیری در هر زمان و مکان با کمک ویدئوهای آموزشی روان و مفهومی
- افزایش اعتماد به نفس با آموزش پروژه محور انواع سازه بتنی، فولادی، سوله، فونداسیون و سقفها
- یادگیری در محیط نرم‌افزارهای پرکاربرد Etabs - Safe - Sap۲۰۰۰
- پاسخگویی به سوالات و ابهامات با پشتیبانی و مشاوره ۲۴ ساعته
- تقویت رزومه با گواهینامه معتبر دوره
- جذب پروژه و کسب درآمد با معرفی برترین‌ها به بازار کار هدف.



یکسال فقط روزی یک ساعت تا حرفه‌ای شدن

دریافت مشاوره رایگان: ۰۹۳۰۵۹۴۸۳۹۸ مهندس دشتی

دریافت اطلاعات بیشتر

سبزسازه