

بنام خدا

با سلام،

از خوانندگان محترم تقاضا دارم در صورت مشاهده هر گونه ایرادی از طریق صفحه زیر اطلاع دهند تا پاسخها اصلاح شوند:

۱- کانال تلگرام ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران): @Nezam_hoseinzadehasl

۲- ارسال پرسش از طریق تلگرام: <https://telegram.me/mhoseinzadehasl>

۳- وبسایت شخصی: <http://www.hoseinzadeh.net/nezam.htm>

در کانال فوق همچنین به سوالات مطرح در زمینه سوالات پاسخ داده خواهد شد.

همچنین می توانید از طریق ایمیل زیر با بنده در ارتباط باشید:

hoseinzadeh.m@gmail.com

hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱- ساختمان 6 طبقه از روی تراز پایه، با ارتفاع طبقات یکسان و برابر 3.2 متر و با وزن یکسان در کلیه طبقات، دارای سیستم دوگانه "قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط" در سه طبقه تحتانی و سیستم دوگانه "قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط" در سه طبقه فوقانی می‌باشد. با استفاده از زمان تناوب تجربی، نیروی برشی حاصل از زلزله منتقله از سه طبقه فوقانی، به سیستم تحتانی حدوداً چند درصد برش کل می‌باشد؟

80 (۴)

70 (۳)

60 (۲)

50 (۱)

گزینه ۳

$$(T = 0.05H^{0.75} = 0.46) < 0.5 \rightarrow k = 1$$

$$\left. \begin{aligned} f_6 &= \frac{W \times 6h}{W(h + 2h + 3h + 4h + 5h + 6h)} V_u = 0.2857 V_u \\ f_5 &= \frac{W \times 5h}{W(h + 2h + 3h + 4h + 5h + 6h)} V_u = 0.2381 V_u \\ f_4 &= \frac{W \times 4h}{W(h + 2h + 3h + 4h + 5h + 6h)} V_u = 0.190 V_u \end{aligned} \right\} f_4 + f_5 + f_6 = 0.7138 V_u$$

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 به دست 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.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲- پلان طبقات یک ساختمان بتن مسلح را یک دال با ابعاد 14×6 متر تشکیل می دهد. اگر رفتار این دال را با توجه به نسبت طول به عرض یک طرفه فرض کنیم، طول دهانه دال یک طرفه معادل 6 متر خواهد بود. این دال برای بار زنده بدون در نظر گرفتن کاهش برابر 3.5 کیلونیوتن بر مترمربع طراحی شده است. پس از اجرا کارفرما درخواست کاربری فضای مربوطه را برای بار زنده بیشتر دارد. تعیین نمایید حداکثر چه مقدار بار زنده اضافی بر حسب kN/m^2 را می توان با رعایت مقررات کاهش سربار منظور نمود؟ گزینه نزدیک تر را انتخاب نمایید. (از اثر تغییر بار زنده این قسمت بر کل سازه صرف نظر شود و کاربری روی این دال مربوط به محل اجتماع و ازدحام نمی باشد.)

0.3 (۴) 0.4 (۳) 0.5 (۲) 0.6 (۱)

گزینه ۲

$$L_0 = 3.5 \text{ kN}$$

سازه برای بار زنده 3.5 طراحی شده است. بنابراین با احتساب کاهش سربار می توانیم حداکثر تا 3.5 kN/m^2 به آن بار زنده وارد کنیم:

$$L = L_0 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{1 \times 54}} \right] = L_{0\text{-جدید}} \times 0.872$$

$$L_{0\text{-جدید}} \times 0.872 < 3.5 \rightarrow L_{0\text{-جدید}} = 4.01 \frac{kN}{m^2}$$

در صورت کاهش سربار می توان بار زنده را به مقدار حدود $0.5 \frac{kN}{m^2}$ افزایش داد.

۶-۵-۷-۲ کاهش در بارهای زنده یکنواخت

با در نظر گرفتن محدودیت های ارائه شده در بندهای ۶-۵-۷-۳ الی ۶-۵-۷-۶، اعضای که برای آن ها مقدار $K_{LL}A_T$ برابر با 37 مترمربع یا بیشتر باشد، را می توان با استفاده از بارهای زنده کاهش یافته بر طبق رابطه (۶-۵-۱) کاهش داد:

$$L = L_0 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right] \quad (۶-۵-۱)$$

که در آن:

L : بار زنده طراحی کاهش یافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو

L_0 : بار زنده طراحی نیافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو (از جدول ۶-۵-۱)

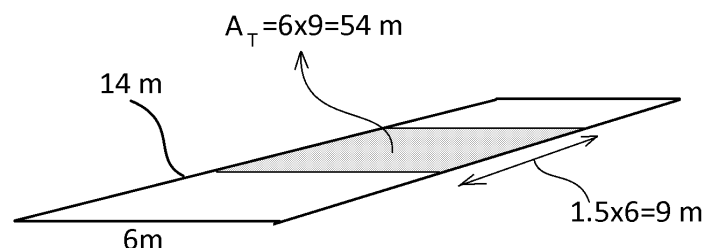
K_{LL} : ضریب عضو برای بار زنده (از جدول ۶-۵-۲)

A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضای که بار یک طبقه را تحمل می کنند نباید از $0.5L_0$ ، برای اعضای که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می کنند، نباید از $0.4L_0$ کمتر باشد.

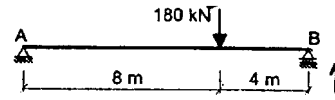
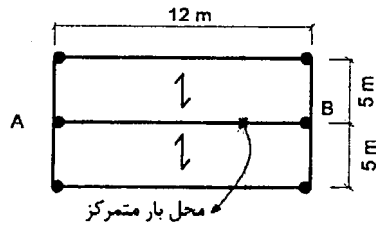
۶-۵-۷-۶ محدودیت های مربوط به دال های یک طرفه

سطح بارگیر A_T برای دال های یک طرفه از حاصلضرب دهانه دال در عرضی برابر با $1/5$ برابر دهانه دال (در جهت عمود بر آن) بیشتر نخواهد بود.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳- در شکل مقابل عکس‌العمل تکیه‌گاه B ناشی از نیروی قائم زلزله حدوداً چند کیلونیوتن باید در نظر گرفته شود؟ تیر AB دو سر مفصل، ساختمان دارای کاربری اداری و در منطقه با خطر نسبی زیاد واقع می‌باشد. بار مرده گسترده یکنواخت کف 5 kN/m^2 و بار زنده یکنواخت کف 2 kN/m^2 می‌باشند و بار متمرکز مرده بر روی تیر AB در فاصله ۴ متری از تکیه‌گاه B قرار دارد.



60 (۱)

38 (۲)

27 (۳)

صفر (۴)

گزینه ۴

• تیرهایی که بیش از نیمی از بار وارد بر آنها متمرکز باشد، مشمول حالت پ می‌شود.

سطح بار گیر تیر برابر $12 \times 5 = 60 \text{ m}^2$ می‌باشد. بنابراین کل بار وارد بر تیر برابر است با:

$$D + L = 180 + 60(5 + 2) = 600 \text{ kN}$$

بار متمرکز $0.3 = \frac{180}{600}$ کل بار وارد بر تیر را تشکیل می‌دهد و بنابراین بر این تیر بار متمرکز "قابل توجهی" وارد نمیشود

نتیجه: بند پ شامل این تیر نمی‌شود.

با توجه به اینکه سازه در منطقه با خط نسبی زیاد واقع شده است، بند الف نیز شامل آن نمی‌شود.

بنابراین زلزله قائم آن صفر می‌شود.

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

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

$$F_{Vi} = 0.6 A_i W_p$$

(۱۰-۳)

در این رابطه:

A و ا مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W_p : در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴- یک دودکش طره‌ای مهار نشده با وزن 5 kN با ارتفاع 1.5 m بر روی پشت‌بام یک ساختمان مسکونی بدون زیرزمین 6 طبقه با ارتفاع هر طبقه برابر 3.5 متر و واقع در کاشان قرار دارد نیروی برشی در حد مقاومت در پای دودکش ناشی از زلزله حدوداً چند kN است؟ (خاک ساختمانی از نوع III می‌باشد و فرض کنید دودکش در ردیف اجزای معماری قرار دارد.)

3.7 (۱) 4.3 (۲) 5.0 (۳) 5.8 (۴)

گزینه ۳

$$V_{pu} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.3 \times (1 + 1.75) \times 5 \times 1}{2.5} (1 + 2) = 4.95 \text{ kN}$$

$$V_{min} = 0.3 \times 0.3(1 + 1.75) \times 1 \times 5 = 1.24$$

$$V_{max} = 1.6 \times 0.3(1 + 1.75) \times 1 \times 5 = 6.6$$

۴-۲-۱ نیروی جانبی زلزله

نیروی جانبی مؤثر بر اجزای غیرسازه‌ای را می‌توان با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل، طبق بند (۴-۲-۱) و یا روش تحلیل طیفی طبق بند (۴-۲-۱) 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.

۴-۲-۱ روش تحلیل استاتیکی معادل

$$V_{pu}(\min) < V_{pu} < V_{pu}(\max)$$

$$0.3A(1+S)I_p W_p < \frac{0.4a_p A(1+S)W_p I_p}{R_{pu}} \left(1 + 2 \frac{Z}{H}\right) < 1.6A(1+S)I_p W_p$$

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

ضریب رفتار جزء طبق جدول (۴-۱) یا (۴-۲)

ضریب اهمیت جزء طبق بند (۴-۱-۳)

ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

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

جدول ۴-۲ ضرایب لرزه‌ای برای تجهیزات مکانیکی و برقی

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

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

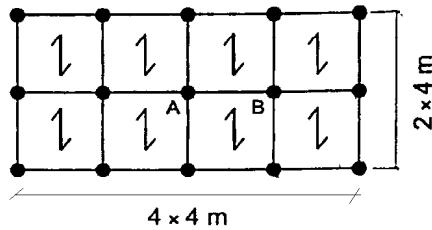
R_{pu}	a_p	جزء معماری
۱/۵	۱	۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه
۲/۵	۱	- دیوار غیرمسلح مصالح بنایی - انواع دیگر دیوار و تیغه
۲/۵	۲/۵	۲- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دیوار غیرسازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشد.
۲/۵	۱	۳- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای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

جدول ۲-۲ 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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵- شکل مقابل مربوط به پلان قسمتی از فروشگاه کوچک و خرده‌فروشی 3 طبقه است. در طبقه همکف (ورودی) که محل اجتماع می‌باشد، تیر AB با دو انتهای مفصلی (دو سر ساده) می‌باشد. لنگر خمشی ماکزیمم بدون ضریب بار ناشی از بار زنده بر حسب $kN.m$ حداقل چقدر باید در نظر گرفته شود؟ (از اثر بعد ستون صرف‌نظر شود.)



(۱) 40

(۲) 44.5

(۳) 32

(۴) 36.5

گزینه ۱

بار زنده (کاهش نیافته) وارد بر تیر AB برابر است با:

$$q = 4 \times 5 = 20 \frac{kN}{m}$$

۶-۵-۷-۵ محل اجتماع و ازدحام

بار زنده محل‌های اجتماع و ازدحام کاهش نمی‌یابد.

با توجه به بند فوق امکان کاهش بار زنده در این مثال وجود ندارد.

بنابراین لنگر ناشی از بار زنده برابر خواهد بود با:

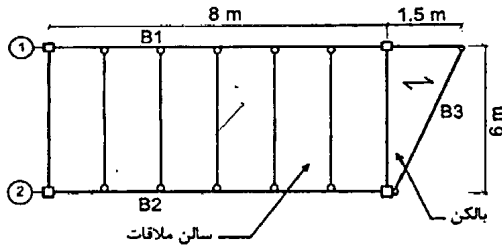
$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{20 \times 4^2}{8} = 40 \text{ kN.m}$$

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۴	ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی		
۱-۴	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها-انبار-راهروها)	۲	—
۲-۴	اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	۵	—
۵	هتل‌ها-فروشگاه‌ها		
۱-۵	اتاق‌ها و سایر فضاهای هتل‌ها، مهمانسراها و خوابگاه‌ها	۲	—
۲-۵	فروشگاه‌های کوچک و خرده‌فروشی - طبقه همکف (ورودی)	۵	۴٫۵
۳-۵	فروشگاه‌های کوچک و خرده‌فروشی - کف سایر طبقات	۳٫۵	۴٫۵
۴-۵	فروشگاه‌های عمده‌فروشی - همه طبقات	۶ ^(۳)	۴٫۵

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۶- در شکل زیر پلان تیرریزی یک قسمت از یک ساختمان اداری نشان داده شده است. لنگر خمشی حداکثر انتهای کنسول محور 1 ناشی از بارهای مرده و زنده (بدون ضریب بار) به کدام گزینه نزدیکتر است؟ (بار مرده سالن ملاقات و بالکن 4 kN/m^2 ، از وزن جانپناه و وزن مرده تیرها صرفنظر گردد، اتصال تیر B3 در دو طرف ساده فرض شود و توزیع بار در قسمت طره مطابق شکل یک طرفه فرض شود.)



18 kN.m (۱)

20 kN.m (۲)

25 kN.m (۳)

27 kN.m (۴)

گزینه ۲

بار بالکن با توجه به جهت تیرچه ابتدا به تیر لبه منتقل می شود. بار گسترده وارد بر تیرها مطابق شکل زیر مثلی خواهد بود. و سپس بار وارد بر تیر B3 در انتها به تیر طره وارد می شود. با توجه به مثلی بودن بار وارد بر B3، $\frac{2}{3}$ بار آن به تیر طره وارد می شود. نتیجه:

نصف بار بالکن به تیر B3 وارد می شود.

$\frac{2}{3}$ بار تیر B3 نیز به تیر طره وارد می شود.

بنابراین بار P وارد بر بالکن برابر $\frac{1}{3}$ کل بار وارد بر بالکن خواهد بود:

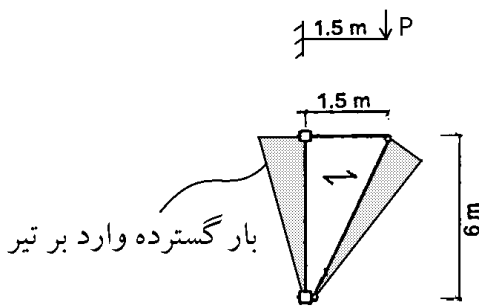
$$P = \frac{1}{3} \left(\frac{1.5 \times 6}{2} \times \left(4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \right) = 13.5 \text{ kN} \rightarrow M = 1.5P = 20.25 \text{ kN.m}$$

در رابطه فوق $5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ بار زنده مربوط به بالکن می باشد:

$$\text{بار زنده بالکن} = \text{Min}(4.5 \times 1.5, 5) = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۷	ساختمان های اداری	۲٫۵	۹
۱-۷	دفاتر کار معمولی	۴٫۵	۹
۲-۷	سالن انتظار و ملاقات - راهروهای طبقه همکف (ورودی)	۲٫۵	۹
۳-۷	راهروهای سایر طبقات	۲٫۵	۹

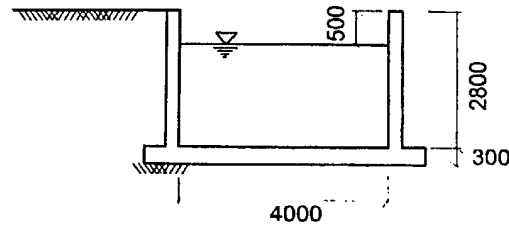


جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_0 و بار زنده متمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۶-۳	بالکنها	۱٫۵ برابر بار زنده کف اتاق های متصل به آنها. لازم نیست بیش از ۵ کیلو نیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.	—

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۷- شکل زیر برش عرضی از یک استخر با طول قابل توجه را نشان می‌دهد. این استخر در زمینی با طبقه‌بندی SW (که گزارش مکانیک خاک برای آن فعلاً ارائه نشده است) احداث می‌شود. به عنوان یک مقدار حداقل، پای دیوارهای نشان داده شده باید برای چه لنگر خمشی (با ضریب بار) جهت تعیین مقدار آرمان‌تور قائم موردنیاز سمت خاک، طراحی شوند؟ نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید. (سطح آب زیرزمینی خیلی پایین‌تر از کف استخر بوده و از آثار سربار اطراف استخر و زلزله صرف‌نظر می‌شود. ابعاد در شکل به میلی‌متر است.)



۱) 76 kN.m/m

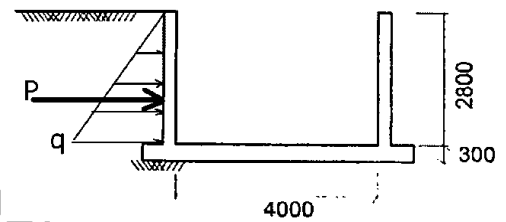
۲) 46 kN.m/m

۳) 30 kN.m/m

۴) 16 kN.m/m

گزینه ۳

فرض کنیم استخر خالی از آب باشد (در این صورت لنگر ناشی از فشار خاک به حداکثر می‌رسد):



با توجه به نوع خاک (SW) و با توجه به اینکه گزارش مکانیک خاک ارائه نشده است، فشار جانبی برابر $5.5 \frac{kN}{m^2}$ به ازای هر متر ارتفاع دیوار خواهد بود:

$$q = 5.5 \frac{kN}{m^2} \times 2.8 = 15.4 \frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow P = q \times \frac{2.8}{2} = 21.56 \frac{kN}{m} \quad \rightarrow M_{\text{بدون ضریب}} = P \times \frac{2.8}{3} = 20.12 \frac{kN \cdot m}{m}$$

ضرب بار خاک در ترکیب بارهای بتن $1.5H$ می‌باشد:

$$M_{\text{ضریب‌دار}} = 1.5 \times 20.12 = 30.18 \frac{kN \cdot m}{m}$$

۶-۴-۱ کلیات

مطالب مطرح شده در این فصل به عنوان حداقل ضوابط جهت محاسبه بارهای خاک و فشار هیدرواستاتیکی در صورت عدم ارائه بار خاک در گزارش مکانیک خاک می‌باشد. علاوه بر ضوابط این فصل، ضوابط مندرج در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان نیز باید رعایت گردد.

جدول ۶-۴-۱ بار طراحی جانبی خاک

بار طراحی جانبی خاک ^{۱)}	طبقه‌بندی	شرح مصالح انباشته شده
(kN/m^2 به ازای هر متر عمق)	یکنواخت خاک	
$5/5^{[۲]}$	GW	شن تمیز خوب دانه‌بندی شده؛ مخلوط شن و ماسه
$5/5^{[۲]}$	GP	شن تمیز بد دانه‌بندی شده؛ مخلوط شن و ماسه
$5/5^{[۲]}$	GM	شن لای‌دار؛ مخلوط شن و ماسه بد دانه‌بندی شده
$7/7^{[۲]}$	GC	شن رس‌دار؛ مخلوط شن و رس بد دانه‌بندی شده
$5/5^{[۲]}$	SW	ماسه تمیز خوب دانه‌بندی شده؛ مخلوط شن به همراه ماسه

۱) R یا S یا L_r یا $1.5D + 1.5L$

۲) E یا W یا $1.5R$ یا S یا L_r یا $1.5L$ یا $D + 1.5L$

۳) E یا W یا $1.5R$ یا S یا L_r یا $1.5L$

۴) F یا H یا $1.5R$ یا S یا L_r یا $1.5L$ یا $D + 1.5L$

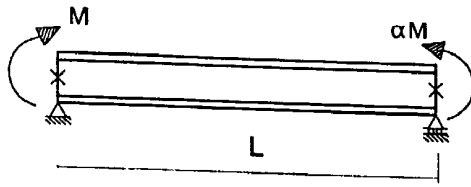
۵) F یا H یا $1.5R$ یا S یا L_r یا $1.5L$

۶) T یا S یا L_r یا $1.5L$ یا $D + 1.5L$

۷) T یا $1.5L$ یا $D + 1.5L$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۸- در تیر فولادی دو سر ساده شکل زیر، در حالت کلی به ازای چه مقداری از α ، مقاومت خمشی اسمی ناشی از کمانش پیچشی - جانبی دارای کمترین مقدار خواهد بود؟ (فرض کنید مهارهای جانبی فقط در ابتدا و انتهای تیر قرار دارد و تیر در طول خود فاقد بار است.)



