

آزمون محاسبات مهر ۹۶



سبزسازه



۱- چنانچه بار زنده ناشی از وزن مسافران آسانسور یک ساختمان برابر 6 کیلونیوتن باشد، در طراحی و محاسبه سازه‌های نگهدارنده این آسانسور مقدار بار زنده حداقل چقدر باید در نظر گرفته شود؟

(1) 9 KN

(2) 12 KN

(3) 15 KN

(4) 18 KN



سبزسازه



حل:

۳-۸-۵-۶ سازه‌های نگهدارنده آسانسورها: وزن اتاقک، ماشین‌آلات، وزنه تعادل و بار زنده ناشی از وزن مسافران و وسایل باید در ضریب ۲ ضرب شود، مگر آنکه بارهای اسمی ارائه شده توسط سازنده در ضریبی بیشتر از مقدار ضرب شده باشد.

مطابق بند ۳-۸-۵-۶ بار زنده حداقل به صورت زیر بدست می‌آید:

$$P_{Lmin} = 2 * 6 = 12 \text{ kN}$$

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



۲- تیرچه‌های فولادی با تکیه‌گاه‌های ساده کف اتاق‌های بیمار در یک بیمارستان، دهانه 3.8 متر داشته و فاصله آن‌ها از یکدیگر برابر 1.1 متر است. اگر کل بار مرده کف شامل وزن تیرچه و تیغه‌بندی به طور متوسط برابر $5 \frac{kN}{m^2}$ باشد، حداقل مقاومت خمشی طراحی لازم برای تیرچه‌های میانی برحسب $kN.m$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

- (1) 17.7
- (2) 18.3
- (3) 19.4
- (4) 18.8

سبزسازه



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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱۰	بیمارستانها و مراکز درمانی		
۱-۱۰	اتاق بیمار	۲	۴/۵
۲-۱۰	اتاق عمل، آزمایشگاهها	۳	۴/۵
۳-۱۰	راهرو طبقه همکف	۵	۴/۵
۴-۱۰	راهرو سایر طبقات	۴	۴/۵

سبزسازه



حل: طبق جدول ۶-۵-۱ برای اتاق های بیمار داریم:

$$q_D = 5 * 1.1 = 5.5 \frac{KN}{m}$$

$$L_0 = 2 \frac{KN}{m^2}$$

$$P_L = 4.5$$

$$q_L = L_0 * 1.1 = 2 * 1.1 = 2.2 \frac{KN}{m}$$

$$M_D = \frac{q_D * L^2}{8} = \frac{5.5 * 3.8^2}{8} = 9.93 KN.m$$

$$M_{L \text{ بار گسترده}} = \frac{q_L * L^2}{8} = \frac{2.2 * 3.8^2}{8} = 3.971 KN.m$$

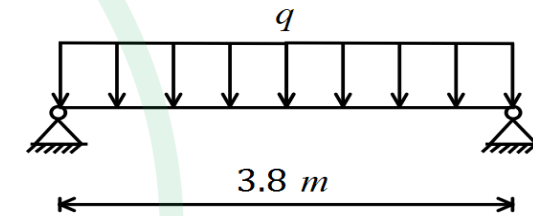
$$M_{L \text{ بار متمرکز}} = \frac{P_L * L}{4} = \frac{4.5 * 3.8}{4} = 4.28 KN.m$$

$$M_{\text{طراحی}} = 1.4 * M_D = 1.4 * 5.5 = 13.9 KN.m$$

$$\rightarrow M_L = \max(3.971, 4.28) = 4.28 KN.m$$

$$\rightarrow M_{\text{طراحی}} = \max(13.9, 18.8) = 18.8 KN.m$$

$$M_{\text{طراحی}} = 1.2 * M_D + 1.6 * M_L = 1.2 * 9.93 + 1.6 * 4.28 \cong 18.8 KN.m$$



نکته: با توجه به مشخص نبودن محل ساخت سازه از اثر زلزله قائم صرف نظر می شود.

پاسخ: گزینه ۴



۳- ارتفاع یک سازه غیرساختمانی مشابه ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی معمولی از تراز پایه 20 m بوده و زمان تناوب اصلی این سازه برابر 0.45 ثانیه محاسبه شده است. این سازه در شهر اراک بر روی خاک نوع II قرار است ساخته شود و دارای گروه اهمیت متوسط می باشد. ضریب زلزله طرح این سازه حدوداً چه مقدار باید در نظر گرفته شود؟ (نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید.)

- (1) 0.25
- (2) 0.18
- (3) 0.03
- (4) 0.30

سبزسازه

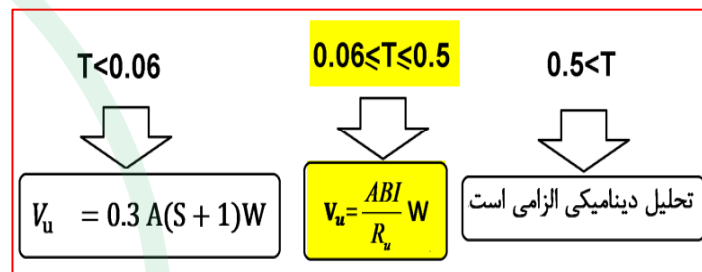


۵-۲ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

۵-۲-۱ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها مطابق فصل

سوم می‌باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه‌ها در بندهای (۵-۲-۲) تا (۵-۲-۱۰) آورده شده است.

۵-۲-۲ روش تحلیل: در سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی آنها از 0.5 ثانیه بیشتر است، استفاده از یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی الزامی است. در سایر سازه‌ها می‌توان از روش‌های دیگر تحلیل استفاده نمود.



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

$$C = \frac{ABI}{R_u}$$

(۳-۲)

در این رابطه:

- A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲) ص ۱۴
- B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲) ص ۱۴
- I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۳-۳-۴) ص ۳۳
- R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۳-۳-۵) ص ۳۴

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

$$V_{u \min} = 0.12 AIW$$

(۳-۳)



جدول ۵-۱ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
سیستم قاب ساختمانی	مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۵/۵	۲	۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵ [۱]
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
سیستم قاب خمشی فولادی	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲/۵	۳	۸۰
	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
	معمولی	۳/۵	۳	۳	۱۵ [۲]
	معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰

سبزسازه



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

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

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۴۸	اراک	مرکزی		*		

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸



۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

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

$$B=B_1N$$

(۱-۲)

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

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

$$B_1=S_0+(S-S_0+1)(T/T_0)$$

$$0<T<T_0$$

$$B_1=S+1$$

$$T_0<T<T_s$$

(۲-۲)

$$B_1=(S+1)(T_s/T)$$

$$T>T_s$$

سبزسازه



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

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

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

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

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

(۴-۲)

$$N = 1.4$$

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

سبزسازه



حل: طبق بند ۵-۲-۱ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

$$C = \frac{ABI}{R_u}$$

$$A = 0.25$$

$$I = 1$$

$$R_u = 2.5$$

$$B = B_1 * N$$

$$T_s = 0.5 S$$

$$S = 1.5$$

$$\rightarrow T = 0.45 S \leq T_s = 0.5 S \rightarrow N = 1 \text{ و } B_1 = (S + 1) = (1.5 + 1) = 2.5$$

$$B = B_1 * N = 2.5 * 1 = 2.5$$

سازه با اهمیت متوسط در شهر اراک با خطر لرزه‌ای متوسط قرار دارد:

سازه غیرساختمانی مشابه ساختمان طبق جدول ۵-۱ داریم:

خاک نوع II:

در نهایت ضریب زلزله به صورت زیر بدست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.25 * 2.5 * 1}{2.5} = 0.25 \geq C_{min} = 0.12AI = 0.12 * 0.25 * 1 = 0.03 \quad OK \checkmark$$

پاسخ: گزینه ۱



۴- یک انبار کشاورزی با بام تخت به شکل زیر که در شهر بیرجند قرار دارد نشان داده شده است. اگر ساختمان بدون گرمایش و زیر بام آن باز باشد و همچنین سطح بارگیر بام برابر 18 مترمربع باشد. مقدار سربار باران بر برف این بام چند kN می‌باشد؟ (با تغییر)

- (1) 24.50
- (2) 13.14
- (3) 15.60
- (4) 12.23

سبزسازه



۱۲-۷-۶ سربار باران بر برف

در مناطق ۲ و ۳ بار برف، برای بام با شیب کمتر از $W/15$ درجه (W فاصله افقی لبه پایین تا خطالرأس سقف شیبدار بر حسب متر می‌باشد)، سربار باران به مقدار 0.25 کیلونیوتن بر مترمربع به بار برف متوازن اضافه خواهد شد. این بار لازم نیست همراه با اثر انباشتگی، لغزش، بار برف نامتوازن یا بار بارگذاری بخشی برف در نظر گرفته شود.

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

گروه خطرپذیری	نوع کاربری
۴	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی و خسارات مالی نسبتاً کم خواهد شد مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های مرغداری. ساختمان‌ها و سایر سازه‌های موقتی که مدت بهره‌برداری از آن‌ها کمتر از دو سال است.

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

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۱-۶	ضریب اهمیت I_e بار زلزله	ضریب اهمیت I_w بار باد	ضریب اهمیت I_f بار یخ	ضریب اهمیت I_s بار برف
۱	۱.۴	۱.۲	۱.۲	۱.۲
۲	۱.۲	۱.۱	۱.۱	۱.۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰.۸	۰.۸	۰.۸	۰.۸



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 در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم‌بندی مشخص شده در جدول ۶-۷-۱ 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

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

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۱	آستارا	۵	۳۱	بوشهر	۱
۲	اراک	۴	۳۲	بیجار	۴
۳	اردبیل	۵	۳۳	بیرجند	۲

سبزسازه



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:

$$P_r = I_s C_n C_h C_s P_s$$

(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



۴-۷-۶ 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 ۴-۷-۶، در نظر گرفته می‌شود. برای مناطق ۱ الی ۳ بار برف، این ضریب برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۴-۷-۶ 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

۵-۷-۶ ضریب شرایط دمایی

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

جدول ۳-۷-۶ ضریب شرایط دمایی، C_h

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



حل: طبق بند ۶-۷-۱۲ مبحث ششم چون بام تخت بوده و در منطقهٔ بیرجند که در منطقه با بار برف کم قرار دارد سر بار باران بر برف در نظر گرفته می‌شود. بنابراین:

$$P_r = I_S C_n C_h C_S P_S$$

$$P_S = 0.5 \frac{KN}{m^2}$$

$$C_h = 1$$

$$I_S = 0.8$$

$$C_S = 1$$

$$C_h = 1.2$$

$$P_r = I_S C_n C_h C_S P_S = 0.8 * 1 * 1.2 * 1 * 0.5 = 0.48$$

$$P_{\text{بار برف لغزنده}} = (0.25 + P_r) * A_T = (0.25 + 0.48) * 18 = 13.14 \text{ KN}$$

انبار کشاورزی در دستهٔ ساختمان‌ها با اهمیت کم قرار دارد:

بام تخت می‌باشد:

ساختمان بدون گرمایش و زیر بام آن باز می‌باشد:

پاسخ: گزینه ۲



۵- فرض کنید بار طراحی یخ تشکیل شده روی تابلوی یک ساختمان اداری واقع در شهری با بار برف زیاد برابر 1.05 kN محاسبه شده است. چنانچه مساحت تابلو برابر 3 متر مربع باشد، ارتفاع تابلو از سطح زمین حدوداً چند متر است؟ (شکل تابلو مستطیلی و به صورت قائم و عمود بر نما نصب شده است.) (با تغییر)

- (1) 12.30 متر
- (2) 14.20 متر
- (3) 16.50 متر
- (4) 17.50 متر

سبزسازه



۲-۹-۶ وزن یخ

در محاسبه وزن یخ جوی، D_i می‌توان وزن مخصوص متوسط یخ را 0.9 وزن مخصوص آب در نظر گرفت.

حجم یخ، V_i ، برای ورق‌ها و اجزای سه بعدی بزرگ مانند گنبد و کره از رابطه ۱-۹-۶ حاصل می‌شود.

$$V_i = \pi t_d A_s \quad (1-9-6)$$

در این رابطه:

t_d : ضخامت طراحی یخ بر اثر یخ‌زدگی باران طبق بخش ۳-۹-۶

A_s : مساحت یک‌طرف ورق برای ورق‌های مستوی و مساحت بزرگترین مقطع جزء سه بعدی نظیر گنبد و کره

مقدار حجم یخ را می‌توان برای ورق‌های قائم 20% و برای ورق‌های افقی 40% کاهش داد.

حجم یخ برای مقاطع سازه‌ای و اعضای منشوری بر اساس سطح مقطع یخ احاطه‌کننده آن‌ها و طول عضو بدست می‌آید. سطح مقطع یخ احاطه‌کننده عضو از رابطه ۲-۹-۶ حاصل می‌شود:

$$A_i = \pi t_d (D_c + t_d) \quad (2-9-6)$$

D_c : قطر استوانه محیط بر مقطع سازه‌ای و یا عضو منشوری

سبزیسازه



۳-۹-۶ ضخامت طراحی یخ ناشی از یخزدگی باران

مقدار ضخامت طراحی یخ، از رابطه ۳-۹-۶ بدست می‌آید:

$$t_d = 2 t_i F_z$$

(۳-۹-۶)

که در آن:

t : ضخامت اسمی یخ ناشی از یخزدگی باران در ارتفاع ده متر، طبق بخش ۵-۹-۶

I_i : ضریب اهمیت طبق جدول ۲-۱-۶

F_z : ضریب ارتفاع طبق بخش ۴-۹-۶

۴-۹-۶ ضریب ارتفاع

ضریب ارتفاع از رابطه ۴-۹-۶ به دست می‌آید:

$$F_z = \left(\frac{Z}{10} \right)^{1/4} \leq 1/4$$

(۴-۹-۶)

که در آن Z ارتفاع از سطح زمین برحسب متر است.

سبزسازه



۳-۷-۶ بار برف مبنا

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

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

۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع

منطقه ۴- برف زیاد

۲ کیلونیوتن بر مترمربع

منطقه ۵- برف سنگین

۳ کیلونیوتن بر مترمربع

منطقه ۶- برف فوق سنگین

۵-۹-۶ ضخامت اسمی یخ

ضخامت اسمی یخ را می‌توان برای مناطق مختلف کشور بر اساس تقسیم‌بندی فصل هفتم این مبحث، به صورت زیر در نظر گرفت:

$t = 7/5 \text{ mm}$

- منطقه ۴- برف زیاد

$t = 12/5 \text{ mm}$

- منطقه ۵- برف سنگین



حل:

طبق بند ۶-۹-۲ مبحث ششم چون تابلوها ورق‌های قائم هستند 20 درصد حجم یخ را می‌توانیم کاهش دهیم. بنابراین:

$$V_i = \pi * t_d * A_s$$

$$\gamma_i = 0.9 * \gamma_w$$

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

$$\gamma_i = 0.9 * 9.81 = 8.83 \frac{KN}{m^3}$$

$$A_s = 3 m^2$$

$$t_d = 2 * t * I_i * F_Z$$

$$I_i = 1$$

$$D_i = V_i * \gamma_i \rightarrow 1.05 = \pi * t_d * 3 * 0.8 * 8.83 \rightarrow t_d = 0.01577 m = 15.77 mm$$

طبق جدول ۶-۱-۲ برای ساختمان اداری:

طبق بند ۶-۹-۵ مبحث ششم برای منطقه با برف زیاد داریم:

$$t = 7.5 mm$$

$$t_d = 2 * t * I_i * F_Z \rightarrow 15.77 = 2 * 7.5 * 1 * F_Z \rightarrow F_Z = 1.05134$$



طبق بند ۶-۹-۴ مبحث ششم ضریب ارتفاع از رابطه زیر بدست می آید:

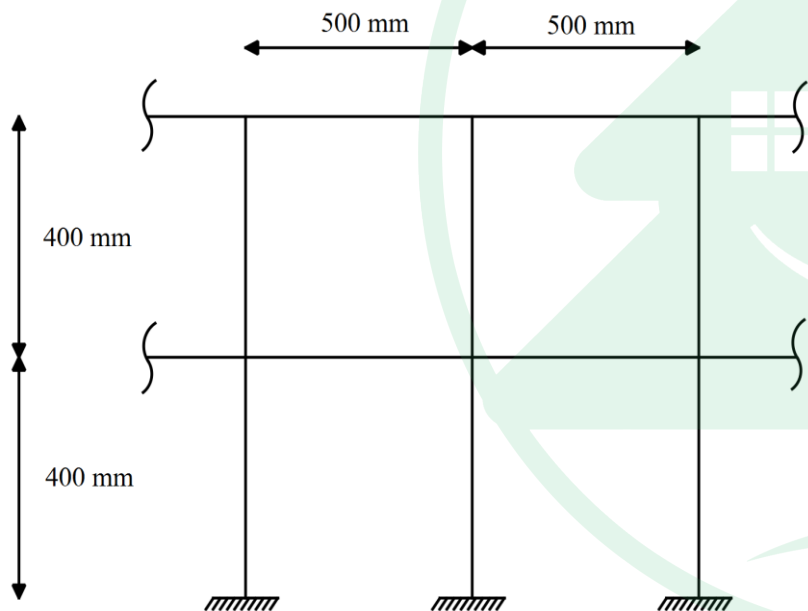
$$F_Z = \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.1} \leq 1.4 \rightarrow 1.05134 = \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.1} \rightarrow Z = 16.5 \text{ m}$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۶- هر یک از تکیه‌گاه‌های نرده حفاظ فولادی در شکل روبرو حدوداً باید برای چه لنگر خمشی ضربیداری بر حسب $kN.m$ طرح شود؟
(اتصالات اعضای افقی نرده به اعضای قائم به صورت مفصلی در نظر گرفته شود.)



- (1) 1.3
- (2) 0.8
- (3) 0.3
- (4) 0.5

سبزسازه



۶-۵-۷ بارهای وارد بر سیستم‌های جان‌پناه پارکینگ، سیستم میله دستگیره، سیستم جان‌پناه، سیستم نرده و نردبان ثابت

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

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

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



۶-۲-۳ 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) $\frac{1}{4}D$

۲) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(\frac{1}{6}W)]$

۴) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}W + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $\frac{1}{2}D + E + L + 0.2S$

۶) $0.9D + \frac{1}{6}W$

۷) $0.9D + E$

سبزسازه



حل:

طبق بند ۶-۵-۷ مبحث ششم داریم:

$$M_{L1} = 0.75 * 0.5 * .8 = 0.3 \text{ KN.m}$$

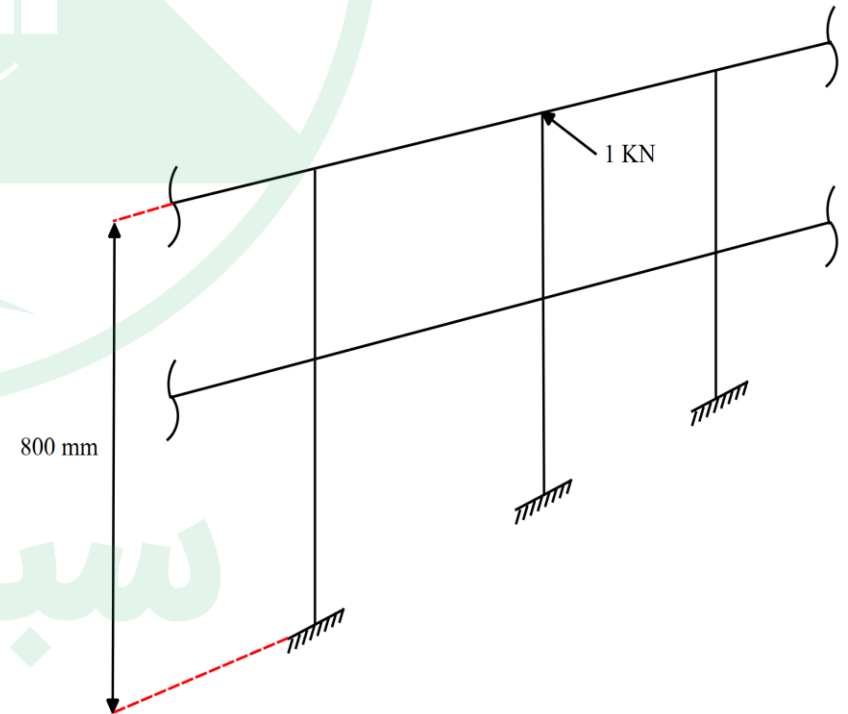
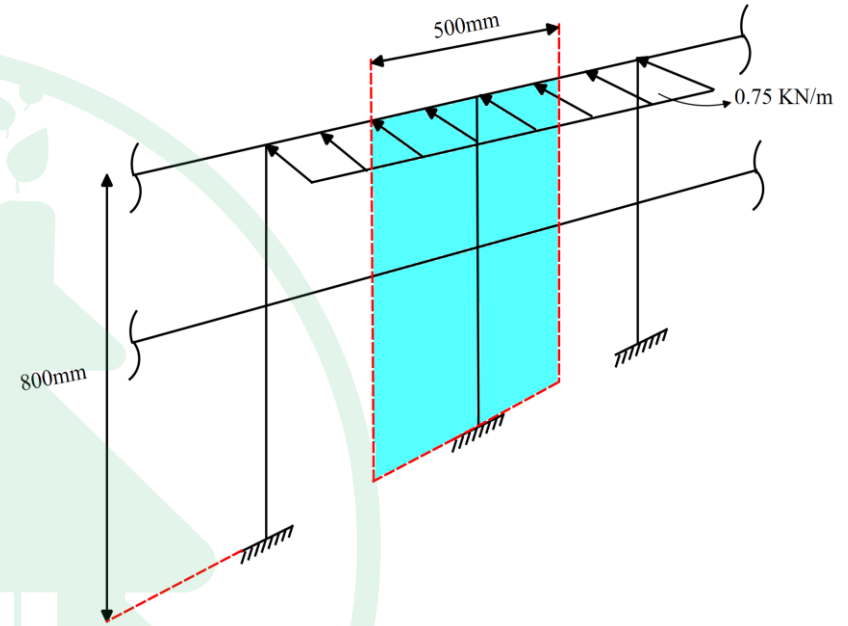
$$M_{L2} = 1 * .8 = 0.8 \text{ KN.m}$$

$$M_L = \max(M_{L1}, M_{L2}) = 0.8 \text{ KN.m}$$

لنگر طراحی طبق روش ضریب بار و مقاومت به صورت زیر بدست می آید:

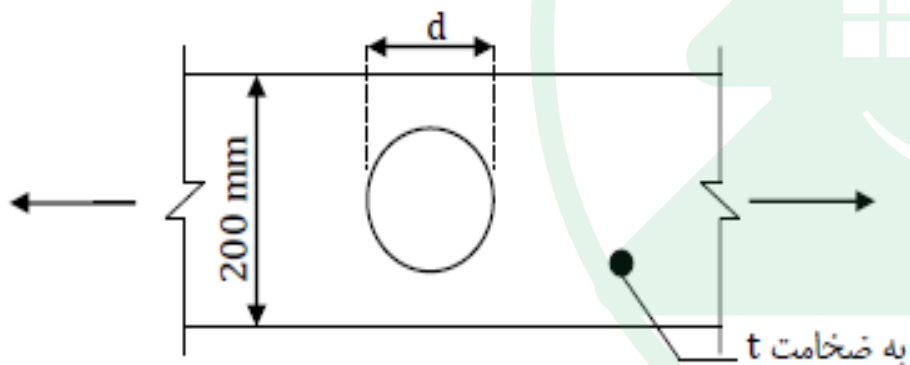
$$M_u = 1.6 * M_L = 1.6 * 0.8 = 1.28 \text{ KN.m}$$

پاسخ: گزینه ۱



۷- در تسمه کششی شکل زیر حداکثر قطر اسمی سوراخ، که برای عبور تأسیسات تعبیه شده است، برای آنکه در تعیین مقاومت کششی طراحی تسمه به روش *LRFD* بتوان از وجود سوراخ در تسمه چشم پوشی کرد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ ($F_u=370MPa$, $F_y=240MPa$)

- (1) $d = 42 \text{ mm}$
- (2) $d = 27 \text{ mm}$
- (3) $d = 30 \text{ mm}$
- (4) $d = 60 \text{ mm}$



سبزسازه



حل:

بند ۱۰-۲-۳-۴ و بند ۱۰-۲-۲-۵ ب مورد ۱:

$$\phi_t P_n \rightarrow 0.9 F_y A_g < 0.75 F_u A_n \rightarrow 0.9 \times 240 \times (200 t) < 0.75 \times 370 \times t (200-d)$$

$$\rightarrow d < 44.32_{\text{mm}}$$

$$d_{\text{طراحی}} = d_{\text{اسمی}} + 2_{\text{mm}} \rightarrow d_{\text{اسمی}} = d_{\text{طراحی}} - 2_{\text{mm}}$$

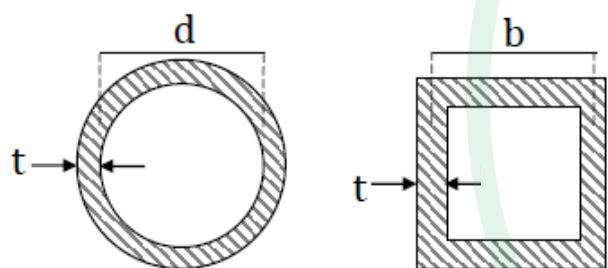
$$d_{\text{اسمی}} < 42.32_{\text{mm}}$$

پاسخ گزینه ۱ است.

سبزسازه



۸- فرض کنید در یک ستون دوسر مفصل فولادی به طول L حالت حدی کمانش خمشی الاستیک تعیین کننده مقاومت محوری فشاری طراحی آن است ($F_e < 0.44F_y$). بر اساس طراحی به روش $LRFD$ به ازای کدامیک از مقادیر زیر مقاومت محوری فشاری طراحی عضو مذکور برای هردو مقطع جدار نازک نشان داده شده در شکل زیر حدوداً یکسان است؟ (فرض کنید هردو مقطع دارای اجزای غیر لاغر بوده و $F_y = 240MPa$ است.)



(1) $d \approx 1.44b$

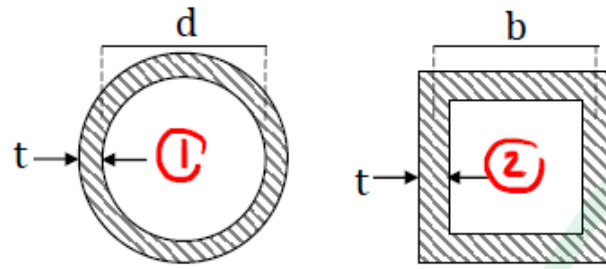
(2) $d \approx 1.20b$

(3) $d \approx 1.27b$

(4) $d \approx 1.33b$

سبزسازه





حل: مطابق بند ۱۰-۲-۴-۳ مورد ب :

$$\frac{F_y}{F_e} > \frac{1}{0.44} = 2.27 \rightarrow \text{حالت ب}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$\rightarrow (F_{cr} A_g)_1 = (F_{cr} A_g)_2$$

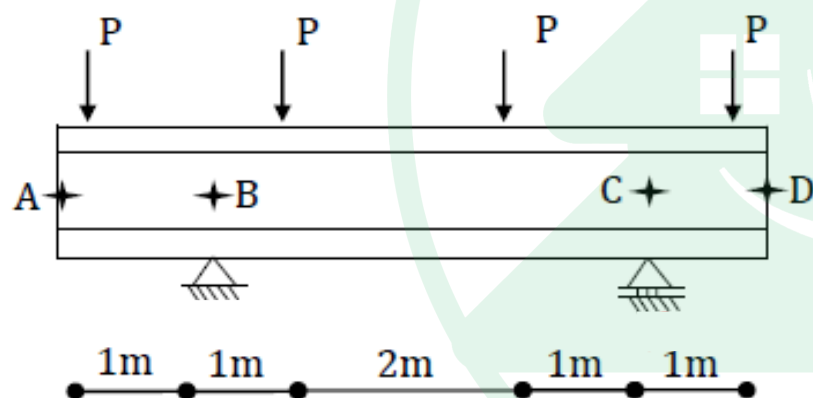
$$0.877 \times \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_1}\right)^2} A_1 = 0.877 \times \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_2}\right)^2} \times A_2 \rightarrow r_1^2 A_1 = r_2^2 A_2$$

$$\frac{I_1}{A_1} \times A_1 = \frac{I_2}{A_2} \times A_2 \rightarrow I_1 = I_2 \rightarrow \pi \left(\frac{d}{2}\right)^3 t = \frac{2}{3} b^3 t \rightarrow d^3 = 1.697 b^3 \rightarrow d = 1.193 b$$

پاسخ گزینه ۲ است.