$\alpha = 2.0$ (۱)

$\alpha = 1.0$ (۲)

$\alpha = 0.5$ (۳)

$\alpha = 0.0$ (۴)

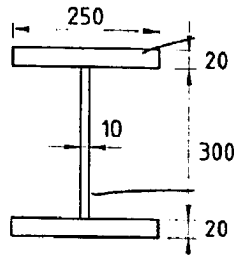
گزینه ۲

با توجه به شکل زیر کمترین مقاومت زمانی حاصل می شود که در سراسر تیر مقدار لنگر ثابت باشد ($C_b=1$) بنابراین اگر ضریب α برابر یک باشد، احتمال کمانش پیچشی جانبی افزایش یافته و تیر کمترین مقاومت ممکن را خواهد داشت.

C_b	نمودار M
1	
1.136	
1.25	
1.316	
1.667	
2.273	

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۹- چنانچه فولاد بال‌های تیر I شکل زیر با $F_y=240 \text{ MPa}$ و فولاد جان آن با $F_y=360 \text{ MPa}$ باشد، لنگر پلاستیک مقطع تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است).



465 kN.m (۱)

630 kN.m (۲)

438 kN.m (۳)

657 kN.m (۴)

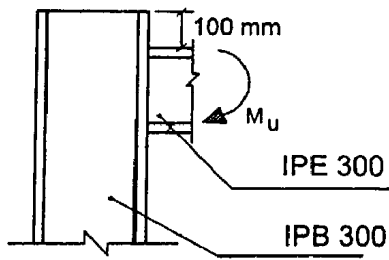
گزینه ۱

$$M_p = Z_{\text{بال}} \times 240 + Z_{\text{جان}} \times 360 = (250 \times 20 \times 320) \times 240 + \left(\frac{10 \times 300^2}{4} \right) \times 360 = 465 \text{ kN.m}$$

www.hoseinzadeh.net

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۰- در اتصال شکل زیر، بدون توجه به الزامات طراحی لرزه‌ای، مقاومت طراحی خمشی موضعی بال ستون در برابر بار متمرکز کششی ناشی از M_u به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



($F_y=240 \text{ MPa}$)

۱) 480 kN

۲) 240 kN

۳) 120 kN

۴) 77 kN

گزینه ۲

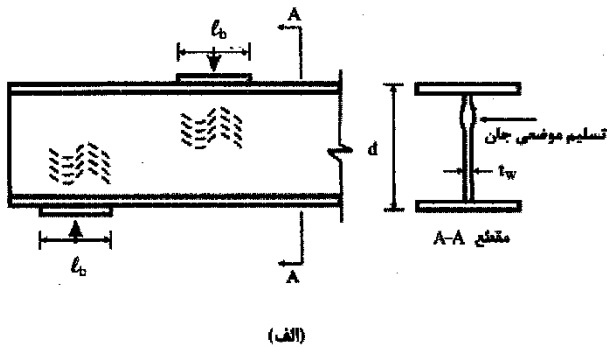
• کنترل خمش موضعی بال ستون در مقابل نیروی کششی:

ضخامت بال ستون برابر 19 mm می باشد.

$$\phi R_n = \phi \times 6.25 F_y t_f^2 = 0.9 \times 6.25 \times 240 \times 19^2 = 487.35 \text{ kN}$$

با توجه به اینکه مقدار $e=100 \text{ mm}$ می باشد ($e = 100 \text{ mm} < 10t = 190 \text{ mm}$) مقاومت بال ستون در مقابل نیروی کششی نصف خواهد شد:

$$\phi R_n = \frac{1}{2} 487.35 = 243.675 \text{ kN}$$



(الف)

۱۰-۹-۲-۱۰ الزامات ویژه بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

۲-۱۰-۹-۲-۱۰ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

الزامات این بند برای نیروی کششی متمرکز تکی، نیروی فشاری متمرکز تکی و هر دو مولفه فشاری و کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۹-۲-۱۰).

مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت مساوی ۱ و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که براساس حالت حدی تسلیم موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای بزرگتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = F_y t_w (\Delta k + l_b) \quad (۲۴-۹-۲-۱۰)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا کوچکتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = F_y t_w (2/\Delta k + l_b) \quad (۲۵-۹-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

t_w = ضخامت جان

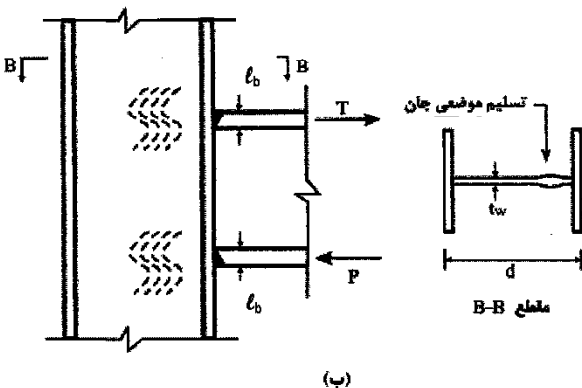
d = ارتفاع کلی مقطع تیر

k = فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای دو ماهیچه جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از وجه

بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته شده از ورق.

l_b = طول اتکای بار متمرکز (برای عکس العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در

نظر گرفته شود)



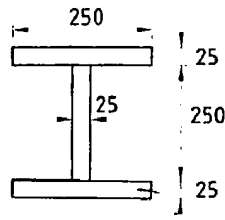
(ب)

شکل ۱۰-۹-۲-۱۰ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۱- ثابت پیچش تابیدگی مقطع نشان داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر

است؟ (ابعاد مقطع بر حسب میلی متر است)



(۱) $1230000 \times 10^6 \text{ mm}^6$

(۲) $1850000 \times 10^6 \text{ mm}^6$

(۳) $650000 \times 10^6 \text{ mm}^6$

(۴) $2420000 \times 10^6 \text{ mm}^6$

گزینه ۱

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = \frac{\left(2 \times \frac{25 \times 250^3}{12} + \frac{250 \times 25^3}{12}\right) \times 275^2}{4} = 1.237 \times 10^{12} \text{ mm}^6$$

$C_w =$ ثابت پیچش تابیدگی

یادداشت: برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن، $C_w = \frac{I_y h_0^2}{4}$ بوده

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۲- برای تیر با مقطع مستطیلی فولادی توپر و خمش حول محور قوی مقدار مقاومت خمشی طراحی در مرز حالت حدی تسلیم و کمانش پیچشی - جانبی غیرالاستیک به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (مقدار C_b برابر واحد فرض شود و M_y لنگر تسلیم مقطع است.)

(۱) $0.90M_y$

(۲) $1.50M_y$

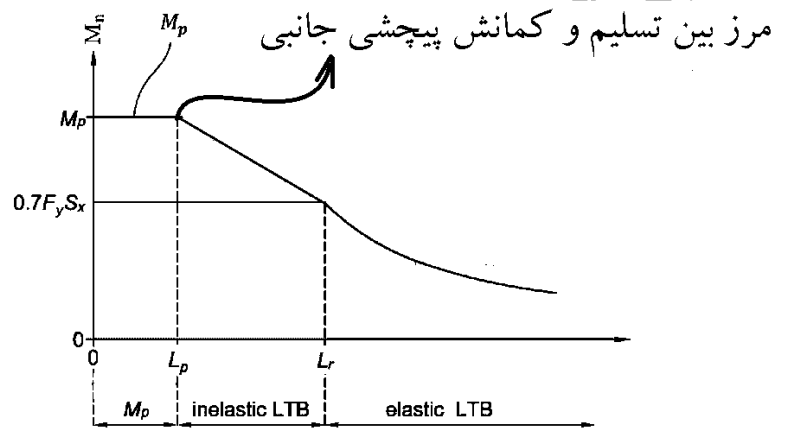
(۳) $1.60M_y$

(۴) $1.35M_y$

گزینه ۴

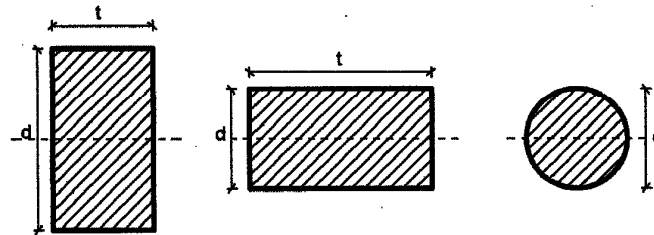
$$\left. \begin{aligned} M_p &= ZF_y = \frac{bh^2}{4} F_y \\ M_y &= \frac{bh^2}{6} F_y \end{aligned} \right\} \varphi M_p = 0.9 \times 1.5M_y = 1.35M_p$$

دقت شود که در حالت مرز مقاومت تسلیم و مقاومت پیچشی - جانبی غیرالاستیک باهم برابر می شوند:



۱۰-۲-۵-۱۱ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع توپر دایره‌ای و چهارگوش

الزامات این بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع توپر چهارگوش که تحت خمش حول یکی از محورهای اصلی قرار دارند و نیز اعضای با مقطع توپر دایره‌ای می‌باشد. مقاومت خمشی اسمی، M_n این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حدی تسلیم و کمانش پیچشی - جانبی در نظر گرفته شود.



الف) تسلیم

برای مقاطع چهارگوش و خمش حول محور قوی و با شرایط $\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.8E}{F_y}$ و مقاطع چهارگوش و خمش حول محور ضعیف و نیز مقاطع توپر دایره‌ای، مقاومت خمشی اسمی، M_n از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1/6 M_y \quad (۱۰-۲-۵-۶۸)$$

که در آن،

M_p = لنگر پلاستیک مقطع

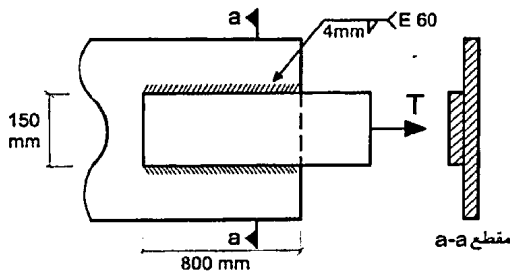
F_y = تنش تسلیم فولاد

Z = اساس مقطع پلاستیک

M_y = لنگر تسلیم مقطع

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۳- مقاومت اسمی اتصال جوشی شکل مقابل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (کنترل فلز پایه مدنظر نبوده و ضریب بازرسی جوش را واحد فرض نمایید. همچنین فرض کنید الزامات حداقل و حداکثر بعد جوش رعایت شده است.)



912 kN (۱)

1140 kN (۲)

1290 kN (۳)

1612 kN (۴)

گزینه ۱

$$L_e = \beta L = \left(1.2 - 0.002 \frac{800}{4}\right) 800 = 640 \text{ mm}$$

$$R_n = \beta F_n = \beta (0.6 F_u) (0.707a) (L_w) \\ = 1(0.6 \times 420)(0.7074)(2 \times 640) = 912 \text{ kN}$$

۵- در اتصال انتهایی اعضای محوری، طول موثر جوشی که به صورت طولی بارگذاری شده است نباید از ۱۰۰ برابر بعد جوش (a) تجاوز نماید. در صورت نیاز به طول جوش بیش از ۱۰۰ برابر بعد ساق جوش، طول موثر جوش باید با ضریب (β) کاهش داده شود.

$$L_e = \beta L$$

$$\beta = 1/3 - 0.002 (L/a) \leq 1/0$$

(۱-۹-۲-۱۰)

L_e = طول موثر جوش

L = طول واقعی جوشی که از قسمت انتهایی جوش به صورت طولی بارگذاری شده است.

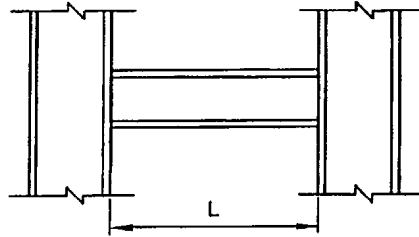
a = بعد ساق جوش

β = ضریب کاهش طول واقعی (اسمی) جوش

برای L/a بزرگتر از ۳۰۰ طول موثر جوش باید برابر $1/3$ در نظر گرفته شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۴- تیر شکل زیر مربوط به یک قاب خمشی فولادی ویژه بوده و اتصال آن از نوع WUF-W است. مقاومت برشی موردنیاز این تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (فرض کنید وزن واحد طول تیر و نیز بارهای ثقلی وارد بر آن ناچیز است. همچنین فرض کنید تیر و ستون‌ها از ورق ساخته شده‌اند. M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر می‌باشد.)



(۱) $2.00 \frac{M_p}{L}$

(۲) $2.30 \frac{M_p}{L}$

(۳) $1.15 \frac{M_p}{L}$

(۴) $3.22 \frac{M_p}{L}$

گزینه ۴

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L} = \frac{2(C_{pr}R_yM_p)}{L} = \frac{2(1.4 \times 1.15M_p)}{L} = 3.22 \frac{M_p}{L}$$

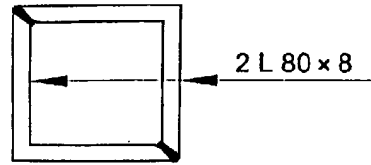
۱۰-۳-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود ($S_h=0$).

(۱۲) در این گونه اتصالات ضریب C_{pr} باید برابر $1/4$ در نظر گرفته شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۵- حداکثر طول آزاد قابل قبول عضو کششی با مقطع شکل مقابل بر حسب متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (این دو نبشی در سرتاسر طول با جوش به هم متصل شده‌اند).



5.95 (۱)

7.25 (۲)

8.95 (۳)

4.85 (۴)

گزینه ۳

$$\frac{L}{r} < 300 \rightarrow \frac{L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} < 300 \rightarrow L < 300 \sqrt{\frac{\left(\frac{80^4}{12} - \frac{64^4}{12}\right)}{80^2 - 64^2}} = 300 \sqrt{\frac{2015232}{2304}} = 8872 \text{ mm}$$

۱۰-۲-۳-۲ محدودیت لاغری در اعضای کششی

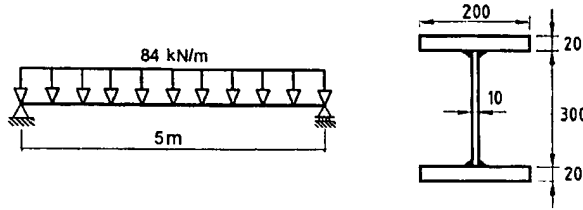
ضریب لاغری حداکثر اعضای کششی، $(L/r)_{\max}$ ، نباید از ۳۰۰ تجاوز نماید. برای قلاب‌ها و میله

مهارهای کششی که دارای پیش‌تندگی اولیه به مقدار کافی باشند، به طوری که پس از ایجاد

کشش اولیه عضو به حالت مستقیم درآید، رعایت محدودیت لاغری ضروری نیست.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۶- در صورتی که جوش‌های گوشه دوطرفه اتصال جان به بال‌ها پیوسته و بُعد ساق جوش برابر a باشد و مقاومت طراحی هر خط جوش برابر $80a$ نیوتن بر میلی‌متر باشد (a بر حسب میلی‌متر)، حداقل بُعد جوش (a) بر حسب میلی‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بار وارد بر تیر ضریب‌دار فرض شود. ابعاد مقطع بر حسب میلی‌متر می‌باشد.)



8 (۱)

6 (۲)

5 (۳)

4 (۴)

گزینه ۳

$$\left(\text{جریان برش} = \frac{VQ}{I} = \frac{\left(\frac{84 \times 5}{2} \times 1000\right) \times (200 \times 20 \times 160)}{\left(\frac{200 \times 340^3}{12} - \frac{190 \times 300^3}{12}\right)} \right) < 2 \times 80a \quad \rightarrow \quad 3.69 < a$$

با توجه به ضخامت جان (10 mm)، حداقل بُعد جوش گوشه 5 mm می‌باشد.

جدول ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بُعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بُعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰	۸ میلی‌متر

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۷- مهارهای جانبی یک تیر با مقطع IPE 300 و مربوط به یک قاب خمشی ویژه حداقل برای چه مقدار نیرو باید طراحی شود؟ ($F_y=240 \text{ MPa}$)

38 kN (۴)

31 kN (۳)

29 kN (۲)

11 kN (۱)

گزینه ۴

$$P_{bu} = 0.06R_y F_y \frac{Z_b}{h_0} = 0.06 \times 1.2 \times 240 \times \frac{628000}{(300 - 10.7)} = 37.51 \text{ kN}$$

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

الف) کلیه تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصله L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی، پیچشی و جانبی-پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیه مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۳ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطه ۱۰-۳-۶-۱ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = 0.06 R_y F_y Z_b / h_0 \quad (10-3-6-1)$$

که در آن:

Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

h_0 = فاصله مرکز تا مرکز بال‌های تیر

ت) مقدار حداکثر L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر

$\frac{E}{F_y} I_y / 17.0$ و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر $\frac{E}{F_y} I_y / 8.6$ می‌باشد، که در آن شعاع

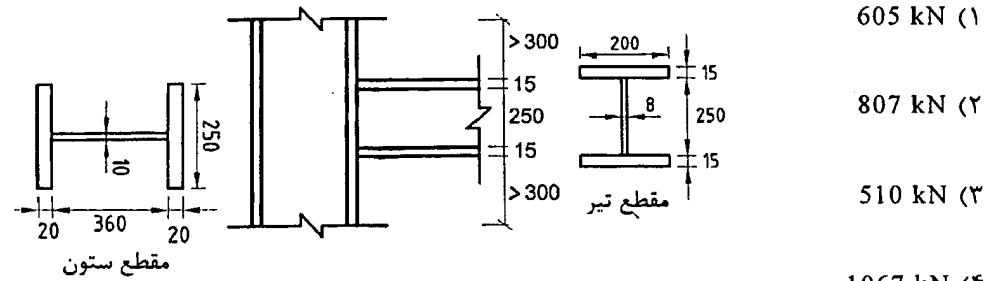
ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۸- در اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W) مقابل، مقاومت طراحی لهیدگی جان ستون در مقابل نیروی متمرکز فشاری وارد از بال تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ اندازه‌ها به میلی‌متر بوده و فولاد مصرفی ستون و تیر به شرح زیر است:

ستون $F_y = 235 \text{ MPa}$ و تیر $F_y = 355 \text{ MPa}$



605 kN (۱)

807 kN (۲)

510 kN (۳)

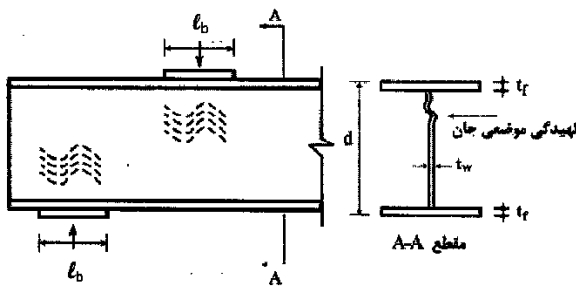
1067 kN (۴)

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.8 \times 10^2 \left[1 + 3 \left(\frac{20}{400} \right) \left(\frac{10}{20} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \times 235 \times 20}{10}} = 612 \text{ kN}$$

۱۰-۹-۲-۱۰ الزامات ویژه بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

۳-۱۰-۹-۲-۱۰ لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند برای نیروی فشاری متمرکز تکی و مولفه فشاری زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۹-۲-۱۰).



مقاومت طراحی لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ضریب کاهش مقاومت مساوی 0.75 و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که بر اساس حالت حدی لهیدگی موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا بزرگتر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = 0.18 \cdot t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \quad (۲۶-۹-۲-۱۰)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کوچکتر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

- در صورتی که $l_b/d \leq 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.4 \cdot t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \quad (۲۷-۹-۲-۱۰)$$

- در صورتی که $l_b/d > 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.4 \cdot t_w^2 \left[1 + \left(\frac{l_b}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}} \quad (۲۸-۹-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

d = ارتفاع کلی مقطع

t_w = ضخامت جان

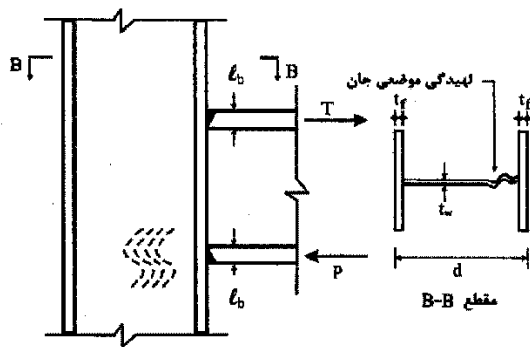
t_f = ضخامت بال تحت بار

l_b = طول اتکایی بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر گرفته شود)

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

E = مدول الاستیسیته فولاد

تبصره: در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت طراحی بیشتر باشد، تعبیه یک جفت سخت‌کننده دارای مقاومتی برابر با اختلاف مقاومت موردنیاز و مقاومت طراحی در محل بارهای متمرکز ضروری است. سخت‌کننده‌های تعبیه شده باید الزامات بند ۱۰-۹-۲-۱۰ را تأمین نمایند.



شکل ۱۰-۹-۲-۱۰ لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۹- در یک ستون فولادی نسبت مقاومت فشاری اسمی نظیر حالت حدی کمانش خمشی ستونی با $(\frac{KL}{r})_{max} = 180$ به ستونی با $(\frac{KL}{r})_{max} = 90$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟
($F_y = 300 \text{ MPa}$)

0.67 (۴) 0.75 (۳) 0.50 (۲) 0.30 (۱)

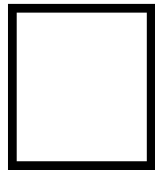
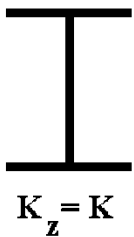
گزینه ۱

$$\lambda = 180 > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr-180} = 0.877 F_e = 0.877 \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 0.877 \frac{3.14^2 \times 2 \times 10^5}{180^2} = 53.37 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 90 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr-90} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = 179.1 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_{cr-180}}{F_{cr-90}} = \frac{53.37}{179.1} = 0.298$$

۵-۳-۱- ستونهای با مقطع I شکل ($K_z \leq K$) و با کس



$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

۱- محاسبه ۲

۲- محاسبه لاغری

$$\lambda = \text{Max} \left(\frac{K_x L}{r_x}, \frac{K_y L}{r_y} \right) < 200$$

۳- محاسبه تنش کمانش خمشی

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

۴- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

۵- محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

$$P_n = F_{cr} A_g \quad , \quad \phi_c = 0.9$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

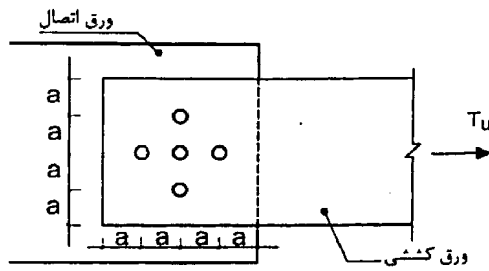
۲۰- در اتصال شکل زیر، چنانچه قطر محاسباتی سوراخ‌ها برابر $a/5$ فرض شود، مقدار تنش کششی نهایی در مقطع گسیختگی محتمل در ورق کششی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

(۱) $\frac{T_u}{4.0at}$

(۲) $\frac{T_u}{3.9at}$

(۳) $\frac{T_u}{3.4at}$

(۴) $\frac{T_u}{3.8at}$



گزینه ۴

$$A_{n1} = 4at - \frac{at}{5} = 3.8at$$

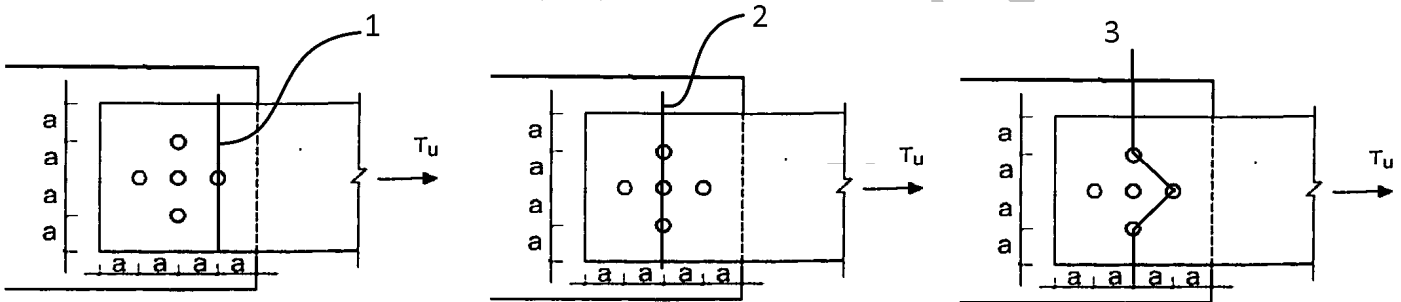
$$A_{n2} = 4at - 3\frac{at}{5} = 3.4at$$

$$A_{n3} = 4at - 3\frac{at}{5} + 2\left(\frac{a^2}{4a}t\right) = 3.9at$$

$$\rightarrow \sigma = \frac{T_u}{A_{n1}} = \frac{T_u}{3.8at}$$

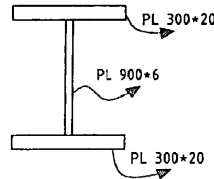
$$\rightarrow \sigma = \frac{\frac{4}{5}T_u}{A_{n2}} = \frac{\frac{4}{5}T_u}{3.4at} = \frac{T_u}{4.25at}$$

$$\rightarrow \sigma = \frac{T_u}{A_{n3}} = \frac{T_u}{3.9at}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۱- در یک تیر فولادی دو سر ساده با مقطع شکل زیر، چنانچه مقاومت برشی مورد نیاز آن در دو انتها برابر $V_u = 600 \text{ kN}$ باشد، حداکثر فاصله سخت کننده عرضی در نزدیکی تکیه گاه ها برای تأمین مقاومت برشی مورد نیاز به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (ابعاد روی شکل بر حسب میلی متر است و $F_y = 240 \text{ MPa}$)



- (۱) ۴۵۰ میلی متر
(۲) ۶۳۰ میلی متر
(۳) ۹۰۰ میلی متر
(۴) ۱۳۵۰ میلی متر

گزینه ۲

$$(V_u = 600 \times 10^3) < [\phi 0.6 F_y A_w C_v = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (940 \times 6) \times C_v] \rightarrow 0.82 < C_v$$

بنابراین برای اینکه مقاومت مورد نیاز تامین شود، باید مقدار C_v بیش از ۰.۸۲ باشد. فرض اولیه:

$$\left(1.37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}\right) < \left(\frac{h}{t_w} = \frac{900}{6} = 150\right) \rightarrow C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \quad 0.82 = \frac{1.51 k_v \times 200000}{(150)^2 \times 240} \rightarrow k_v = 14.66$$

$$1.37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 151.42 > \left(\frac{h}{t_w} = \frac{900}{6} = 150\right) \quad \text{کنترل فرض:}$$

بنابراین فرض اشتباه بود. تکرار محاسبات:

$$\left(1.37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}\right) > \left(\frac{h}{t_w} = \frac{900}{6} = 150\right) \rightarrow C_v = \frac{1.1 \sqrt{k_v E / F_y}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \quad 0.82 = \frac{1.1 \sqrt{k_v \times 2 \times 10^5 / 240}}{(150)} \rightarrow k_v = 15$$

فاصله سخت کننده ها باید طوری باشد که مقدار K_v به ۱۵ برسد: $a = 636 \text{ mm}$ $\rightarrow \frac{a}{h} = 0.7$ $\rightarrow 15 = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$

۱-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت نشده (بدون سخت کننده) و سخت شده (با سخت کننده) بر اساس حالت های حدی تسلیم برشی و کمناش برشی از رابطه زیر تعیین می شود.

$$V_n = \phi F_y A_w C_v \quad (1-6-2-10)$$

C_v = ضریب برشی جان به شرح زیر:

(الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با $\frac{h}{t_w} \leq 2.34 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $C_v = 1$ و $\phi_v = 1$ (2-6-2-10)

(ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله ای، ضریب برشی جان به شرح زیر است:

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$ $C_v = 1$

ب-۲) برای $1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$ $C_v = \frac{1.1 \sqrt{K_v E / F_y}}{h / t_w}$

ب-۳) برای $\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$ $C_v = \frac{1.1 K_v E}{(h / t_w)^2 F_y}$

در روابط فوق k_v ضریب کمناش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می شود.

۱. برای جان های سخت نشده (بدون سخت کننده عرضی) $\frac{h}{t_w} < 2.60$

$k_v = 5$ می باشد. به استثنای جان مقاطع سپری که برای آن $k_v = 1/2$ است.

۲. برای جان های سخت شده (دارای سخت کننده عرضی):

$$\begin{cases} k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} & \frac{a}{h} \leq \left\{ 3 \text{ و } \left[\frac{2.60}{h/t_w} \right]^2 \right\} \\ k_v = 5 & \frac{a}{h} > \left\{ 3 \text{ یا } \left[\frac{2.60}{h/t_w} \right]^2 \right\} \end{cases}$$

در روابط فوق:

t_w = ضخامت جان مقطع

a = فاصله آزاد بین سخت کننده های عرضی جان

h = برای تیرهای نورد شده مساوی فاصله آزاد بین دو بال منهای

شعاع های گردی محل اتصال جان به بال

= برای مقاطع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال ها

جوشی باشد مساوی فاصله آزاد بین دو بال

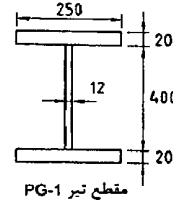
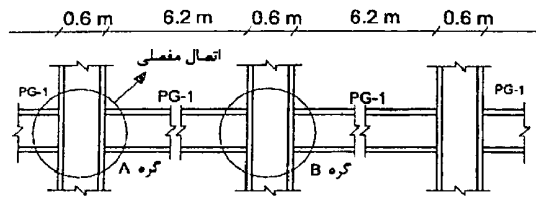
= برای مقاطع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال های

پیچی باشد مساوی فاصله بین خطوط پیچ

= برای مقاطع سپری مساوی عمق کلی مقطع

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۲- شکل زیر بخشی از قاب‌های خمشی یک ساختمان فولادی با شکل‌پذیری ویژه را نشان می‌دهد. تمام اتصالات تیر به ستون غیر از اتصال گره A، گیردار و از نوع WUF-W می‌باشند. اگر از بارهای ثقلی وارد به تیرها صرف‌نظر شود، حداقل مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره B ($\sum M_{pc}^*$) برای تأمین نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ ($F_y = 240 \text{ MPa}$) (ابعاد نشان داده شده روی مقطع عرضی تیر به میلی‌متر است.)



2240 kN.m (۱)

2040 kN.m (۲)

1240 kN.m (۳)

2140 kN.m (۴)

گزینه ۴

تیر سمت چپ:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z F_y = 1.4 \times 1.15 \times \left(250 \times 20 \times 420 + \frac{12 \times 400^2}{4} \right) \times 240 = 996.9 \text{ kN.m}$$

$$V_{pr} = \frac{M_{pr}}{L_h} = \frac{996.9}{6.2} = 160.8 \text{ kN}$$

$$M_{\text{در محور ستون}} = M_{pr} + V_{pr} \times \frac{d_c}{2} = 996.9 + 167.74 \times 0.3 = 1047 \text{ kN.m}$$

تیر سمت راست:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z F_y = 1.4 \times 1.15 \times \left(250 \times 20 \times 420 + \frac{12 \times 400^2}{4} \right) \times 240 = 996.9 \text{ kN.m}$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \times 996.9}{6.2} = 321.6 \text{ kN}$$

$$M_{\text{در محور ستون}} = M_{pr} + V_{pr} \times \frac{d_c}{2} = 996.9 + 321.6 \times 0.3 = 1190 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_b^* = 1047 + 1190 = 2235 \text{ kN.m}$$

۱۰-۳-۹ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه

۱۰-۳-۲ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در روابط فوق:

Z_c = اساس مقطع پلاستیک ستون

A_g = سطح مقطع ستون

F_y = تنش تسلیم فولاد ستون

P_{uc} = مقاومت فشاری مورد نیاز ستون حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته

M_{pb} = لنگر خمشی پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده

مصادح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱

C_{pr} = مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۵-۴

در کلیه گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطه زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

(۱۰-۳-۹-۱)

که در آن:

$\sum M_{pc}^*$ = مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با رابطه زیر:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_y c - P_{uc} / A_g)$$

(۱۰-۳-۹-۲)

$\sum M_{pb}^*$ = مجموع تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر. این لنگرهای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضربیداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pb} = C_{pr} R_y M_{pb}$ در محل تشکیل مفصل

پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱).

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۳- در یک تیر بتن آرمه با آرماتور برشی، نیروی برشی مقاوم تمام عوامل به جز آرماتور برشی (V_c) نصف مقاومت ناشی از آرماتور برشی (V_s) می‌باشد. چنانچه فاصله آرماتورهای برشی در تیر به $\frac{2}{3}$ مقدار قبلی آن کاهش یابد و مقررات آیین‌نامه رعایت شده باشد، نسبت نیروی برشی مقاوم تیر در این حالت به حالت قبلی به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟

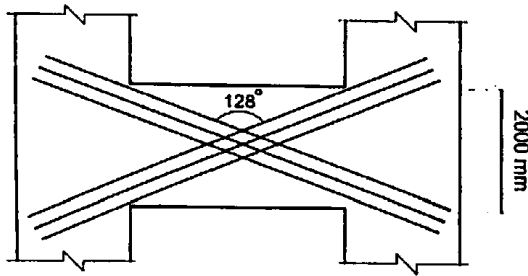
- (۱) 1.25 (۲) 1.33 (۳) 1.50 (۴) 1.75

گزینه ۲

$$V_r = V_c + V_s \quad \begin{cases} (V_r)_I = V_c + V_s = 0.5V_s + V_s = 1.5V_s \\ (V_r)_{II} = V_c + V_s = 0.5V_s + \frac{3}{2}V_s = 2V_s \end{cases} \quad \rightarrow \quad \frac{(V_r)_{II}}{(V_r)_I} = \frac{2}{1.5} = 1.33$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۴- تحلیل سازه‌ای بتنی با شکل‌پذیری زیاد نشان می‌دهد که نیروی برش نهایی در مقطع تیر همبند در دیوار همبسته نشان داده شده در شکل، $V_u = 1650 \text{ kN}$ است. چنانچه رده بتن C30، رده میلگرد S400 و عرض تیر همبند 400 mm فرض شود، حداقل سطح مقطع آرماتور قطری موردنیاز در هر شاخه ضربدری به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟



(۱) $55.40 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۲) $30.80 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۳) $43.75 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۴) $65.20 \times 10^2 \text{ mm}^2$

گزینه ۱

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2f_{yd} \sin \alpha} = \frac{1650000}{2(0.85 \times 400) \times \sin 26} = 5535 \text{ mm}^2$$

۹-۲۳-۴-۳-۴-۲ مقاومت برشی در تیرهای همبند باید کلاً به وسیله آرماتورهای قطری که به صورت ضربدری و متقارن در سراسر طول تیر ادامه داشته و در دیوارهای طرفین تیر در طولی به اندازه یک و نیم برابر طول گیرایی میلگردها مهار می‌شوند، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور قطری در هر یک از شاخه‌های ضربدری از رابطه (۹-۲۳-۶) محاسبه می‌شود:

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2f_{yd} \sin \alpha} \quad (۹-۲۳-۶)$$

در این رابطه α زاویه بین میلگرد قطری و محور طولی تیر است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۵- در یک قطعه فشاری بتن مسلح مهارشده در صورتی که $K = 1.0$ و طول آزاد عضو 5.0 متر و ابعاد مقطع 400×400 mm باشد و لنگرهای خمشی مؤثر در دو انتهای عضو 60 و 80 کیلونیوتن متر و این لنگرها موجب انحنای ستون در دو جهت شوند، گزینه صحیح را انتخاب کنید. شعاع زیراسیون مقطع برابر 0.3 بُعد کلی مقطع در نظر گرفته شود.

- (۱) چون انحنای ستون در دو جهت است، می توان از اثر لاغری صرف نظر نمود.
 (۲) چون مقدار K برابر واحد است، می توان از اثر لاغری صرف نظر نمود.
 (۳) نمی توان از اثر لاغری صرف نظر نمود.
 (۴) چون لنگرهای خمشی دو انتهای ستون هم علامت هستند، می توان از اثر لاغری صرف نظر نمود.

گزینه ۳

$$\left(K \frac{l_u}{r} = 1 \frac{5000 \text{ mm}}{0.3 \times 400} = 41.66 \right) > \text{Min} \left(34 - 12 \frac{M_1}{M_2}, 40 \right)$$

۹-۱۶-۷ ضوابط اثر لاغری

۹-۱۶-۷-۱ در قطعات فشاری مهارشده در صورتی که $\left(34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \right) \leq K \frac{l_u}{r}$ باشد، می توان از

اثر لاغری صرف نظر کرد. مقدار $\left(34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \right)$ را نایستی بیش از ۴۰ در نظر گرفت. نسبت $\frac{M_1}{M_2}$

مثبت است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در یک جهت شوند و منفی است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در دو جهت شوند.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۶- حداکثر نیروی مقاوم برش دوطرفه یک دال تخت در مجاور یک ستون میانی با مقطع مربع، چنانچه از آرماتور برشی یا کلاهی استفاده نشود، 635 کیلو نیوتن است. اگر از آرماتور برشی کافی استفاده شود، می توان نیروی برشی مقاوم تا 703 کیلو نیوتن را توسط فولاد برشی تأمین نمود. در این صورت کل نیروی برشی مقاوم به دست آمده بر حسب kN به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک خواهد بود؟ [منظور از برش، برش دوطرفه است. نسبت $(\frac{d}{b_0})$ (خارج قسمت عمق مؤثر دال به محیط مقطع بحرانی) حدود 0.1 بوده و فرض می شود لنگر متعادل نشده ای از دال به ستون منتقل نمی شود].

گزینه ۲

(۱) 703 (۲) 950 (۳) 1020 (۴) 1338

با افزودن میلگرد برشی، مقاومت برشی بتن به نصف کاهش می یابد بنابراین:

$$V_r = V_c + V_s = \frac{635}{2} + 703 = 1020.5 \text{ kN}$$

مقدار فوق نباید از $3v_c b_0 d$ فراتر رود. با توجه به اینکه مقدار $V_c = 2v_c b_0 d$ برابر 635 kN می باشد، بنابراین حداکثر مقدار قابل قبول برای V_r برابر است با:

$$V_r < 3v_c b_0 d = 1.5 \times 635 = 952.5 \text{ kN}$$

۹-۱۵-۱۷-۲-۴ در دال ها و شالوده هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاهی استفاده نمی شود مقدار V_c برابر با کمترین مقادیر به دست آمده از سه رابطه (۹-۱۵-۳۳) الی (۹-۱۵-۳۵) در نظر گرفته می شود:

$$V_c = (1 + \frac{\gamma}{\beta_c}) v_c b_0 d \quad (۹-۱۵-۳۳)$$

$$V_c = (\frac{\alpha_s d}{b_0} + 1) v_c b_0 d \quad (۹-۱۵-۳۴)$$

$$V_c = 2v_c b_0 d \quad (۹-۱۵-۳۵)$$

۹-۱۵-۱۷-۲-۵ در دال ها و شالوده هایی که در آنها از آرماتور برشی برای تأمین مقاومت برشی استفاده می شود مقدار V_c و V_s بر اساس ضوابط (الف) الی (پ) تعیین می شوند:

الف) مقدار V_c از رابطه (۹-۱۵-۳۶) محاسبه می شود:

$$V_c = v_c b_0 d \quad (۹-۱۵-۳۶)$$

ب) مقدار V_s با استفاده از ضوابط بند ۹-۱۵-۴ محاسبه می شود.