۹- در تیر با مقطع IPE 180 شکل زیر ، فرض کنید در نقاطی که با علامت X مشخص شده است، مهارهای جانبی وجود دارد مقدار ضریب اصلاح کمانش پیچش - جانبی C_b در ناحیه ی BC به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (از وزن واحد طول تیر صرف نظر شود).

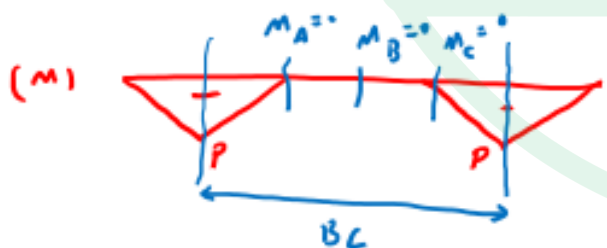
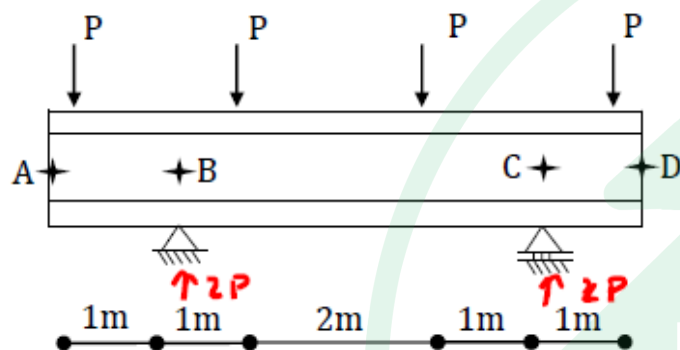


- (1) 5
- (2) 1
- (3) 1.67
- (4) 3

سبزسازه



حل: مطابق بند ۱۰-۲-۵-۳:



$$M_{\max} = p$$

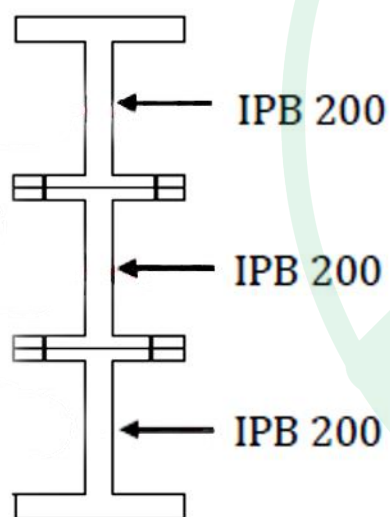
$$C_b = \frac{12.5 \times p}{2.5 \times P + 3 \times 0 + 4 \times 0 + 3 \times 0} = 5 \leq 3 \text{ not ok } \times$$

$$\rightarrow C_b = 3$$

پاسخ گزینه ۴ است.



۱۰- مطابق شکل زیر مقطع یک عضو خمشی از سه نیمرخ IPB 200 که به یکدیگر پیچ شده‌اند، تشکیل شده است. چنانچه $F_y=240\text{Mpa}$ باشد، لنگر پلاستیک مقطع مرکب نسبت به محور قوی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید اجزای مقطع مرکب دارای عملکرد مشترک هستند.)

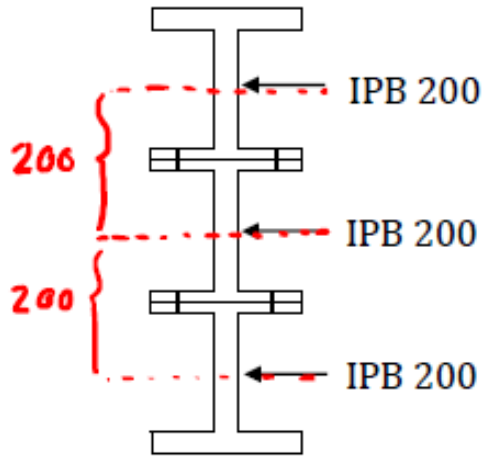


- (1) 460 kN.m
- (2) 900 kN.m
- (3) 600 kN.m
- (4) 529 kN.m

سبزسازه



حل:



$$M_p = Z F_y$$

A_{IPE200}

$$Z = Z_{IPB200} + 2 \times (7810 \times 200) = 3767000 \text{ mm}^3$$

643000

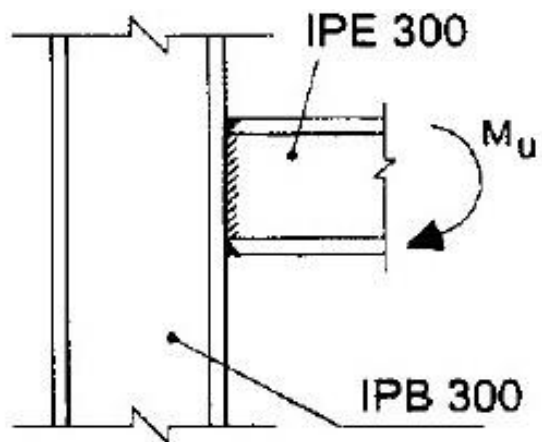
$$M_p = Z F_y = 3767000 \times 240 = 904080000 \text{ N.mm} = 904.08 \text{ KN.m}$$

IPB	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		هندسی مقطع			
									محور X-X			
	d	b _f	t _w	t _f	k	h	A	G	I _x	S _x	Z _x	r _x
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm
100	100	100	6	10	22	56	26.0	20.4	450	89.9	104	41.6
120	120	120	6.5	11	23	74	34.0	26.7	864	144	165	50.4
140	140	140	7	12	24	92	43.0	33.7	1 510	216	245	59.3
160	160	160	8	13	28	104	54.3	42.6	2 490	311	354	67.8
180	180	180	8.5	14	29	122	65.3	51.2	3 830	426	481	76.6
200	200	200	9	15	33	134	78.1	61.3	5 700	570	643	85.4

پاسخ گزینه ۲ است.



۱۱- در اتصال گیردار و مستقیم تیر IPE 300 به بال ستون IPB 300، مقاومت طراحی در برابر تسلیم موضعی جان ستون بر اساس روش $LRFD$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید ستون در طبقات میانی واقع بوده و $F_y=240MPa$)



- (1) 410 kN
- (2) 1400 kN
- (3) 635 kN
- (4) 607 kN

سبزسازه



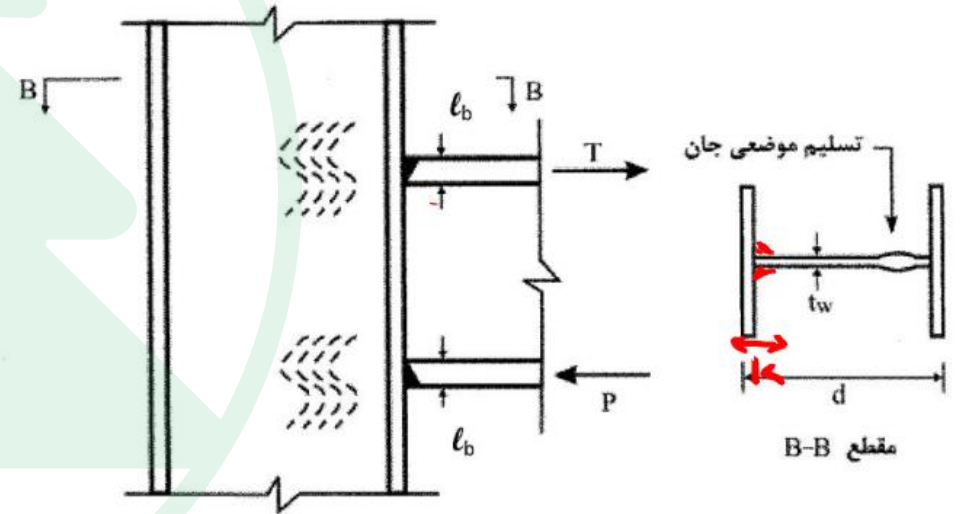
حل: مطابق بند ۲-۱۰-۹-۲-۱۰ و شکل ۲۴-۹-۲-۱۰ ب :

$$K_{IPB300} = 46\text{mm} \quad t_{f\ IPE300} = 10.7\text{ mm}$$

$$R_n = F_{yw} t_w (5k + l_b)$$

$$t_{w\ IPB300} = 11\text{mm}$$

$$\phi * R_n = 1 \times 240 \times 11 (5 \times 46 + 10.7) * 10^{-3} = 635\text{ KN}$$



پاسخ گزینه ۳ است.

سبزسازه



۱۲- اگر در یک اتصال پیچی با عملکرد اتکائی پیچ‌ها تحت اثر برش و کشش قرار گرفته باشند و در پیچ‌ها مقدار $\frac{\phi_{fuv}}{F_{nv}} = 0.25$ و $\frac{\phi_{fut}}{F_{nt}} = 0.5$ باشد، آنگاه مقدار مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها در طراحی به روش *LRFD* به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟

(۱) $0.3 F_{nv} A_{nb}$

(۲) $0.75 F_{nv} A_{nb}$

(۳) $0.4 F_{nv} A_{nb}$

(۴) $0.525 F_{nv} A_{nb}$

سبزسازه



✓ **حل:** مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-۴:

ابتدا این موضوع چک می شود که آیا نیاز به در نظر گرفتن اندرکنش نیروها می باشد یا خیر. مطابق توضیحات زیر:
اگر هر دو شرط زیر تواما برقرار باشد اثر اندرکنش باید لحاظ گردد:
شرط اول:

$$\frac{f_{ut}}{0.75F_{nt}} > 0.3$$

شرط دوم:

$$\frac{f_{uv}}{0.75F_{nv}} > 0.3$$

اگر یک یا دو مورد از شرایط فوق برقرار نباشد نیاز به در نظر گرفتن رابطه اندرکنش نیروها نیست.
به ادامه حل تست می پردازیم:
کنترل شرط اول:

$$\frac{\phi * f_{ut}}{F_{nt}} = 0.5 \rightarrow \frac{f_{ut}}{F_{nt}} = \frac{0.5}{0.75} = 0.667 > 0.3 \text{ ok}$$

در نتیجه شرط اول برقرار است.

سبزسازه

کنترل شرط دوم:

$$\frac{\phi * f_{uv}}{F_{nv}} = 0.25 \rightarrow \frac{f_{uv}}{F_{nv}} = \frac{0.25}{0.75} = 0.334 > 0.3$$

در نتیجه باید اثر اندرکنش نیروها نوشته شود.

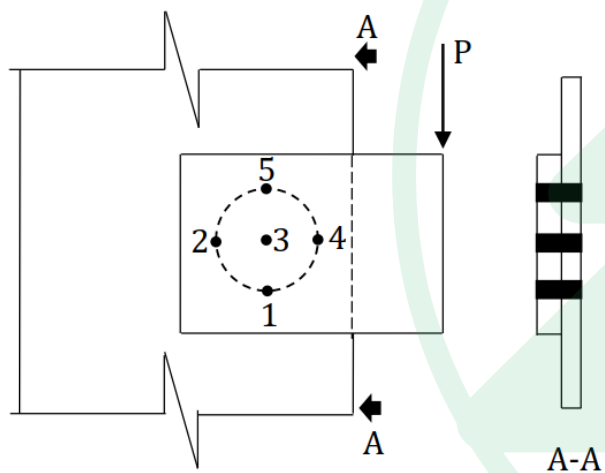
$$\phi * \bar{F}_{nv} = 0.75 F_{nv} * A_{nb} \left[1.3 - \frac{f_{ut}}{0.75 F_{nt}} \right]$$

$$\phi * \bar{F}_{nv} = 0.75 F_{nv} * A_{nb} \left[1.3 - \frac{0.667}{0.75} \right] = 0.308 * F_{nv} * A_{nb}$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه

۱۳- در اتصال پیچی شکل روبرو ، کمترین تنش برشی در کدامیک از پیچ‌ها به وجود می‌آید؟ (اتصال با عملکرد اتکایی فرض شود).



- (1) قطعاً در پیچ شماره 2
- (2) قطعاً در پیچ شماره 3
- (3) قطعاً در پیچ شماره 4
- (4) در پیچ‌های شماره 3 یا 2

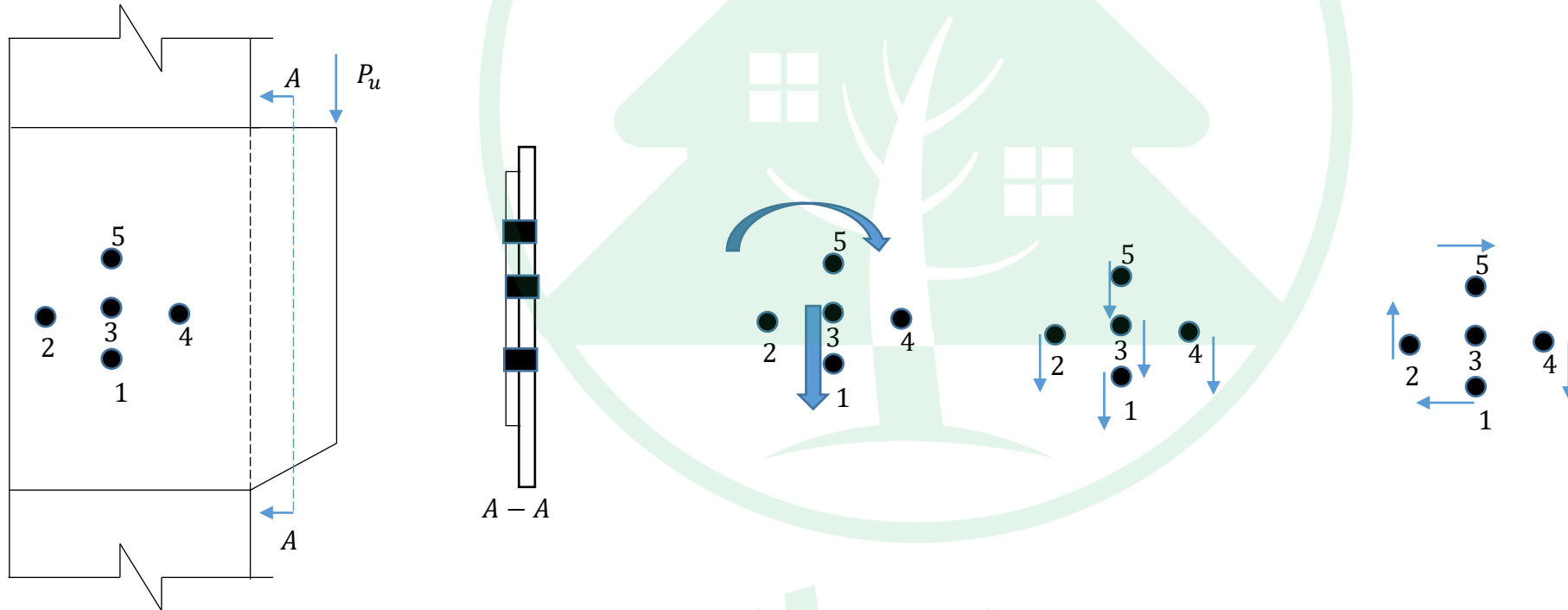
سبزسازه





حل:

با توجه به شکل زیر در پیچ شماره 2 برش ناشی از لنگر خمشی و نیروی برشی در جهت عکس هم هستند و در نتیجه در این پیچ کمترین برش را خواهیم داشت. از طرفی اگر خروج از مرکزیت بار زیاد باشد، مقدار لنگر پیچشی قابل توجه خواهد بود. (و اثر برش در برابر آن ناچیز خواهد بود.) و ممکن است در پیچ شماره 3 نیروی کمتری ایجاد شود. (چون در پیچ شماره 3 پیچش بی اثر است.)



بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه

۱۴- در یک ساختمان مسکونی مقدار نیروی محوری یک ستون فولادی واقع در یک قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط در هردو راستای X و Y ، ناشی از بارهای مرده برابر 200 kN ، ناشی از بارهای زنده برابر 100 kN و ناشی از زلزله طرح در امتداد X با در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر 700 kN و ناشی از نیروی زلزله طرح در امتداد Y بدون در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر 700 kN برآورد شده است. براساس این اطلاعات، حداقل مقاومت محوری مورد نیاز این ستون P_u به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (فرض کنید فولاد مصرفی از نوع S235 است.)

1200 kN (1)

3020 kN (2)

2400 kN (3)

1700 kN (4)

سبزسازه



حل:

استاندارد ۲۸۰۰ - ص ۲۵ - بند ۳-۱-۴ :

اعمال قائده ۳۰-۱۰۰ برای ستونی که در دو جهت نیروی محوری ناشی از زلزله دارد.

$$E = 700 + 0.3 \times 700 = 910 \text{ KN}$$

مطابق بند ۱۰-۳-۲-۹-۱-ب :

استفاده از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته برای ستون ها برابر جانبی

$$\Omega * E = 3 \times 910 = 2730$$

مبحث ۶ - ص ۱۰ - بند ۶-۲-۳-۲ :

ماکزیمم ترکیب بارهای سازه های فولادی به صورت زیر می باشد:

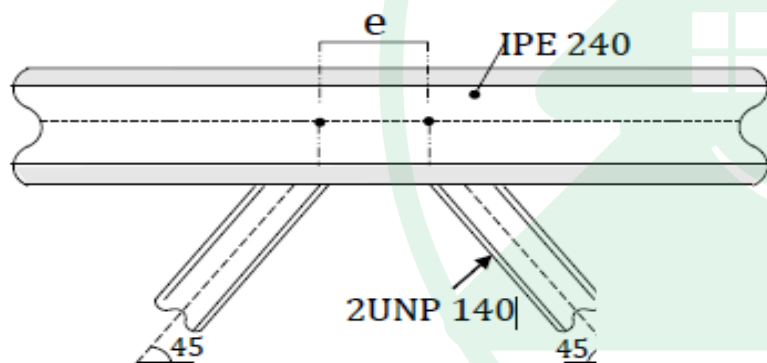
$$P_u = 1.2 D + L + E = 1.2 \times 200 + 100 + 2730 = 3070 \text{ KN}$$

پاسخ گزینه ۲ است.

سبزسازه



۱۵- در شکل روبرو یکی از دهانه‌های یک قاب مهاربندی شده واگرا که در آن مقاطع اعضای مهاربندی از دابل ناودانی 140 تشکیل شده است، نشان داده شده است. چنانچه تیر فاقد نیروی محوری باشد، حداکثر طول تیر پیوند برای آنکه تسلیم برشی حاکم بر مقاومت طراحی تیر پیوند باشند، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ ($F_y=240MPa$) (طراحی به روش $LRFD$ مد نظر است).

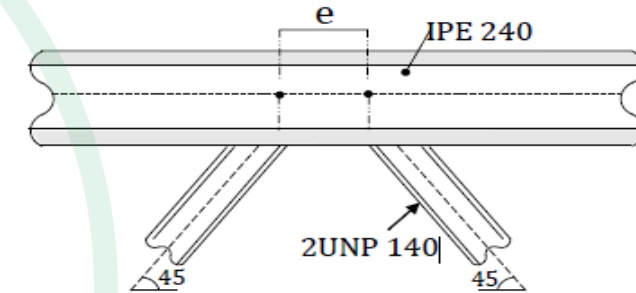


- (1) 537 mm
- (2) 1240 mm
- (3) 895 mm
- (4) 624 mm

سبزسازه



حل: مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲ مورد ب :



$$\rightarrow V_n = \min \left(V_p, \frac{2MP}{e} \right)$$

برشی حاکم

$\Rightarrow$

$$V_p < \frac{2MP}{e}$$

$$\alpha_s = 1$$

$$P_r = 0 \rightarrow \frac{\alpha_s * P_r}{p_y} \leq 0.15$$

$$V_p = 0.6 F_y A_{1w}$$

$$M_p = F_y \times Z$$

$$\text{IPE240} \quad A_{1w} = (240 - 2 \times 9.8) \times 6.2 = 1366.48 \text{ mm}^2$$

$$Z = 367000 \text{ mm}^3$$

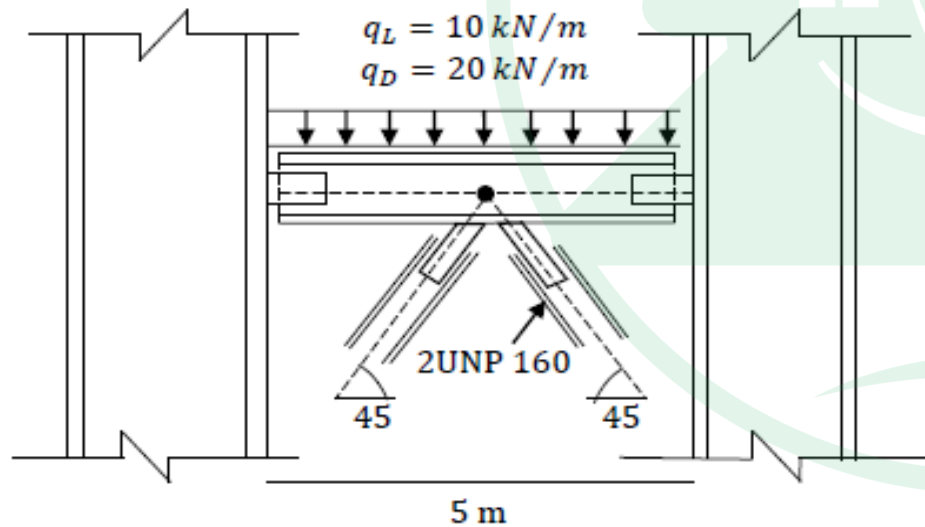
$$0.6 F_y \times 1366.48 < \frac{2 \times F_y \times 367000}{e} \rightarrow e < 895.24 \text{ mm}$$

پاسخ گزینه ۳ است.

سبزسازه



۱۶- در شکل روبرو یکی از دهانه‌های یک قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندی همگرای ویژه از نوع ۸ و با کاربری مسکونی نشان داده شده است. چنانچه مقدار تنش فشاری مورد انتظار اعضای مهاربندی با مقطع دابل UNP 160 ناشی از کماتش برابر $0.9 R_y F_y$ فرض شود، حداقل مقاومت خمشی مورد انتظار M_u تیر به روش $LRFD$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (تنش تسلیم فولاد اعضای مهاربندی را برابر 240 Mpa در نظر بگیرید.)



$$M_u = 521 \text{ kN.m} \quad (1)$$

$$M_u = 940 \text{ kN.m} \quad (2)$$

$$M_u = 125 \text{ kN.m} \quad (3)$$

$$M_u = 262 \text{ kN.m} \quad (4)$$

سبزسازه



$$A_{g2UNP160} = 2 \times 2400 = 4800 \text{ mm}^2$$

حل: مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲-۳:

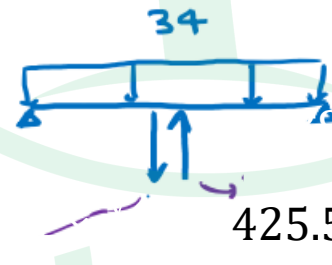
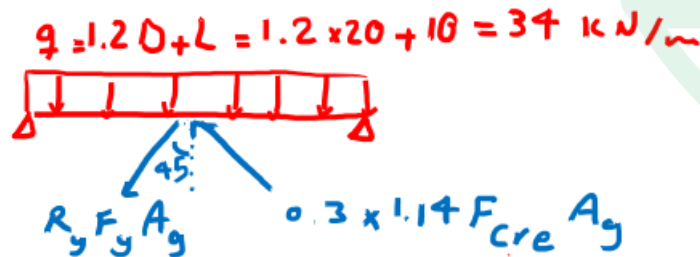
جدول ۱۰-۳-۲



$$R_y F_y A_g = 1.2 \times 240 \times 4800 = 1382400 \text{ N} = 1382.4 \text{ KN}$$

$$0.3 \times 1.14 \times F_{cre} \times A_g = 0.3 \times 1.14 \times (0.9 \times 1.2 \times 240) \times 4800$$

$$= 425502 \text{ N} = 425.5 \text{ KN}$$



$$M_u = \frac{qL^2}{8} + \frac{pL}{4} = \frac{34 \times 5^2}{8} + \frac{(977.5 - 300.9) \times 5}{4} = 952 \text{ KN.M}$$

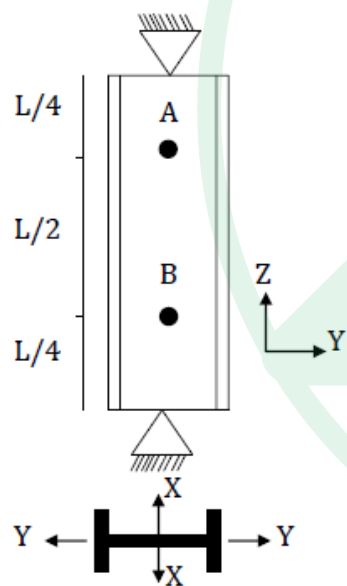
$$1382.4 \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 977.5 \text{ KN}$$

$$425.5 \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 300.9 \text{ KN}$$

پاسخ گزینه ۲ است.



۱۷- ستون دو سر مفصل نمایش داده شده در شکل زیر دو تکیه گاه جانبی عمود بر جان در نقاط A و B دارد. حداقل مقدار I_x برای آنکه کمانش حول محور X تعیین کننده نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (فرض کنید کمانش پیششی ستون در طراحی کنترل کننده نبوده و استفاده از نتایج تحلیل دقیق تر مدنظر نیست).



- (1) $4I_y$
- (2) $\frac{1}{2} I_y$
- (3) I_y
- (4) $2I_y$

سبزسازه



حل: بر اساس تعریف لاغری در بند ۱۰-۲-۴-۲:

اگر بخواهیم کمانش حول محور x تعیین کننده نباشد باید لاغری حول محور x از لاغری حول محور y کمتر باشد.

$$\lambda_y > \lambda_x \quad \frac{k_y L}{r_y} > \frac{k_x L}{r_x}$$

$$\frac{0.5L}{r_y} > \frac{1 \times L}{r_x} \rightarrow r_y < 0.5 r_x \rightarrow \sqrt{\frac{I_y}{A}} < 0.5 \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

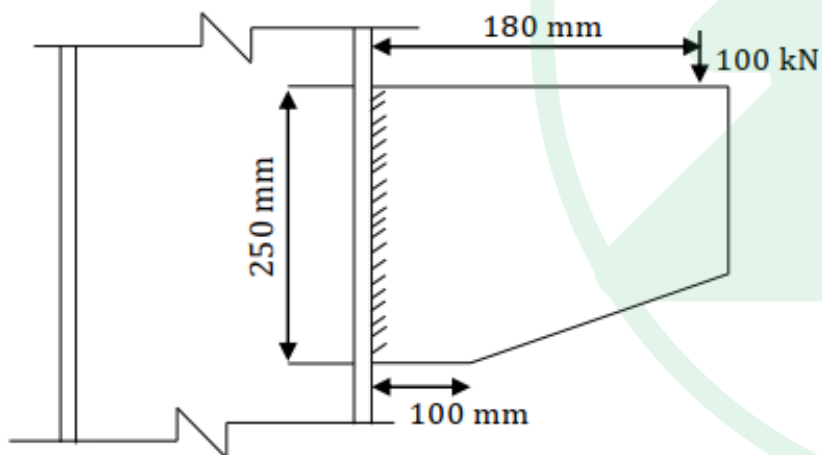
$$2 \rightarrow I_y < 0.5^2 \times I_x \rightarrow \frac{I_y}{0.25} < I_x \rightarrow 4I_y < I_x$$

پاسخ گزینه ۱ است.

سبزسازه



۱۸- برای اتصال نشان داده شده در شکل زیر بدون توجه به مقاومت موجود فلز پایه و نیز بعد حداقل و حداکثر جوش گوشه، اندازه حداقل محاسباتی ساق جوش برحسب میلی‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقاومت طراحی جوش گوشه در واحد سطح 100 Mpa در نظر بگیرید و فرض کنید دو طرف ورق طرف جوش شده است.)



(1) 18

(2) 9

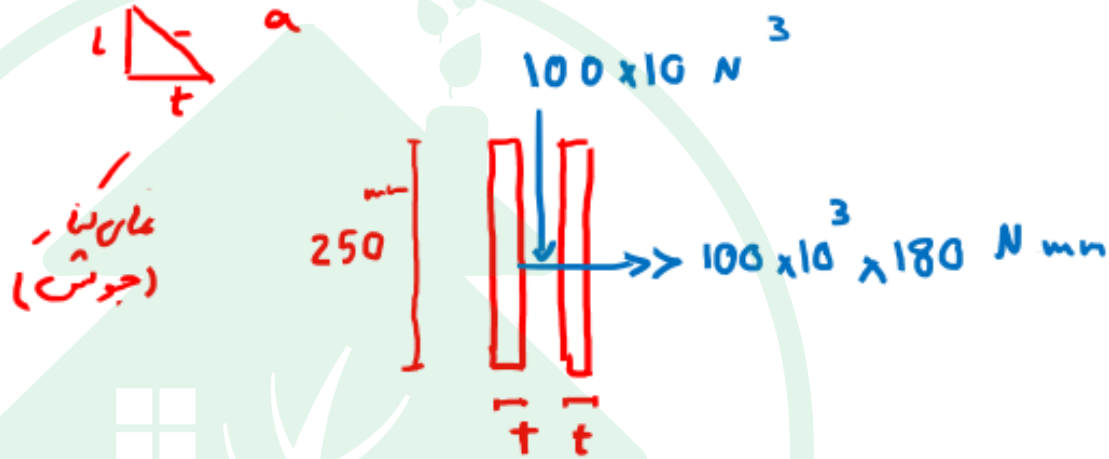
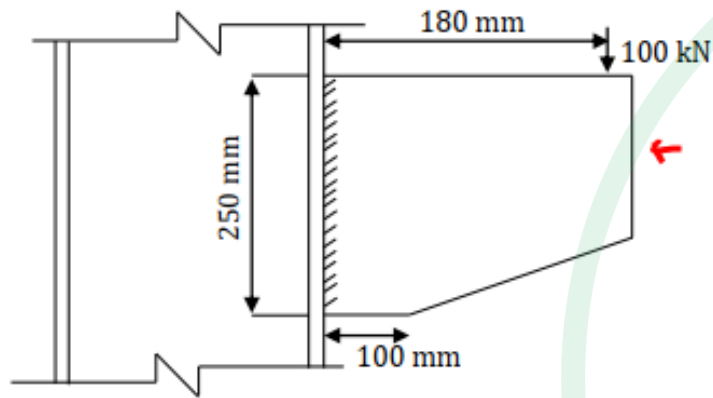
(3) 13

(4) 15

سبزسازه



حل:



$$F_W = \sqrt{\left(\frac{v}{A}\right)^2 + \left(\frac{m}{s}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{100 \times 10^3}{2 \times t \times 250}\right)^2 + \left(\frac{100 \times 10^3 \times 180}{\frac{t \times 250^3}{2 \times \frac{12}{125}}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{200}{t}\right)^2 + \left(\frac{864}{t}\right)^2} = \sqrt{\frac{786476}{t^2}}$$

$$= \frac{886.84}{t} < 100$$

$$\rightarrow t = \frac{886}{100} = 8.86 \text{ mm}$$

$$a = \sqrt{2} * t = \sqrt{2} * 8.86 = 12.53 \approx 13 \text{ mm}$$

پاسخ گزینه ۳ است.



۱۹- حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال تیر IPE 300 به ستون در قاب خمشی معمولی از فولاد با تنش تسلیم $F_y=240MPa$ و تنش کشش نهایی $F_u=370MPa$ بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (روش $LRFD$ مد نظر است).

(1) 220

(2) 150

(3) 180

(4) 200

سبزسازه



حل: مطابق بند ۱۰-۳-۳-۱-۴ مورد الف:

$$\alpha_s = 1$$

$$M_U = \frac{1.1 RyMp}{\alpha_s}$$

$$M_u = (1.1 \times 1.2 \times 628000 \times 240)/1 = 198950400 \text{ N.mm} = 199 \text{ KN.m}$$

پاسخ گزینه ۴ است.

سبزسازه



۲۰- براساس تحلیل سازه لنگرهای خمشی هردو انتهای تیری از قاب خمشی مهارشده برای ترکیب بارهای مرده و زنده ضریب‌دار (با ضرایب مربوط به ترکیب بار مرده به اضافه بار زنده) در حدود 225 kN.m به دست آمده است. طول آزاد تیر برابر 8 متر و بار گسترده یکنواخت مرده و زنده طراحی آن به ترتیب برابر 30 kN/m و 15 kN/m می‌باشد. با فرض وجود مهار جانبی کافی برای تیر و بر اساس طراحی به روش *LRFD*، برای ترکیب بار مرده و زنده و فقط براساس کنترل مقاومت خمشی تیر کدام مقطع دارای ایمنی کافی و در عین حال اقتصادی‌تر است؟ (فولاد مصرفی دارای تنش تسلیم $F_y=240 \text{ MPa}$ است.)

IPB240 (1)

IPE400 (2)

IPE360 (3)

IPB260 (4)

سبزسازه





حل:

تحت ترکیب بار $1.2D + 1.6L$ مقدار کل لنگر وارد بر تیر (مجموع لنگر مثبت و منفی) برابر خواهد بود با:

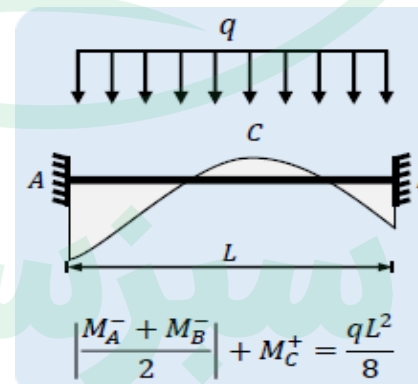
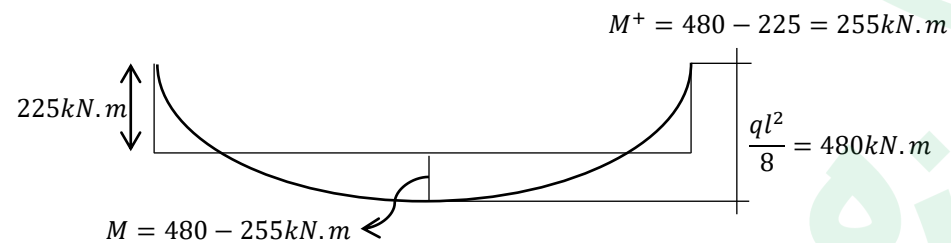
$$M^+ + M^- = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{(1.2 * 30 + 1.6 * 15) * 8^2}{8} = 480 kN.m$$

در نتیجه با توجه به شکل زیر حداکثر لنگر وارد بر تیر است با:

$$M^+ = 480 - 225 = 255 kN.m$$

تعیین مقطع لازم تیر:

$$\left. \begin{aligned} M_u = 255 * 10^6 \leq (\phi z F_y = 0.9 z * 240) &\rightarrow z_{\text{مزم}} = 1.18 * 10^6 mm^3 \\ Z_{IPE360} &= 1.019 * 10^6 \\ Z_{IPE400} &= 1.307 * 10^6 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{Use IPE400}$$



بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

۲۱- اگر در یک تیر از قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری زیاد به طول دهانه آزاد 8 متر لنگرهای خمشی مقاوم دو انتها برابر $\pm 800 \text{ kN.m}$ بوده و تیر در طول خود تحت اثر بارهای ثقلی ضریب دار (با ضرایب بار در حضور زلزله) برابر 50 کیلونیوتن بر متر باشد، مقطع تیر در دو انتها حدوداً برای چه نیروی برشی نهایی باید طراحی شود؟

- (1) 200 kN
- (2) 300 kN
- (3) 400 kN
- (4) 600 kN

سبزسازه



حل:

۹-۲۰-۶-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ نیروی برشی طراحی تیرها، V_e ، باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم ضریب‌دار وارد بر تیر و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی تیر با فرض آن که در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr} ، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در تیر، بیش‌ترین مقدار باشد.

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L} + \frac{q_u L}{2} = \frac{2 * 800}{8} + \frac{50 * 8}{2} = 400 \text{ kN}$$

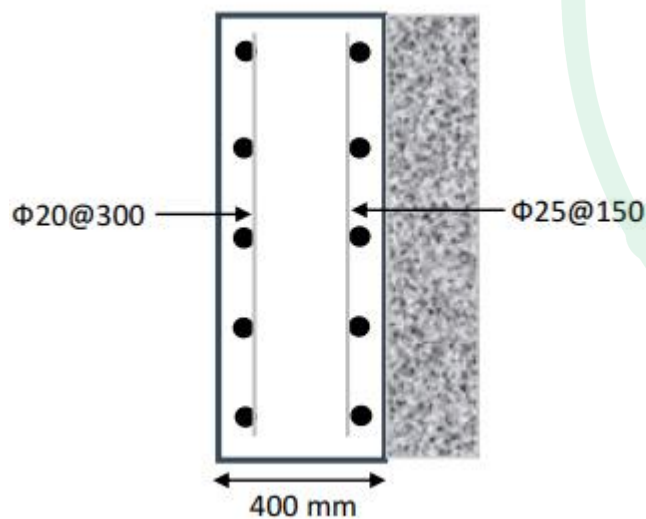
پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۲۲- شکل روبه‌رو مقطع قائم از یک دیوار حائل را نشان می‌دهد. بر اساس محاسبات میلگردهای قائم در طرف خاک $\phi 25@150\text{mm}$ و در طرف دیگر $\phi 20@300\text{mm}$ به عنوان میلگرد فشاری انتخاب شده است. برای این دیوار کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

- (1) محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی است.
- (2) مقدار میلگردهای قائم محاسباتی بیش از مقادیر حداکثر آیین‌نامه‌ای بوده و غیرمجاز است.
- (3) محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت ضرورتی ندارد.
- (4) محصور کردن میلگردهای قائم الزامی است و از میلگردهای افقی دیوار می‌توان به این منظور استفاده کرد.



سبزسازه



حل:

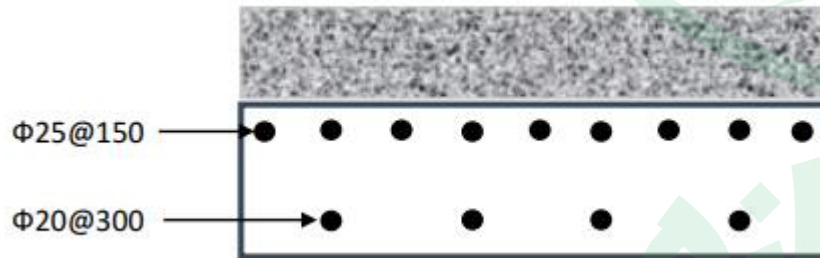
۹-۱۳-۷-۴ تکیه‌گاه جانبی آرماتورهای طولی

۹-۱۳-۷-۴-۱ در مواردی که به آرماتورهای طولی برای تامین مقاومت محوری فشاری نیاز است، و سطح مقطع کل آرماتور طولی A_{st} از یک درصد مساحت کل مقطع، $0.01A_g$ ، بیش‌تر است، باید از تنگ‌های عرضی برای مهار آرماتورهای طولی استفاده شود.

لزوم مهار آرماتورهای طولی را برای یک متر از طول دیوار چک می‌کنیم:

$$A_{st} = \frac{\pi * 20^2}{4} * \frac{1000}{300} + \frac{\pi * 25^2}{4} * \frac{1000}{150} = 4319.69 \text{ mm}^2 > 0.01 * A_g = 0.01 * 400 * 1000 = 4000 \text{ mm}^2$$

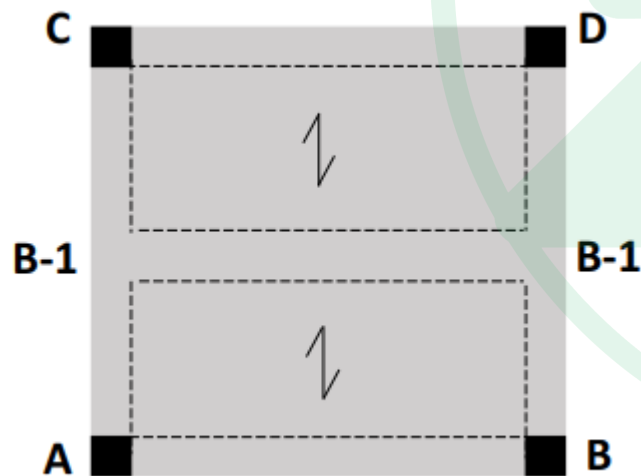
در نتیجه باید از تنگ‌های عرضی برای مهار آرماتورهای طولی استفاده شود.



پاسخ: گزینه ۱



۲۳- شکل روبه‌رو پلان تیرریزی یک ساختمان بتن‌آرمه را نشان می‌دهد. تحلیل سازه نشان می‌دهد که T_u (لنگر پیچشی نهایی) ناشی از بارهای ثقیل در تیرهای B-1، 23.5 kN.m است. کم‌ترین لنگر پیچشی نهایی که تیرهای B-1 را می‌توان برای آن طراحی کرد به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (مقطع تیرهای B-1 دارای عرض 400 میلی‌متر و ارتفاع 500 میلی‌متر بوده و اثر تعدیل لنگر پیچشی در آن‌ها در اعضای مجاور در نظر گرفته خواهد شد. بتن از رده C25 با سنگدانه‌های معمولی و میلگرد از نوع S400 در نظر گرفته شود).



- (1) 27.5 kN.m
- (2) 23.5 kN.m
- (3) 18.5 kN.m
- (4) 13.5 kN.m

سبزسازه



۹-۸-۶-۱-۴ اگر $T_u \geq \phi T_{cr}$ بوده و مقدار T_u برای تامین تعادل لازم باشد (پیچش تعادلی)، عضو باید برای مقاومت در مقابل پیچش T_u طراحی شود؛ به طوری که T_{cr} پیچش ترک خوردگی است که بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۹) تعیین می‌شود. در مقابل در سازه‌های نامعین استاتیکی که $T_u \geq \phi T_{cr}$ است و کاهش مقدار T_u می‌تواند به باز توزیع نیروهای داخلی پس از وقوع ترک خوردگی‌های پیچشی منجر شود (پیچش همسازی)، اجازه داده می‌شود مقدار T_u تا حد ϕT_{cr} کاهش یابد.

۹-۸-۶-۲-۲ پیچش ترک خوردگی، T_{cr} ، برای مقاطع توپر و تو خالی بر اساس رابطه‌های (۹-۸-۲۹) محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، مقدار N_u معرف نیروی محوری است که برای فشار، مثبت فرض شده، و برای کشش، منفی در نظر گرفته می‌شود.

بدون حضور نیروی محوری:

$$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (۹-۸-۲۹-الف)$$

سبز سازه



حل:

$$\phi T_{cr} = \phi * 0.33 \lambda \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) = 0.75 * 0.33 * 1 * \sqrt{25} \left(\frac{(400 * 500)^2}{2 * (400 + 500)} \right) = 27.5 \text{ kN.m} > T_u$$

با توجه به این که لنگر پیچشی موجود کمتر از پیچش ترک خوردگی ضرب در ضریب کاهش هست، مقطع برای همان لنگر پیچشی موجود طرح خواهد شد:

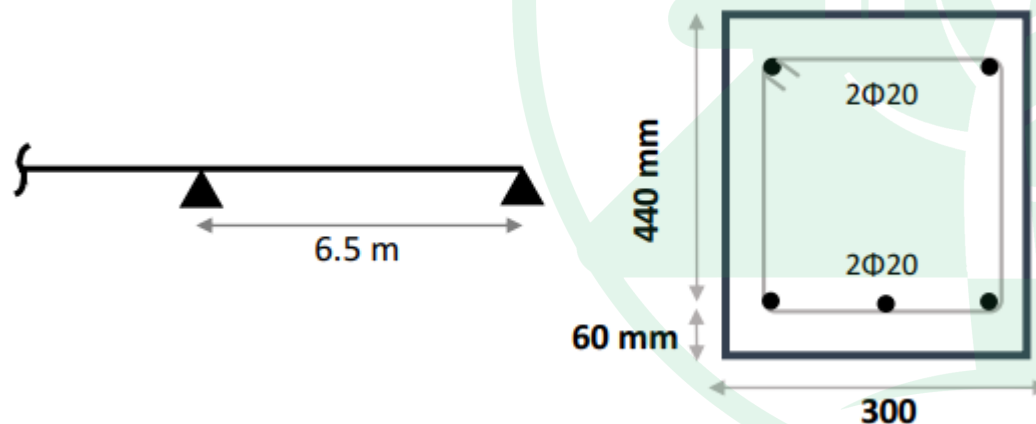
$$T_u = 23.5 \text{ kN.m}$$

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



۲۴- در تیر یک ساختمان اداری مطابق شکل زیر، تغییرمکان آنی وسط دهانه برای بارهای مرده برابر $\Delta_D = 9.2 \text{ mm}$ و برای بارهای زنده برابر $\Delta_L = 6.9 \text{ mm}$ بر اساس تحلیل با سختی موثر محاسبه شده است. در صورتی که بار دائمی سازه باشد، تغییرشکل کل نهایی وسط دهانه تیر بر حسب میلی‌متر در طول عمر مفید سازه ناشی از بارهای مرده و زنده به کدامیک از موارد زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



- (1) 22
- (2) 25
- (3) 31
- (4) 35



۵-۲-۲-۱۹-۹ تغییر مکان اضافی ناشی از وارفتگی (خزش) و جمع شدگی (افت یا انقباض) بتن در اعضای خمشی در طول زمان را که تغییر مکان دراز مدت نامیده میشود، در صورت عدم استفاده از روش های تحلیلی دقیق تر، می توان از حاصل ضرب تغییر مکان آنی ناشی از بارهای دائمی در ضریب λ_{Δ} که از رابطه ی (۳-۱۹-۹) تعیین می شود، به دست آورد.

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad (۳-۱۹-۹)$$

در این رابطه ρ' نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه گاه های ساده یا سراسری، و در مقطع تکیه گاه در اعضای طره ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی، ξ ، باید برابر با مقادیر جدول ۲-۱۹-۹ در نظر گرفته شود:

جدول ۲-۱۹-۹ ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی

زمان	ضریب ξ
۳ ماه	۱/۰
۶ ماه	۱/۲
۱۲ ماه	۱/۴
۶۰ ماه و بیش تر	۲/۰



حل:

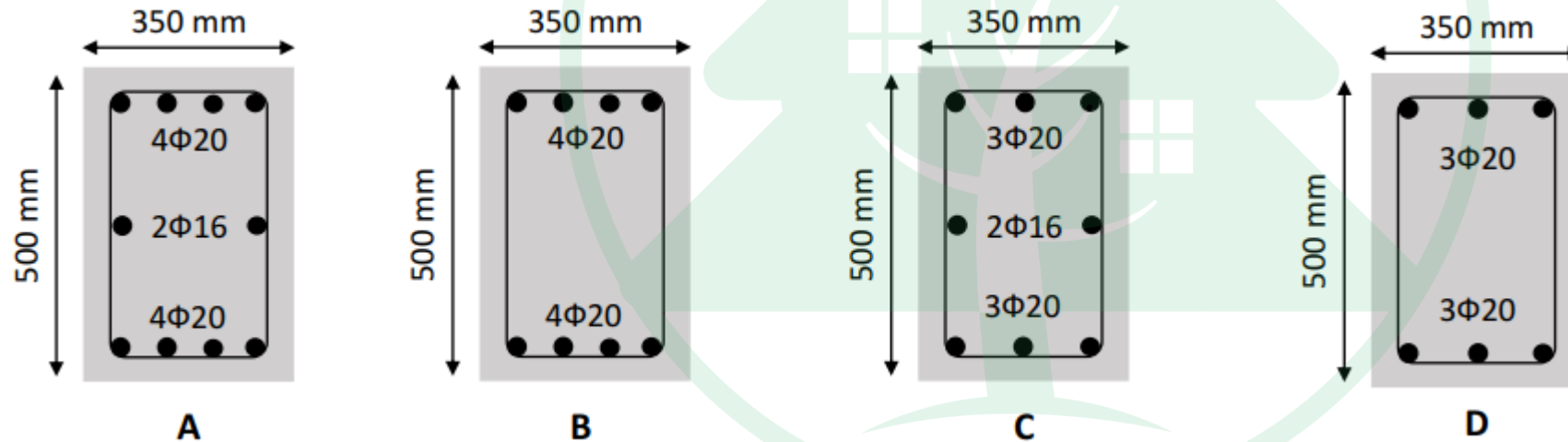
$$\Delta_{total} = \Delta_{initial} + \Delta_{Long-term} = \Delta_D + \Delta_L + \frac{\xi}{1 + 50\rho'} * \Delta_{permanent} = 9.2 + 6.9 + \frac{2}{1 + 50 * \frac{2 * \pi * \frac{20^2}{4}}{300 * 440}} * 9.2 = 30.96 \text{ mm}$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۲۵- یک تیر بتنی تحت خمش و پیچش قرار دارد. در صورتی که مساحت آرماتورهای لازم برای خمش در بالا و پایین مقطع برابر $A_s = A'_s = 900 \text{ mm}^2$ و مساحت آرماتورهای طولی لازم برای پیچش برابر $A_l = 1000 \text{ mm}^2$ باشد، کدامیک از فولادگذاری‌های طولی زیر صحیح‌تر است؟ (فاصله خاموت‌ها 100 میلی‌متر و پوشش میلگرد طولی 50 میلی‌متر است).



- A (1)
- B (2)
- C (3)
- D (4)

سبزسازه



حل:

آرماتورهای طولی پیچشی باید به صورت یکنواخت در محیط مقطع پخش شوند، در نتیجه گزینه‌های ۲ و ۴ نمی‌توانند پاسخ باشند.
از طرفی کل مساحت آرماتور مورد نیاز برابر است با:

$$900 + 900 + 1000 = 2800 \text{ mm}^2$$

کل آرماتورهای موجود در مقاطع گزینه‌های ۱ و ۳ را محاسبه می‌کنیم:

$$A: 2 * (4\Phi 20) + (2\Phi 16) = 2915.4$$

$$C: 2 * (3\Phi 20) + (2\Phi 16) = 2287$$

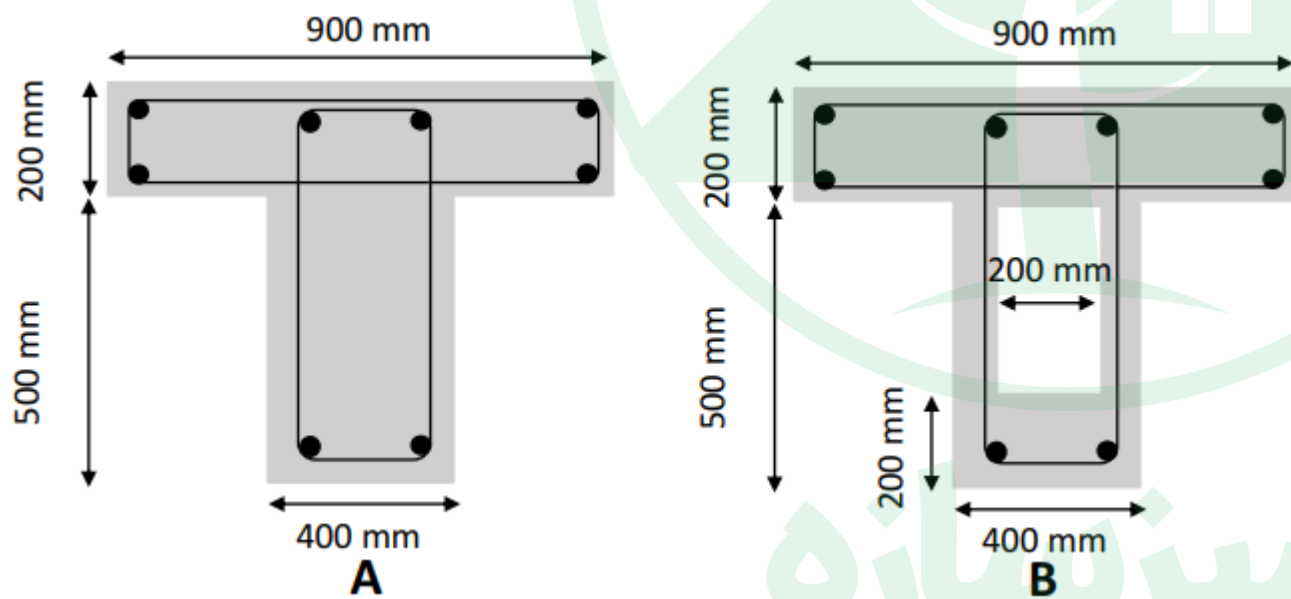
در نتیجه مقطع گزینه ۳ فاقد آرماتور کافی است و گزینه ۱ پاسخ سوال می‌باشد.

سبزسازه



۲۶- در صورت عدم انجام محاسبات دقیق تر و بر اساس مقررات ملی ساختمان در صورتی که آرماتورگذاری مقاطع زیر یکسان باشد، کدامیک از جملات زیر صحیح تر است؟

- (1) مقاومت پیچشی نهایی مقطع B از A بیش تر است. مقاومت برشی نهایی مقطع A از B بیش تر است.
- (2) مقاومت پیچشی نهایی و مقاومت برشی نهایی مقاطع A و B یکسان است.
- (3) مقاومت پیچشی نهایی مقطع A و B برابر است، مقاومت برشی نهایی مقطع A از مقطع B بیش تر است.
- (4) مقاومت پیچشی نهایی مقطع A از B بیش تر است، مقاومت برشی نهایی مقطع B از A بیش تر است.



حل:

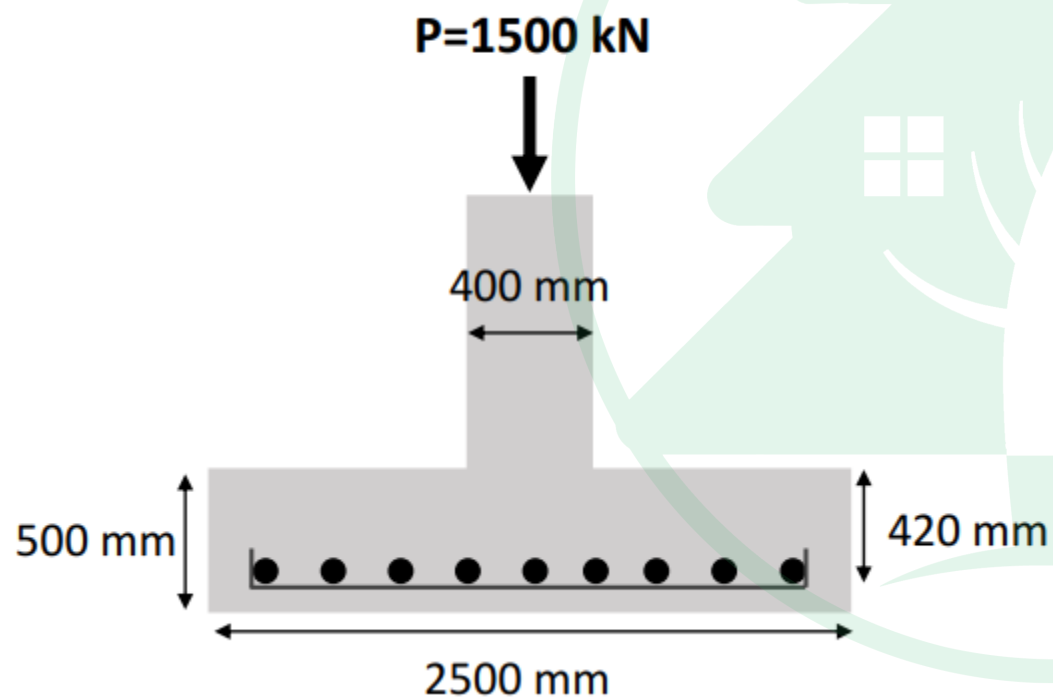
با توجه به روابط محاسبه مقامت پیچشی، مقاومت پیچشی هر دو مقطع یکسان است ولی مقاومت برشی وابسته به پارامتر bd است، در نتیجه مقاومت مقطع A بیشتر است.