پ) در این حالت مقدار V_r نباید بیشتر از $3v_c b_0 d$ در نظر گرفته شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۷- یک عضو تحت خمش در یک قاب بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد که ابعاد کلی مقطع $b=300\text{ mm}$ و $h=500\text{ mm}$ می‌باشد، با توجه به دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی به دست آمده از تحلیل سازه به صورت زیر در تمام طول عضو مسلح گردیده است. آرماتور فوقانی $3\Phi 20$ و آرماتور تحتانی $2\Phi 20$ و خاموت بسته $\Phi 10 @ 150\text{ mm}$ می‌باشند. در صورتی که پوشش بتن برابر 45 mm و نوع بتن C30 و رده فولاد S400 باشد، گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

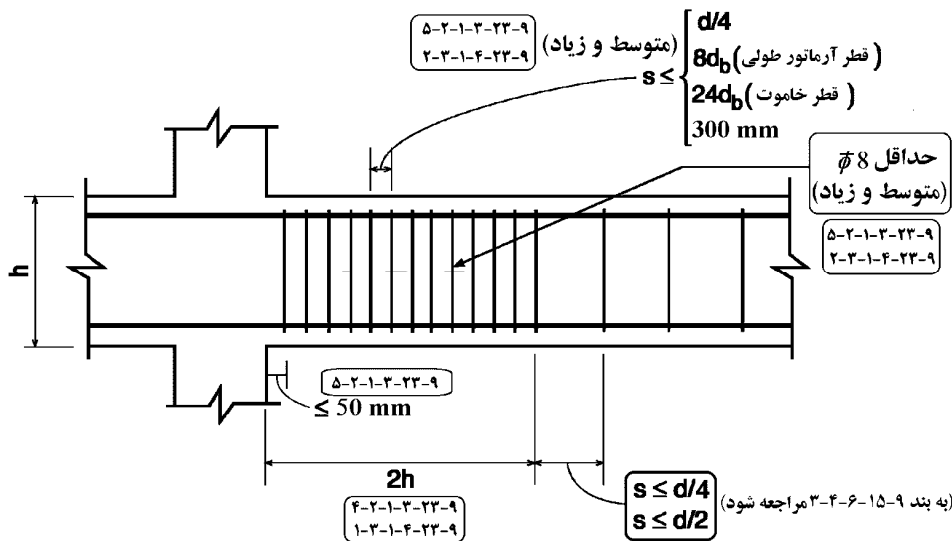
- (۱) آرماتور طولی تحتانی و فوقانی از نظر حداکثر سطح مقطع، قابل قبول نیستند.
- (۲) آرماتور طولی تحتانی مقطع از نظر حداقل سطح مقطع، قابل قبول نیست.
- (۳) آرماتور طولی فوقانی مقطع از نظر حداقل سطح مقطع، قابل قبول نیست.
- (۴) آرماتور برشی به کار برده شده قابل قبول نیست.

گزینه ۴

با توجه به شکل زیر (شکل از جزوه بتن) فواصل آرماتورهای عرضی در انتهای تیرهای ویژه و متوسط نباید از $d/4$ فراتر رود. بنابراین حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در تیر برابر است با:

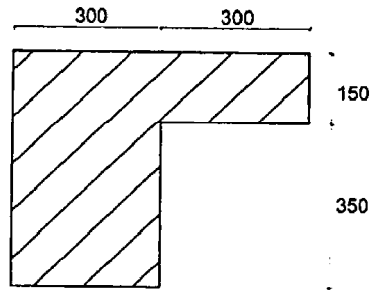
$$\frac{d}{4} = \frac{(500 - 45 - 10 - 10)}{4} = 108.75\text{ mm}$$

$$S < \text{Min} \left(\frac{d}{4} = 108.75\text{ mm}, 8d_b = 160, 24d = 240, 300 \right) = 108.75\text{ mm}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۸- لنگر پیچشی ترک خوردگی مقطع بتنی معمولی درجا مطابق شکل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (نوع بتن C25 است و مقادیر بر روی شکل بر حسب میلی متر است.)



21.35 KN.m (۱)

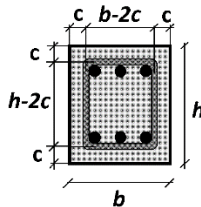
17.35 kN.m (۲)

16.25 kN.m (۳)

23.45 kN.m (۴)

گزینه ۱

$$T_{cr} = \left(\frac{(300 \times 500 + 300 \times 150)^2}{600 \times 2 + 500 \times 2} \right) \times 1.9 \times (0.2 \times 0.65 \sqrt{25}) = 21.34 \text{ kN.m}$$



$$\begin{aligned} A_c &= bh \\ P_c &= 2(b+h) \\ A_{oh} &= (b-2c)(h-2c) \\ P_h &= 2(b-2c) + 2(h-2c) \end{aligned}$$

۹-۱۵-۷ حالت حدی نهائی پیچش

۹-۱۵-۷-۱ در صورتی که مقدار T_u از مقدار $0.25T_{cr}$ کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار T_{cr} از رابطه (۹-۱۵-۱۵) به دست می آید:

$$T_{cr} = \left(\frac{A_c^2}{P_c} \right) 1/9 \gamma_c \quad (۹-۱۵-۱۵)$$

λ ضریبی برای در نظر گرفتن بتن سبک است که طبق بند ۹-۱۳-۷-۸ تعیین می گردد.

۹-۱۵-۷-۲ در مقاطع تحت اثر پیچش، در مواردی که طراحی برای پیچش لازم باشد، کنترل حالت حدی نهائی مقاومت باید بر اساس رابطه (۹-۱۵-۱۶) صورت گیرد:

$$T_u \leq T_r \quad (۹-۱۵-۱۶)$$

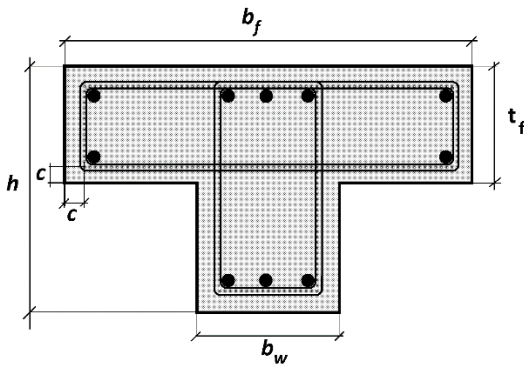
در این رابطه T_r از رابطه (۹-۱۵-۱۷) محاسبه می شود:

$$T_r = T_s \quad (۹-۱۵-۱۷)$$

بدین منظور، علاوه بر خاموتهای بسته پیچشی باید فولادهای طولی پیچشی مطابق بند ۹-۱۵-۸-۳ نیز جداگانه طراحی گردد. در این مبحث از کمک بتن برای تأمین مقاومت پیچشی، به علت ترک خوردگی، صرف نظر شده است. مقدار T_s طبق ضوابط بندهای ۹-۱۵-۸ تا ۹-۱۵-۱۰ محاسبه می شود.

A_c = سطح محصور توسط محیط خارجی مقطع بتنی شامل سطح سوراخها (در صورت وجود)،

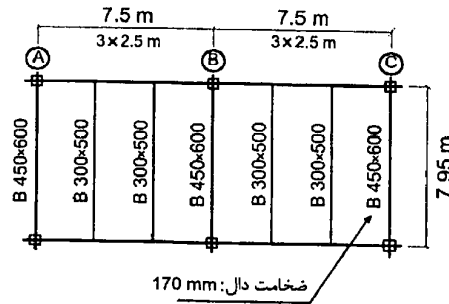
میلی متر مربع



$$\begin{aligned} A_c &= b_w h + t_f (b_f - b_w) \\ P_c &= 2 b_f + 2h \\ A_{oh} &= (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - b_w) \\ P_h &= 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c) \end{aligned}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۹- در تیرریزی یک سازه بتن مسلح مطابق شکل در نظر است، که مقطع تیر واقع در محورهای A و C به صورت مقطع T در طراحی در نظر گرفته شود تا سطح فشاری مقطع جهت کنترل تغییر شکل افزایش یابد. عرض مؤثر بال مقطع T با توجه به مقررات به کدام گزینه نزدیک تر است؟ ارقام مربوط به ابعاد مقطع تیر به ترتیب عرض و ارتفاع مقطع بر حسب میلی متر است. تمام ستون ها 450×450 میلی متر است.



(۱) 1075 میلی متر

(۲) 625 میلی متر

(۳) 1470 میلی متر

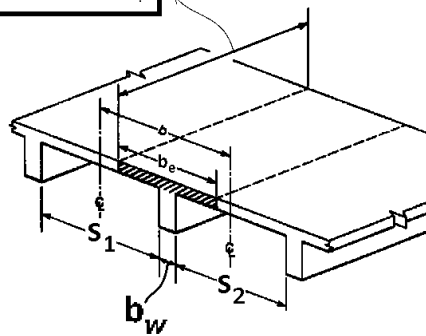
(۴) 1270 میلی متر

گزینه ۱

$$b_e = \text{Min} \left(b_w + \frac{S_n}{2}, b_w + 6t_f, b_w + \frac{L_n}{12} \right)$$

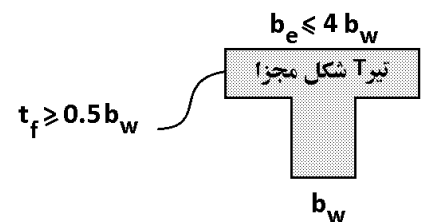
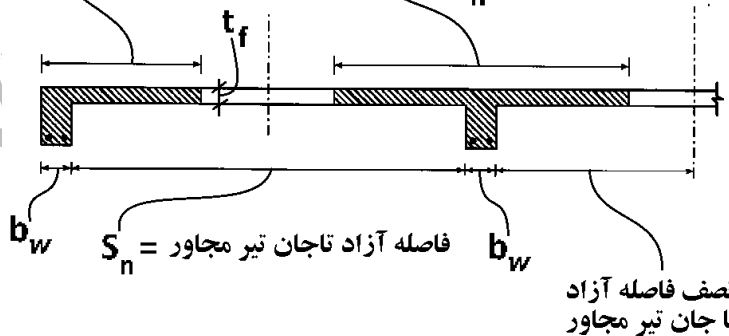
$$= \text{Min} \left(450 + \frac{2500 - \frac{450}{2} - \frac{300}{2}}{2}, 450 + 6 \times 170, 450 + \frac{(7950 - 450)}{12} \right) = \text{Min}(1512, 1470, 1075) = 1075 \text{ mm}$$

طول دهانه آزاد تیر = L_n



$$b_e \leq \begin{cases} b_w + S_n/2 \\ b_w + 6t_f \\ b_w + L_n/12 \end{cases}$$

$$b_e \leq \begin{cases} b_w + S_n \\ b_w + 16t_f \\ L_n/4 \text{ (یکسره)} \\ 2L_n/5 \text{ (ساده)} \end{cases}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۰- در مقطعی از یک تیر بتن مسلح بر اثر لنگر خمشی وارده، به طور همزمان کرنش در دورترین تار فشاری به 0.0025 و در مرکز میلگردهای کششی به 0.0030 رسیده است. اگر عمق مؤثر تیر برابر 500 mm باشد، شعاع انحنای تیر در آن مقطع حدوداً چند متر خواهد بود؟

1000 (۴)

91 (۳)

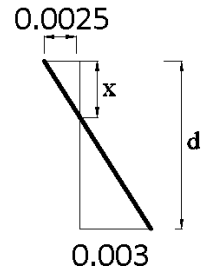
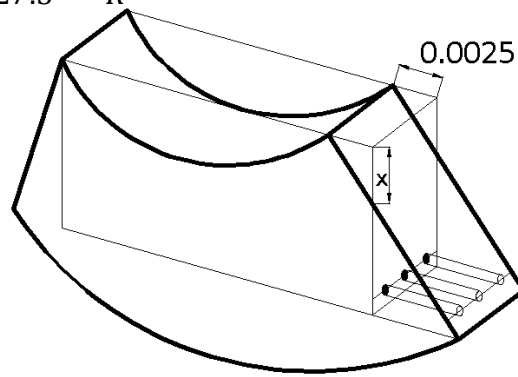
167 (۲)

200 (۱)

گزینه ۳

$$x = \frac{0.0025}{0.0025 + 0.003} d = 227.3$$

$$\frac{\epsilon}{x} = \frac{1}{R} \rightarrow \frac{0.0025}{227.3} = \frac{1}{R} \quad R = 90920 \text{ mm} = 91 \text{ m}$$



www.hoseinzadeh.net

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۱- یک مقطع بتن آرمه درجا با ابعاد $b = 300 \text{ mm}$ ، $d = 400 \text{ mm}$ و دارای چهار عدد میلگرد $\Phi 20$ از رده S400 در ناحیه کششی است. چنانچه نوع بتن مقطع از C25 به C50 تغییر یابد، لنگر خمشی مقاوم تیر حدوداً چند درصد افزایش می‌یابد؟

30 (۴)

20 (۳)

12 (۲)

7 (۱)

گزینه ۱

$$\rho = \frac{4 \times 314}{300 \times 400} = 0.01$$

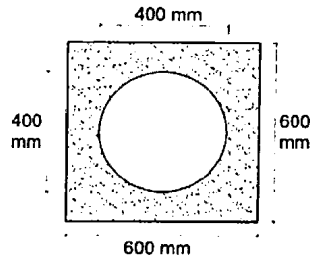
مقطع کم فولاد است. در مقاطع کم فولاد با تغییر مقاومت بتن، مقاومت خمشی حداکثر به میزان ۱۰ درصد ممکن است تغییر کند. بنابراین گزینه ۱ صحیح خواهد بود:

$$\left. \begin{aligned} (M_r)_I &= \rho F_{yd} b d^2 \left(1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right) \\ (M_r)_{II} &= \rho F_{yd} b d^2 \left(1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right) \end{aligned} \right\}$$

$$\frac{(M_r)_{II}}{(M_r)_I} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right)}{\left(1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right)} = \frac{\left(1 - \frac{1}{2 \times 0.775} 0.01 \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 50} \right)}{\left(1 - \frac{1}{2 \times 0.8125} 0.01 \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 25} \right)} = \frac{0.93}{0.87} = 1.07$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۲- مقطع مجوف تیر بتن مسلح به صورت شکل از مربع با اضلاع به طول 600 mm و دایره توخالی در وسط به شعاع 200 mm تشکیل شده است. با فرض اینکه مدول گسیختگی بتن برابر $f_r = 3 \text{ MPa}$ باشد، بدون لحاظ اثر میلگردهای مقطع، لنگر خمشی ترک خوردگی تیر حول محور تقارن افقی (برحسب kN.m) حدوداً چقدر خواهد بود؟



(۱) 78

(۲) 83

(۳) 95

(۴) 108

گزینه ۳

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{3 \left(\frac{600^4}{12} - \frac{\pi \times 200^4}{4} \right)}{300} = 95.44 \text{ kN.m}$$

۹- ۱۴- ۲- ۴- ۲ ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترک خوردگی آنها به شرح الف و ب این بند محاسبه می‌شود:

الف) در وسط دهانه اعضای تکیه گاههای ساده و در تکیه گاه اعضای طره‌ای از رابطه (۹- ۱۴- ۱) محاسبه می‌شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \quad (۹- ۱۴- ۱)$$

در این رابطه مقدار M_{cr} از رابطه (۹- ۱۴- ۲) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (۹- ۱۴- ۲)$$

مقدار f_r نیز با استفاده از رابطه (۹- ۱۴- ۳) محاسبه می‌شود:

$$f_r = 0.6 \sqrt{f_c} \quad (۹- ۱۴- ۳)$$

مقدار I_e در هیچ حالت نباید بیشتر از I_g در نظر گرفته شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

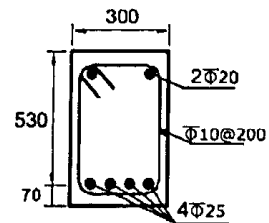
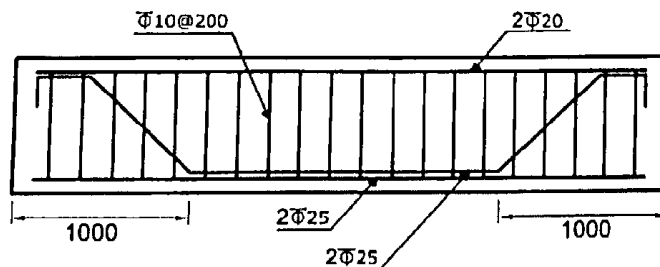
۳۳- در یک تیر بتنی پیش‌ساخته با مقطع نشان داده شده، برای تأمین مقاومت برشی کافی دو عدد از چهار میلگرد $\Phi 25$ در فاصله یک متری از تکیه‌گاه با زاویه 45 درجه خم شده‌اند. نیروی برشی مقاوم مقطع (بدون در نظر گرفتن اثر خمش و نیروی محوری) در ناحیه خم بر حسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فولاد میلگردها S400 و بتن C25 است. ابعاد روی شکل بر حسب میلی‌متر است).

505 (۴)

498 (۳)

436 (۲)

416 (۱)



گزینه ۱

مقاومت برشی بتن:

$$V_c = v_c b d = (0.2 \times 0.7 \times \sqrt{25}) \times 300 \times 530 = 111.3 \text{ kN}$$

مقاومت برشی خاموت‌ها:

$$V_{s1} = \left(0.85 \times (2 \times 3.14 \times 5^2) \times 400 \times \frac{530}{200} \right) = 141.46 \text{ kN}$$

مقاومت برشی میلگردهای خم شده:

$$V_{s2} = (0.85 \times (2 \times 3.14 \times 12.5^2) \times 400 \times \sin 45) = 235.9 \text{ kN} < 1.5 v_c b d = 1.5 \times 111.3 = 167 \text{ kN}$$

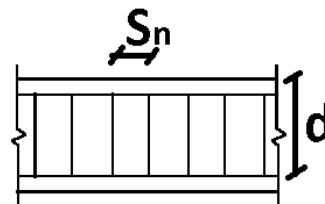
$$V_r = V_c + V_{s1} + V_{s2} = 111 + 141.46 + 167 = 419.46 \text{ kN}$$

۹-۱۵-۴-۲ نیروهای برشی مقاوم انواع آرماتورها

مقدار V_s در حالات مختلف براساس بندهای ۹-۱۵-۴-۱ تا ۹-۱۵-۴-۶ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۵-۴-۱ وقتی که از آرماتور برشی عمود بر محور عضو استفاده می‌شود:

$$V_s = \phi_s A_{sv} f_{yv} \frac{d}{S_n} \quad (9-15-10)$$



۹-۱۵-۴-۳ وقتی که آرماتور برشی شامل یک میلگرد منفرد یا یک ردیف میلگردهای متوازی

باشد که همگی در فاصله‌ای یکسان از تکیه‌گاه خم شده باشند:

$$V_s = \phi_s A_{sv} f_{yv} \sin \alpha \quad (9-15-12)$$

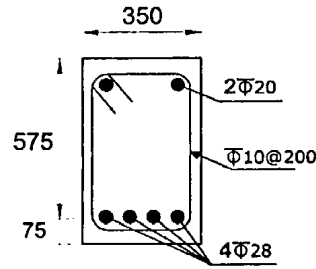
مقدار V_s در این حالت نباید بیشتر از $1/5 v_c b_w d$ در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۴-۶ در صورتی که بیش از یک نوع آرماتور برشی در یک ناحیه از عضو مورد استفاده

قرار گیرد، مقدار V_s برابر مجموع مقادیر نظیر محاسبه شده برای انواع مختلف آرماتورها می‌باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

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



1.0 (۱)

1.3 (۲)

1.7 (۳)

2.0 (۴)

گزینه ۳

$$\left. \begin{aligned} V_{c-comp} &= v_c \left(1 + \frac{N_u}{12A_g} \right) b_w d \\ V_{c-tension} &= v_c \left(1 + \frac{N_u}{3A_g} \right) b_w d \end{aligned} \right\} \frac{V_{c-comp}}{V_{c-tension}} = \frac{\left(1 + \frac{N_u}{12A_g} \right)}{\left(1 + \frac{N_u}{3A_g} \right)} = \frac{\left(1 + \frac{250000}{12 \times 350 \times 650} \right)}{\left(1 + \frac{250000}{3 \times 350 \times 650} \right)} = 1.7$$

۳-۱۵-۹ نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن

۱-۳-۱۵-۹ V_c را می توان بر اساس ضوابط بندهای ۱-۱-۳-۱۵-۹ تا ۳-۱-۳-۱۵-۹ و یا با

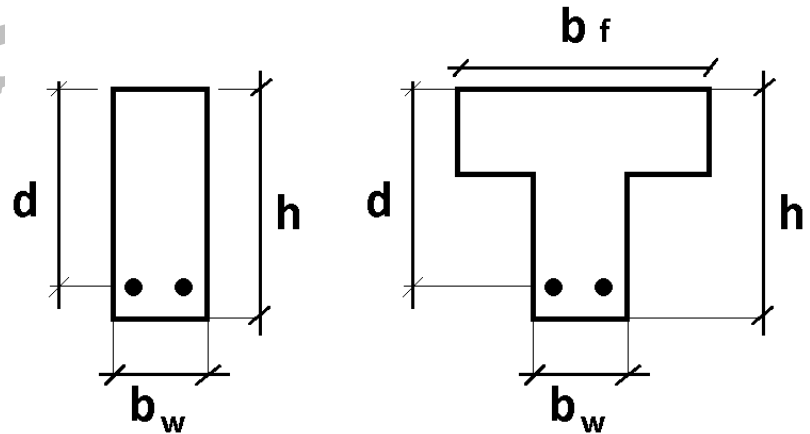
جزئیات دقیق تر مطابق بند ۲-۳-۱۵-۹ محاسبه نمود.