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۲۷- مقدار آرماتور خمشی لازم در هر راستا برای پی منفرد مربعی شکل زیر تحت بار طراحی ستون بتنی برابر $P_u = 1500 \text{ kN}$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (از وزن پی و بار روی آن صرف نظر شود. همچنین بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود.)



$$A_s = 24 * 102 \text{ mm}^2 \quad (1)$$

$$A_s = 19 * 102 \text{ mm}^2 \quad (2)$$

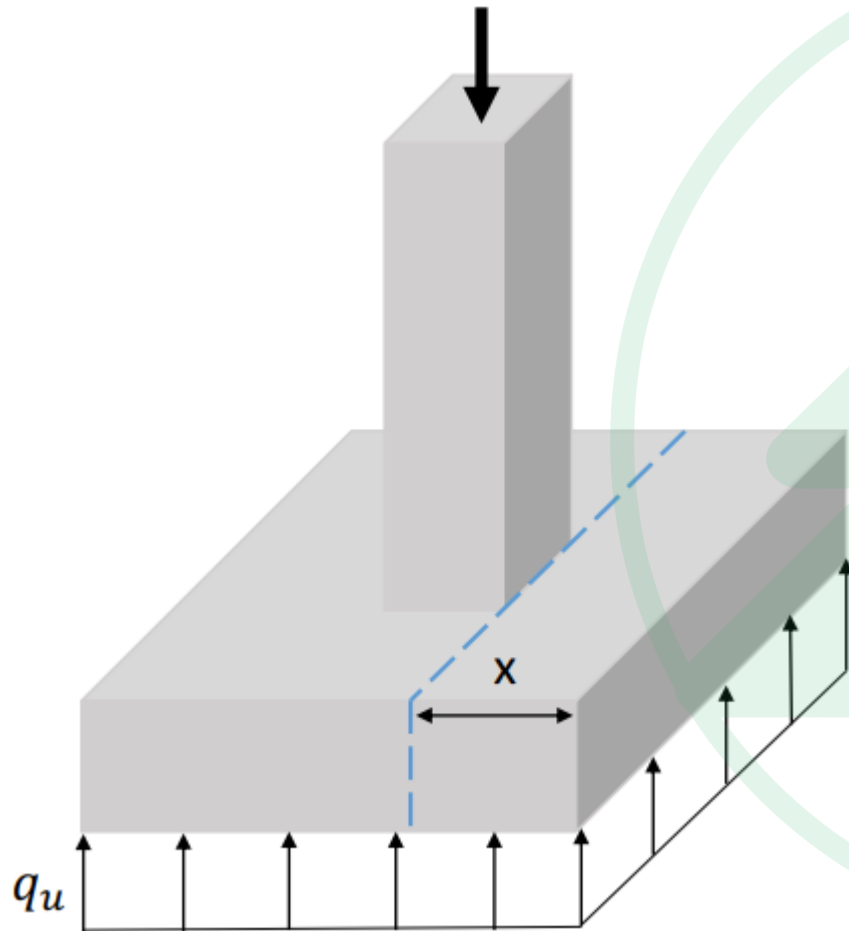
$$A_s = 28 * 102 \text{ mm}^2 \quad (3)$$

$$A_s = 15 * 102 \text{ mm}^2 \quad (4)$$

سبزسازه



حل:



۹-۱۵-۲-۶ مقاطع بحرانی برای شالوده‌های سطحی و سر شمع‌ها

۹-۱۵-۲-۶-۱ مقدار M_u بسته به نوع عضو متکی بر شالوده در مقاطع بحرانی به شرح جدول ۹-۱۵-۱ محاسبه می‌شود.

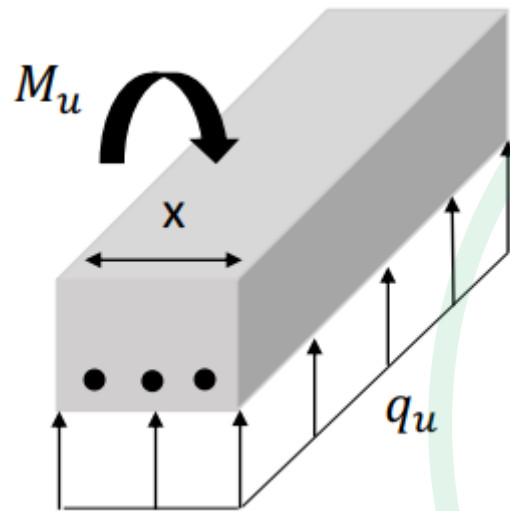
جدول ۹-۱۵-۱ محل مقطع بحرانی اعضای متکی به شالوده

عضو متکی	محل مقطع بحرانی
ستون یا ستون پایه	بر ستون یا ستون پایه
ستون با کف ستون فولادی	وسط فاصله‌ی بر ستون و لبه‌ی کف ستون فولادی
دیوار بنی	بر دیوار
دیوار مصالح بنایی	وسط فاصله‌ی مرکز و بر دیوار بنایی

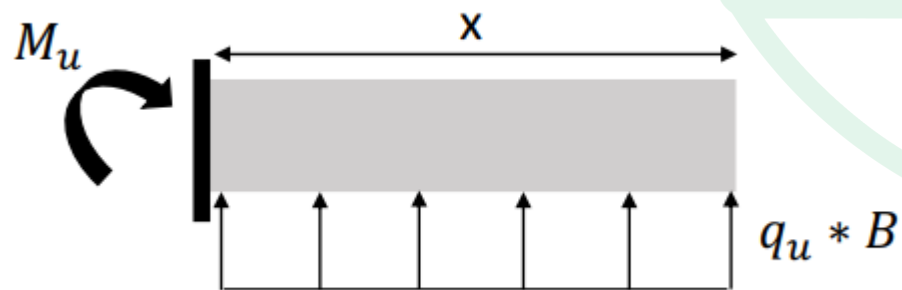
$$x = \frac{2500 - 400}{2} = 1050 \text{ mm}$$

سبزسازه





$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{1500 * 10^3}{2500^2} = 0.24$$



$$M_u = q_u * B * x * \frac{x}{2} = 0.24 * 2500 * 1050 * \frac{1050}{2} = 330.75 \text{ kN.m}$$

سبزسازه



$$C = T \rightarrow 0.85f_c * 0.85x * b = A_s f_y \rightarrow x = \frac{A_s f_y}{0.85f_c * 0.85 * b} = \frac{400 * A_s}{0.85 * 25 * 0.85 * 2500} = 8.86 * 10^{-3} * A_s$$

$$M_u \leq \phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{0.85x}{2} \right) \rightarrow 330.75 * 10^6 \leq 0.9 * A_s * 400 * \left(420 - \frac{0.85 * 8.86 * 10^{-3} * A_s}{2} \right)$$

$$\rightarrow A_s = 2232.17 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow x = 8.86 * 10^{-3} * 2232.17 = 19.77 \text{ mm} \rightarrow \epsilon_s = \frac{d - x}{x} * \epsilon_{cu} = \frac{420 - 19.77}{19.77} * 0.003 = 0.06 > \epsilon_{ty} + 0.003 \rightarrow \phi = 0.9 \text{ ok}$$

چک با مقدار حداقل:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 * 2500 * 500 = 2250 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \max\{2232.17, 2250\} = 2250 \text{ mm}^2$$

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



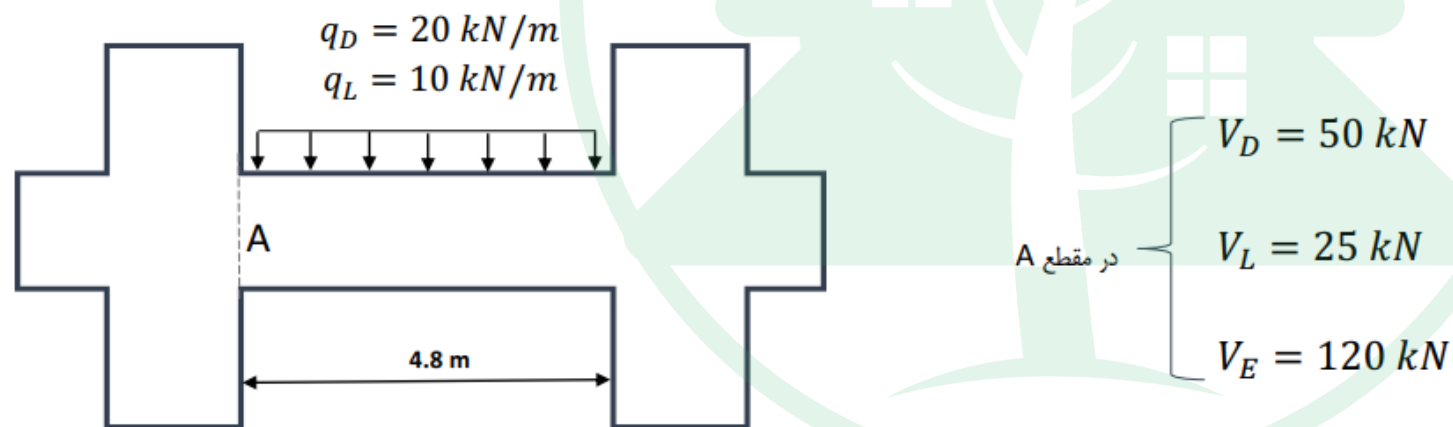
۲۸- در تیر شکل زیر در یک قاب بتنی با شکل پذیری متوسط مقادیر برش حاصل از تحلیل در نقطه A مشخص است. در صورتی که لنگرهای مقاوم اسمی تیر در هر دو انتهای آن برابر $M_u = \pm 520 \text{ kN.m}$ باشد، مقدار برش طراحی حداقل در نقطه A به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).

$$V_u = 300 \text{ kN} \quad (1)$$

$$V_u = 180 \text{ kN} \quad (2)$$

$$V_u = 205 \text{ kN} \quad (3)$$

$$V_u = 325 \text{ kN} \quad (4)$$



سبزسازه



حل:

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

۹-۲۰-۵-۲-۴ مقاومت برشی تیر، ϕV_n ، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کمتر در نظر گرفته شود:

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

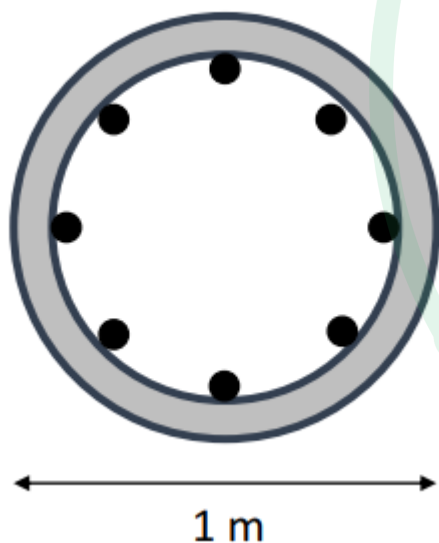
ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله‌ی E، مقدار $2E$ جای‌گزین شده باشد.

$$V_u = \min \left\{ \begin{aligned} \frac{2M_n}{L} + \frac{q_u L}{2} &= \frac{2 * 520}{4.8} + \frac{(1.2 * 20 + 10) * 4.8}{2} = 298.27 \text{ kN} \\ 1.2 * V_D + V_L + 2 * V_E &= 1.2 * 50 + 25 + 2 * 120 = 325 \text{ kN} \end{aligned} \right. = 298.27 \text{ kN}$$

پاسخ: گزینه ۱



۲۹- یک شمع کششی درجا با مقطع دایره‌ای به قطر یک متر تحت نیروی بالابرنده نهایی برابر $N_u = 1100 \text{ kN}$ قرار دارد. مساحت آرماتورهای لازم طولی در آن برحسب میلی‌مترمربع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



- (1) 3055
- (2) 3235
- (3) 3925
- (4) 1970

سبزسازه



حل:

جدول ۵-۲۰-۹ حداقل آرماتور در شمع‌های درجا ریخته‌ی بدون غلاف			
سازه با شکل پذیر متوسط و زیاد- زمین نوع IV	سازه با شکل پذیری متوسط و زیاد- زمین نوع I و II و III	سازه با شکل پذیری کم- هر نوع خاک	حداقل آرماتور
0.0050	0.0050	0.0025	حداقل درصد آرماتورهای طولی (حداقل تعداد میلگرد)
حداقل تعداد میلگردها بر اساس بند ۲-۶-۱۲-۹	حداقل تعداد میلگردها بر اساس بند ۲-۶-۱۲-۹	حداقل تعداد میلگردها بر اساس بند ۲-۶-۱۲-۹	

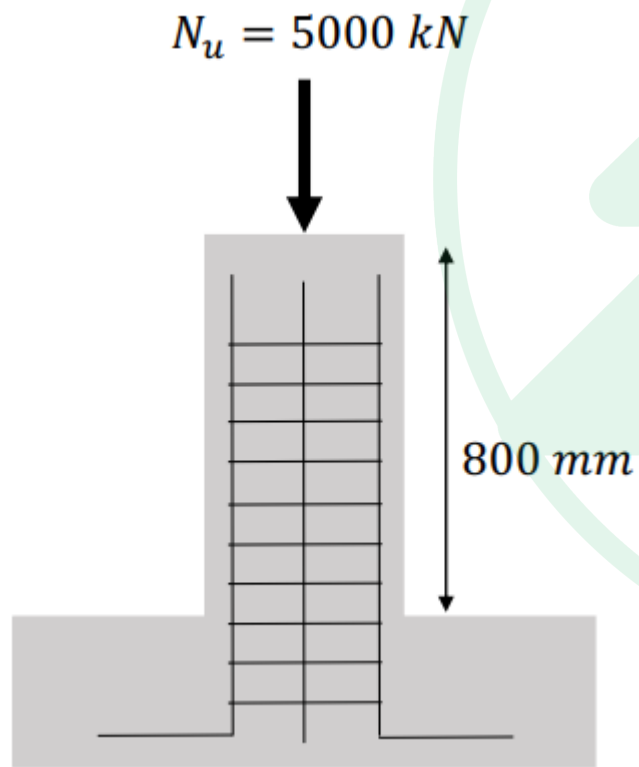
$$A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} = \frac{1100 * 10^3}{0.9 * 400} = 3055.5$$

$$A_{smin} = 0.0025 * A_g = 0.0025 * \pi * 500^2 = 1963.5$$

پاسخ: گزینه ۱



۳۰- در صورتی که نیروی محوری طراحی برای یک پدستال بتنی با شکل پذیری معمولی مطابق شکل زیر برابر $N_u = 5000 \text{ kN}$ باشد، حداقل بعد مقطع این پدستال مربعی بر حسب میلی متر به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S340 فرض شود).



(1) $B = 690$

(2) $B = 425$

(3) $B = 530$

(4) $B = 460$

سبزسازه



۹-۱۲-۵ محدودیت‌های آرماتور

۹-۱۲-۵-۱ در ستون‌های بتنی، مساحت آرماتورهای طولی نباید کمتر از ۱ درصد و بیش‌تر از ۸ درصد سطح مقطع ناخالص آن، A_g ، باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شوند.

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:

$$P_{n,max} = 0.8P_0 \quad (۹-۸-۵-الف)$$

در این رابطه‌ها، P_0 مقاومت فشاری اسمی تحت اثر بار محوری بدون خروج از مرکزیت بوده و به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (۹-۸-۶)$$



حل:

برای بدست آوردن حداقل بعد، میزان آرماتور طولی را به اندازه حداکثر ممکن قرار می‌دهیم:

$$A_{st} = A_{smax} = 0.08 * A_g = 0.08 * B^2$$

$$P_u \leq \phi P_n = \phi * 0.8 * (0.85 * f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

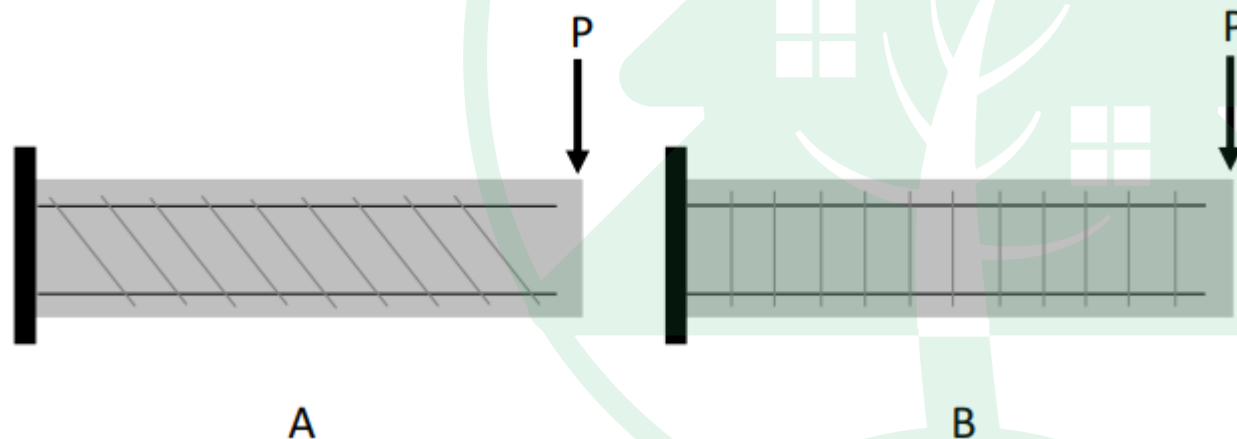
$$\rightarrow 5000 * 10^3 \leq 0.65 * 0.8 * (0.85 * 25 * (B^2 - 0.08 * B^2) + 340 * 0.08 * B^2) \rightarrow 453.5 \leq B$$

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



۳۱- در یک تیر بتنی طره‌ای برای مقاوم نمودن تیر در مقابل نیروی برشی از آرماتورگذاری برشی مطابق شکل‌های زیر استفاده شده است. با فرض یکسان بودن A_{sv} ، S_n و f_{yv} در هر دو حالت، نسبت نیروهای برشی مقاوم تامین شده توسط آرماتورهای در حالت (A) به نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط آرماتورهای در حالت (B) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقادیر آرماتورهای مصرفی در حد قابل قبول است و راستای نیروی P همواره به سمت پایین است.)



- (1) 2
- (2) 1.4
- (3) 1
- (4) 0.7

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:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

(۹-۸-۱۶)

سبزسازه



۴-۵-۴-۸-۹ مقاومت برشی یک طرفه ناشی از فولاد عرضی مورب نسبت به محور طولی عضو

استفاده از خاموت‌های مورب با زاویه‌ی حداقل ۴۵ درجه نسبت به محور طولی عضو که صفحه‌ی ترک برشی محتمل را قطع می‌کنند نیز به عنوان آرماتور برشی مجاز می‌باشد. در این حالت V_s از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

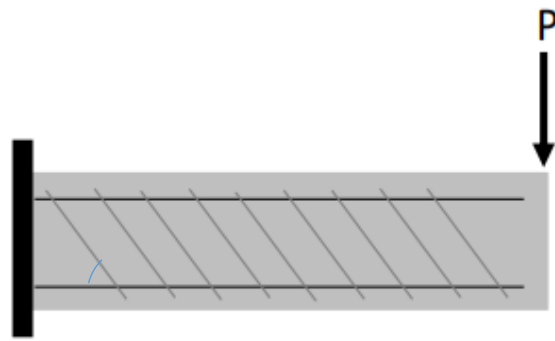
$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (۱۷-۸-۹)$$

در این رابطه، α زاویه‌ی بین خاموت‌های مورب و محور طولی عضو، s فاصله‌ی طولی (موازی با امتداد میلگردهای طولی) بین آرماتورهای برشی، و A_v سطح مقطع شاخه‌های مورب است که مطابق بند ۴-۵-۴-۸-۹ محاسبه می‌شود.

سبزسازه

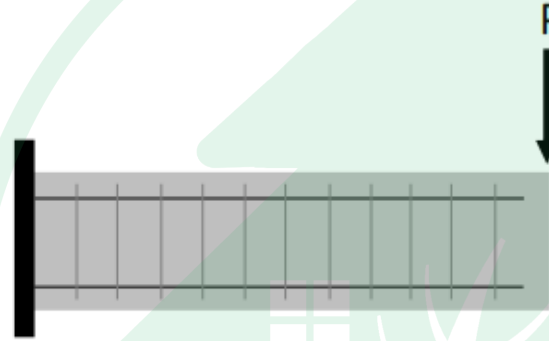


حل:



$\alpha = 45$

A



B

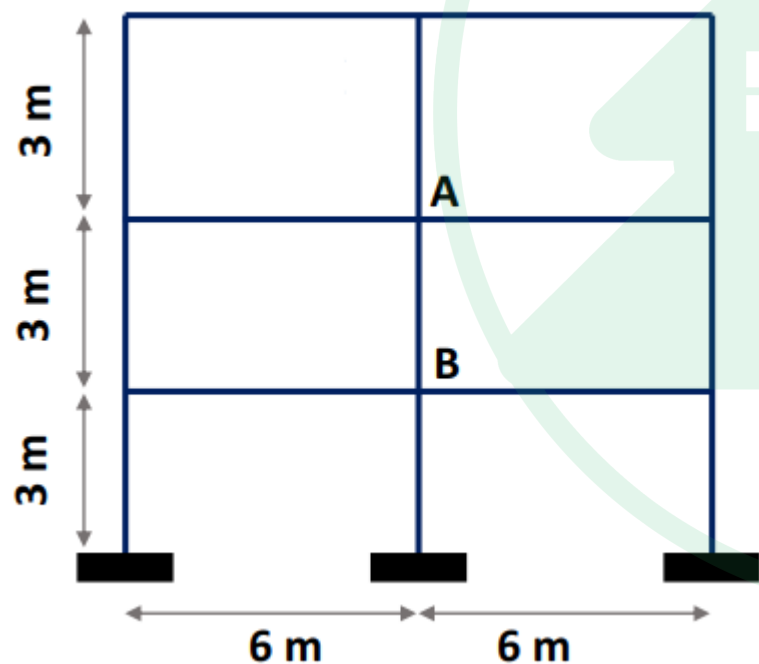
$$\frac{V_{SA}}{V_{SB}} = \frac{\frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s}}{\frac{A_v f_{yt} d}{s}} = \sin \alpha + \cos \alpha = \sin 45 + \cos 45 = 1.4$$

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



۳۲- در یک قاب بتن آرمه، در صورتی که ابعاد مقطع تمام ستون‌ها 400×400 میلی‌متر و تمام تیرها 400×600 میلی‌متر ($h=600$ mm و $b=400$ mm) باشد، ضریب طول موثر ستون AB در صفحه قاب به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (قاب مهارنشده فرض شود و استفاده از نتایج تحلیل دقیق مدنظر نیست).



- 1.1 (1)
- 1.2 (2)
- 1.35 (3)
- 1.4 (4)

سبزسازه



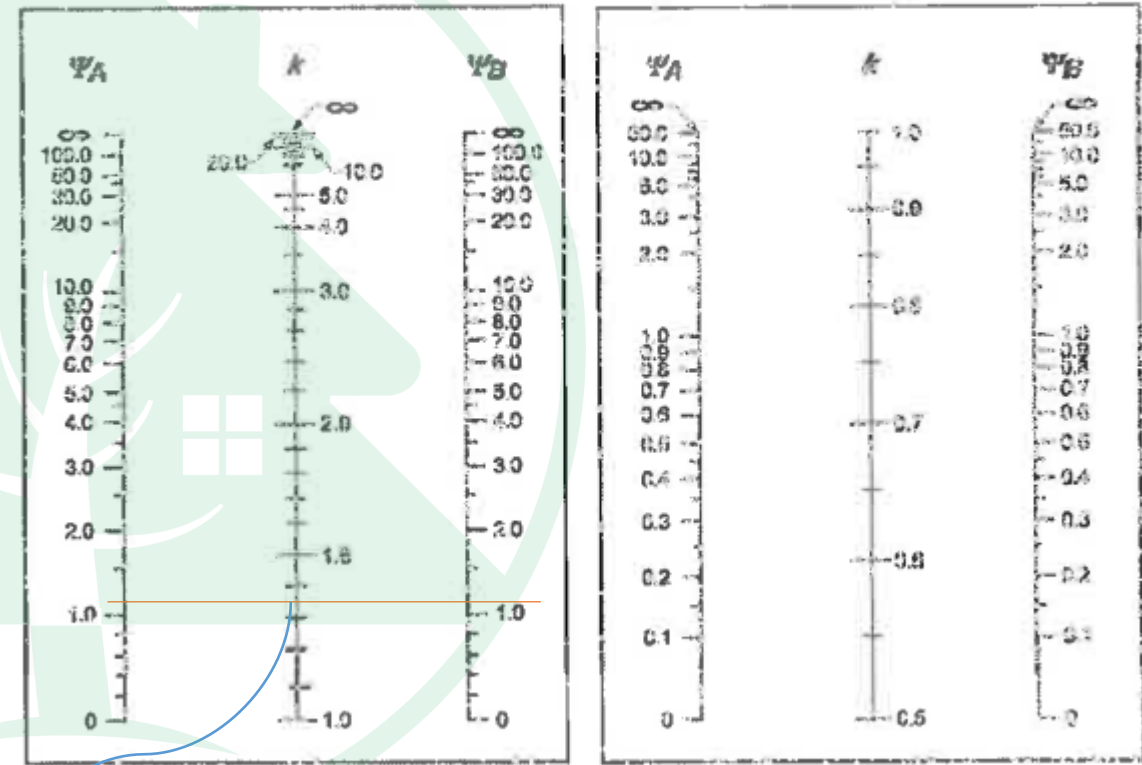
جدول ۹-۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای
ضریب‌دار

عضو و شرایط آن	ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها	$0.7I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
دیوارها	ترک نخورده		
	ترک خورده		
تیرها	$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$		

سبزسازه



۹-۶-۵-۴-۲ ضریب طول موثر، k ، را میتوان از نمودار شکل ۹-۶-۱ به دست آورد.



ب- قاب‌های مهار نشده

الف- قاب‌های مهار شده

$$k_{AB} = 1.35$$

در این نمودار؛ Ψ_A : نسبت $\sum EI/l_c$ ستون‌ها به $\sum EI/l_c$ تیرها در انتهای A؛
 Ψ_B : نسبت $\sum EI/l_c$ ستون‌ها به $\sum EI/l_c$ تیرها در انتهای B؛
 مقادیر I برای تیرها و ستون‌ها از بند ۹-۶-۵ تعیین می‌شود.



$$I_c = 0.7I_{gc} = 0.7 * \frac{bh^3}{12} = 0.7 * \frac{400^4}{12}$$

$$I_b = 0.35I_{gb} = 0.35 * \frac{bh^3}{12} = 0.35 * \frac{400 * 600^3}{12}$$

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum \left(\frac{E_c I_c}{l_c} \right)}{\sum \left(\frac{E_b I_b}{l_b} \right)} = \frac{2 * \frac{E * 0.7 * 400^4}{3000 * 12}}{2 * \frac{E * 0.35 * 400 * 600^3}{6000 * 12}} = 1.18$$

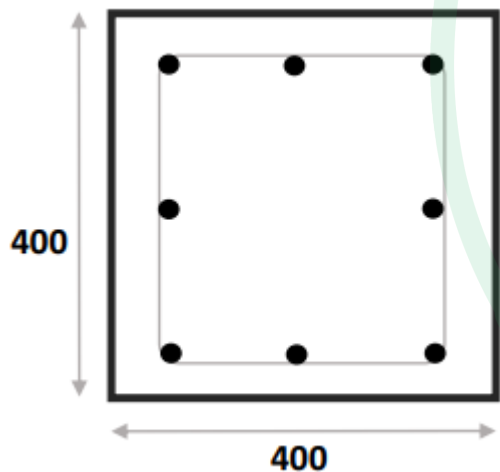
$$\rightarrow K_{AB} = 1.35$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۳۳- در یک مقطع بتن‌آرمه به ابعاد خارجی 400×400 میلی‌متر در صورتی که آرماتور طولی $8\phi 16$ و پوشش بتن روی آرماتورهای عرضی $\phi 10 @ 150 \text{ mm c/c}$ برابر 40 میلی‌متر و تنش جاری شدن آرماتورهای طولی و عرضی برابر 340 مگاپاسکال باشد، لنگر پیچشی مقاوم تامین شده توسط خاموت پیچشی برحسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



- (1) 22
- (2) 25
- (3) 27
- (4) 30

سبزسازه



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.

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

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

در این رابطه‌ها، A_0 سطح مقطع ناخالصی است که با مسیر جریان برش پیچشی احاطه می‌شود؛ و با استفاده از تحلیل و با فرض مقطع جدار نازک تعیین می‌گردد. همچنین می‌توان فرض نمود که $A_0 = 0.85 A_{oh}$ 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



حل:

$$A_{oh} = \left(b - 2 * \left(cover + \frac{d_v}{2} \right) \right) * \left(h - 2 * \left(cover + \frac{d_v}{2} \right) \right) = (400 - 2 * (40 + 5)) * (400 - 2 * (40 + 5)) = 96100 \text{ mm}^2$$

$$p_h = 2 * \left(\left(b - 2 * \left(cover + \frac{d_v}{2} \right) \right) + \left(h - 2 * \left(cover + \frac{d_v}{2} \right) \right) \right) = 2 * ((400 - 2 * (40 + 5)) + (400 - 2 * (40 + 5))) = 1240 \text{ mm}$$

$$\phi T_n = \phi * \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.7 A_{oh} A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \\ \frac{1.7 A_{oh} A_l f_y}{p_h} \tan \theta \end{array} \right\} = 0.75 * \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.7 * 96100 * \frac{\pi * 10^2}{4} * 340}{150} \cot 45 = 29.08 \text{ kN.m} \\ \frac{1.7 * 96100 * \frac{8 * \pi * 16^2}{4} * 340}{1240} \tan 45 = 72.05 \text{ kN.m} \end{array} \right\} = 21.81 \text{ kN.m}$$

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



۳۴- یک عضو بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل ($b=400\text{mm}$ و $d=600\text{mm}$) و دارای $8\phi 20$ به عنوان آرماتورهای کششی به طور همزمان تحت اثر لنگر خمشی $M_u=120\text{ kN.m}$ و نیروی برشی $V_u=240\text{ kN}$ قرار دارد. در صورتی که بتن C20 و رده فولاد S400 باشد، مقدار نیروی برشی تامین شده توسط بتن بر حسب کیلونیوتن با جزئیات دقیق تر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(1) 156

(2) 163

(3) 169

(4) 184

سبزسازه



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

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

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

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

سبزسازه



حل:

با فرض استفاده از حداقل آرماتور برشی در مقطع:

$$V_c = \max \left\{ \min \left\{ \left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d = \left(0.66 * 1 * \left(\frac{8 * \pi * 10^2}{400 * 600} \right)^{1/3} \sqrt{20} + \frac{0}{6A_g} \right) * 400 * 600 = 155 \text{ kN} \right. \right. \\ \left. \left. 0.42\lambda\sqrt{f_c}b_w d = 0.42 * 1 * \sqrt{20} * 400 * 600 = 450.8 \text{ kN} \right. \right. \\ \left. \left. 0 \right. \right\}$$

$$\rightarrow V_c = 155 \text{ kN}$$

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



۳۵- شالوده منفرد با بتن C30 را در نظر بگیرید. اگر در نظر باشد که از بتن C25 استفاده شده و ابعاد پلان شالوده تغییر داده نشود، مقدار عمق موثر d (فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی) حدوداً چند درصد اضافه شود که نیروی برشی مقاوم تامین شده یک طرفه توسط بتن از طرح اولیه کمتر نشود؟ (از رابطه ساده‌تر مقاومت برشی استفاده شود.) (فرض کنید در هر دو حالت حداقل فولاد برشی تامین شده است.)

- (1) 5
- (2) 10
- (3) 12
- (4) 20

سبزسازه



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

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

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

سبزسازه



حل:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f_c}b_wd \rightarrow V_c \propto \sqrt{f_c}d$$

$$V_{c1} = V_{c2} \rightarrow \sqrt{f_{c1}}d_1 = \sqrt{f_{c2}}d_2$$

$$\rightarrow \frac{d_2}{d_1} = \frac{\sqrt{f_{c1}}}{\sqrt{f_{c2}}} = \frac{\sqrt{30}}{\sqrt{25}} = 1.095$$

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



۳۶- در یک تیر بتن مسلح با مقطع $400 \times 600 \text{ mm}$ به ترتیب حداکثر و حداقل آرماتورهای خمشی برحسب میلی‌مترمربع به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ ($d=530 \text{ mm}$ ، آرماتورها از نوع S400 و بتن C30 فرض شود).

(1) 5300 و 700

(2) 5400 و 650

(3) 5600 و 750

(4) 5700 و 800

سبزسازه



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

$$0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \quad (۹-۱۱-۱-الف)$$

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

سبزسازه



۳-۲-۱۱-۹ تیرهای با نیروی محوری $P_u < 0.10 f_c' A_g$ ، باید به صورت کشش-کنترل منطبق با بند ۲-۴-۷-۹ طراحی شوند. بر این اساس می‌توان حداکثر آرماتور کششی مجاز را تعیین نمود.

۲-۴-۷-۹ 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_f ، بزرگ‌تر یا مساوی $\epsilon_{fy} + 0.003$ باشد. ϵ_{fy} کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است؛ و برای میلگردهای آجدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته‌ی فولاد تعیین می‌شود.

سبزسازه



حل:

$$A_{smin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \\ \frac{1.4}{f_y} b_w d \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 * \frac{\sqrt{30}}{400} * 400 * 530 = 725.7 \\ \frac{1.4}{400} * 400 * 530 = 742 \end{array} \right\} = 742 \text{ mm}^2$$

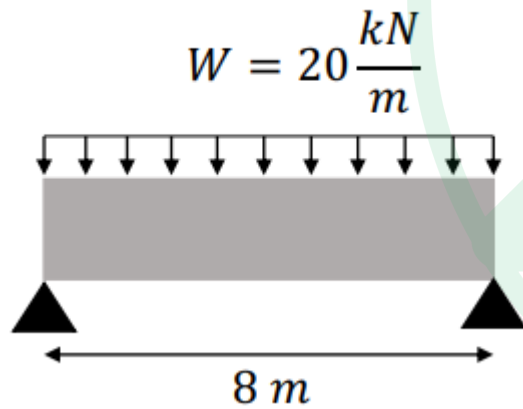
$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (f_c - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7} (30 - 28) = 0.836 \geq 0.65$$

$$A_{smax} = \alpha_0 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} * \frac{0.003}{0.006 + \varepsilon_{ty}} bd = 0.85 * 0.836 * \frac{30}{400} * \frac{0.003}{0.006 + 0.002} * 400 * 530 = 4237 \text{ mm}^2$$

سبزسازه



۳۷- مقطع تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده به طول دهانه ۸ متر دارای ممان اینرسی ترک‌خورده برابر $I_g = 120 \times 10^8 \text{ mm}^4$ و ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده $I_{cr} = 50 \times 10^8 \text{ mm}^4$ می‌باشد. تیر تحت بار مرده گسترده یکنواخت 20 kN/m (شامل وزن تیر) دارای جابه‌جایی قائم‌آنی در وسط تیر برابر ۸ میلی‌متر می‌باشد. اگر بار مرده گسترده یکنواخت به دو برابر افزایش یابد، جابه‌جایی آنی (ارتجاعی) تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (لنگر خمشی نظیر ترک‌خوردگی مقطع تیر برابر $M_{cr} = 80 \text{ kN.m}$ فرض شود).



- (1) 17
- (2) 18
- (3) 19
- (4) 20

سبزسازه



۹-۱۹-۲-۱ تغییر مکان آنی اعضا را می‌توان با استفاده از روش‌های معمول تحلیل سازه‌ها و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها و روابط، مقدار E_c ، بر اساس ضوابط بند ۹-۳-۶ تعیین شده و از ممان اینرسی مؤثر استفاده می‌گردد.

جدول ۹-۱۹-۱ ممان اینرسی مؤثر، I_e

لنگر سرویس	ممان اینرسی مؤثر، I_e
$M_a \leq \frac{2}{3} M_{cr}$	I_g
$M_a > \frac{2}{3} M_{cr}$	$\frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} M_{cr}}{M_a} \right)^2} \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)$

سبزسازه



حل:

$$I_{e1} = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} M_{cr}}{M_{a1}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} = \frac{50 * 10^8}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} * 80 * 10^6}{\frac{20 * 8000^2}{8}} \right)^2 \left(1 - \frac{50 * 10^8}{120 * 10^8} \right)} = 53.46 * 10^8$$

$$I_{e2} = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} M_{cr}}{M_{a2}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} = \frac{50 * 10^8}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} * 80 * 10^6}{\frac{40 * 8000^2}{8}} \right)^2 \left(1 - \frac{50 * 10^8}{120 * 10^8} \right)} = 50.82 * 10^8$$

$$\Delta \propto \frac{q}{I_e} \rightarrow \frac{\Delta_2}{\Delta_1} = \frac{q_2}{q_1} * \frac{I_{e1}}{I_{e2}} = \frac{40}{20} * \frac{53.46 * 10^8}{50.82 * 10^8} = 2.1 \rightarrow \Delta_2 = 16.83 \text{ mm}$$

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



۳۸- در مورد تعدادی از ستون‌های یک ساختمان دوطبقه بتن‌آرمه با شکل‌پذیری زیاد، که ضابطه ستون قوی تیر ضعیف را ارضا نمی‌کنند، کدام عبارت صحیح است؟

- (1) قطعا اشکال دارد و در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد مقاومت خمشی ستون‌ها باید حداقل نصف مقاومت خمشی تیرها باشد.
- (2) اشکالی ندارد، مشروط بر این که در تمام طول آن ستون‌ها از میلگردگذاری عرضی ویژه استفاده شود.
- (3) رعایت ضابطه فوق در شکل‌پذیری زیاد برای تمام ستون‌ها الزامی است.
- (4) رعایت ضابطه فوق در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد الزامی نیست.

سبزسازه



۹-۲۰-۶ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۹-۲۰-۶-۱ ستون‌ها باید الزامات بندهای ۹-۲۰-۶-۲ یا ۹-۲۰-۶-۳ را تأمین نمایند.

۹-۲۰-۶-۲ به استثنای موارد ذکر شده در بندهای ۹-۲۰-۶-۳ و ۹-۲۰-۶-۴، لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها و تیرها در محل اتصال مشترک، باید در رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۰) صدق کنند:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad (۹-۲۰-۱۰)$$

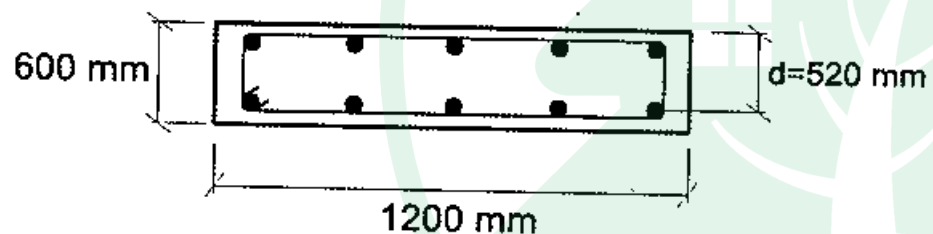
۹-۲۰-۶-۳ چنانچه ستونی ضابطه‌ی بند ۹-۲۰-۶-۲ را تأمین نکند، باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی ناشی از زلزله صرف نظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰ را تأمین نماید.

۹-۲۰-۶-۴ درستون‌هایی که مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۴ و ۹-۲۰-۶-۵ عضو از سیستم باربر لرزه‌ای محسوب می‌شوند، باید میلگرد گذاری عرضی ویژه در تمام طول آن‌ها رعایت شود.

پاسخ: گزینه ۲



۳۹- شکل زیر مقطعی از یک شالوده نواری که هم در بالا و هم در پایین از $5\phi 16$ (طولی) استفاده شده است را نشان می‌دهد. حداکثر لنگر خمشی نهایی M_u قابل قبول برای این مقطع به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



- (1) 130 kN.m
- (2) 150 kN.m
- (3) 170 kN.m
- (4) 250 kN.m

این سوال در آیین‌نامه جدید موضوعیتی ندارد و قابل حل نمی‌باشد.

سبزسازه



۴۰- در نظر است یک ساختمان با بلوک سیمانی دو طبقه محصور شده با کلاف (بدون زیر زمین) به ابعاد 25×25 متر در شهر اهر استان آذربایجان شرقی ساخته شود. چنانچه دیوارهای به کار رفته در هر دو راستای ساختمان کاملاً مشابه هم باشند. در کل این ساختمان حداقل چند متر مربع از فضای طبقه اول را باید به دیوار سازه‌ای اختصاص داد؟ (گزینه نزدیک را انتخاب نمایید.)

- (1) 62.5 مترمربع
- (2) 75 مترمربع
- (3) 100 مترمربع
- (4) 125 مترمربع

سبزسازه



حل:

مطابق مبحث هشتم ۹۸- ص ۱۱۲ و ۱۱۳- بند ۸-۵-۳-۲ و جدول ۸-۵-۳ و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم پیوست اول:

در ساختمان های موضوع این فصل در رابطه با دیوار نسبی الزامات زیر باید رعایت شوند:

۱- در هر یک از امتدادهای طولی و عرضی ساختمان، مقدار دیوار نسبی مورد نیاز در هر طبقه، متناظر با خطر نسبی زلزله مندرج در آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، نباید از مقادیر داده شده در جدول ۸-۵-۳ کمتر باشد.

جدول ۸-۵-۳ حداقل دیوار نسبی سازه های در هر امتداد ساختمان بنایی با کلاف (%)

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



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله		
			کم	متوسط	زیاد
۱۱۳	اهر	آذربایجان شرقی			*

طبق جدول ۸-۵-۳ مبحث هشتم مقدار حداقل دیوار نسبی بدست می آید. بنابراین:
حداقل دیوار نسبی در هر امتداد ده درصد می باشد.

$$\frac{A_w}{A} \geq 0.1$$

$$A_w \geq 0.1A = 0.1 * 25 * 25 = 62.5m^2$$

برای کل فضای طبقه اول در هر دو امتداد:

$$A_{w \text{ total}} \geq 2 * 62.5 = 125m^2$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه



۴۱- در شهر گرمسار در ساخت یک فروشگاه یک طبقه مستطیل شکل به ارتفاع 3.5 متر و به طول 15.35 متر در جهت شرقی- غربی و عرض 10.35 متر در جهت شمالی - جنوبی قرار است از سیستم مصالح بنایی کلاف‌دار استفاده شود. دیوارهای چهار طرف آجری به عرض 350 میلی‌متر بوده و در محل تلاقی محورها دیوار در چهار گوشه کلاف قائم بتن در گرفته شده و کلاف‌های بتنی با مقطع 200×200 میلی‌متر نیز به فواصل محور تا محور 5 متر در داخل دیوارها قرار خواهد داشت. در ضلع شمالی سه پنجره به طول 2.1 متر و ارتفاع 1.6 متر به طور قرینه و در وسط ضلع جنوبی در ورودی به ارتفاع 2.5 متر در نظر گرفته شده است. همچنین در ضلع جنوبی دو پنجره مشابه پنجره‌های ضلع شمالی نیز در دو طرف در بین کلاف‌های قائم به صورت متقارن قرار خواهند داشت. حداکثر طول بازشوی در حدوداً چند متر می‌تواند باشد؟ (فروشگاه فاقد دیوارهای داخلی بوده و بدون زیرزمین می‌باشد).

(1) 1.8

(2) 2.0

(3) 2.2

(4) 2.5

سبزسازه



حل:

مطابق مبحث هشتم ۹۸- ص ۱۱۲ و ۱۱۳ و ۱۱۶- بند ۸-۵-۳-۲ و جدول ۸-۵-۳ و بند ۸-۵-۴ و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم پیوست اول:

در ساختمان های موضوع این فصل در رابطه با دیوار نسبی الزامات زیر باید رعایت شوند:

۱- در هر یک از امتدادهای طولی و عرضی ساختمان، مقدار دیوار نسبی مورد نیاز در هر طبقه، متناظر با خطر نسبی زلزله مندرج در آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، نباید از مقادیر داده شده در جدول ۸-۵-۳ کمتر باشد.

جدول ۸-۵-۳ حداقل دیوار نسبی سازه ای در هر امتداد ساختمان بنایی با کلاف (%)

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



۸-۵-۴ بازشو

علاوه بر موارد ذکر شده در بند ۸-۳-۴-۷، رعایت ضوابط زیر در ساختمان‌های موضوع این فصل الزامی است:

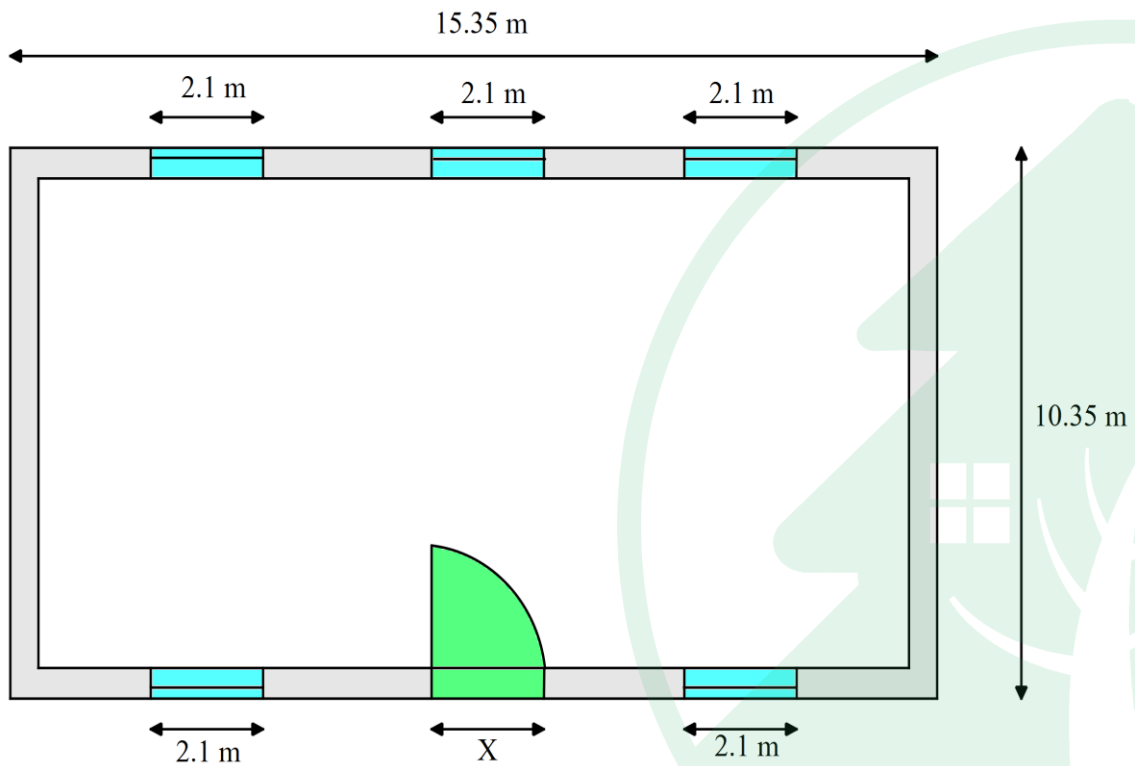
- ۱- بازشو نباید سبب قطع کلاف شود.
- ۲- مجموع سطح بازشوها در هر دیوار سازه‌ای نباید از یک‌سوم سطح آن دیوار بیشتر باشد.
- ۳- مجموع طول بازشوها در هر دیوار سازه‌ای نباید از یک‌دوم طول دیوار بیشتر باشد.
- ۴- فاصله اولین بازشو از ابتدای طول دیوار نباید از دوسوم ارتفاع بازشو و یا ۷۵۰ میلی‌متر کمتر باشد.
- ۵- فاصله دو بازشو نباید از دوسوم ارتفاع کوچکترین بازشوی طرفین خود و همچنین از یک‌ششم مجموع طول آن دو بازشو کمتر باشد. در غیر این صورت جرز بین دو بازشو جزئی از بازشو منظور می‌شود و نباید آن را به عنوان دیوار سازه‌ای به حساب آورد.
- ۶- هیچ‌یک از ابعاد بازشو نباید از ۲ متر بیشتر باشد.
- ۷- چنانچه هر کدام از موارد ۲ تا ۶ برآورده نشود، لازم است اطراف بازشوهای مربوطه، بر اساس ضوابط بند ۸-۵-۵-۳، کلاف بازشو تعبیه شود.



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۰	گرماب	خراسان جنوبی				*
۱۱	گرماب	زنجان		*		
۱۲	گرمابدر	تهران				*
۱۳	گرمخان	خراسان شمالی				*
۱۴	گرمدره	تهران				*
۱۵	گرمسار	سمنان			*	

سبزسازه





طبق جدول ۸-۵-۳ مبحث هشتم مقدار حداقل دیوار نسبی بدست می آید. بنابراین:
حداقل دیوار نسبی در هر امتداد چهار درصد می باشد:

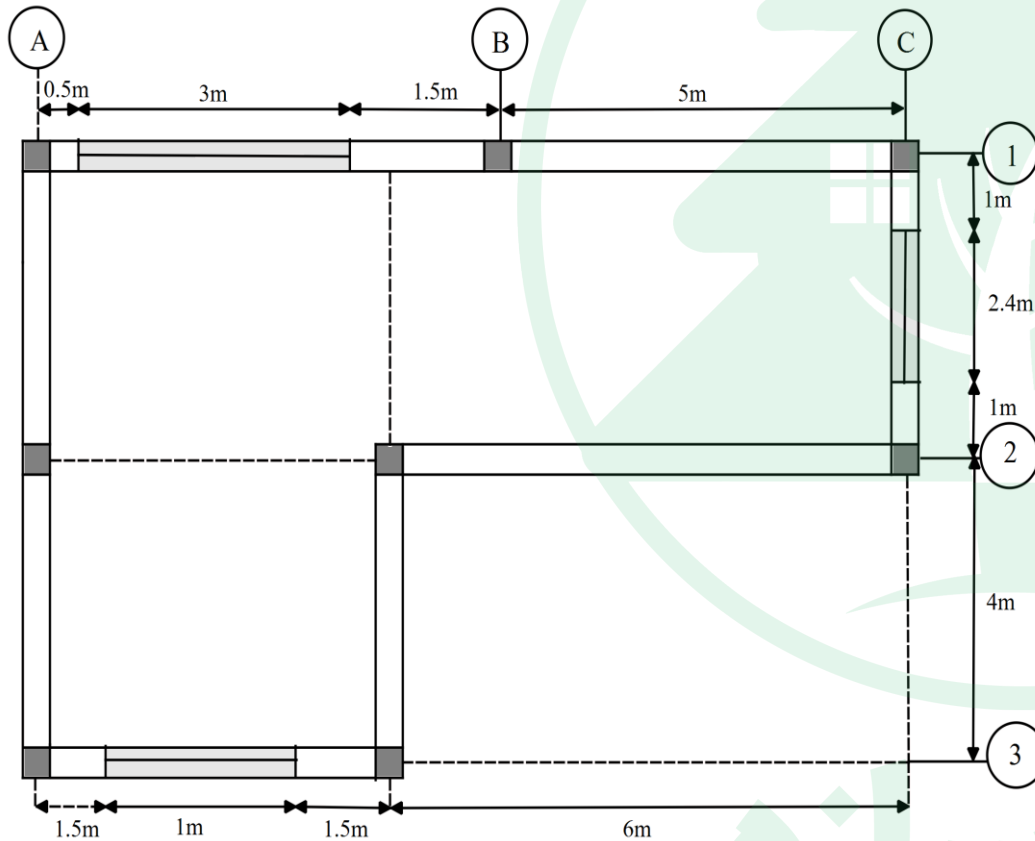
$$\frac{S_{\text{دیوار}}}{S_{\text{کل}}} \rightarrow 0.04 = \frac{(15.35 - 3 * 2.1) * 0.35 + (15.35 - 2 * 2.1 - X) * 0.35}{15.35 * 10.35} \rightarrow X = 2.043 \text{ m}$$

از طرفی مطابق بند ۸-۵-۵-۴ مورد ۶ حداکثر بعد بازشوباید به ۲ متر محدود گردد.
در نتیجه حداکثر طول بازشو ۲ متر می باشد.

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.



۴۲- پلان زیر مربوط به یک ساختمان بنایی یک طبقه محصور شده با کلاف و دارای ارتفاع 3.4 متر است. در این شکل موقعیت کلاف‌های قائم و بازشوها نمایش داده شده است. حداقل در چند مورد ضوابط مربوط به ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف رعایت نشده است؟ (همه دیوارها باربر هستند).



- (1) شش مورد
- (2) سه مورد
- (3) چهار مورد
- (4) پنج مورد



مطابق مبحث هشتم ۹۸- ص ۱۰۶ و ۱۱۳ و ۱۱۸ - بند ۸-۵-۵-۴ و بند ۸-۵-۴-۱ و بند ۸-۵-۵-۲-۶:

۸-۵-۵-۴ بازشو

علاوه بر موارد ذکر شده در بند ۸-۴-۳-۷، رعایت ضوابط زیر در ساختمان‌های موضوع این فصل الزامی است:

- ۱- بازشو نباید سبب قطع کلاف شود.
- ۲- مجموع سطح بازشوها در هر دیوار سازه‌ای نباید از یک‌سوم سطح آن دیوار بیشتر باشد.
- ۳- مجموع طول بازشوها در هر دیوار سازه‌ای نباید از یک‌دوم طول دیوار بیشتر باشد.
- ۴- فاصله اولین بازشو از ابتدای طول دیوار نباید از دوسوم ارتفاع بازشو و یا ۷۵۰ میلی‌متر کمتر باشد.
- ۵- فاصله دو بازشو نباید از دوسوم ارتفاع کوچکترین بازشوی طرفین خود و همچنین از یک‌ششم مجموع طول آن دو بازشو کمتر باشد. در غیر این صورت جرز بین دو بازشو جزئی از بازشو منظور می‌شود و نباید آن را به عنوان دیوار سازه‌ای به حساب آورد.
- ۶- هیچ‌یک از ابعاد بازشو نباید از ۲ متر بیشتر باشد.
- ۷- چنانچه هر کدام از موارد ۲ تا ۶ برآورده نشود، لازم است اطراف بازشوهای مربوطه، بر اساس ضوابط بند ۸-۵-۵-۳-۶، کلاف بازشو تعبیه شود.



پلان ساختمان باید واجد ویژگی‌های زیر باشد:

۱- طول ساختمان از سه برابر عرض آن یا ۲۵ متر بیشتر نباشد.

۲- نسبت به هر دو محور اصلی تقریباً قرینه باشد.

۳- پیشامدگی‌های آن الزامات زیر را برآورده نماید:

الف- اندازه پیشامدگی در هر امتداد نباید از یک پنجم بُعد ساختمان در همان امتداد بیشتر باشد. علاوه بر آن، بعد دیگر پیشامدگی نباید از مقدار پیشامده کمتر باشد.