۱-۱-۳-۱۵-۹ برای اعضای که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c b_w d \quad (۳-۱۵-۹)$$

در این رابطه v_c با استفاده از رابطه (۴-۱۵-۹) محاسبه می شود:

$$v_c = 0.17 \varphi_c \lambda \sqrt{f_c} \quad (۴-۱۵-۹)$$



۲-۱-۳-۱۵-۹ برای اعضای که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{12A_g} \right) b_w d \quad (۵-۱۵-۹)$$

۳-۱-۳-۱۵-۹ برای اعضای که تحت اثر همزمان برش، خمش و کشش محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{3A_g} \right) b_w d \geq 0 \quad (۶-۱۵-۹)$$

در این رابطه، N_u منفی است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۵- در یک ساختمان بتنی درجا با شکل‌پذیری متوسط، در صورتی که نیروی محوری نهایی ستون‌های طبقه بام 12 درصد حاصل‌ضرب مقاومت فشاری مشخصه بتن در سطح مقطع کلی ستون باشد، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته در طول ستون در نواحی بحرانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید برش نهایی عضو نیاز به آرمانتور بیشتری را ایجاب نکند، بتن از رده C25 و فولاد از نوع S340 است. میلگردهای طولی $\Phi 20$ ، خاموت‌ها $\Phi 10$ و ابعاد ستون 500×500 میلی‌متر و ارتفاع مؤثر مقطع 420 میلی‌متر است.)

(۱) 200 میلی‌متر

(۲) 80 میلی‌متر

(۳) 105 میلی‌متر

(۴) 160 میلی‌متر

گزینه ۴

معیار تیر یا ستون بودن محدوده نیروی محوری عضو می باشد. در ترکیب بارهایی که نیروی محوری کم است، عضو تیر محسوب می شود و باید ضوابط تیر را رعایت کند و در ترکیب بارهایی که نیروی محوری بیشتر از $0.15f_{cd}$ می باشد عضو ستون محسوب شده و باید ضوابط ستونها در مورد آن رعایت شود:

۲۳-۹ ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

۲-۲۳-۹ ضوابط کلی طراحی

۱-۲-۲۳-۹ تعاریف

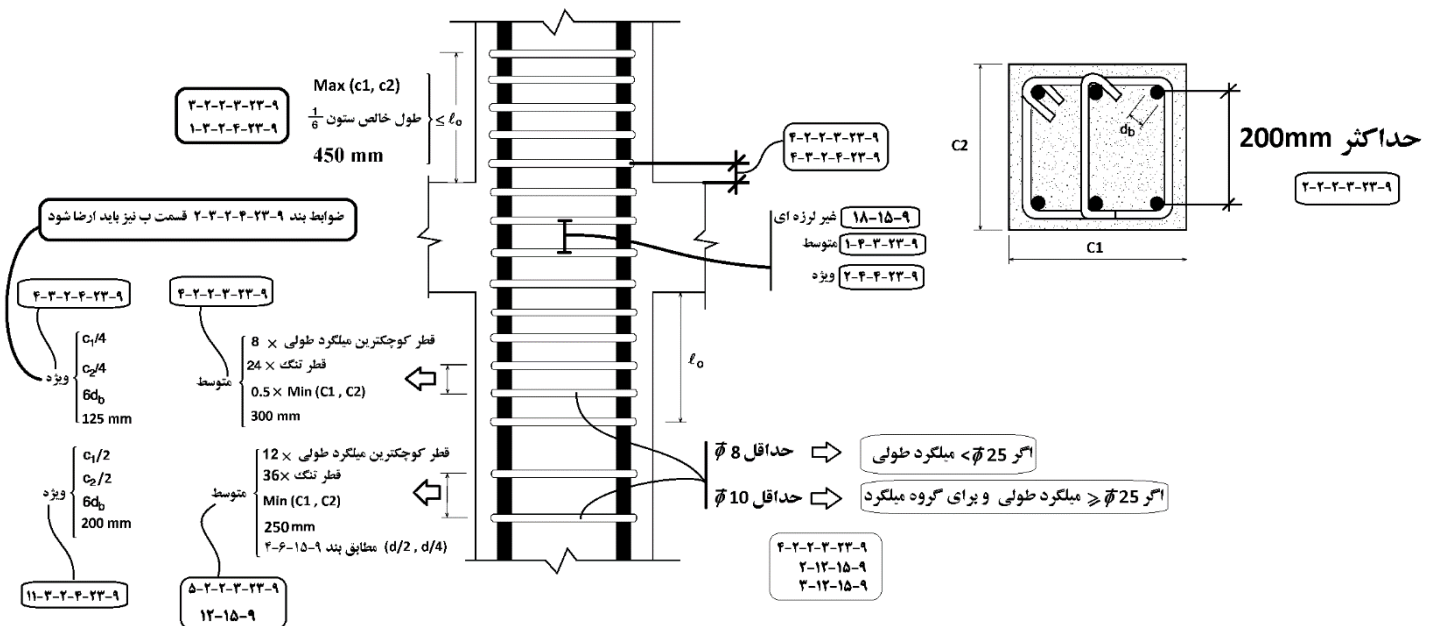
۲-۱-۲-۲۳-۹ اعضای تحت فشار و خمش و اعضای تحت خمش

اعضای تحت فشار و خمش به اعضای اطلاق می‌شود که در آنها علاوه بر وجود لنگر خمشی نیروی محوری فشاری نهایی بیشتر از $0.15f_{cd}A_g$ باشد. در صورتی که نیروی محوری فشاری نهایی کمتر از این مقدار باشد، عضو خمشی محسوب می‌شود.

$$0.15f_{cd}A_g = 0.15 \times 0.65 \times f_c A_g = 0.1f_c A_g$$

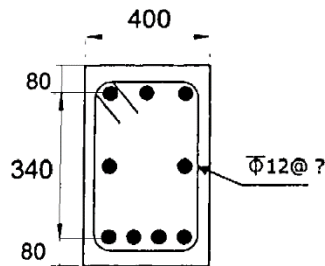
با توجه به اینکه نیروی وارد بر ستون $0.12f_c A_g$ می باشد، این عضو "عضو فشاری" محسوب می شود و تنگها باید ضوابط ستون را ارضا کنند:

$$s < \text{Min}(8 \times 20, 24 \times 10, 0.5 \times 500, 300) = 160 \text{ mm}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۶- با فرض اینکه برای مقطع نشان داده شده در شکل زیر طراحی برای پیچش ضروری بوده و مقدار برش نهایی ناچیز باشد، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته، بدون توجه به مقدار محاسباتی ناشی از لنگر پیچشی، حدوداً چند میلی‌متر می‌باشد؟ (بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 فرض شود. ابعاد در شکل به میلی‌متر است.)



210 (۱)

375 (۲)

420 (۳)

750 (۴)

گزینه ۱

اگر پوشش بتن را "تا آکس خاموت" حدوداً $c = 80 - 10 - 6 = 64 \text{ mm}$ فرض کنیم:

$$s < \text{Min} \left(\frac{P_h}{8}, 300 \right) = \text{Min} \left(\frac{2(400 - 2 \times 64) + 2(500 - 2 \times 64)}{8}, 300 \right) = 161 \text{ mm}$$

۳-۶-۱۵-۹ حداقل آرماتور برشی

۹-۱۵-۶-۳-۴ چنانچه براساس بند ۹-۱۵-۷-۱ طراحی برای پیچش لازم باشد، حداقل سطح مقطع خاموت برشی و پیچشی بسته در مجموع از رابطه (۹-۱۵-۱۴) بدست می‌آید.

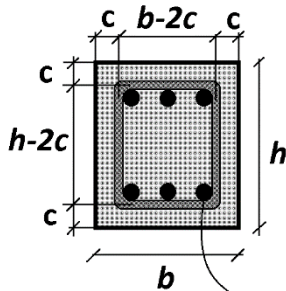
$$(A_{sv} + 2A_t)_{\min} = 0.06 \sqrt{f_c} \frac{b_w S_n}{f_{yv}} \quad (۹-۱۵-۱۴)$$

این آرماتورها باید از نوع خاموت بسته باشد، ضمناً تعبیه حداقل فولاد پیچشی طولی نیز الزامی است.

۹-۱۵-۱۰ محدودیت‌های آرماتورهای پیچشی

۹-۱۵-۱۰-۵ حداکثر فاصله بین خاموت‌های بسته پیچشی از رابطه (۹-۱۵-۲۰) تعیین می‌گردد:

$$S_{\max} = \min \left(\frac{P_h}{8}, 300 \right) \quad (۹-۱۵-۲۰)$$



$$A_c = bh$$

$$P_c = 2(b+h)$$

$$A_{oh} = (b-2c)(h-2c)$$

$$P_h = 2(b-2c) + 2(h-2c)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

قطر میلگرد طولی باید
حداقل $\frac{S_n}{16}$ باشد

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۷- مقطع یک تیر خمشی بتن مسلح دارای عرض و ارتفاع مؤثر به ترتیب 400 و 655 میلی‌متر است. اگر بتن از رده C25 و آرماتورهای مصرفی از نوع S340 و آرماتورهای کششی محاسباتی معادل $4\phi 20$ باشد، مقدار سطح مقطع آرماتور کششی لازم جهت تعبیه در مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) $12.57 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۲) $10.74 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۳) $9.64 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۴) $16.72 \times 10^2 \text{ mm}^2$

گزینه ۱

درصد میلگرد محاسبه شده برای تیر برابر است با:

$$\rho_{\text{محاسباتی}} = \frac{4 \times 314}{400 \times 655} = 0.00479$$

درصد میلگرد کم به نظر می‌رسد. باید میلگرد حداقل را محاسبه کنیم:

$$\rho_{\text{تیرها-} \min} = \text{Min} \left[\begin{array}{l} \text{Max} \left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right) \\ 1.33 \times (\text{درصد میلگرد کششی محاسباتی}) \end{array} \right] = \text{Min} \left[\begin{array}{l} \text{Max}(0.0036, 0.0041) \\ 1.33 \times (0.00479) \end{array} \right] = 0.0041$$

نتیجه: $4\phi 20 = 4 \times 314 = 1256 \text{ mm}^2$ از حداقل بیشتر بوده و می‌تواند استفاده شود.

۹-۱۴-۵-۲ حداقل مقدار آرماتور کششی

۹-۱۴-۵-۲-۱ در هر مقطع از قطعات میله‌ای تحت خمش (به جز موارد مندرج در بند ۹-۱۴-۵-۳)

مقدار آرماتور به کار رفته در مقطع، A_s ، باید به گونه‌ای باشد که رابطه (۹-۱۴-۷) برقرار باشد:

$$\rho \geq \max \left(\frac{1/4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} \right) \quad (9-14-7)$$

۹-۱۴-۵-۲-۲ در تیرهای با مقطع **T شکل** و تیرچه‌هایی که در آنها جان مقطع در کشش قرار دارد

ρ ، به دست آمده از بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ متناظر با سطح مقطع مؤثر $A_e = b_w d$ می‌باشد. در اعضای

معین استاتیکی با مقطع **T شکل** که بال مقطع در کشش می‌باشد مقدار بدست آمده از بند

۹-۱۴-۵-۲-۱ متناظر با سطح مقطع مؤثر، A_e ، که بر اساس جایگزینی b_w با کمترین دو مقدار

$2b_w$ و عرض بال، محاسبه شده باشد، خواهد بود.

۹-۱۴-۵-۳-۲ در صورتی که سطح مقطع فولاد کششی محاسبه شده با فرضیات بند ۹-۱۴-۳

کمتر از مقادیر حاصل از بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ و ۹-۱۴-۵-۲-۲ باشد، قرار دادن $1/33$ برابر مقدار

حاصل از محاسبه به عنوان فولاد کششی مقطع کافی می‌باشد.

۹-۲۳-۳-۱-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹-۲۳-۳-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها، هم در پایین و هم در بالا، نباید

کمتر از مقادیر $1/4$ و $0.25\sqrt{f_c}/f_y$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از 0.25 اختیار شود.

حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از 12 میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع

در سراسر طول ادامه یابند.

شکل پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۱-۴ آرماتور طولی

۹-۲۳-۳-۱-۴-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتور، هم در پایین و هم در بالا، نباید

کمتر از مقادیر $1/4$ و $0.25\sqrt{f_c}/f_y$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از 0.25 اختیار شود.

حداقل دو میلگرد با قطر 12 میلیمتر یا بیشتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر

طول تعبیه شود.

شکل پذیری زیاد

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۸- در یک قاب بتن آرمه با مهارجانبی دو ستون لاغر با مشخصات مصالح، مقطع و ارتفاع یکسان را در نظر بگیرید. هر دو ستون دارای بار محوری دائمی نهایی برابر 800 kN می‌باشند. ستون اول دارای بار محوری نهایی کل 1600 kN و ستون دوم دارای بار محوری کل نهایی 1200 kN است. ضریب طول مؤثر برای هر دو ستون واحد فرض می‌شود. اگر بار بحرانی ستون اول 4500 kN باشد، براساس رابطه دقیق‌تر، بار بحرانی ستون دوم حدوداً چند کیلونیوتن است؟

3750 (۱) 4050 (۲) 5000 (۳) 5850 (۴)

گزینه ۲

$$\left. \begin{aligned} N_{cI} &= \frac{\pi^2 (EI_e)_I}{(kl_u)^2} \\ N_{cII} &= \frac{\pi^2 (EI_e)_{II}}{(kl_u)^2} \end{aligned} \right\} \xrightarrow{k, l_u \text{ یکسان}} \frac{N_{cI}}{N_{cII}} = \frac{(EI_e)_I}{(EI_e)_{II}} = \frac{\left(\frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \right)_I}{\left(\frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \right)_{II}}$$

$$\xrightarrow{E_c, I_g, E_s, I_{se} \text{ یکسان}} \frac{N_{cI}}{N_{cII}} = \frac{(1 + \beta_d)_{II}}{(1 + \beta_d)_I} = \frac{\left(1 + \frac{800}{1200}\right)_{II}}{\left(1 + \frac{800}{1600}\right)_I} = 1.111 \rightarrow \frac{4500}{N_{cII}} = 1.1111 \rightarrow N_{cII} = 4050 \text{ kN}$$

۹-۱۶-۲- تشدید لنگر در طبقات مهار شده

در قطعات فشاری طبقات مهار شده مقدار M_c از رابطه (۸-۱۶-۹) محاسبه می‌شود: $M_c = \delta_b M_2$ (۸-۱۶-۹)

الف) β_d = نسبت بار محوری دائمی نهایی به بار محوری نهایی کل می‌باشد.

ب) برای قاب‌های مهار نشده، β_d نسبت برش نهایی دائمی یک طبقه به برش نهایی کل آن طبقه می‌باشد.

ضریب δ_b از رابطه (۹-۱۶-۹) محاسبه می‌شود:

δ_b = ضریب تشدید متعلق به اثر انحنای قطعه

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{1.15 \phi_c N_c}} \geq 1 \quad (9-16-9)$$

M_1 = کوچکترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای عضو فشاری (مقدار M_1 مثبت است اگر

M_2 = بزرگترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای عضو فشاری (مقدار M_2 همواره مثبت فرض می‌شود)، نیوتن - میلی‌متر

در این رابطه ضریب C_m و بار بحرانی N_c به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

M_{1b} = لنگر خمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی که M_1 بر آن اثر می‌کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد نمی‌کنند، نیوتن - میلی‌متر

M_{2b} = لنگر خمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی که M_2 بر آن اثر می‌کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد نمی‌کنند، نیوتن - میلی‌متر

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \geq 0.4 \quad (10-16-9)$$

در سایر موارد $C_m = 1$ است.

M_c = لنگر خمشی نهایی تشدید شده، نیوتن - میلی‌متر

در رابطه (۱۰-۱۶-۹) نسبت $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ با توجه به بند ۹-۱۶-۷-۱ در نظر گرفته شود.

بار بحرانی N_c از رابطه (۱۱-۱۶-۹) محاسبه می‌شود:

N_c = بار بحرانی، نیوتن

N_u = بار محوری فشاری نهایی، نیوتن

I_e = ممان اینرسی مؤثر مقطع، میلی‌متر به توان چهار

I_g = ممان اینرسی کل مقطع، میلی‌متر به توان چهار

$$N_c = \frac{\pi^2 EI_e}{(kl_u)^2} \quad (11-16-9)$$

که در آن

$$EI_e = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (12-16-9)$$

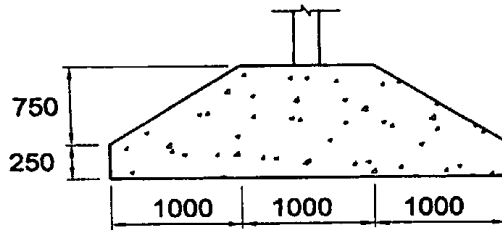
یا به طور تقریبی

$$EI_e = 0.25 E_c I_g \quad (13-16-9)$$

ضریب k در رابطه (۱۱-۱۶-۹)، برای محاسبه N_c ، از بند ۹-۱۶-۵-۲ به دست می‌آید.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۹- پی نواری بتنی درجا در زیر یک دیوار دارای مقطع نشان داده شده، می باشد. مقدار حداقل سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع شدگی در این پی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 می باشد.)



$$25 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (1)$$

$$28 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (2)$$

$$43 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (3)$$

$$46 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (4)$$

گزینه ۳

مساحت مقطع پی برابر است با:

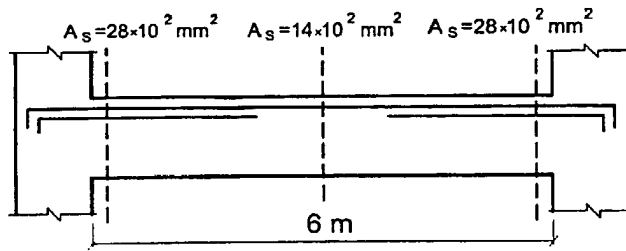
$$A_g = (250 \times 3000) + \left(\frac{3000 + 1000}{2} \right) \times 750 = 2250000 \text{ mm}^2$$

$$\left(\rho = \frac{A_s}{A_g} \right) > \frac{0.16\sqrt{f_{cd}}}{F_{yd}} = \frac{0.16\sqrt{0.65 \times 25}}{0.85 \times 400} = 0.001897 \quad \rightarrow \quad A_s > 0.001897 A_g$$

$$\rightarrow \quad A_s > 0.001897(2250000) = 4268 \text{ mm}^2$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۰- در تیر بتنی شکل زیر مقدار آرماتور مورد نیاز فوقانی با رعایت مقادیر حداقل و حداکثر در سه ایستگاه گزارش شده است. چنانچه توزیع مقدار آرماتورهای مورد نیاز در بین هر دو نیمه تیر خطی فرض شود، کدامیک از آرماتورهای زیر برای تهیه کروکی این تیر مناسب تر است؟



- ۱) برای آرماتورهای سراسری به علاوه $2\Phi 25$ برای آرماتورهای تقویتی
- ۲) برای آرماتورهای سراسری به علاوه $3\Phi 25$ برای آرماتورهای تقویتی
- ۳) برای آرماتورهای سراسری به علاوه $4\Phi 25$ برای آرماتورهای تقویتی
- ۴) برای آرماتورهای سراسری به علاوه $6\Phi 25$ برای آرماتورهای تقویتی

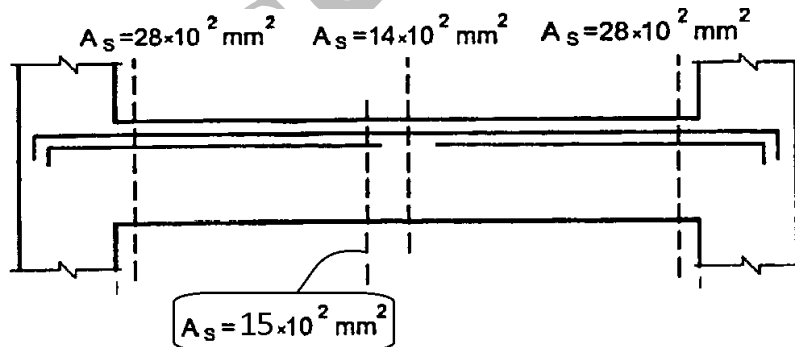
گزینه ۱

باید با حذف گزینه ها پاسخ دهیم:

گزینه ۴: در انتهای تیر $6\phi 25 = 2946 \text{ mm}^2$ کفایت می کند. در حالیکه در گزینه ۴ در دو انتها $3 + 6 = 9$ میلگرد منظور شده است که غیر اقتصادی است و بنابراین گزینه ۴ پاسخ نمی باشد.

گزینه ۳: در وسط تیر $3\phi 25 = 1473 \text{ mm}^2$ لازم است. در حالیکه در گزینه ۳ برای وسط تیر تنها $2\phi 25$ منظور شده است که کافی نیست و بنابراین گزینه ۳ پاسخ نمی باشد.

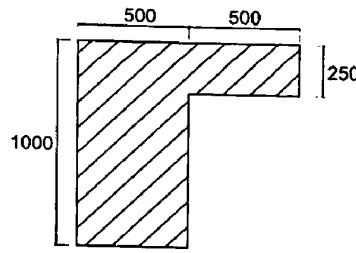
گزینه ۲: در صورتی که میلگردهای سراسری $3\phi 25 = 1473 \text{ mm}^2$ انتخاب شوند، عملاً میلگردهای تقویتی باید تا وسط تیر ادامه یابند. به شکل زیر توجه کنید. اگر وسط تیر 1400 mm^2 میلگرد لازم باشد، مسلماً اندکی جلوتر 1500 mm^2 لازم خواهد بود. بنابراین میلگردهای تقویتی تا نزدیکی وسط تیر باید ادامه یابند که غیر اقتصادی خواهد بود



بنابراین باید طراح میلگردهای سراسری را کمی بیشتر از مقدار مورد نیاز در وسط تیر منظور کند تا تقویتی ها را بتوان عقب تر قطع کرد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۱- مقطع یک تیر بتن مسلح درجا مطابق شکل زیر که با بتن معمولی و از رده C30 و آرماتورها از رده S400 می‌باشند، تحت تأثیر پیچش قرار می‌گیرد. لنگر نهایی پیچشی حداکثر چه مقدار باشد که مقطع به لحاظ محاسباتی نیازی به آرماتورهای پیچشی نداشته باشد؟ (ابعاد شکل به میلی‌متر است.)



۴۳ kN (۱)

۵۳ kN (۲)

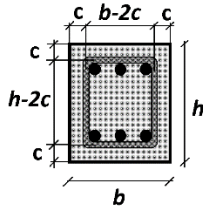
۲۳ kN (۳)

۳۳ kN (۴)

گزینه ۴

نیاز به آرماتور پیچشی نخواهد بود $T_u < 0.25T_{cr}$

$$T_u < 0.25T_{cr} = 0.25 \left(\frac{(500 \times 1000 + 500 \times 250)^2}{1000 \times 2 + 1000 \times 2} \right) \times 1.9 \times (0.2 \times 0.65 \sqrt{30}) = 33 \text{ kN.m}$$



$$A_c = bh$$

$$P_c = 2(b+h)$$

$$A_{oh} = (b-2c)(h-2c)$$

$$P_h = 2(b-2c) + 2(h-2c)$$

۹-۱۵-۷ حالت حدی نهایی پیچش

۹-۱۵-۷-۱ در صورتی که مقدار T_u از مقدار $0.25T_{cr}$ کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار T_{cr} از رابطه (۹-۱۵-۱۵) به دست می‌آید:

$$T_{cr} = \left(\frac{A_c^2}{P_c} \right)^{1/3} \gamma_c \quad (۹-۱۵-۱۵)$$

λ ضریبی برای در نظر گرفتن بتن سبک است که طبق بند ۹-۱۳-۷-۸ تعیین می‌گردد.

۹-۱۵-۷-۲ در مقاطع تحت اثر پیچش، در مواردی که طراحی برای پیچش لازم باشد، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت باید بر اساس رابطه (۹-۱۵-۱۶) صورت گیرد:

$$T_u \leq T_r \quad (۹-۱۵-۱۶)$$

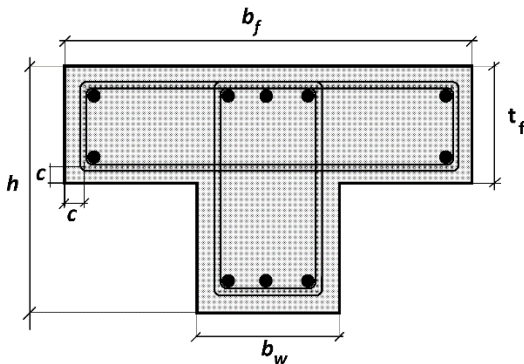
در این رابطه T_r از رابطه (۹-۱۵-۱۷) محاسبه می‌شود:

$$T_r = T_s \quad (۹-۱۵-۱۷)$$

بدین منظور، علاوه بر خاموتهای بسته پیچشی باید فولادهای طولی پیچشی مطابق بند ۹-۱۵-۸-۳ نیز جداگانه طراحی گردد. در این مبحث از کمک بتن برای تأمین مقاومت پیچشی، به علت ترک خوردگی، صرفنظر شده است. مقدار T_s طبق ضوابط بندهای ۹-۱۵-۸ تا ۹-۱۵-۱۰ محاسبه می‌شود.

A_f = سطح محصور توسط محیط خارجی مقطع بتن شامل سطح سوراخ‌ها (در صورت وجود)،

میلی‌متر مربع



$$A_c = b_w h + t_f (b_f - b_w)$$

$$P_c = 2 b_f + 2h$$

$$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - b_w)$$

$$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c)$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۲- طول آزاد یک تیر نعل درگاه فولادی ۳.۶ متر و وزن واحد سطح دیوار آجری روی آن ۴۶۵۰ نیوتن بر مترمربع است. اگر طول محاسباتی این تیر برابر با طول آزاد آن و تکیه‌گاه‌های آن مفصلی در نظر گرفته شود، براساس معیار حالت حدی تسلیم حداقل اساس مقطع پلاستیک مورد نیاز به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (فرض کنید مقطع تیر نعل درگاهی فشرده است. $F_y=240 \text{ MPa}$)

$$162 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (۲)$$

$$128 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (۱)$$

$$102 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (۴)$$

$$75 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (۳)$$

گزینه ۴

۸-۳-۱۲ نعل درگاه

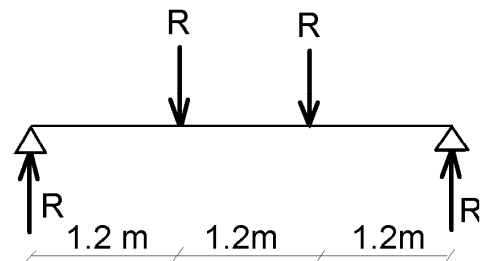
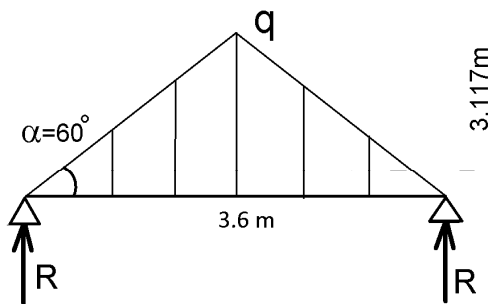
۱- به جز نعل درگاه‌ها در طبقه زیرزمین، نعل درگاه می‌تواند از مصالحی مانند آجر مسلح، چوب، فولاد، بتن درجا و بتن پیش‌ساخته باشد.

۲- بار وارد بر نعل درگاه عبارت است از بخشی از دیوار مثلثی شکل که اضلاع جانبی آن با افق زاویه ۶۰ درجه می‌سازد. تمام بار مثلث به اضافه کف‌ها و تیرها بایستی در نظر گرفته شوند.

$$q = 4.650 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3.117 \text{ m} = 14.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \rightarrow \quad R = \frac{\left(\frac{qL}{2}\right)}{2} = \frac{\left(\frac{14.49 \times 3.6}{2}\right)}{2} = 13.04 \text{ kN}$$

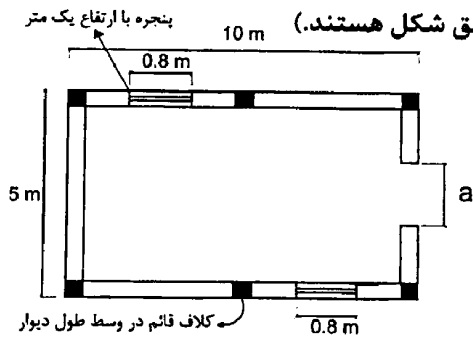
$$\rightarrow M_{dead} = R \times 1.2 \text{ m} = 15.65 \text{ kN.m} \quad \rightarrow M_u = 1.4 M_{dead} = 21.915 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow M_u = 21.915 \text{ kN.m} < (\phi Z F_y = 0.9 \times 240 \times Z) \quad \rightarrow Z_{\text{لازم}} = 101458 \text{ mm}^3$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۳- یک ساختمان انبار یک طبقه با مصالح بلوک سیمانی محصور شده با کلاف در شهر کرج واقع شده است. دیوارهای باربر با ضخامت 350 mm با ارتفاع 4 m می باشد. در ورودی با عرض a و ارتفاع 2.4 متر می باشد. حداکثر مجاز عرض در (a) برحسب متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (موقعیت کلاف های قائم مطابق شکل هستند.)



1.2 (۱)

1.8 (۲)

1.4 (۳)

1.6 (۴)

گزینه ۳

$$\frac{L \times 0.35m}{5 \times 10} > 0.06 \rightarrow L > 8.57m \rightarrow a < 1.43m$$

$$L = 10 - a$$

کنترل درصد دیوار:

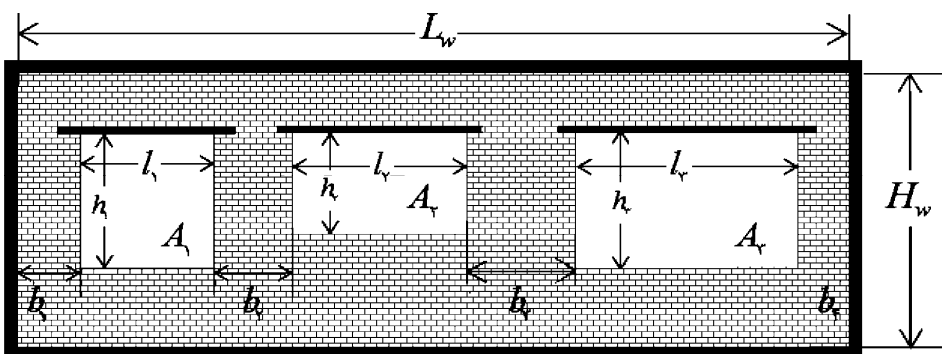
جدول ۳-۷ حداقل مقدار دیوار سازه ای در هر امتداد ساختمان برای مناطق مختلف خطر نسبی

خطر نسبی مناطق						نوع و تعداد طبقات
خطر نسبی کم و متوسط			خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد			
زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم	زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم	
-	٪۳	٪۵	-	٪۴	٪۶	یک طبقه
-	٪۳	٪۵	٪۴	٪۶	٪۸	دو طبقه
-	٪۵	٪۸	-	٪۶	٪۱۰	یک طبقه
٪۵	٪۸	٪۹	٪۶	٪۱۰	٪۱۲	دو طبقه
-	٪۴	٪۵	-	٪۵	٪۶	یک طبقه
٪۴	٪۶	٪۶	٪۵	٪۸	٪۸	دو طبقه

اطراف باز شو، کلاف نداریم:

$$A < \frac{1}{3} L_w H_w \rightarrow a \times 2.4 < \frac{1}{3} \times 5 \times 4 \rightarrow a < 2.7m$$

$$b_4 < \frac{2}{3} h_w \rightarrow \left(\frac{5-a}{2}\right) < \frac{2}{3} \times 2.4 \rightarrow a < 1.8m$$

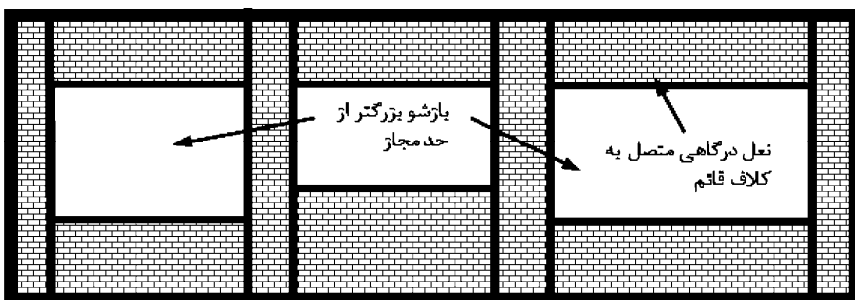


$$A_1 + A_2 + A_3 \leq \frac{1}{3} (L_w \times H_w)$$

$$b_i \geq \frac{2}{3} h_i \text{ و } \geq 75cm$$

$$b_i \geq \frac{2}{3} h_i \text{ و } \geq \frac{1}{6} (l_1 + l_2)$$

در صورت عدم تحقق شرایط فوق



$$l_1 + l_2 + l_3 \leq \frac{1}{2} L_w$$

$$b_i \geq \frac{2}{3} h_i \text{ و } \geq \frac{1}{6} (l_1 + l_2) \quad h_i \leq 2/5m$$

$$b_i \geq \frac{2}{3} h_i \text{ و } \geq 75cm \quad l_i \leq 2/5m$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۴- در تراز بام یک ساختمان بنایی محصور شده با کلاف، پیش آمدگی در هر چهار طرف برای ایجاد سایه در نظر گرفته شده است. اگر پلان ساختمان به صورت مستطیل به ابعاد 23.8×18.1 متر باشد، برای آنکه محاسبه نیروی قائم زلزله ضرورت نداشته باشد، حداکثر مساحت کل بام حدوداً چند مترمربع خواهد بود؟ (بام ساختمان را مستطیل شکل در نظر بگیرید.)

482 (۴)

527 (۳)

537 (۲)

542 (۱)

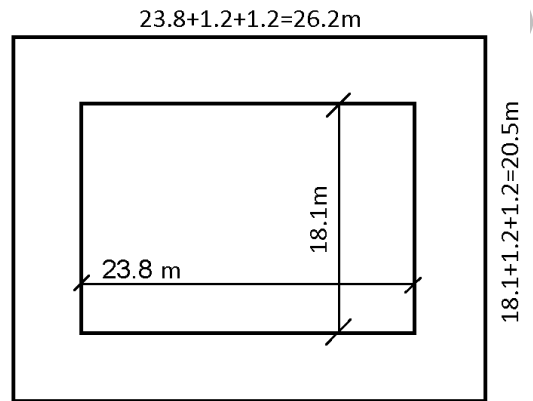
$$A = 26.2 \times 20.5 = 537.1m^2$$

۸-۵-۳ برش قائم

الف) پیشامدگی سقف

در صورت وجود پیشامدگی سقف لازم است ضوابط زیر رعایت گردد:

- ۱- طول پیشامده طره در مورد بالکن‌های سه طرف باز از $1/2$ متر و برای بالکن‌های دو طرف باز از $1/5$ متر بیشتر نباشد و طره‌ها بخوبی در سقف طبقه مهار شوند.
- ۲- در صورتی که طول پیشامده طره از حدود مذکور در فوق تجاوز نماید طره باید در برابر نیروهای قائم زلزله مطابق میحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه گردد.
- ۳- روی هیچ قسمت پیشامدگی ساختمان نباید دیواری ساخته شود ولی ساخت جان‌پناه تا ارتفاع 700 میلی‌متر مجاز است.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۵- در یک ساختمان بنایی مسلح واقع در تبریز، میلگردهای افقی یکی از دیوارهای به ضخامت $\Phi 10@250 \text{ mm}$, 350 mm است حداقل میلگرد قائم موردنیاز برای این دیوار، به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (میلگردها در یک سفره قرار دارند).

$\Phi 10@250 \text{ mm}$ (۲)

$\Phi 10@200 \text{ mm}$ (۱)

$\Phi 10@150 \text{ mm}$ (۴)

$\Phi 10@300 \text{ mm}$ (۳)

گزینه ۱

$$\rho_{\text{افقی}} + \rho_{\text{قائم}} \geq 0.002 \quad \rightarrow \quad \frac{3.14 \times 5^2}{250 \times 350} + \rho_{\text{قائم}} > 0.002 \quad \rightarrow \quad \rho_{\text{قائم}} > 0.0011$$

$$\frac{3.14 \times 5^2}{S \times 350} > 0.0011 \quad \rightarrow \quad 204 \text{ mm} > S$$

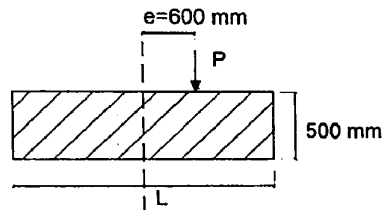
همچنین درصد میلگرد قائم نباید کمتر از ۰.۰۰۰۷ باشد که در این سوال برابر ۰.۰۰۱۱ منظور شده است و کافی است.

۸-۴-۵-۳ میلگرد گذاری دیوار

کلیه دیوارها باید بطور افقی و قائم میلگرد گذاری شوند. مجموع مساحت میلگردهای افقی و عمودی باید حداقل ۰/۰۰۲ برابر مساحت کل مقطع عرضی دیوار باشد. حداقل مساحت میلگرد در هر جهت نباید کمتر از ۰/۰۰۰۷ برابر مساحت کل مقطع عرضی دیوار باشد. فواصل میلگردها نباید از ۱/۲ متر تجاوز کند و قطر میلگرد نباید از ۱۰ میلی‌متر کمتر باشد (به غیر از میلگرد بستر که ممکن است به عنوان تمام یا بخشی از حداقل میلگرد مورد نیاز، در نظر گرفته شود). میلگردها باید در اطراف گوشه‌های دیوار و در محل تقاطع دیوارها به صورت پیوسته قرار داده شوند، مگر اینکه دیوارهای متقاطع از یکدیگر جدا باشند. فقط میلگردهای افقی که در دیوار یا عضو بصورت پیوسته قرار دارند می‌بایست در محاسبه سطح میلگرد افقی منظور گردند.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۶- یک شالوده بتنی منفرد به صورت مربعی تحت تأثیر بار P (ناشی از بارهای ثقلی) با خروج از مرکزیت e در یک امتداد قرار می‌گیرد. شالوده را صلب فرض کرده، P را برابر 440 kN و $e = 0.60 \text{ m}$ در نظر بگیرید. تنش مجاز خاک را در گوشه پی 100 kN/m^2 منظور نموده و روش تنش مجاز را ملاک عمل قرار دهید. با رعایت اینکه قسمتی از پی تحت فشار صفر قرار گیرد (با رعایت شرایط مندرج در مقررات)، حداقل ابعاد موردنیاز پی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (از وزن شالوده در محاسبات صرف‌نظر نمایید.)



(۱) 2.5×2.5 متر

(۲) 2.7×2.7 متر

(۳) 3.6×3.6 متر

(۴) 3.1×3.1 متر

گزینه ۱

ابتدا فرض می‌شود که تمام نقاط پی در فشار (بیش از صفر) خواهد بود. در این صورت تنش زیر پی ناشی از بار ثقلی برابر خواهد بود با:

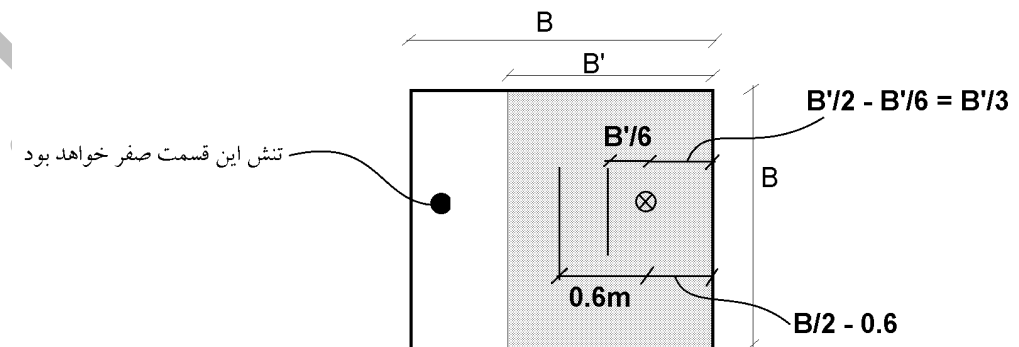
$$\left(q = \frac{P}{BH} + \frac{6M}{BH^2} = \frac{440}{B^2} + \frac{6 \times (440 \times 0.6)}{B^3} \right) < (q_{all} = 100) \quad B > 3.087m$$

در صورتی که بعد پی $3.087m$ انتخاب شود، خروج از مرکزیت بار متمرکز برابر $\left(\frac{B}{6} = 0.51m\right) > (e = 0.6m)$ خواهد بود. بنابراین قسمتی از پی به کشش خواهد افتاد. با توجه به اینکه خاک کشش تحمل نمی‌کند باید قسمت کششی را حذف کنیم (تنش صفر شود)

$$\left(q = \frac{P}{BB'} + \frac{6M}{BB'^2} = \frac{440}{BB'} + \frac{6 \times \left(440 \times \frac{B'}{6}\right)}{BB'^2} = \frac{880}{BB'} \right) < (q_{all} = 100) \quad BB' > 8.8m^2$$

با توجه به شکل زیر $B' = 1.5B - 1.8 \rightarrow \frac{B}{2} - 0.6 = \frac{B'}{3}$ و بنابراین:

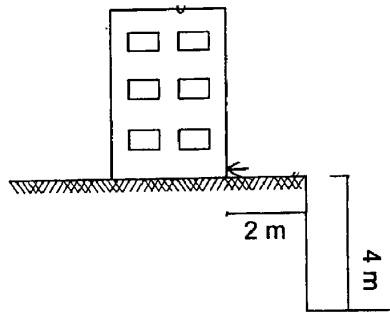
$$B(1.5B - 1.8) > 8.8m^2 \quad B > 3.095m$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۷- مطابق شکل مقابل ساختمانی در فاصله ۲ متری از لبه گودی با عمق ۴ متر که در خاک چسبنده حفر شده است، قرار دارد. با توجه به مشخصات ارائه شده، خطر گود را ارزیابی کنید؟ (فرض کنید خاک دارای رطوبت بالا نمی‌باشد).

$$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3, \quad C = 20 \text{ kPa} \quad \text{و} \quad \text{سربار ساختمان} = 15 \text{ kPa}$$



- (۱) زیاد
(۲) معمولی
(۳) بسیار زیاد
(۴) قابل تعیین نیست.

گزینه ۳

در خاک چسبنده مقدار $\phi = 0$ می‌باشد و بنابراین ضریب فشار محرک برابر $K_a = 1$ خواهد بود.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma} = \frac{2 \times 20}{15\sqrt{1}} - \frac{15}{15} = 1.667 \quad \rightarrow \quad \frac{h}{h_c} = \frac{4}{1.667} = 2.4 > 2$$

۷-۳-۴ ارزیابی خطر گود

ارزیابی خطر گود به منظور واگذاری طراحی گودبرداری و تفویض مسئولیت‌ها به مرجع ذیصلاح که در بندها مشخص می‌شود انجام می‌گردد.

۷-۳-۳-۴ جهت ارزیابی خطر گود قائم لازم است هر سه شرط تعیین شده برای هر دسته در جدول ۷-۳-۱ برقرار باشد. در صورتی که هر سه شرط مذکور با هم برقرار نباشد، خطر گود با توجه به شرطی تعیین می‌شود که خطر بیشتر را تعیین می‌کند. عمق از رابطه ۷-۳-۱ محاسبه می‌شود.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma} \quad (۷-۳-۱)$$

که در آن:

h_c عمق بحرانی گودبرداری بر حسب متر، c چسبندگی خاک بر حسب کیلوپاسکال، γ وزن مخصوص خاک بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب، K_a ضریب فشار افقی زمین در حالت محرک و q تنش ناشی از سربار گود بر حسب کیلوپاسکال می‌باشد.

۷-۳-۳-۴ اگر فاصله ساختمان مجاور از لبه گود کمتر از عمق گود باشد، کل بار ساختمان (q) در محاسبه h_c در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۴ در صورت حضور آب یا رطوبت بالا، به کاهش h_c با توجه به اثر آب بر خواص خاک در رابطه ۷-۳-۱ توجه شود.

جدول ۷-۳-۱ ارزیابی خطر گود با دیوار قائم

مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی همسایه	خطر گود
کمتر از ۰/۵	کمتر از ۶ متر	صفر	معمولی
بین ۰/۵ تا ۲	بین ۶ تا ۲۰ متر	بین صفر تا ۲۰ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۲۰ متر	بیشتر از ۲۰ متر	بسیار زیاد

h عمق گود مورد نظر است و h_c عمق بحرانی بر اساس تخمین اولیه C و ϕ به دست آید.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

- ۴۸- برای طراحی دیوارهای خارجی بتن آرمه در زیرزمین‌ها، که به سقف‌های ساختمان متصل هستند، بارگذاری ناشی از فشار خاک متراکم و سخت را چگونه می‌توان فرض نمود؟
- (۱) در حالت بارگذاری استاتیکی، فشار خاک در حالت محرک و در حالت بارگذاری دینامیکی فشار خاک در حالت سکون
- (۲) در هر دو حالت استاتیکی و دینامیکی، فشار خاک در حالت محرک
- (۳) در حالت بارگذاری استاتیکی، فشار خاک در حالت سکون و در حالت بارگذاری دینامیکی فشار خاک در حالت محرک
- (۴) در هر دو حالت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی، فشار خاک در حالت سکون

گزینه ۴

۷-۵-۳-۴-۵ در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متکی هستند (دیوار متصل طبق بند ۷-۵-۲) در شرایط بارگذاری استاتیکی باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

۷-۵-۳-۴-۶ در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متکی هستند (دیوار متصل طبق بند ۷-۵-۲-۵) در شرایط بارگذاری لرزه‌ای باید از جدول ۷-۵-۲ استفاده شود. سختی یا نرمی خاک، با توجه به خصوصیات خاک، ارتفاع دیوار و ارتفاع ساختمان بر اساس قضاوت مهندسی انتخاب گردد.

جدول ۷-۵-۲ تعیین فشار خاک جهت تحلیل لرزه‌ای

روش محاسبه فشار جانبی خاک در هنگام زلزله	خاک پشت دیوار
فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود	متراکم یا سخت (بر اساس جدول برشی)
(۱) فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند مونونوبه-آکابه یا (۲) فشار استاتیکی با فرض حالت سکون	متوسط و سست

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

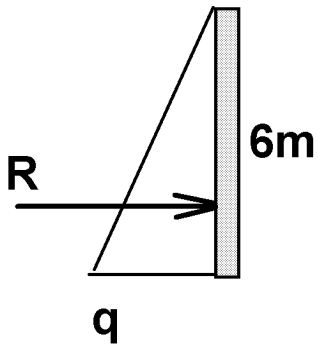
۴۹- برای دیوار حائل طره‌ای بدون مهار به ارتفاع 6 متر از روی شالوده، اگر فشار خاک در تراز شالوده دیوار برابر 35 kN/m^2 در حالت استاتیکی باشد، لنگر خمشی وارد از خاک در پای دیوار (روی شالوده) وارد بر هر متر طول دیوار چند kN.m خواهد بود؟ (سطح روی خاک هم‌تراز بالای دیوار و به صورت افقی بوده و سرباری روی آن وجود ندارد. فشار آب در پشت دیوار وجود ندارد.)

- ۴۲) 420
- ۴) 210

- ۱) 140
- ۳) 315

گزینه ۴

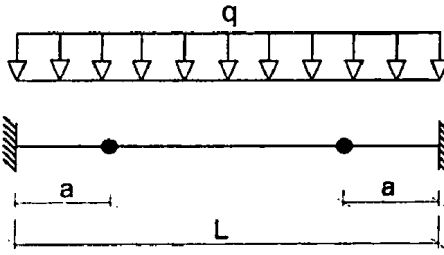
$$q = 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} / \text{m} \quad \rightarrow \quad R = \frac{q \times 6}{2} = 105 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \quad M = R \times 2m = 210 \text{ kN.m/m}$$



www.hoseinzadeh.net

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۰- به ازاء چه مقداری از a بر حسب L لنگر در طول تیر دارای کمترین مقدار خواهد بود؟



(۱) $(\sqrt{2} - 1)L$

(۲) $\frac{L}{2} \left(1 - \frac{\sqrt{2}}{2}\right)$

(۳) $(\sqrt{2} - 1) \frac{L}{2}$

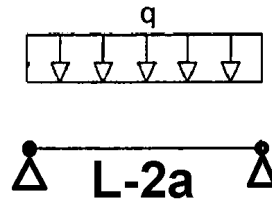
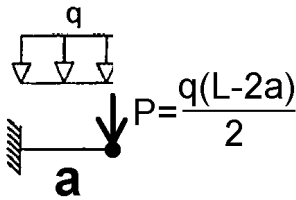
(۴) $\left(\frac{\sqrt{2}}{2} - \frac{1}{3}\right)L$

گزینه ۲

$$\left. \begin{aligned} M^- &= \frac{qa^2}{2} + \frac{q(L-2a)}{2}a \\ M^+ &= \frac{q(L-2a)^2}{8} \end{aligned} \right\} M^- = M^+ \rightarrow \frac{qa^2}{2} + \frac{q(L-2a)}{2}a = \frac{q(L-2a)^2}{8}$$

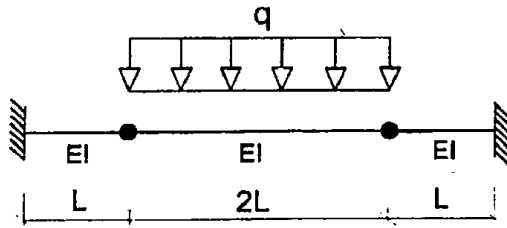
$$\rightarrow 4a^2 + 4qLa - 8qa^2 = qL^2 + 4qa^2 - 4qLa \rightarrow 8a^2 + L^2 - 8La = 0$$

$$\rightarrow a = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{\sqrt{2}}{2}\right)$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۱- خیز حداکثر تیر شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



(۱) $0.346 \frac{qL^4}{EI}$

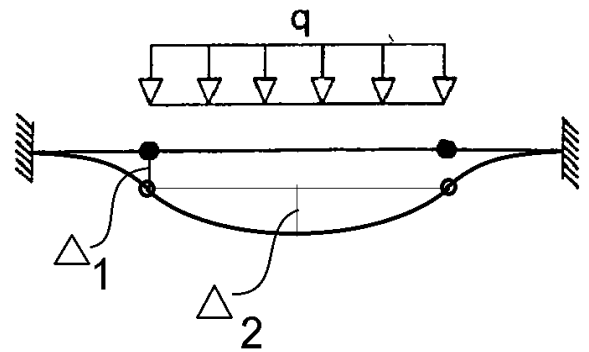
(۲) $0.375 \frac{qL^4}{EI}$

(۳) $0.542 \frac{qL^4}{EI}$

(۴) $0.013 \frac{qL^4}{EI}$

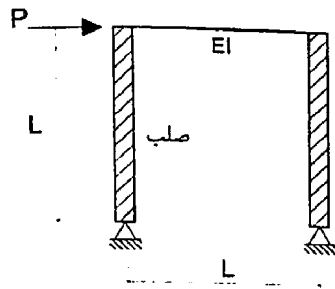
گزینه ۳

$$\left. \begin{aligned} \Delta_1 &= \frac{PL^3}{3EI} = \frac{qL \times L^3}{3EI} \\ \Delta_2 &= \frac{5q(2L)^4}{384EI} \end{aligned} \right\} \Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{qL^4}{3EI} + \frac{5qL^4}{24EI} = \frac{13qL^4}{24EI} = 0.5417 \frac{qL^4}{EI}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۲- تغییر مکان جانبی قاب شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (از اثر تغییر شکل‌های محوری و برشی تیر صرف‌نظر شود).



$\frac{PL^3}{3EI}$ (۱)

$\frac{PL^3}{12EI}$ (۲)

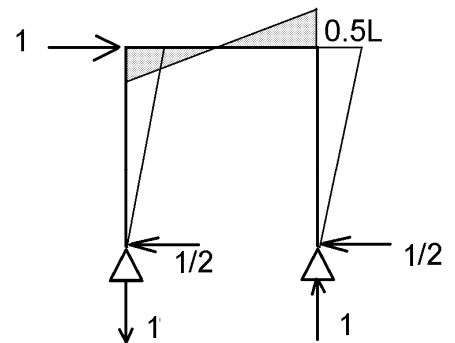
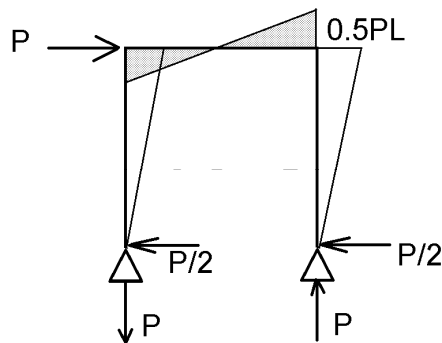
$\frac{PL^3}{6EI}$ (۳)

$\frac{PL^3}{24EI}$ (۴)

گزینه ۲

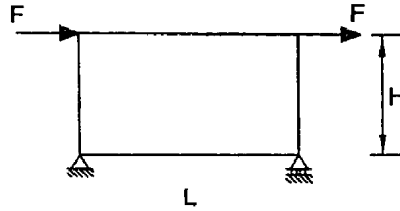
با روش کار مجازی و پس از ترسیم دیاگرام لنگر در سازه‌های اصلی و مجازی داریم:

$$\Delta = 2 \left[\frac{0.5L \left(\frac{L}{2}\right) 0.5PL}{3EI} \right] = \frac{PL^3}{12EI}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۳- در قاب شکل زیر، در صورتی که $L = 2H$ بوده و تمامی اعضا دارای صلبیت خمشی یکسان EI باشند، جابجایی محل اثر نیروی F چقدر خواهد بود؟ (از اثر تغییر شکل های محوری و برشی اعضا صرف نظر شود).



$$\frac{FH^3}{6EI} \quad (۱)$$

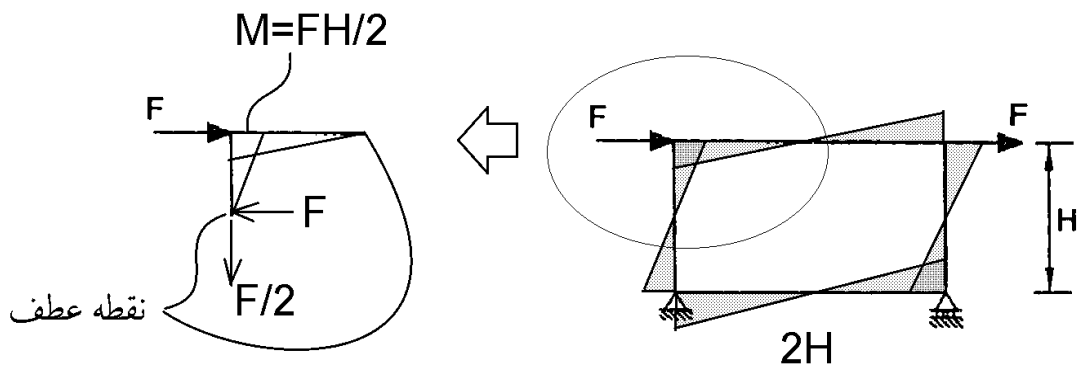
$$\frac{FH^3}{12EI} \quad (۲)$$

$$\frac{FH^3}{8EI} \quad (۳)$$

$$\frac{5FH^3}{24EI} \quad (۴)$$

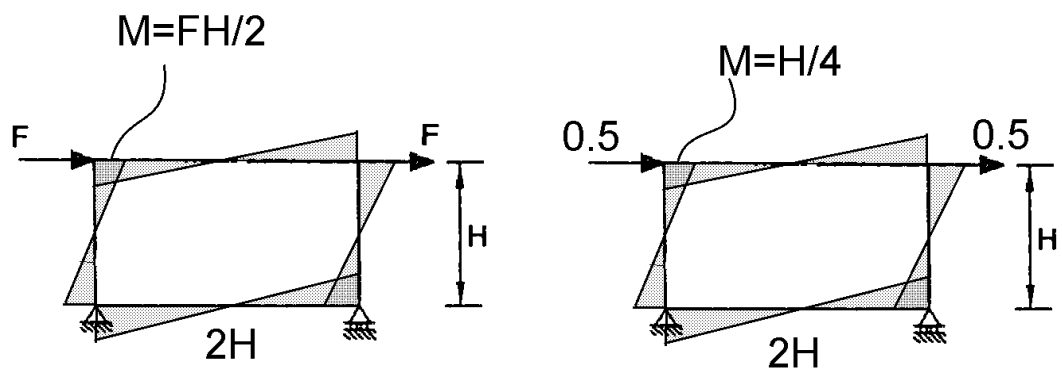
پاسخ در گزینه ها نیست.

سوال مفهومی می باشد. احتمالاً هدف طراح تشابه سازه به قابهای خمشی تحت بار جانبی (مانند زلزله) می باشد. در قابهای خمشی تحت بار جانبی نقطه عطف در وسط اعضا ایجاد می شود. در این سازه نیز با کمی دقت و با استفاده از تقارن آن می توان نشان داد که نقطه عطف تمام اعضا در وسط آنها خواهد بود. بدین ترتیب مانند شکل زیر دیاگرام لنگر سازه به راحتی ترسیم می شود. دقت شود که از تغییر شکل محوری صرف نظر شده و بنابراین غلتکی بودن تکیه گاه تاثیری در نتایج ندارد:



با توجه به سازه اصلی و مجازی داریم:

$$\Delta = 4 \left[\left(\frac{\frac{FH}{2} (H) \frac{H}{4}}{3EI} \right) + \left(\frac{\frac{FH}{2} \left(\frac{H}{2} \right) \frac{H}{4}}{3EI} \right) \right] = \frac{FH^3}{4EI}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۴- یک مخزن بزرگ گاز تشکیل شده است از یک ظرف افقی جوش شده بر روی پایه‌های زین شکل فولادی. این مخزن بر روی زمین نوع III در تبریز نصب شده و در گروه ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد طبقه‌بندی می‌شود. اگر زمان تناوب مخزن 0.05 ثانیه محاسبه شده و وزن مؤثر لرزه‌ای آن 315 کیلو نیوتن باشد، نیروی جانبی ناشی از زلزله (V_u) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

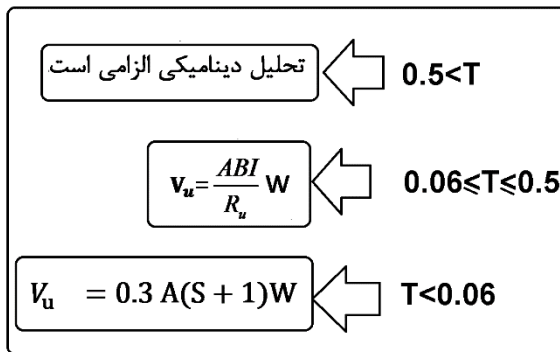
- (۱) 82 kN
(۲) 85 kN
(۳) 91 kN
(۴) 97 kN

با توجه به اینکه دوره تناوب سازه 0.05 می‌باشد، صلب محسوب شده و نیروی زلزله آن به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_u = 0.3A(S + 1)W = 0.3 \times 0.35(1 + 1.75) \times 315 = 90.95 \text{ kN}$$

۵-۳ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و

متکی بر زمین



۱-۳-۵ ضوابط این نوع سازه‌ها عیناً مشابه سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها، موضوع بند (۲-۵) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظیر می‌گردند:

الف- پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۲-۵) تعیین می‌گردند.