ب- چنانچه اتصال قسمت پیشامده با ساختمان، بیش از نصف بعد ساختمان در آن امتداد باشد، این قسمت پیشامدگی تلقی نمی‌شود و در این صورت محدودیتی برای بعد دیگر وجود ندارد مشروط بر آن که پلان ساختمان نامتقارن نشود.

در صورت نداشتن هر یک از الزامات فوق، باید با ایجاد درز لرزه‌ای، مطابق بند ۸-۳-۳-۲، ساختمان را به قطعات مناسب تقسیم نمود، به گونه‌ای که هر قطعه واجد شرایط یاد شده باشد. لازم نیست که درز لرزه‌ای در پی ساختمان ادامه یابد.



۸-۵-۵-۶-۲ کلاف‌بندی قائم

الف) مشخصات و محل قرار دادن کلاف قائم

- ۱- کلاف‌های قائم بتن مسلح باید در محل تقاطع دیوارهای سازه‌ای تعبیه شوند. در صورتی که طول دیوار بین دو کلاف بیشتر از ۵ متر باشد باید کلاف‌های قائم اضافی با توزیع یک‌نواخت در فواصل حداکثر ۵ متر در داخل دیوار، تعبیه شود.

سبزسازه



مورد اول: در محور ۲ دیوار ۶ متری بدون کلاف قائم میانی در پلان داریم که با توجه به بند ۸-۵-۵-۶-۲ در صورتی که طول یک دیوار از ۵ متر بیشتر شود باید کلاف قائم میانی تعبیه گردد.

مورد دوم و سوم: در محورهای ۱ و C طول بازشو بیشتر از ۲ متر می باشد که طبقه مورد ۶ بند ۸-۵-۵-۴ هیچ یک از ابعاد بازشوها نباید از ۲ متر بیشتر باشد.

مورد چهارم: در محور ۱ فاصله بازشو از ابتدای بر خارجی ساختمان بیشتر از ۰.۷۵ متر می باشد که طبق مورد ۴ بند ۸-۵-۵-۴ این موضوع رعایت نشده است.

مورد پنجم: در محور C طول بازشو بیشتر از نصف طول دیوار می باشد که طبقه مورد ۳ بند ۸-۵-۵-۴ رعایت نشده است.

مورد ششم: طبق بند ۸-۵-۴-۱ مورد ۳ قسمت الف اندازه پیشامدگی در هر راستایی نباید از یک پنجم بعد ساختمان در همان راستا بیشتر باشد که در پلان رعایت نشده است و باید توسط درز انقطاع جدا شود.

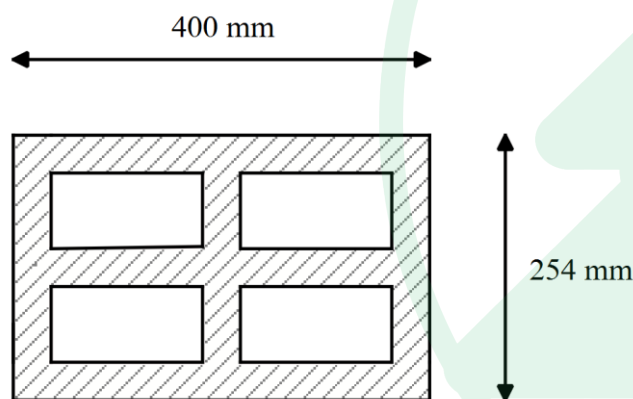
در کل پلان ۶ مورد رعایت نشده است.

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه



۴۳- برای احداث یک ساختمان دو طبقه با مصالح بنایی در شهر کرمان، پیمانکار استفاده از بلوک‌های سیمانی توخالی با مقطع نشان داده شده را پیشنهاد داده است. ضخامت تمام جداره‌های داخلی و خارجی (پوسته و جان) این بلوک 35 میلی‌متر است، با رعایت الزامات استانداردهای معتبر کدام یک از گزینه‌های زیر در این مورد صحیح است؟



- (1) استفاده از این بلوک فقط در دیوارهای غیر سازه‌ای مجاز است.
- (2) استفاده از این بلوک در تمام دیوارها مجاز است.
- (3) استفاده از این بلوک در هیچ دیواری مجاز نیست.
- (4) استفاده از این بلوک فقط در سازه‌های بنایی مسلح مجاز است.

سبزسازه



حل:

مطابق مبحث هشتم ۹۸- ص ۳۰ و ۳۱ - بند ۴-۲-۲-۸ و جدول ۱-۲-۸
و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم پیوست ۱:

جدول ۸-۲-۱ ضوابط هندسی گروه‌های مختلف آجر رسی و بلوک‌های سیمانی						
آجر رسی یا بلوک سیمانی						
سوراخ‌دار	توخالی					
	آجر رسی			بلوک سیمانی		
	نوع ۱	نوع ۲	نوع ۳	نوع ۱	نوع ۲	نوع ۳
حجم فضاهای خالی نسبت به حجم کل						
	$> 35\%$	$> 45\%$	$> 55\%$	$> 25\%$	$> 50\%$	$> 60\%$
	و	و	و	و	و	و
	$\leq 35\%$	$\leq 55\%$	$\leq 70\%$	$\leq 50\%$	$\leq 60\%$	$\leq 70\%$
حجم هر فضای خالی نسبت به حجم کل						
	$\leq 10\%$	$\leq 12.5\%$	محدود به مساحت	$\leq 12.5\%$	$\leq$	محدود به مساحت (رجوع به بند)
مساحت هر فضای خالی						
محدود به حجم	محدود به حجم	محدود به حجم	برای چندحفره: ۲۸۰۰ میلی‌متر مربع $\leq$	محدود به حجم	محدود به حجم	برای چندحفره: ۲۸۰۰ میلی‌متر مربع $\leq$
(رجوع به بند)	(رجوع به بند)	(رجوع به بند)	برای تک حفره: ۱۸۰۰۰ میلی‌متر مربع $\leq$	(رجوع به بند)	(رجوع به بند)	برای تک حفره: ۱۸۰۰۰ میلی‌متر مربع $\leq$
مجموع ضخامت جان‌ها و پوسته‌ها در هر امتداد نسبت به کل طول یا عرض در همان امتداد						
$\geq 30\%$	$\geq 30\%$	$\geq 20\%$	بدون محدودیت	$\geq 30\%$	$\geq 30\%$	بدون محدودیت

در مناطق با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد و زیاد (به آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ رجوع شود)، واحدهای مصالح بنایی توخالی که در دیوارهای سازه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند باید دارای شرایط زیر باشند:

۱- واحدهای مصالح بنایی توخالی نوع ۲ و ۳، تنها در دیوارهای غیرسازه‌ای مجاز است.



- ۲- در واحدهای مصالح بنایی سوراخ‌دار و توخالی، سوراخ‌ها باید عمود بر سطح بزرگ واحد مصالح بنایی و به طور یک‌نواخت در سطح آن توزیع شوند. در آجرهای رسی اندازه سوراخ‌های مربعی و قطر سوراخ‌های دایره‌ای باید حداکثر به ۲۵ میلی‌متر محدود شود و ضخامت پوسته بیش از ۱۵ میلی‌متر و جداره داخلی بین دو سوراخ بیش از ۱۰ میلی‌متر باشد. در صورت تأمین نشدن شرایط فوق، بکار بردن این واحدهای مصالح بنایی فقط در دیوارهای غیرسازه‌ای مجاز است.
- ۳- جان آجر توخالی باید در کل عرض واحد مصالح بنایی امتداد یابد.
- واحدهای مصالح بنایی بر حسب ساختار، کاربرد و نوع ماده به انواع: آجر (رسی، ماسه آهکی، بتنی و سبک)، بلوک (بتنی و سفالی) و سنگ تقسیم می‌شوند.

سبزه‌سازه



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۷	کرج	تهران				*
۱۸	کردکوی	گلستان			*	
۱۹	کرکوند	اصفهان			*	
۲۰	کرمان	کرمان				*

ابتدا باید کنترل شود که بلوک نوع یک می باشد یا نوع ۲ و ۳: نسبت مجموع ضخامت جان ها و پوسته های بلوک در هر راستا نسبت به کل طول یا عرض در آن راستا به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\frac{3 * 35}{400} * 100 = 26.25\% \geq 20\% \rightarrow$$

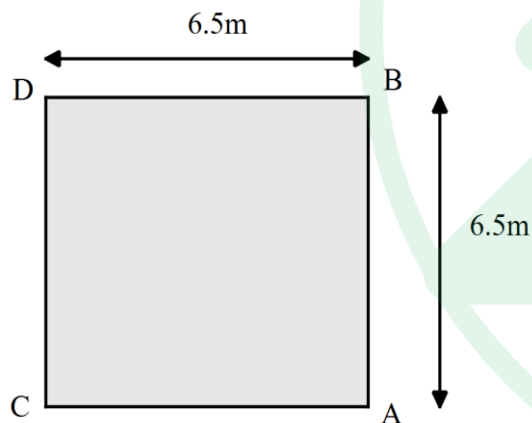
در نتیجه بلوک توخالی نوع ۲ محسوب می شود.

بلوک نوع ۲ بوده و کرمان در منطقه با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد قرار دارد و با توجه به بند ۸-۲-۲-۴ (پ) مورد ۱ در منطقه با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد واحد مصالح بنایی توخالی نوع ۲ و ۳ فقط در دیوارهای غیرسازه ای به کار گرفته می شوند.

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



۴۴- ابعاد شالوده منفرد برای یک جرثقیل برجی، بر اساس ترکیبات بار طراحی به روش تنش مجاز و با این فرض که در ترکیب بار کنترل کننده، تنش زیر پی در ضلع CD برابر با صفر و در ضلع AB برابر 250 kpa باشد، 6.5*6.5*1.6 متر اعلام شده است. اگر در عمل ابعاد پی اجرا شده 7.5*7.5*1.6 متر باشد، تنش حداکثر در زیر پی، تحت ترکیب بارگذاری کنترل کننده موردنظر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (ضریب بار مرده در ترکیب بحرانی موردنظر برابر واحد و وزن مخصوص بتن $25 \frac{kN}{m^3}$ فرض شده و از وزن خاک روی پی صرف نظر شود. توزیع تنش در زیر پی خطی و نیروی برشی در پای ستون‌های جرثقیل ناچیز فرض شود).



- (1) 288 kPa
- (2) 217 kPa
- (3) 185 kPa
- (4) 148 kPa

سبزسازه



حل:

ابتدا با استفاده از تنش حداکثر و حداقل داده شده در سوال مقدار نیروی قائم و لنگر را در حالت اولیه محاسبه می‌کنیم:

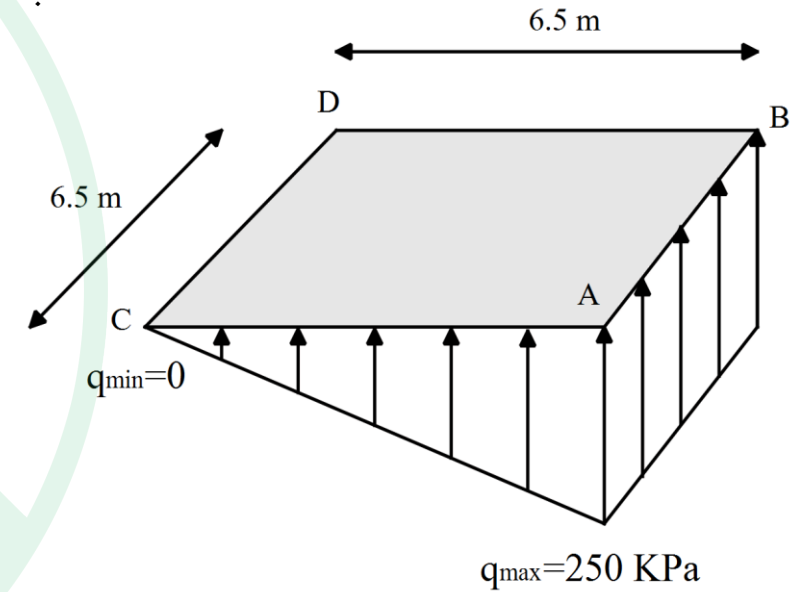
$$q = \frac{P_1}{A_1} \rightarrow \frac{q_{min} + q_{max}}{2} = \frac{P_1}{A_1} \rightarrow \frac{0 + 250}{2} = \frac{P_1}{6.5 * 6.5} \rightarrow P_1 = 5281.25 \text{ KN}$$

$$q_{max} = \frac{P_1}{A_1} + \frac{M_1}{S} \rightarrow S = \frac{bh^2}{6} \rightarrow q_{max} = \frac{P_1}{A_1} + \frac{6M_1}{bh^2}$$

$$\rightarrow 250 = \frac{5281.25}{6.5 * 6.5} + \frac{6 * M_1}{6.5 * 6.5^2} \rightarrow M_1 = 5721.35 \text{ KN.m}$$

در حالت دوم با توجه به افزایش ابعاد پی باید مقدار افزایش وزن پی را محاسبه نموده و به بار قائم اضافه کنیم:

$$P_2 = P_1 + (W_2 - W_1)$$



سبزسازه



$$W_1 = \gamma * V_1 = 25 * 6.5 * 6.5 * 1.6 = 1690 \text{ KN}$$

$$W_2 = \gamma * V_2 = 25 * 7.5 * 7.5 * 1.6 = 2250 \text{ KN}$$

$$P_2 = P_1 + (W_2 - W_1) \rightarrow P_2 = 5281.25 + (2250 - 1690) = 5841.25 \text{ KN}$$

$$M_1 = M_2$$

$$q_{max} = \frac{P_2}{A_2} + \frac{M_2}{S} \rightarrow S = \frac{bh^2}{6} \rightarrow q_{max} = \frac{P_2}{A_2} + \frac{6M_2}{bh^2}$$

$$\rightarrow q_{max} = \frac{P_2}{A_2} + \frac{6M_2}{bh^2} \rightarrow q_{max} = \frac{5841.25}{7.5 * 7.5} + \frac{6 * 5721.35}{7.5 * 7.5^2} = 185 \text{ KPa}$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۴۵- مقادیر اولیه نشست مجاز یکنواخت تحت بارگذاری استاتیکی و حداقل ضریب اطمینان به روش تنش مجاز برای واژگونی یک پی منفرد روی خاک ماسه‌ای در شرایط استاتیکی به ترتیب برابر است با:

- (1) 25 میلی‌متر و 1.75
- (2) 25 میلی‌متر و 3
- (3) 20 میلی‌متر و 2
- (4) 20 میلی‌متر و 3

سبزسازه



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

نشت غیر یکنواخت (mm)	نشت یکنواخت (mm)	سیستم سازه‌ای	نوع پی	خاک
۱۲,۵	۲۵	قاب فولادی یا بتنی	منفرد	ماسه
۲۰	۴۰		نواری	
۲۵	۵۰		گسترده	
۲۵	۵۰	قاب فولادی یا بتنی	منفرد	رس
۲۵	۷۰		نواری	
۵۰	۱۰۰		گسترده	

جدول ۷-۴-۴ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد - نواری)

تراوش		برشی				نوع حالت حدی
فشار روبه بالا	رگاب	پایداری کلی	واژگونی ساختمان	ظرفیت باربری	لغزش	
۱/۵	۴	۱/۵	۱/۷۵	۳	۱/۵	ضریب اطمینان

سبزسازه



حل:

طبق جدول ۷-۴-۲ و جدول ۷-۴-۴ مبحث هفتم:

نشست یکنواخت پی منفرد روی خاک ماسه‌ای برابر 25 میلی‌متر است و ضریب اطمینان پی در برابر واژگونی برابر 1.75 می‌باشد.

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



۴۶- برای اولین لایه زمین از تراز شروع فونداسیون عمیق به عمق ده متر ظرفیت برشی باربری متوسط جداره شمع که از روش تحلیلی به دست آمده است برابر 15 kPa و پس از آن برای عمق تا 25 متری از شروع شمع ظرفیت باربری جداره شمع برابر 20 kPa برآورده شده است. شمع از نوع بتنی درجاریز به قطر 800 میلی‌متر می‌باشد. اگر حداکثر بار قائم فشاری در شرایط استاتیکی با روش تنش مجاز برابر 240 kN برای شمع محاسبه شده باشد، حداقل طول قابل قبول شمع بر حسب متر به کدام مقدار نزدیک‌تر خواهد بود؟ (در محاسبات از وزن شمع و مقاومت نوک آن صرف نظر نمایید.)

(1) 11.6

(2) 12.7

(3) 21.6

(4) 25

سبزسازه



باربری فشاری R_c را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$(۷-۶-۲)$$

$$R_c = R_b + R_s$$

در رابطه فوق:

R_b مقاومت نوک شمع و R_s مقاومت جداره شمع است که مقادیر آن‌ها را می‌توان با استفاده از روابط زیر

به دست آورد:

$$(۷-۶-۳)$$

$$R_b = q_b A_b$$

$$(۷-۶-۴)$$

$$R_s = \sum_{i=1}^n q_{si} A_{si}$$

در این روابط:

q_b = ظرفیت باربری نوک شمع

A_b = مساحت مؤثر سطح قاعده نوک شمع

q_{si} = ظرفیت باربری جداره شمع در لایه i

A_{si} = مساحت مؤثر سطح جانبی شمع در لایه i

مقادیر q_b و q_{si} را می‌توان با استفاده از روابط محاسباتی معتبر و بر اساس پارامترهای حاصل از نتایج

مطالعات ژئوتکنیک یا بهره‌گیری از نتایج آزمایش‌های برجا به دست آورد.

جدول ۷-۶-۱ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش مقاومت مجاز)

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری		ضریب اطمینان (F.S.)
فشاری/کششی	فقط روش	کوبشی	۳
	تحلیلی	درجاریز	۴

سبزسازه



الف - ظرفیت باربری نوک شمع q_b را می توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$q_b = cN_c^* + \bar{q} N_q^* \quad (7-6-5)$$

که در آن c چسبندگی خاک در اطراف و زیر نوک شمع و $\bar{q}$ تنش موثر قائم در تراز نوک شمع است.

برای محاسبه N_c^* و N_q^* باید از روابط معتبری مانند "مابرهوف"، "وسیک"، "جانبو"، "کولهاوی"

(مخصوص شمع های درجاریز) یا هر روش دیگری که در مراجع معتبر آمده است، استفاده نمود.

مقاومت نوک را در خاک های چسبنده رسی می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$q_b = N_i \cdot S_u \quad (7-6-6)$$

که در آن S_u حداقل مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رس در تراز نوک شمع است. N_i ضریب ظرفیت

باربری است که تابعی از قطر شمع است و به شرح زیر تعیین می شود:

- برای قطر شمع کوچکتر از 0.5 m برابر ۹

- برای قطر شمع بین 0.5 m تا 1 m برابر ۷

- برای قطر شمع بزرگتر از 1 m برابر ۶

سبزسازه



ب- مقاومت باربری جدار شمع در لایه i ، q_{si} را می‌توان از هر یک از روش‌های تنش کل (مانند α) یا تنش موثر (مانند β) محاسبه نمود.

در روش تنش کل مقدار q_{si} از فرمول زیر حاصل می‌گردد:

$$q_{si} = \alpha \times S_u \quad (7-6-7)$$

که در آن S_u مقاومت برشی زهکشی نشده و α ضریبی است که در محدوده ۰/۳ تا ۱ تغییر می‌کند.

بر اساس روش تنش موثر β ، مقاومت واحد جداری شمع در خاک‌های غیرچسبنده و در هر عمق Z در طول شمع از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$q_{si} = \beta \sigma'_v \quad (7-6-8)$$

که در آن β فاکتور مقاومت جدار و σ'_v تنش قائم مؤثر خاک در کنار شمع در عمق Z است. فاکتور

مقاومت جداری، β ، به‌طور کلی در دامنه ۰/۲ تا ۱/۵ تغییر می‌کند.

سبزسازه



حل:

طبق بند ۷-۶-۴-۱-۲ و جدول ۷-۶-۱ از مبحث هفتم داریم:

$$F_S = 4$$

$$R_C = R_b + R_s$$

$$R_b = 0$$

طبق صورت سوال از مقاومت نوک شمع صرف نظر می شود داریم:

$$R_s = \sum_1^n q_{si} * A_{si}$$

مقاومت جدار شمع به صورت زیر محاسبه می شود:

$$A_{si} = \text{محیط شمع} * \text{طول شمع} = L_i * \pi * D$$

$$q_{s1} = 15 \text{ KPa}$$

$$q_{s2} = 20 \text{ KPa}$$

$$R_s = 15 * 10 * \pi * 0.8 + 20 * L_2 * \pi * 0.8$$

سبزسازه



$$R_{all} = \frac{R_c}{F_s}$$

$$R_{all} = 240 \text{ KN}$$

$$R_c = R_s$$

$$R_{all} = \frac{R_c}{F_s} \rightarrow 240 = \frac{15 * 10 * \pi * 0.8 + 20 * L_2 * \pi * 0.8}{4}$$

$$\rightarrow L_2 = 11.6 \text{ m}$$

$$\rightarrow L = L_1 + L_2 = 10 + 11.6 = 21.6 \text{ m}$$

طول کل شمع به صورت زیر محاسبه می شود:

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۴۷- برای شرایط استاتیکی و لرزه‌ای سازه‌های نگهبان با دیوارهای وزنی، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

- (1) ضریب اطمینان پایداری در لغزش در حالت استاتیکی 3 و در حالت لرزه ای 2 می‌باشد.
- (2) ضریب اطمینان واژگونی در حالت استاتیکی 3 و در حالت لرزه ای 2 می‌باشد.
- (3) ضریب اطمینان پایداری در لغزش در حالت استاتیکی 2 و در حالت لرزه ای 1.2 می‌باشد.
- (4) ضریب اطمینان واژگونی در حالت استاتیکی 1.75 و در حالت لرزه ای 1.2 می‌باشد.

سبزسازه



حل:

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

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

طبق جدول ۳-۵-۷ مبحث هفتم:

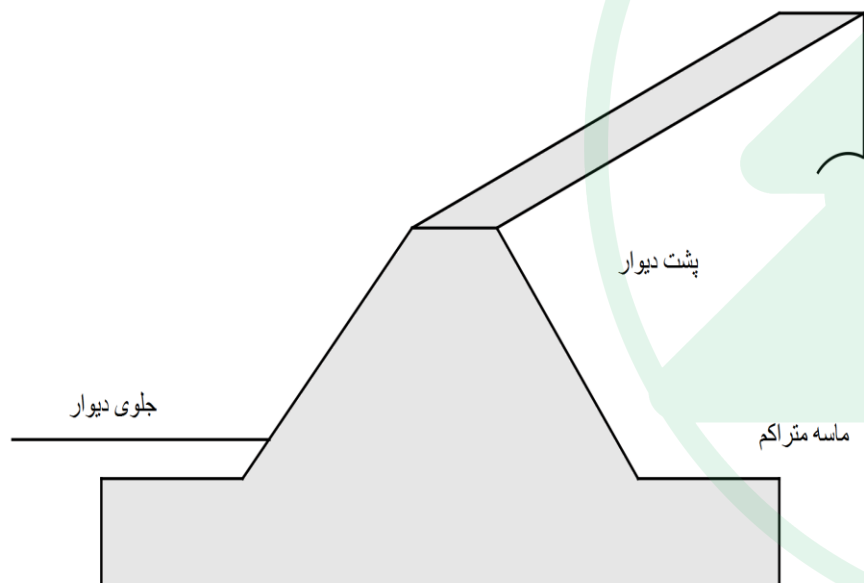
ضریب اطمینان سازه‌های نگهبان با دیوارهای وزنی در برابر واژگونی در حالت استاتیکی برابر ۱.۷۵ در حالت لرزه‌ای برابر ۱.۲ می‌باشد.

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



۴۸- بالای دیوار حائلی به ارتفاع 10 متر تحت بهره برداری 11 میلی متر نسبت به زمین جابه جایی افقی داشته است، کدامیک از گزینه های زیر برای این دیوار صحیح است؟



- (1) فشار در پشت دیوار محرک و در جلوی دیوار فشار در حالت سکون است.
- (2) فشار در پشت دیوار در حالت سکون و در جلوی دیوار کمتر از فشار مقاوم است.
- (3) فشار در پشت دیوار محرک و در جلوی آن فشار مقاوم است.
- (4) فشار در پشت دیوار محرک و در جلوی دیوار کمتر از فشار مقاوم است.

سبزسازه



۷-۵-۵-۲-۲: فشار محرک و مقاوم خاک

در شرایطی که حرکت دیوار نسبت به خاک بزرگتر یا مساوی مقادیر جدول ۷-۵-۱ باشد، میزان فشار وارده از خاک در حالت محرک یا مقاوم می‌باشد. با احتساب تغییر مکان دیوار معادل مقادیر زیر، برای محاسبه فشارهای فوق می‌توان از روابط رانکین یا کولمب استفاده نمود.

جدول ۷-۵-۱ تغییر شکل افقی (Δx) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

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



حل:

طبق بند ۷-۵-۵-۲ و جدول ۷-۵-۱ در مبحث هفتم برای ماسه متراکم داریم:

$$H = 10 \text{ m} = 10000 \text{ mm}$$

برای ماسه متراکم در حالت محرک:

$$\Delta_a = 0.001 * 10000 = 10 \text{ mm}$$

برای ماسه متراکم در حالت مقاوم:

$$\Delta_p = 0.01 * 10000 = 100 \text{ mm}$$

در حالت بهره‌برداری داریم:

$$\Delta_{Ser} = 11 \text{ mm} < \Delta_p = 100 \text{ mm}$$

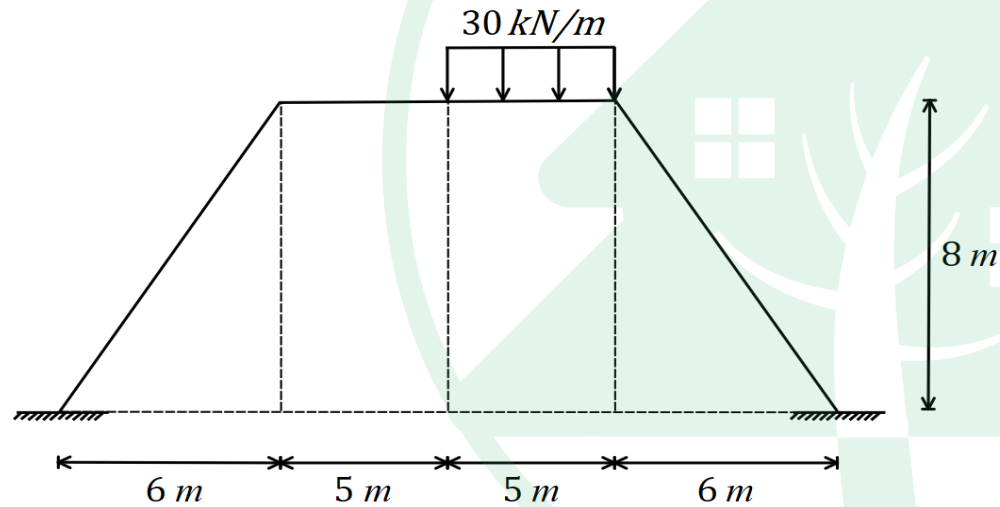
$$\Delta_{Ser} = 11 \text{ mm} > \Delta_a = 10 \text{ mm}$$

پس می‌توان نتیجه گرفت که فشار در پشت دیوار محرک و در جلوی دیوار کمتر از فشار مقاوم می‌باشد.

پاسخ: گزینه ۴



۴۹- در قاب شکل زیر مقدار لنگر خمشی در وسط تیر افقی بر حسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (تمام اعضاء دارای صلبیت خمشی یکسانی می باشند.)