ب- حداقل نیروی جانبی یا برش پایه از روابط زیر به دست می‌آیند:

۱- در موارد کلی

$$V_{u\min} = 0.09 W \quad (۳-۵)$$

۲- در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد و زمین‌های نوع III و IV

$$V_{u\min} = 1.6AIW/R_u \quad (۴-۵)$$

۵-۴ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و

متکی بر سازه‌های دیگر

۱-۴-۵ در مواردی که وزن این سازه‌ها کمتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیر ساختمانی به اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، سازه‌های غیرساختمانی در گروه "اجزای غیرسازه‌ای" جای گرفته و مشمول ضوابط فصل چهارم آیین‌نامه می‌گردند.

۲-۴-۵ در مواردی که وزن این سازه‌ها بیشتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیرساختمانی به اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، کل سازه باید هم‌زمان مدل شده و تحلیل گردد. نیروی جانبی باید با رعایت الزامات زیر تعیین شود:

الف- در شرایطی که سازه ساختمانی شرایط صلب بودن را مطابق تعریف بند (۲-۲-۵)

دارا باشد، اثر آن را در مدل کل سازه می‌توان به صورت توزیع جرم مناسب آن در نظر گرفت. سازه نگهدارنده باید برای پارامترهای خود مطابق فصل سوم یا چهارم (هرکدام مناسب‌تر است) تحلیل و طراحی شود. سازه غیرساختمانی باید بر اساس ضوابط اجزای غیرسازه‌ای فصل چهارم تعیین شده و در آن به جای مقدار R_u از جدول (۲-۵) و مقدار α_p برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

ب- در مواردی که سازه غیر ساختمانی صلب نباشد، کل سازه، سازه‌های غیرساختمانی به همراه سازه نگهدارنده آن، باید هم‌زمان مدل شده و تحلیل گردد. ضریب رفتار این سازه باید کمترین دو مقدار R_u برای سازه نگهدارنده از جدول (۱-۵) و سازه غیرساختمانی از جدول (۲-۵) اختیار گردد. سازه غیرساختمانی و اتصالات آن برای نیروهای حاصل از تحلیل کل سازه طراحی می‌گردند.

سازه‌های صلب به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که زمان تناوب نوسان اصلی آنها کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد.

جدول ۲-۵ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
بونکر، مخزن، ظرف یا کندوی هوایی	بر روی پایه‌های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲/۵	۵۰
	بر روی پایه‌های مهاربندی نشده یا مهاربندی شده نامتقارن	۲	۲	۲/۵	۳۰
ظرف افقی جوش شده	با پایه زین شکل فولادی	۳	۲	۲/۵	
	دودکش و سیلوی بتنی درجا با دیواره پیوسته تا روی پی	۳	۲	۳	
تمام سازه‌های دیگر بتنی یا فولادی طره‌ای با جرم گسترده غیر از آنهایی که در این					

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۵- در یک ساختمان ۸ طبقه از روی تراز پایه با ارتفاع و وزن یکسان در کلیه طبقات، مقدار زمان تناوب تجربی برابر ۰.۸ ثانیه و زمان تناوب تحلیلی برابر ۰.۹ ثانیه برآورد شده است. مقدار نیروی جانبی طبقه بام در تحلیل به روش استاتیکی معادل برحسب مقدار برش پایه به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (V_u برش پایه است).

$$0.18V_u \quad (۱)$$

$$0.22V_u \quad (۲)$$

$$0.24V_u \quad (۳)$$

$$0.28V_u \quad (۴)$$

ابتدا دوره تناوب را محاسبه می کنیم:

$$T = \min\left(T_{\text{تحلیلی}}, 1.25T_{\text{تجربی}}\right) = 0.9 \text{ sec} \quad \rightarrow \quad k = 0.5T + 0.75 = 1.2$$

$$F_8 = \frac{W \times (8h)^{1.2}}{Wh^{1.25} \times (1^{1.2} + 2^{1.2} + 3^{1.2} + 4^{1.2} + 5^{1.2} + 6^{1.2} + 7^{1.2} + 8^{1.2})} V_u = 0.24V_u$$

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 می گردد:

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

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 به دست آورده می‌شود:

$$K=0.5T+0.75$$

$$0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec}$$

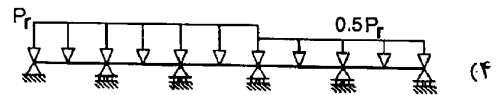
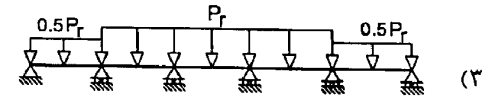
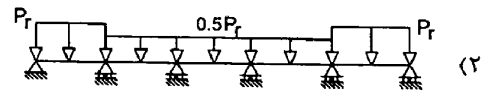
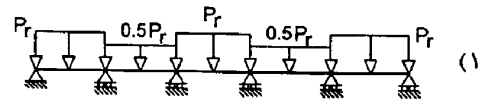
$$(۳-۷)$$

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.

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.

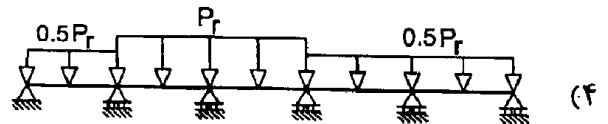
کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۶- برای یک تیر ممتد پنج دهانه با بار برف گسترده یکنواخت P_r ، کدامیک از گزینه‌های زیر جزء حالات الزامی برای بررسی بارگذاری جزئی برف نمی‌باشند؟



گزینه ۱ و ۴

اگر گزینه ۴ به صورت زیر ترسیم شده بود، تنها گزینه ۱ پاسخ می‌بود:

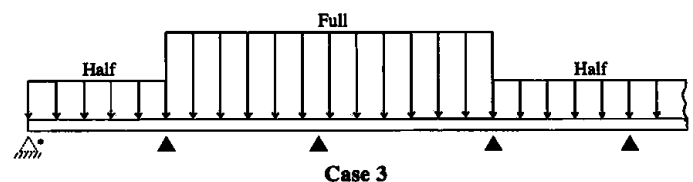
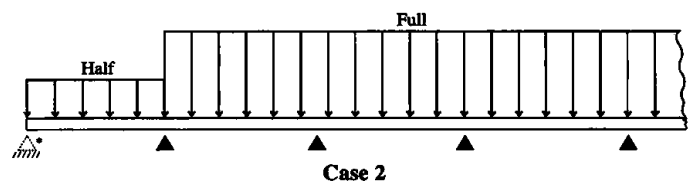
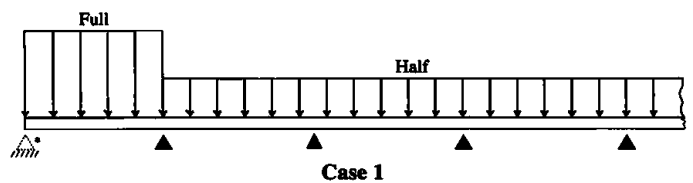


۶-۷-۷ بارگذاری جزئی

اثر لحاظ بار برف متوازن، P_r ، فقط بر روی برخی از دهانه‌ها و مقدار $0.5 P_r$ برای سایر قسمت‌ها باید بررسی شود. برای تیرهای ممتد چند دهانه، سه حالت زیر در نظر گرفته شود:

- بار کامل متوازن برف بر روی هر یک از دهانه‌های انتهایی و نیم‌بار متوازن بر روی سایر دهانه‌ها
- نیم‌بار متوازن برف بر روی هر یک از دهانه‌های انتهایی و بار کامل متوازن بر روی سایر دهانه‌ها
- تمام ترکیب‌های ممکن بار کامل متوازن بر روی دو دهانه مجاور و نیم‌بار متوازن بر روی سایر دهانه‌ها

طره به صورت یک دهانه جداگانه لحاظ می‌شود. اعمال ضوابط این بخش برای اعضای عمود بر خط‌الراس سقف شیب‌دار دو طرفه با شیب بیشتر از چهار درصد ضروری نیست. برای سایر انواع پوشش‌های بام، امکان ایجاد اثر بیشتر ناشی از بارگذاری جزئی، از طریق کاهش بار برف متوازن به نصف در بخش‌هایی از بام باید بررسی شود.



* The left supports are dashed since they would not exist when a cantilever is present.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۷- در دو ساختمان منظم ده طبقه از روی تراز پایه و از نوع قاب خمشی فولادی ویژه و با مشخصات کاملاً یکسان، تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه در هر یک از ساختمان‌ها تحت اثر زلزله طرح و با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ ، برابر 14 میلی‌متر بر اساس روش استاتیکی معادل محاسبه شده است. چنانچه ارتفاع طبقات هر دو ساختمان برابر 4 متر فرض شود، آنگاه حداقل درز انقطاع بین این دو ساختمان در تراز طبقه بام به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (این دو ساختمان مربوط به یک ملک است).

(۱) 1.50 متر (۲) 1.10 متر (۳) 0.85 متر (۴) 0.40 متر

گزینه ۲

اگر در هر طبقه 14mm تغییر مکان نسبی داشته باشیم، مقدار جابجایی در بام برابر $14 \times 10 = 140 \text{ mm}$ خواهد بود.

$$\left. \begin{aligned} \Delta_I &= C_d \times \Delta_{\text{زلزله طرح}} = 5.5 \times 140 = 770 \text{ mm} \\ \Delta_{II} &= C_d \times \Delta_{\text{زلزله طرح}} = 5.5 \times 140 = 770 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Delta_{\text{درز}} = \sqrt{\Delta_I^2 + \Delta_{II}^2} = 770\sqrt{2} = 770 \times 1.4 = 1078 \text{ mm}$$

۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

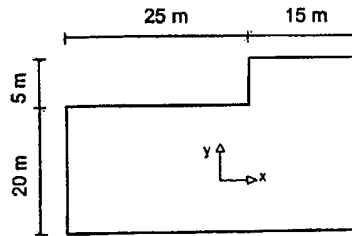
فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان در نظر گرفته شود.

$$\left. \begin{aligned} \text{فاصله از زمین مجاور} &= \frac{h}{200} \text{ \{سازه با اهمیت متوسط کمتر از 9 طبقه} \\ \text{زلزله طرح} &= 0.7 \times C_d \times \Delta \text{ \{سازه با اهمیت متوسط بیش از 8 طبقه} \\ &\text{ \{سازه با اهمیت زیاد و خیلی زیاد} \end{aligned} \right\}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۸- تحلیل سازه یک ساختمان ۱۲ طبقه با پلان یکسان در تمام طبقات مطابق شکل زیر، نشان می‌دهد که برآثر نیروی زلزله راستای y ، با در نظر گرفتن برون مرکزی ۵ درصد بعد ساختمان در راستای x ، حداکثر تغییر مکان در پلان و تغییر مکان مرکز جرم سازه در طبقه هشتم در راستای y ، به ترتیب برابر ۶۶ و ۵۵ میلی‌متر است. برای این طبقه بیشترین مقدار محتمل ضریب بزرگ‌نمایی برون مرکزی اتفاقی (A_j) که از محاسبات به دست می‌آید برای نیروی زلزله در راستای y ، به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (سقف صلب و مرکز جرم منطبق بر مرکز سطح فرض شود).



$$A_j = 3 \quad (۱)$$

$$A_j = 1.25 \quad (۲)$$

$$A_j = 1.17 \quad (۳)$$

$$A_j = 1 \quad (۴)$$

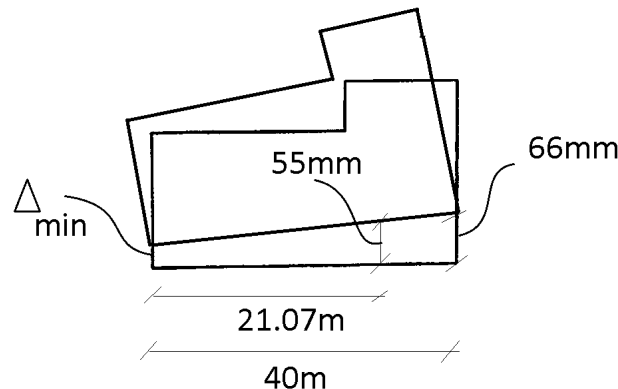
گزینه ۴

مختصات مرکز جرم طبقه:

$$X_M = \frac{(25 \times 20) \times 12.5 + (15 \times 25) \times 32.5}{(25 \times 20) + (15 \times 25)} = 21.07 \text{ m}$$

$$\Delta_{min} = 55 - \frac{66 - 55}{40 - 21.07} \times 21.07 = 42.76 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \Delta_{ave} = \frac{42.76 + 66}{2} = 54.38 \text{ mm}$$

$$A_j = \left(\frac{66}{1.2 \times 54.38} \right)^2 = 1.022$$



۳-۷-۳-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_j ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1/2 \Delta_{ave}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (۹-۳)$$

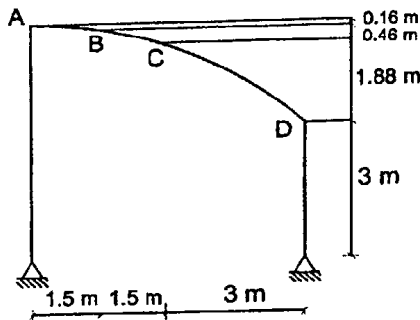
در این رابطه:

Δ_{max} = حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۹- برای نگهداری محصولات کشاورزی در یک مزرعه در قزوین سایبانی به صورت نیم سهمی به شکل مقابل در نظر گرفته شده است. هیچ مانعی برای بارش برف روی این سایبان در اطراف وجود ندارد و محیط کاملاً مستوی و بدون مانع است. زیر سایبان باز و سازه بدون گرمایش است. با توجه به پوشش به کار رفته، بام لغزنده است. در صورتی که سقف قوسی به سه قسمت تقسیم شود، شدت بار متوازن برف روی قسمت CD برای هر مترمربع تصویر افقی سطح به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



$$0.50 \text{ kN/m}^2 \quad (۱)$$

$$0.60 \text{ kN/m}^2 \quad (۲)$$

$$0.70 \text{ kN/m}^2 \quad (۳)$$

$$0.55 \text{ kN/m}^2 \quad (۴)$$

گزینه ۴

$$P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g$$

سازه بدون گرمایش است و بنابراین $C_t = 1.2$ می باشد.

$$\left. \begin{aligned} \tan(\alpha) &= \frac{1.88}{3} & \rightarrow & \alpha = 32^\circ \\ \alpha_0 &= 15^\circ \end{aligned} \right\} C_s = 1 - \frac{32-15}{70-15} = 0.691 \quad \text{برای قسمت CD:}$$

محیط مستوی و بدون مانع می باشد، گروه ناهمواری کم و سازه برف ریز محسوب می شود. بنابراین $C_e = 0.8$ می باشد. ضریب اهمیت: انبار کشاورزی در گروه خطر پذیری ۴ قرار دارد و بنابراین $I_s = 0.8$ می باشد.

$$P_r = 0.7 \times 0.69 \times 1.2 \times 0.8 \times 0.8 \times 1.5 = 0.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

۶-۷-۲ بار برف بام

بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به شیب و دمای بام، برف گیری، و اهمیت سازه، برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه ۶-۷-۱ تعیین می شود:

$$P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g \quad (۶-۷-۱)$$

۶-۷-۶ ضریب شیب C_s

برای بام‌های مسطح، ضریب شیب، C_s ، برابر واحد می باشد. برای بام‌های شیب‌دار ضریب شیب بر حسب زاویه شیب، α ، به صورت زیر تعیین می شود:

$$\begin{aligned} C_s &= 1.0 & \alpha \leq \alpha_0 & \quad (۶-۷-۶ \text{ الف}) \\ C_s &= 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{\gamma_0 - \alpha_0} & \alpha_0 < \alpha < \gamma_0 & \quad (۶-۷-۶ \text{ ب}) \\ C_s &= 0 & \alpha \geq \gamma_0 & \quad (۶-۷-۶ \text{ پ}) \end{aligned}$$

زاویه α_0 ، طبق بند ۶-۷-۱، با توجه به شرایط سطح شیب‌دار مشخص می شود.

۶-۷-۶-۱ اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب‌دار بدون مانع باشد و همچنین فضای کافی پایین تر از لبه بام برای پذیرش برف موجود باشد، مقدار α_0 برای $C_t = 1$ برابر پنج درجه، برای $C_t = 1.1$ برابر ده درجه و برای مقادیر بیشتر C_t برابر پانزده درجه خواهد بود. بام‌های لغزنده شامل پوشش‌های فلزی، سنگ برگ، شیشه‌ای و پوشش لاستیکی، پلاستیکی و قیراندود با سطوح صاف و هموار می باشد. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی توان صاف دانست. ورقه‌های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی شوند.

در صورت عدم وجود شرایط لغزنده و مانع‌دار بودن بام، مقدار α_0 برای $C_t = 1$ برابر 30° و برای C_t های بیشتر برابر 45° می باشد.

$$\rightarrow \text{بام شیب دار} \rightarrow \begin{cases} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 5^\circ \\ C_t = 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 10^\circ \\ C_t \geq 1.2 \rightarrow \alpha_0 = 15^\circ \end{cases} \rightarrow \text{بام لغزنده بدون مانع}$$

$$\rightarrow \begin{cases} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 30^\circ \\ C_t \geq 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 45^\circ \end{cases} \rightarrow \text{بام غیر لغزنده و یا مانع دار}$$

$$\text{بام تخت} \rightarrow C_s = 1$$

$$\text{بام های کنگره ای و شیب دار دندان‌ه ای} \rightarrow C_s = 1$$

هر گونه کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه و یا فروش آن ممنوع می باشد ۶۰

۶-۷-۴ ضریب برف گیری C_e

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف ریز	بام نیمه برف گیر	بام برف گیر
زیاد	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۲
متوسط	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۱
کم	۰٫۸	۰٫۹	۱٫۰

۶-۷-۵ ضریب شرایط دمایی C_t

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_t

۱٫۰	تمام ساختمان‌های به جز موارد زیر
۱٫۱	سازه‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می شوند.
۱٫۲	سازه‌های با زیر بام باز و سازه‌های بدون گرمایش
۱٫۳	سازه‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگهداشته می شود

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۶۰- پلان طبقات یک ساختمان اداری 5 طبقه دارای ابعاد 30×40 m و به صورت مستطیل شکل می باشد. وزن مرده متوسط کف طبقه سوم با احتساب وزن اسکلت برابر 6.2 kN/m^2 بوده و بار زنده متوسط کف بدون پارتیشن برابر 3.2 kN/m^2 برآورد شده است. وزن معادل دیوارهای تقسیم کننده بر کف طبقات برابر 1.25 kN/m^2 تخمین زده شده و وزن متوسط دیوار نمای چهارطرف ساختمان برابر 1.5 kN بر هر متر مربع سطح دیوار می باشد. اگر ارتفاع هر طبقه 3.6 متر فرض شود، وزن مؤثر لرزه ای طبقه سوم حدوداً چند کیلونیوتن خواهد بود؟ (در محاسبه وزن دیوارهای نما، ارتفاع دیوار را برابر ارتفاع طبقه فرض نمائید).

12200 (۱) 10500 (۲) 11500 (۳) 9800 (۴)

گزینه ۲

$$W_e = D + L_{PARTITION} + 0.2LIVE$$

$$W_e = [(6.2 \times 1200) + (1.5 \times 140 \times 3.6)] + (1.25 \times 1200) + 0.2(3.2 \times 1200) = 10464 \text{ kN}$$

www.hoseinzadeh.net

www.hoseinzadeh.net