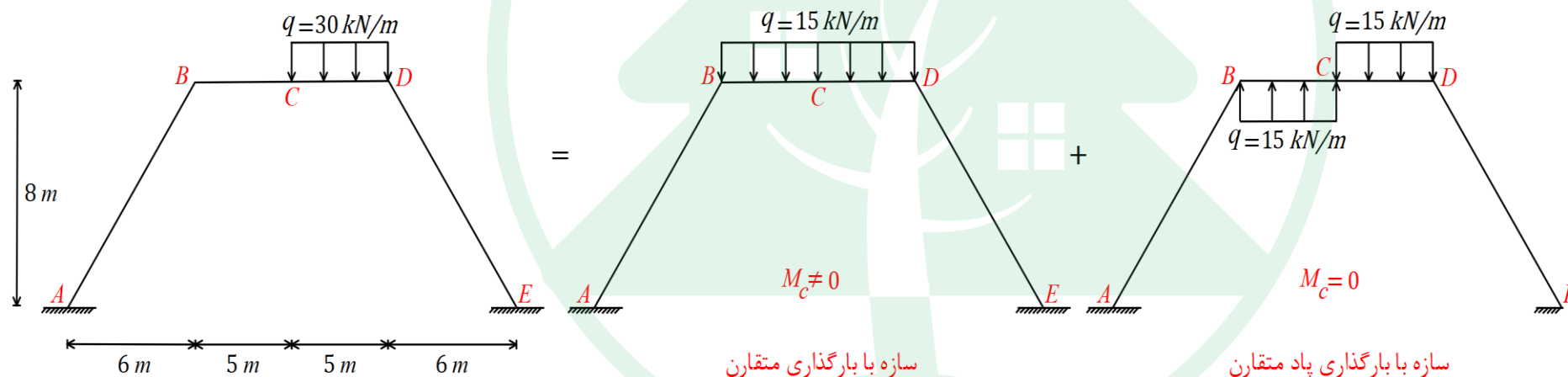
- (1) 133
- (2) 125
- (3) 104
- (4) 87

سبزسازه



حل :

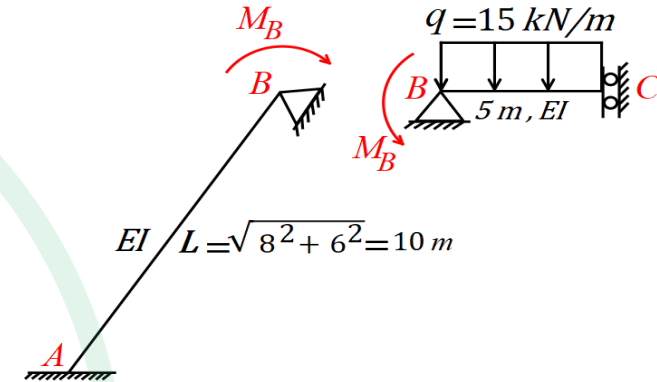
مطابق فصل 15 در سنامه مربوط به خواص تقارن در سازه‌ها با توجه به اینکه سازه متقارن بوده و تحت بارگذاری کلی قرار دارد ابتدا سازه را به دو سازه با بارگذاری متقارن و پادمتقارن تبدیل کرده و سپس مقدار لنگر خمشی را در وسط تیر افقی هر دو سازه محاسبه نموده و در انتها از اصل جمع آثار قوا مقدار کل لنگر خمشی در وسط تیر افقی در سازه را بدست می‌آوریم:



همانطور که مشاهده می‌کنید با توجه به صفر شدن لنگر خمشی در وسط تیر با بارگذاری پاد متقارن تنها سازه با بارگذاری متقارن را تحلیل می‌کنیم:



$$\curvearrowright^+ \theta_{B_L} = \theta_{B_R} \rightarrow + \frac{M_B * 10}{4 EI} = - \frac{M_B * 5}{EI} + \frac{15 * 5^3}{3 EI} \rightarrow M_B = 83.34 \text{ kN.m}$$

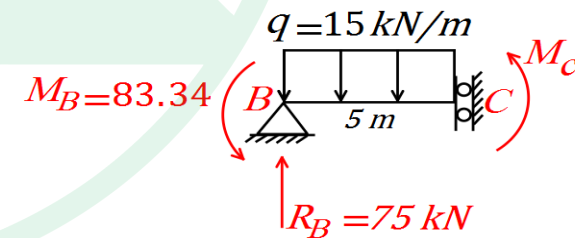


با توجه به مشخص شدن لنگر در نقطه B در ادامه می‌توان در قطعه BC با نوشتن رابطه تعادل لنگر حول نقطه C مقدار لنگر خمشی در نقطه C را محاسبه نمود. بنابراین:

$$\uparrow^+ \sum F_y = 0 \rightarrow R_B = 15 * 5 = 75 \text{ kN}$$

$$\curvearrowright^+ \sum M_C = 0 \rightarrow M_C + 83.34 + 15 * 5 * \frac{5}{2} = 75 * 5$$

$$\rightarrow M_C = 375 - 83.34 - 187.5 \simeq 104 \text{ kN.m}$$

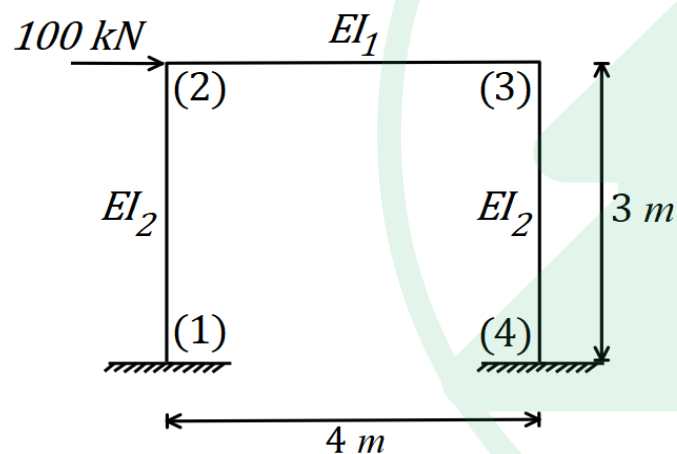


پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۵۰- تحلیل الاستیک مرتبه اول سازه شکل زیر، با فرض بی‌نهایت بودن سختی محوری تیر، نشان می‌دهد که جابجایی قائم گره ۲، ۰.۱۲ میلی‌متر است. لنگر در تکیه‌گاه شماره ۴ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (برای ستون‌ها $EA = 8 \times 10^5 \text{ kN}$ فرض شده، از تغییرشکل‌های برشی صرف نظر شود. E مدول الاستیسته و A سطح مقطع عضو است.)



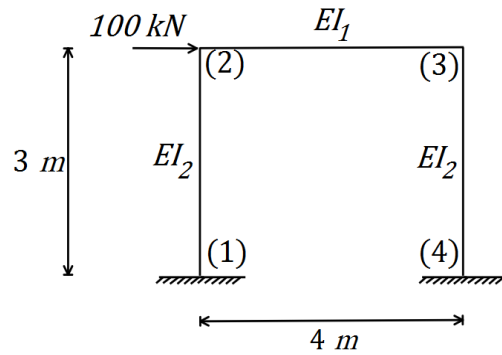
- (1) 54 kN.m
- (2) 86 kN.m
- (3) 108 kN.m
- (4) 150 kN.m

سبزسازه

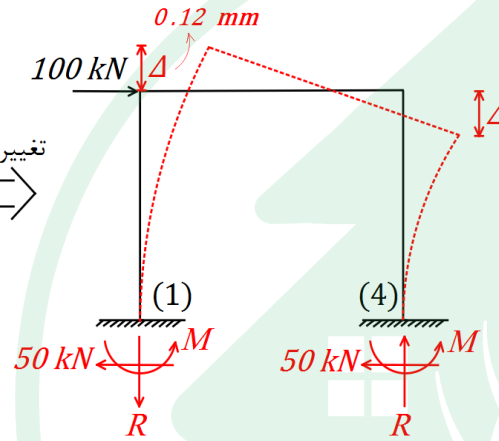


حل:

روش حل اول:



تغییر شکل قاب
⇒



با توجه به اینکه سازه متقارن می باشد نیروی برشی پای ستون ها در تکیه گاه شماره (1) و (4) برابر بوده و نصف کل بار جانبی است همچنین با توجه به اینکه مقدار جابه جایی قائم گره (2) در صورت سوال داده شده است می توانیم به راحتی مقدار نیروی محوری در ستون ها (R) را محاسبه کنیم:

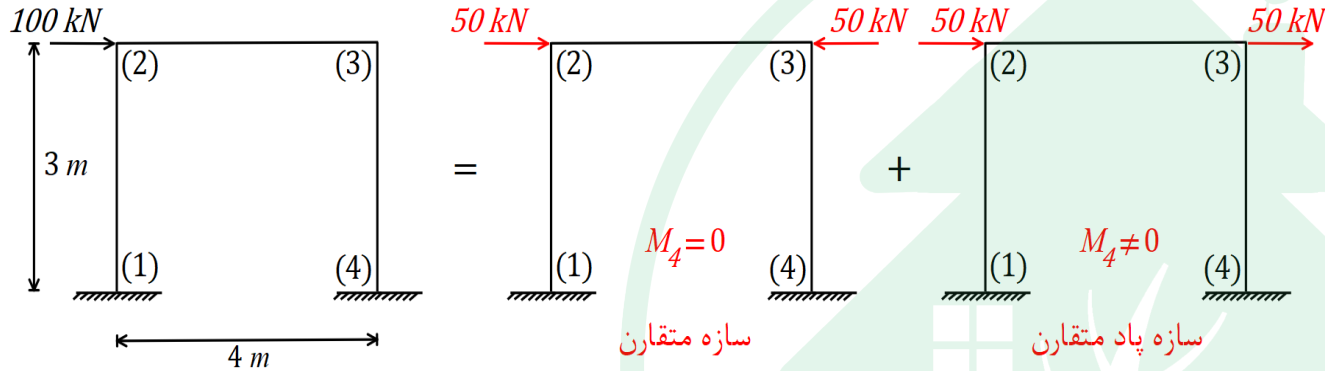
$$\Delta = \frac{R * L}{AE} \rightarrow 0.12 * 10^{-3} = \frac{R * 3}{8 * 10^5} \rightarrow R = 32 \text{ kN}$$

با توجه به برابر بودن نیروی محوری در ستون ها و همچنین برابری لنگر در تکیه گاه های شماره (1) و (4) و ($M_1 = M_4$) داریم:

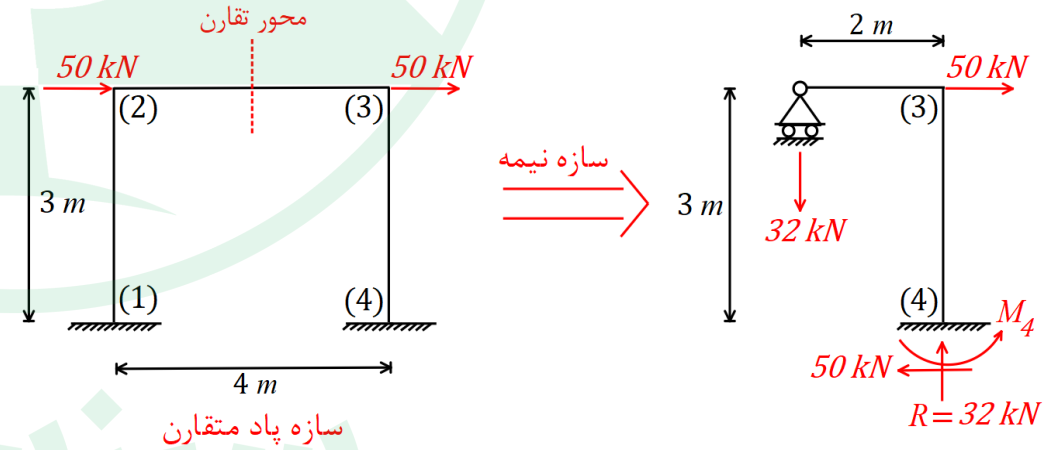
$$\sum M_1 = 0 \rightarrow -2M - 32 * 4 + 100 * 3 = 0 \rightarrow M = 86 \text{ KN.m}$$



چون سازه متقارن بوده و تحت بارگذاری کلی قرار دارد سازه تبدیل به دو سازه با بارگذاری متقارن و پاد متقارن شده و آن‌ها را تحلیل می‌کنیم:



با توجه به صفر بودن لنگر در تکیه‌گاه شماره (4) در سازه با بارگذاری متقارن تنها سازه با بارگذاری پاد متقارن را تحلیل می‌کنیم. چون در محل محور تقارن شیب داریم و لنگر صفر می‌باشد و همچنین با توجه به حرکت جانبی قاب در محل محور تقارن تکیه‌گاه غلتکی قرار داده و سازه نیمه به صورت زیر می‌باشد. بنابراین:

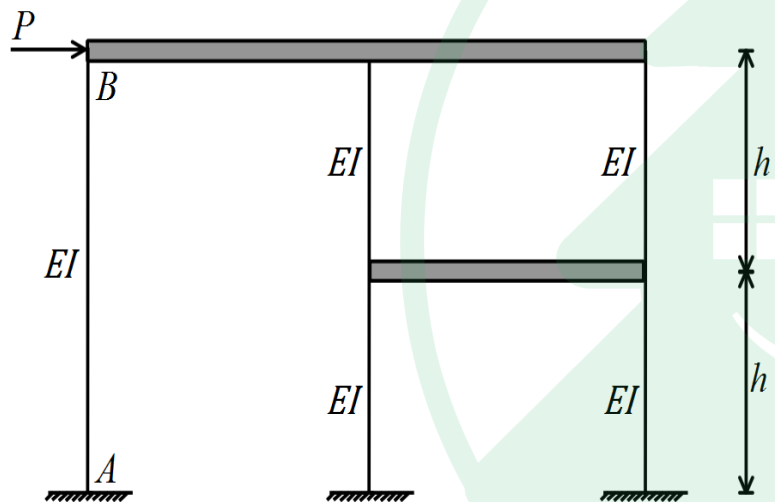


$$\sum M_4 = 0 \rightarrow M_4 = 50 \times 3 - 32 \times 2 \rightarrow M_4 = 86 \text{ kN.m}$$

پاسخ: گزینه ۲



۵۱- در قاب شکل زیر چنانچه تیرها از لحاظ خمشی و محوری صلب فرض شوند، حداکثر لنگر خمشی ستون AB به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



$$\frac{1}{12} Ph \quad (1)$$

$$\frac{1}{6} Ph \quad (2)$$

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

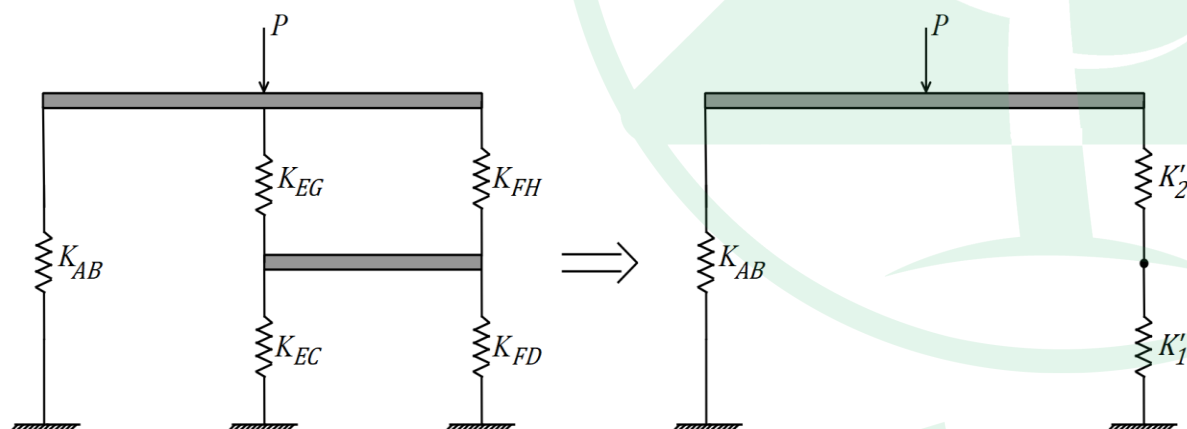
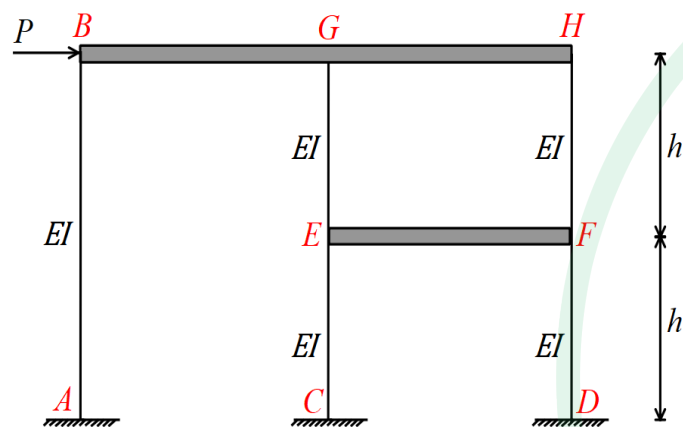
$$\frac{1}{9} Ph \quad (4)$$

سبزسازه



حل:

مطابق فصل 14 درسنامه مربوط به فنرها سازه را به صورت زیر با فنر مدلسازی می کنیم:



سبزه سازه



$$K_{EG} = K_{EC} = K_{FD} = K_{FH} = \frac{12 EI}{h^3} \quad , \quad K_{AB} = \frac{12 EI}{(2h)^3} = \frac{3 EI}{2 h^3}$$

$$K'_1 = K_{EC} + K_{FD} = 2 * \frac{12 EI}{h^3} = \frac{24 EI}{h^3}$$

$$K'_2 = K_{EG} + K_{FH} = 2 * \frac{12 EI}{h^3} = \frac{24 EI}{h^3}$$

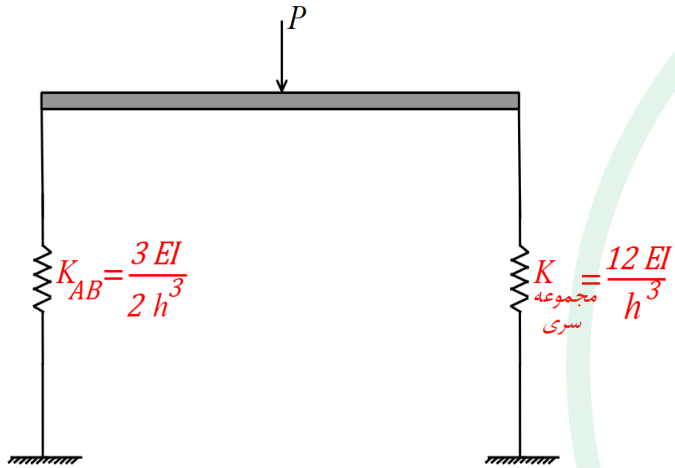
ستون‌های EC و FD و ستون‌های EG و FH با توجه به اینکه سقف طبقات صلب بود و جابه‌جایی آن‌ها برابر است در هر طبقه با هم مانند فنرهای موازی رفتار کرده و در طبقات اول و دوم فنرهای معادل آن‌ها (K'_1 و K'_2) با هم به صورت فنرهای سری عمل می‌کنند و سختی مجموعه فنرهای سری به صورت زیر می‌باشد:

$$K = \frac{K'_1 * K'_2}{K'_1 + K'_2} = \frac{\frac{24 EI}{h^3} * \frac{24 EI}{h^3}}{\frac{24 EI}{h^3} + \frac{24 EI}{h^3}} = \frac{12 EI}{h^3}$$

سبزسازه



در نهایت شکل نهایی مدلسازی سازه با فنر به صورت زیر می باشد:



چون سقف صلب بوده و تغییر مکان ستون ها برابر می باشد لذا رفتار ستون ها مانند دو فنر موازی بوده و نیروی P به نسبت سختی بین آن ها توزیع می شود. بنابراین:

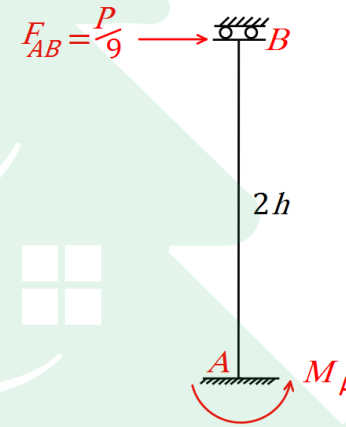
$$F_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{\text{مجموعه سري}}} * P = \frac{\frac{3EI}{2h^3}}{\frac{3EI}{2h^3} + \frac{12EI}{h^3}} * P \rightarrow F_{AB} = \frac{1}{9} P \quad \text{سهم ستون AB از نیروی } P$$

سبزسازه



در نهایت لنگر حداکثر در ستون AB به صورت زیر می باشد:

$$M_A = \frac{F_{AB} * L_{AB}}{2} = \frac{\frac{P}{9} * 2h}{2} = \frac{1}{9} Ph$$



پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



۵۲- برای قاب نشان داده شده در شکل زیر، تغییرمکان افقی تکیه‌گاه D به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (EI در تمام اعضا یکسان بوده و از تغییرشکل‌های محوری و برشی صرف نظر شود).

$$\frac{PL^3}{8EI} \quad (1)$$

$$\frac{PL^3}{16EI} \quad (2)$$

$$\frac{PL^3}{4EI} \quad (3)$$

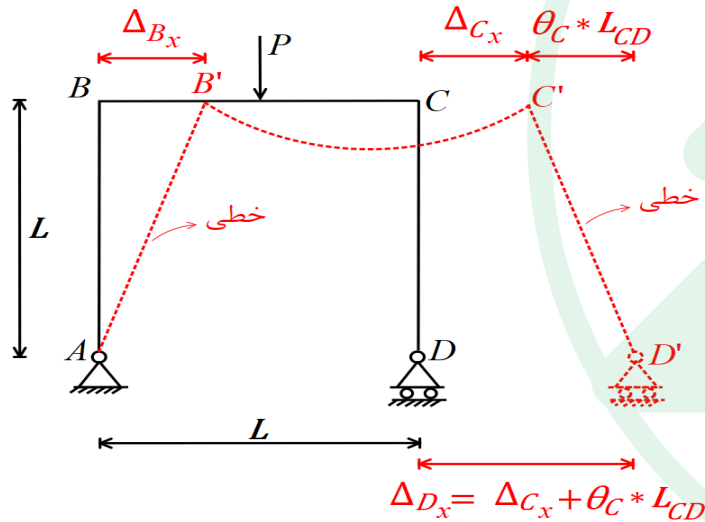
$$\frac{PL^3}{12EI} \quad (4)$$

سبزسازه



حل:

با توجه به اینکه لنگر خمشی داخلی در ستون‌های AB و CD صفر می‌باشد بنابراین تغییر شکل این ستون‌ها خطی بوده و با رسم هندسه تغییر شکل در سازه و با استفاده از روابط حفظی خیز و شیب در تیرهای دو سر مفصل می‌توان تغییر شکل‌های سازه را محاسبه نمود:



با توجه به هندسه تغییر شکل سازه چون لنگر خمشی در ستون‌های AB و CD صفر می‌باشد لذا قطعه BC از سازه مانند تیر دو سر مفصل که دچار تغییر شکل شده است. بنابراین:

سبزه سازه

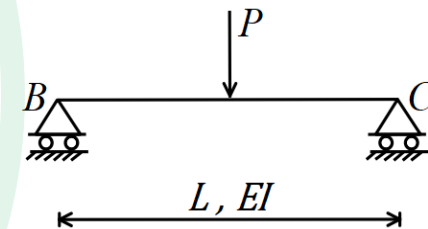


$$\begin{cases} \theta_A = \theta_B \\ \theta_C = \theta_D \end{cases} \rightarrow \theta_A = \theta_C = \frac{PL^2}{16EI}$$

$$\rightarrow \Delta_{B_x} = \Delta_{C_x} = \theta_A * L_{AB} = \frac{PL^2}{16EI} * L = \frac{PL^3}{16EI}$$

$$\rightarrow \Delta_{D_x} = \Delta_{C_x} + \theta_C * L_{CD} = \frac{PL^3}{16EI} + \frac{PL^2}{16EI} * L = \frac{PL^3}{8EI}$$

$$(M_B = M_C = 0)$$



پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



۵۳- چنانچه مقدار برش پایه یک ساختمان فولادی منظم 10 طبقه از روی زمین با وزن موثر لرزه‌ای و ارتفاع یکسان در کلیه طبقات و زمان تناوب اصلی برابر 1.5 ثانیه، مساوی V_u باشد، نسبت مجموع نیروهای جانبی پنج طبقه فوقانی به مجموع نیروهای جانبی پنج طبقه تحتانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

- (1) 5
- (2) 4
- (3) 3
- (4) 2

سبزسازه



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

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

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

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 (۱-۳) 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:

$$K=0.5T+0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (۷-۳)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از 0.5 ثانیه و بزرگ‌تر از 2.5 ثانیه باید به ترتیب برابر با $1/0$ و $2/0$ در نظر گرفته شود.

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



حل:

طبق بند ۳-۳-۶ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

$$0.5 \text{ sec} \leq T = 1.5 \text{ sec} \leq 2.5 \text{ sec}$$

$$\rightarrow K = 0.5 * T + 0.75 = 0.5 * 1.5 + 0.75 = 1.5$$

$$F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 = \frac{W * h^{1.5} (1^{1.5} + 2^{1.5} + 3^{1.5} + 4^{1.5} + 5^{1.5})}{W * h^{1.5} (1^{1.5} + 2^{1.5} + 3^{1.5} + 4^{1.5} + 5^{1.5} + 6^{1.5} + 7^{1.5} + 8^{1.5} + 9^{1.5} + 10^{1.5})} V_u$$

$$F_6 + F_7 + F_8 + F_9 + F_{10} = \frac{W * h^{1.5} (6^{1.5} + 7^{1.5} + 8^{1.5} + 9^{1.5} + 10^{1.5})}{W * h^{1.5} (1^{1.5} + 2^{1.5} + 3^{1.5} + 4^{1.5} + 5^{1.5} + 6^{1.5} + 7^{1.5} + 8^{1.5} + 9^{1.5} + 10^{1.5})} V_u$$

در نهایت نسبت خواسته شده به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\frac{F_6 + F_7 + F_8 + F_9 + F_{10}}{F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5} = \frac{(6^{1.5} + 7^{1.5} + 8^{1.5} + 9^{1.5} + 10^{1.5})}{(1^{1.5} + 2^{1.5} + 3^{1.5} + 4^{1.5} + 5^{1.5})} = 4.06$$

پاسخ: گزینه ۲



۵۴- یک ساختمان اداری با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه به ارتفاع 45 متر از تراز پایه بر روی خاک نوع II در شهر ارومیه واقع شده است. در صورتی که زمان تناوب تحلیلی سازه 1.5 ثانیه و وزن موثر لرزه‌ای آن 90000 kN باشد. نیروی برش پایه استاتیکی (V_u) سازه بر حسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ساختمان دارای جداگرهای میان‌قابی بوده و مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد می‌کند و $\rho = 1$ است.)

- (1) 5300
- (2) 3800
- (3) 4200
- (4) 4800

سبزسازه



گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

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

۳-۳-۴ ضریب اهمیت ساختمان، ۱

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

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

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

سبزسازه



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

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

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۵۱	اردبیل	اردبیل			*	
۵۲	اردستان	اصفهان			*	
۵۳	اردکان	یزد		*		
۵۴	اردکان	فارس			*	
۵۵	اردل	چهارمحال و بختیاری				*
۵۶	ارزوئیه	کرمان			*	
۵۷	ارستجان	فارس		*		
۵۸	ارکواز ملک شاهی	ایلام		*		
۵۹	ارمغان خانه	زنجان			*	
۶۰	ارمنیجان	کرمانشاه				*
۶۱	اروست	مازندران			*	
۶۲	ارومیه	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:

$$B=B_1N$$

(۱-۲)

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

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

$$B_1=S_0+(S-S_0+1)(T/T_0)$$

$$0<T<T_0$$

$$B_1=S+1$$

$$T_0<T<T_s$$

(۲-۲)

$$B_1=(S+1)(T_s/T)$$

$$T>T_s$$

سبزسازه



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

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

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

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

(۳-۲)

$$N = 1.7$$

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

سبزسازه



۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

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

(۳-۳)

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.

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



$$V_u = CW$$

(۱-۳)

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی در حد 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 $1/4$ تقسیم شود.

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

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

$$C = \frac{ABI}{R_u}$$

(۲-۳)

در این رابطه:

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

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

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

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

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

$$V_{u \min} = 0.12AIW$$

(۳-۳)



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

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

سبزسازه



حل: طبق استاندارد ۲۸۰۰ ارومیه در منطقه با خطر لرزه‌ای زیاد قرار دارد بنابراین:

$$A = 0.30$$

$$T = \min(1.25T_a, T_m)$$

$$T_a = 0.8 * 0.08 * H^{0.75} = 0.8 * 0.08 * 45^{0.75} = 1.11 \text{ sec}$$

$$T_m = 1.5 \text{ sec}$$

$$T = \min(1.25 * 1.11 = 1.39, 1.5) = 1.39 \text{ sec}$$

$$T_s = 0.5$$

در ادامه ضریب بازتاب را تعیین می‌کنیم با توجه به خاک نوع II:

$$S = 1.5$$

$$T = 1.39 > T_s = 0.5 \rightarrow B_1 = (S + 1) * \left(\frac{T_s}{T}\right) = (1.5 + 1) * \left(\frac{0.5}{1.39}\right) = 0.899$$

$$T_s = 0.5 < T = 1.39 < 4 \text{ sec} \rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s} * (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.5} * (1.39 - 0.5) + 1 = 1.178$$

$$B = B_1 * N = 0.899 * 1.178 = 1.059$$



طبق جدول ۳-۴ برای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه داریم:

$$R_u = 7.5$$

ساختمان اداری:

$$I = 1$$

در نهایت با استفاده از رابطه زیر نیروی برش پایه بدست می آید:

$$V_u = \frac{ABIW}{R_u} = \frac{0.30 * 1.059 * 1}{7.5} * 90000 = 3812.4 \text{ kN}$$

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



۵۵- در یک بیمارستان پنج طبقه به ارتفاع 24 متر از تراز پایه و با سیستم قاب خمشی بتنی ویژه در هر دو راستای اصلی، مقادیر زمان تناوب اصلی سازه بر اساس دو نوع تحلیل با سختی‌های کاهش یافته اعضاء به شرح جدول زیر است. حداکثر زمان تناوب برای تعیین تغییرمکان جانبی نسبی در اثر زلزله طرح در تحلیل استاتیکی معادل به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (اثر جداگرهای میان قابی ناچیز فرض شود).

تحلیل	سختی تیر	سختی ستون	زمان تناوب (ثانیه)
1	0.35Ig	0.7Ig	1.43
2	0.5Ig	Ig	1.20

- (1) 1.40 ثانیه
- (2) 1.20 ثانیه
- (3) 1.09 ثانیه
- (4) 0.87 ثانیه

سبزسازه



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

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

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

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

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$



۳-۳-۳-۳ سختی قطعات بتن آرمه

در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان‌های بتن آرمه اثر ترک خوردگی اعضاء در سختی خمشی آنها باید در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان سختی مؤثر اعضا را برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

$$I_e = 0.5I_g \quad \text{در تیرها}$$

$$I_e = I_g \quad \text{در ستون‌ها و دیوارها}$$

در این روابط I_g ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. توجه شود مقادیر فوق تنها در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان کاربرد دارد.

سبزسازه



حل:

با توجه به بند ۳-۵-۳ و اعمال محدودیت مربوط به زمان تناوب در بند ۳-۳-۳-۱ داریم:

$$T = \min(1.25T_a, T_m)$$

$$T_a = 0.05 * H^{0.9} = 0.05 * 24^{0.9} = 0.873 \text{ sec}$$

تعیین زمان تناوب تحلیلی در جدول داده شده متناظر با سختی تیر $0.5I_g$

و سختی ستون I_g :

$$T_m = 1.20 \text{ sec}$$

$$T = \min(1.25 * 0.873 = 1.09 \text{ sec}, 1.20 \text{ sec}) = 1.09 \text{ sec}$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۵۶- با فرض برقراری شرایط استفاده از روش ساده شده تحلیل و طراحی برای یک ساختمان مسکونی سه طبقه به ارتفاع ده متر از تراز پایه بر روی زمین نوع III در شهر زنجان، ضریب زلزله بر اساس این روش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (از سیستم قاب ساختمانی فولادی با مهاربندی همگرای معمولی فولادی در هر دو امتداد متعامد استفاده خواهد شد).

0.17 (1

0.24 (2

0.28 (3

0.35 (4

سبزسازه



۱۳-۳ روش ساده‌شده تحلیل و طراحی

۱-۳-۱۳-۳ نیروی برش پایه

نیروی برشی پایه از رابطه (۱-۳) محاسبه می‌شود، با این تفاوت که در این روش C ، ضریب زلزله، از رابطه (۱۷-۳) به دست می‌آید،

$$C = \frac{ABIF}{R_u} \quad (۱۷-۳)$$

A ، I و R_u ضرایب تعریف شده در بند (۱-۳-۳) می‌باشند.

B : ضریب بازتاب ساختمان است که در روش ساده‌شده برابر $B=S+1$ در نظر گرفته می‌شود. ضریب S با توجه به نوع زمین و پهنه‌بندی خطر زلزله با استفاده از جدول (۲-۲) تعیین می‌شود.

F : ضریبی است که برای ساختمان‌های ۱ الی ۳ طبقه به ترتیب برابر ۱، ۱/۱ و ۱/۲ در نظر گرفته می‌شود.

۲-۳-۱۳-۳ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برش پایه که طبق بند فوق محاسبه شده است، مطابق رابطه (۱۸-۳) در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد.

$$F_i = \frac{W_i}{W} V_u \quad (۱۸-۳)$$

در این رابطه W_i بخشی از وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان است که به تراز طبقه i نسبت داده شده است.

سبزسازه



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

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

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۵	زنجان	زنجان			*	

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

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



گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

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

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

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

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

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰



حل:

مطابق بند ۳-۱۳-۱ ضریب زلزله را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$C = \frac{ABIF}{R_u}$$

مطابق جدول ۲-۱ زنگان در منطقه با خطر لرزه ای زیاد قرار دارد:

$$A = 0.30$$

خاک نوع III:

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

ساختمان مسکونی با اهمیت متوسط طبق جدول ۳-۳ داریم:

$$I = 1$$

سیستم قاب ساختمانی فولادی با مهاربندی همگرای معمولی طبق جدول ۳-۴ داریم:

$$R_u = 3.5$$

مطابق بند ۳-۱۳-۱ برای ساختمان سه طبقه داریم:

$$F = 1.2$$

سبزسازه



در نهایت ضریب زلزله را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$C = \frac{ABIF}{R_u} = \frac{0.30 * 2.75 * 1 * 1.2}{3.5} = 0.283$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۵۷- مقدار نیروی افقی وارد بر دیافراگم سقف طبقه چهارم یک ساختمان اداری شش طبقه در شهر مشهد با مشخصات زیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید وزن موثر لرزه‌ای هر طبقه 1500 کیلونیوتن، زمان تناوب اصلی ساختمان 0.6 ثانیه، ارتفاع طبقات 4 متر و مقدار نیروی برش پایه برابر 2000 کیلونیوتن است. همچنین فرض نمایید، دیافراگم‌ها صلب بوده و ساختمان فاقد خرپشته است.)

(1) 482 kN

(2) 450 kN

(3) 225 kN

(4) 145 kN

سبزسازه



۳-۸-۳ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۳-۱۵) محاسبه شوند.

$$F_{pui} = \left(\frac{\sum_{j=1}^n F_{uj}}{\sum_{j=1}^n W_j} \right) W_i \quad (۳-۱۵)$$

در این رابطه:

F_{pui} : نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i ، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند (۳-۳-۱-۱)

F_{uj} و W_j : به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۳-۳-۶)

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0.5 AIW_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

سبزسازه



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

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

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

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

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:

$$K=0.5T+0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (۳-۷)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از 0.5 ثانیه و بزرگ‌تر از 2.5 ثانیه باید به ترتیب برابر با 1.0 و 2.0 در نظر گرفته شود.



گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

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

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

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

جدول ۱-۲ 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
۴۷	مشهد	خراسان رضوی			*	



حل: مطابق بند ۳-۸-۳ نیروی وارد بر دیافراگم سقف طبقه چهارم را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$T = 0.6 \text{ sec}$$

$$K = 0.5 * T + 0.75 = 0.5 * 0.6 + 0.75 = 1.05$$

$$F_{Pu4} = \frac{F_{u4} + F_{u5} + F_{u6}}{w + w + w} * w = \frac{F_{u4} + F_{u5} + F_{u6}}{3}$$

$$F_{u4} + F_{u5} + F_{u6} = \frac{W * h^{1.05} * (4^{1.05} + 5^{1.05} + 6^{1.05})}{W * h^{1.05} * (1^{1.05} + 2^{1.05} + 3^{1.05} + 4^{1.05} + 5^{1.05} + 6^{1.05})} * V_u = 0.723 * V_u$$

$$F_{Pu4} = \frac{0.723 * V_u}{3} = \frac{0.723 * 2000}{3} = 482 \text{ KN}$$

$$A = 0.30$$

$$I = 1$$

$$F_{Pumin4} = 0.5AIW_4 = 0.5 * 0.30 * 1 * 1500 = 225 \text{ KN}$$

$$F_{Pumax4} = AIW_4 = 0.30 * 1 * 1500 = 450 \text{ KN}$$

$$F_{Pu4} = 482 \text{ KN} \leq F_{Pumax4} = 450 \text{ KN} \rightarrow \text{not ok} \times \rightarrow F_{Pu4} = 450 \text{ KN}$$

پاسخ: گزینه ۲



۵۸- دیوار جانپناه طره‌ای با وزن 2.5 کیلونیوتن بر متر مربع و ارتفاع 1.8 متر را در بام یک ساختمان ده طبقه مسکونی واقع در شیراز در نظر بگیرید. لنگر خمشی ناشی از نیروی زلزله برای طراحی در حد مقاومت تکیه‌گاه این دیوار به کدامیک از گزینه‌های زیر بر حسب $kN.m/m$ نزدیک‌تر است؟ (خاک از نوع II فرض شود).

- (1) 4.8
- (2) 4.05
- (3) 3.70
- (4) 2.25

سبزسازه



۲-۴ نیروی زلزله

۱-۲-۴ نیروی جانبی زلزله

نیروی جانبی مؤثر بر اجزای غیرسازه‌ای را می‌توان با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل، طبق بند (۱-۱-۲-۴) و یا روش تحلیل طیفی طبق بند (۲-۱-۲-۴) محاسبه نمود. در محاسبه نیروی جانبی ضریب نامعینی ρ و ضریب اضافه مقاومت Ω_0 مربوط به سازه اصلی برابر با ۱/۰ منظور می‌شوند.

۱-۱-۲-۴ روش تحلیل استاتیکی معادل

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

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

در این رابطه:

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

A = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

$1+S$ = ضریب شتاب طیفی طبق بند (۱-۳-۲)

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

I_p = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

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

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

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

H = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه



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

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

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

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

جدول ۱-۴ ضرایب اجزای معماری

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

سبزشازه



گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

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

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

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

جدول ۱-۲ 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
۴۰	شیراز	فارس			*



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

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

سبزسازی



حل:

مطابق بند ۴-۲-۱-۱ نیروی جانبی وارد بر دیوار جانپناه را به صورت زیر محاسبه می کنیم:

$$V_{Pu} = \frac{0.4 * a_p * A * (S + 1) * I_p * W_p}{R_{Pu}} * (1 + 2 * \frac{Z}{H})$$

$$V_{Pumin} = 0.3 * A * (S + 1) * I_p * W_p$$

$$V_{Pumax} = 1.6 * A * (S + 1) * I_p * W_p$$

$$A = 0.30$$

$$S = 1.5$$

$$a_p = 2.5$$

$$R_{Pu} = 2.5$$

$$I_p = 1$$

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

$$W_p = 2.5 \text{ KN}$$

با توجه به اینکه دیوار جانپناه در بالای پشت بام می باشد:

سبزسازه



$$V_{Pu} = \frac{0.4 * 2.5 * 0.30 * (1.5 + 1) * 1 * 2.5}{2.5} * (1 + 2 * 1) = 2.25 \frac{KN}{m^2}$$

$$V_{Pumin} = 0.3 * 0.30 * (1.5 + 1) * 1 * 2.5 = 0.563 \frac{KN}{m^2}$$

$$V_{Pumax} = 1.6 * 0.30 * (1.5 + 1) * 1 * 2.5 = 3 \frac{KN}{m^2}$$

$$V_{Pumin} = 0.563 \frac{KN}{m^2} \leq V_{Pu} = 2.25 \frac{KN}{m^2} \leq V_{Pumax} = 3 \frac{KN}{m^2} \rightarrow OK \checkmark$$

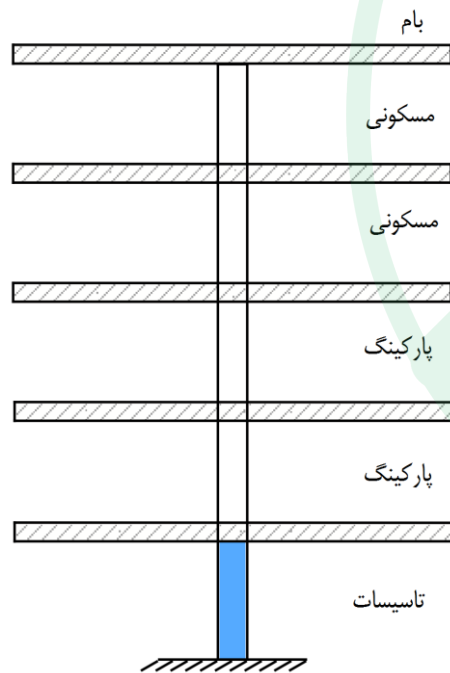
$$M_u = \frac{V_{Pu} * L^2}{2} = \frac{2.25 * 1.8^2}{2} = 3.645 \frac{kN \cdot m}{m}$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۵۹- شکل زیر ستون میانی یک ساختمان را نشان می‌دهد که دارای دو طبقه مسکونی، دو طبقه پارکینگ و یک طبقه تاسیسات است. سطح بارگیر ستون در هر طبقه 30 متر مربع می‌باشد. ستون پایین‌ترین طبقه را برای حداقل چه بار زنده‌ای بر حسب کیلونیوتن می‌توان طراحی نمود؟ فرض کنید بار زنده بام، طبقات مسکونی و پارکینگ به ترتیب 1.5، 2 و 5 کیلونیوتن بر متر مربع است. (وزن متوسط تیغه‌های سبک در طبقات مسکونی 0.6 کیلونیوتن بر مترمربع می‌باشد. نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید.) **(با تغییر)**



- | | |
|-----|-----|
| 381 | (1) |
| 460 | (2) |
| 190 | (3) |
| 260 | (4) |

سبزسازه



۵-۵-۶ کاهش بارهای زنده طبقات

مقادیر حداقل بارهای زنده گسترده (L_0) طبقات راکه در جدول ۱-۵-۶ داده شده ، می‌توان بر طبق ملاحظات بندهای ۱-۵-۵-۶ الی ۵-۵-۵-۶ برای محاسبه بار زنده طراحی (L) کاهش داد. ضوابط مربوط به کاهش بار زنده بامها در بند ۶-۵-۶ ارائه شده است.

۱-۵-۵-۶ کاهش در بارهای زنده گسترده یکنواخت

بار زنده گسترده اعضایی راکه برای آنها، مقدار $K_{LL} A_T$ برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، می‌توان با در نظر گرفتن محدودیت‌های بندهای ۲-۵-۵-۶ تا ۵-۵-۵-۶، طبق رابطه (۱-۵-۶) کاهش داد:

$$L = L_0 \left[0.25 + \frac{4/57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right] \quad (1-5-6)$$

که در آن:

L : بار زنده طراحی کاهش یافته در هر مترمربع، وارد شده بر عضو

L_0 : حداقل بار زنده گسترده یکنواخت در هر مترمربع، وارد شده بر عضو (از جدول ۱-۵-۶)

K_{LL} : ضریب موقعیت عضو (از جدول ۲-۵-۶)

A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضایی که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند نباید از $L_0/5$ و برای اعضایی که بار دو طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند از $L_0/4$ کمتر باشد.



۳-۵-۵-۶ محل عبور یا پارک خودروهای سواری

کاهش بارهای زنده محل عبور یا پارک خودروهای سواری مجاز نمی‌باشد.

استثناء: کاهش بارهای زنده اعضایی که بار ۲ طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند، به میزان ۲۰٪ مجاز می‌باشد.

جدول ۲-۵-۶ ضریب موقعیت عضو برای بار زنده K_{LL}

ردیف	عضو سازه‌ای	K_{LL}
۱	ستون داخلی	۴
۲	ستون خارجی بدون دال‌های طره‌ای	۴
۳	ستون کناری با دال طره‌ای	۳
۴	ستون گوشه‌ای با دال طره‌ای	۲
۵	تیر کناری بدون دال طره‌ای	۲
۶	تیر داخلی	۲
۷	بقیه اعضا ذکر نشده شامل:	
۱-۷	تیر کناری با دال طره‌ای	۱
۲-۷	تیر طره‌ای	۱
۳-۷	دال یک‌طرفه	۱
۴-۷	دال دو طرفه	۱
۵-۷	اعضایی که فاقد قابلیت انتقال پیوسته برش در جهت عمود بر دهانه خود باشند.	۱



توسط رابطه ۲-۵-۶ باشد.

$$L_T = L_0 R_1 R_2 \quad 0.6 \text{ kN/m}^2 \leq L_T \leq 1.5 \text{ kN/m}^2 \quad (2-5-6)$$

که در این رابطه:

L_T : بار زنده طراحی کاهش یافته بام در هر مترمربع تصویر افقی سطح نگهداری شده توسط عضو
 L_0 : حداقل بار زنده گسترده یکنواخت کاهش نیافته بام در هر مترمربع تصویر افقی سطح نگهداری
 شده توسط عضو (جدول ۱-۵-۶)
 R_1 و R_2 مطابق روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$R_1 = \begin{cases} 1 & \text{برای } A_T \leq 18 \text{ m}^2 \\ 1/2 - 0.111 A_T & \text{برای } 18 \text{ m}^2 < A_T \leq 54 \text{ m}^2 \\ 0.6 & \text{برای } A_T > 54 \text{ m}^2 \end{cases} \quad (3-5-6)$$

که در آن A_T سطح بارگیر عضو (بر حسب مترمربع) می‌باشد.

ضریب R_2 از رابطه ۴-۵-۶ محاسبه می‌شود.

$$R_2 = \begin{cases} 1 & \text{برای } S \leq 33 \\ 1/2 - 0.006 S & \text{برای } 33 < S < 100 \\ 0.6 & \text{برای } S \geq 100 \end{cases} \quad (4-5-6)$$



۶-۵-۲-۲ ضوابط مربوط به جداکننده‌ها

در ساختمان‌های اداری یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از جداکننده‌های داخلی با وزن هر مترمربع ۱ کیلونیوتون بر مترمربع، با یا بدون جابجایی موقعیت آن‌ها وجود دارد، باید وزن آن‌ها بدون توجه به اینکه در نقشه‌ها نشان داده شده یا نشده باشند، منظور گردند.

در ساختمان‌هایی که جداکننده‌های سبک، نظیر دیوارهای ساندویچی و ورق گچی با وزن هر مترمربع سطح کمتر از $0/4$ کیلونیوتون بر مترمربع دیوار به کار برده می‌شوند، بار گسترده معادل وارد بر کف را باید حداقل $0/5$ کیلونیوتون بر مترمربع در نظر گرفت. در سایر موارد، بار گسترده معادل وزن جداکننده‌ها و تیغه‌ها بر کف را نباید کمتر از ۱ کیلونیوتون بر مترمربع منظور نمود. بار گسترده معادل جداکننده‌ها در محاسبات جزو بار زنده محسوب می‌گردند اما در تعیین نیروی زلزله این بارها باید در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای به بارمرده اضافه شوند.

سبزسازه



حل:

تعیین بار زنده کاهش یافته بام طبق بند ۶-۵-۶ داریم:

$$L_R = L_0 * R_1 * R_2$$

$$\rightarrow 18 m^2 \leq A_T = 30 m^2 \leq 54 m^2 \rightarrow R_1 = 1.2 - 0.0111 * 30 = 0.867$$

$$R_2 = 1$$

بام تخت می باشد:

$$L_R = 1.5 * 0.867 * 1 = 1.3 \frac{KN}{m^2}$$

$$0.6 \frac{KN}{m^2} \leq L_R = 1.3 \frac{KN}{m^2} \leq 1.5 \frac{KN}{m^2} \rightarrow OK \checkmark$$

تعیین بار زنده کاهش یافته طبقات پارکینگ طبق بند ۶-۵-۵-۳ داریم:

چون عضو دو طبقه بار پارکینگ را تحمل می کند لذا 20 درصد کاهش بار زنده در طبقات پارکینگ در نظر گرفته می شود:

$$L_{\text{پارکینگ}} = 0.8 * 5 = 4$$



تعیین بار زنده کاهش یافته طبقات مسکونی طبق بند ۶-۵-۵-۱ داریم:

$$A_T = 2 * 30 = 60 \text{ m}^2$$

ستون داخلی طبق جدول ۶-۵-۲ داریم:

$$K_{LL} = 4$$

$$K_{LL} * A_T = 4 * 60 = 240 \text{ m}^2 \geq 37 \text{ m}^2 \rightarrow OK \text{ مجاز به کاهش هستیم}$$

$$L = L_0 * \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} * A_T}} \right) = 2 * \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{240}} \right) = 1.09 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \geq 0.4 * 2 = 0.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad OK \quad \checkmark$$

بار معادل تیغه‌های سبک به صورت زنده بوده و به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$P_{L \text{ تیغه}} = \max \left(0.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}, 0.6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) = 0.6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

در نهایت بار زنده کاهش یافته ستون میانی به صورت زیر بدست می‌آید:

$$P_L = 30 * 1.3 + 30 * 2 * 4 + 30 * 2 * (1.09 + 0.6) = 380.4 \text{ KN}$$

پاسخ: گزینه ۱



۶۰- دیوار آجری به ضخامت 350 میلی‌متر و به طول 16 متر متعلق به سطح بیرونی طبقه همکف یک مدرسه یک طبقه به ارتفاع 5 متر در یک زمین متراکم می‌باشد. چنانچه مقدار فشار مبنای باد برابر $0.383 \frac{kN}{m^2}$ باشد، نیروی باد جهشی رو به دیوار برحسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟
(با تغییر)

- (1) 30
- (2) 15
- (3) 10
- (4) 26

سبزسازه



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

۱-۴-۱۰-۶ فشار یا مکش خارجی

فشار یا مکش خارجی تحت اثر باد روی سیستم اصلی باربر یا روی جزئی از سطح خارجی ساختمان از رابطه (۴-۱۰-۶-الف) به دست می‌آید.

$$P = I_w q C_e C_t C_g C_p C_d \quad (۴-۱۰-۶-الف)$$

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 (۴-۱-۲)

q : فشار مبنای باد بر اساس بند ۴-۱۰-۳ و رابطه ۴-۱۰-۲

C_e : ضریب اثر تغییر سرعت طبق بند ۴-۱۰-۶

C_t : ضریب پستی و بلندی زمین طبق بند ۴-۱۰-۷

C_g : ضریب اثر تند باد طبق بند ۴-۱۰-۸ یا ۴-۱۰-۹

C_p : ضریب فشار طبق بند ۴-۱۰-۸ یا ۴-۱۰-۹

C_d : ضریب هم‌راستایی باد طبق بند ۴-۱۰-۱۲



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

گروه خطرپذیری	نوع کاربری
۲	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی قابل توجه شود مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری، یا هر فضای سرپوشیده‌ای که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر زیر یک سقف باشد. ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشند لکن خرابی آن‌ها خسارت اقتصادی قابل توجهی داشته یا باعث از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد مانند موزه‌ها، کتابخانه‌ها و به طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پرازش نگهداری می‌شود. ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تأسیسات صنعتی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشند لیکن خرابی آن‌ها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش‌سوزی وسیع می‌شود مانند پالایشگاه‌ها، مراکز گازرسانی، انبارهای سوخت یا هرگونه ساختمان یا تأسیساتی که محل ساخت یا نگهداری مقادیری از موادی مانند سوخت‌های خطرناک یا مواد شیمیایی یا زباله خطرناک یا مواد منفجره باشند.

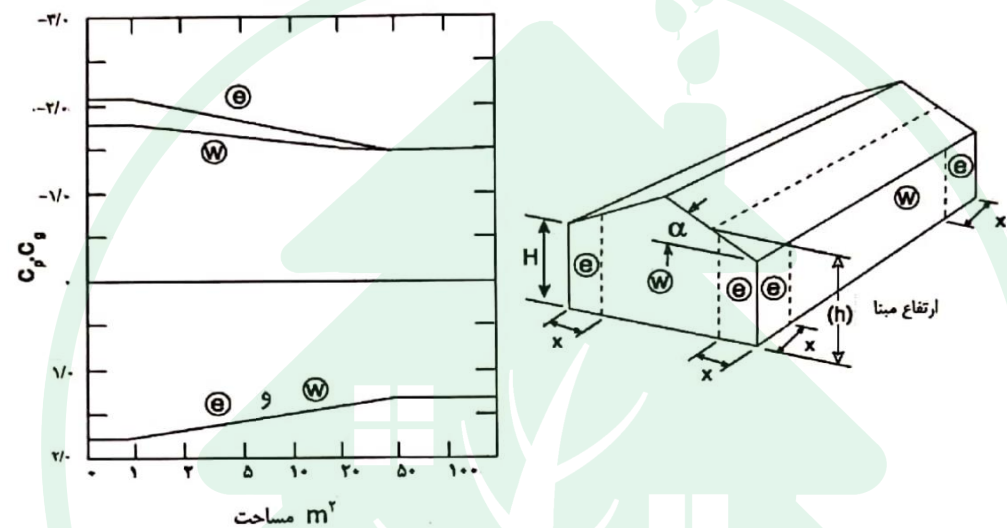
جدول ۲-۱-۶ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

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

سبز سازه





شکل ۵-۱۰-۶ ضرایب ترکیبی فشار و مکش خارجی $C_p C_g$ برای طراحی دیوار و پوشش نما

۷-۱۰-۶ ضریب پستی و بلندی زمین C_t

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



۶-۱۰-۱۲ ضریب هم راستایی باد C_d

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

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

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

سبزسازه



۶-۱۰-۱ ارتفاع مبنا

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

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

۶-۱۰-۳ ضریب C_e در نواحی پرتراکم

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

$$C_e = 0.7 \left(\frac{Z}{12} \right)^{1/3} \geq 0.7 \quad (6-10-6)$$

سبزسازه



حل:

مقدار فشار باد رو به دیوار طبق بند ۶-۱۰-۴ به صورت زیر بدست می‌آید:

$$P = I_W * q * C_e * C_t * C_p * C_g * C_d$$

$$I_W = 1.1$$

$$q = 0.383 \frac{KN}{m^2}$$

$$Z = 5m$$

$$C_e = 0.7 * \left(\frac{Z}{12}\right)^{0.3} \geq 0.7 \rightarrow C_e = 0.7 * \left(\frac{5}{12}\right)^{0.3} = 0.54 \not\geq 0.7 \text{ not ok} \rightarrow C_e = 0.7$$

$$C_t = 1$$

$$C_d = 0.85$$

$$A_{\text{دیوار}} = 16 * 5 = 80 m^2$$

طبق نمودار شکل ۶-۱۰-۵ و با توجه به مساحت دیوار داریم:

$$C_p C_g = 1.3$$

سبزسازه



در نهایت مقدار فشار باد رو به صورت زیر بدست می‌آید:

$$P = I_W * q * C_e * C_t * C_p * C_g * C_d = 1.1 * 0.383 * 0.7 * 1 * 1.3 * 0.85 = 0.326 \frac{KN}{m^2}$$

$$F = P * A_{\text{دیوار}} = 0.326 * 80 = 26.08 \text{ KN}$$

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه

