

بنام خدا

با سلام،

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

@Nezam_hoseinzadehasl

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

<https://telegram.me/mhoseinzadehasl>

۲- ارسال پرسش از طریق تلگرام:

<http://www.hoseinzadeh.net/nezam.htm>

۳- وبسایت شخصی:

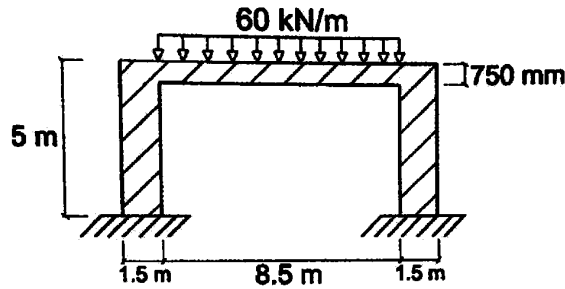
در کانال فوق همچنین به سوالات مطرح در این زمینه پاسخ داده خواهد شد.

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱- مطابق شکل زیر، در یک قاب خمشی بتن مسلح، تیر با مقطع $500 \times 750 \text{ mm}$ و پایه‌های طرفین با مقطع $1500 \times 3000 \text{ mm}$ بوده و تیر تحت تاثیر یک بار مرده دائمی 60 kN/m (شامل وزن تیر) قرار می‌گیرد. تغییرشکل قائم کل وسط دهانه ۷ سال پس از اجرا ناشی از بار دائمی یادشده برحسب میلی‌متر به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ $E_c = 22 \times 10^3 \text{ MPa}$ ، ممان اینرسی موثر مقطع تیر (I_e) برابر نصف ممان اینرسی مقطع ترک‌نخورده بدون لحاظ اثر آرماتور (I_g) فرض شود؛ همچنین در وسط دهانه مقدار آرماتور فشاری ناچیز فرض شود و از تغییرشکل قائم پایه‌ها، صرف‌نظر گردد. طول موثر دهانه تیر در محاسبات 8.5 m در نظر گرفته شود و رده بتن $C25$ می‌باشد.



25 (۱)

www.hoseinzadeh.net 20 (۲)

9 (۳)

13 (۴)

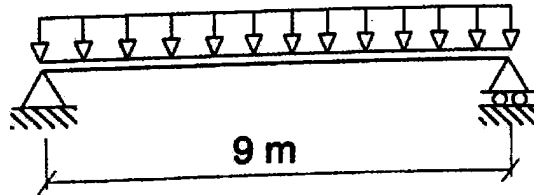
گزینه ۴ (سطح سوال: آسان)

با توجه به سختی بالای ستونها (پایه‌های نگه دارنده) و با توجه به اینکه در روی سوال تاکید شده از تغییرشکل پایه‌ها صرف نظر شود، دوران انتهای تیر صفر فرض می‌شود (مانند تیر دوسر گیردار). و تغییر شکل آن به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta_{\text{آنی بار دائمی}} = \frac{q_D L^4}{384 E I_e} = \frac{60 \frac{\text{N}}{\text{m}} \times 8500^4}{384 \times 22 \times 10^3 \times \left(\frac{1}{2} \frac{1500 \times 750^3}{12} \right)} = 4.218 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{کل}} = \Delta_{\text{آنی بار دائمی}} + \Delta_{\text{خزش}} = \Delta_{\text{آنی بار دائمی}} + \left(\frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \right) \Delta_{\text{آنی بار دائمی}} = 4.218 + \left(\frac{2}{1 + 50 \times 0} \right) \times 4.218 = 12.65 \text{ mm}$$

۲- یک تیر دو سر ساده بتن آرمه پیش‌ساخته با مقطع مستطیل شکل به طول دهانه ۹ متر، عرض مقطع ۴۰۰ mm و ارتفاع موثر مقطع ۵۲۵ mm، تحت اثر بار گسترده یکنواخت مرده 20 kN/m (شامل وزن تیر) و بار گسترده یکنواخت زنده 15 kN/m قرار خواهد داشت. تعیین کنید به‌طور نظری حداقل در چند درصد از طول تیر باید آرماتور برشی قرار داده شود؟ (از مولفه قائم زلزله صرف‌نظر شود و نزدیکترین گزینه به پاسخ انتخاب گردد. همچنین بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S340 در نظر گرفته شود).



- (۱) ۱۰۰ درصد
(۲) ۷۰ درصد
(۳) ۵۰ درصد
(۴) ۳۰ درصد

گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

در نقاطی که برش ضریب دار وارد بر تیر (V_u) کمتر از نصف مقاومت برشی تیر باشد، نیاز به آرماتور برشی نخواهد بود.

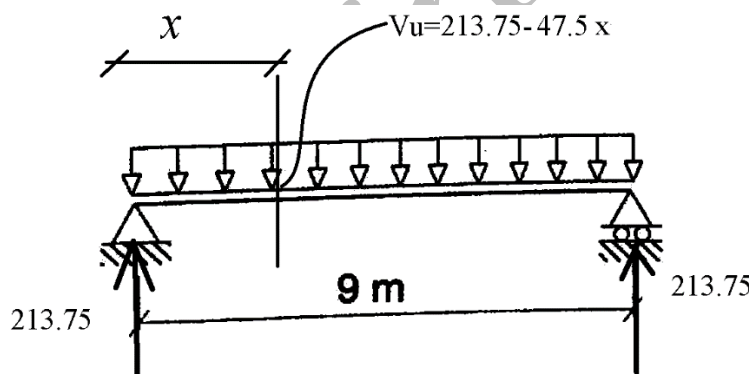
۹-۱۵-۶-۳ حداقل آرماتور برشی

۹-۱۵-۶-۳-۱ در تمامی اعضای خمشی بتن‌آرمه‌ای، به غیر از موارد مندرج در بند ۹-۱۵-۶-۳-۲،

که در آنها مقدار V_u از نصف مقدار V_c تجاوز کند، باید آرماتور برشی به کار برده شود.

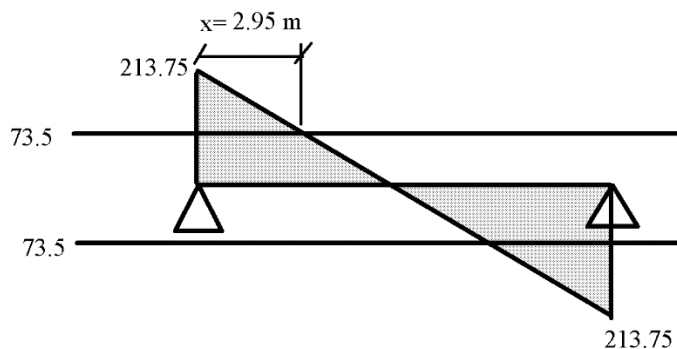
$$(V_u = 213.75 - 47.5x) < \left(\frac{1}{2} V_c = 0.7 \times 0.2 \times \sqrt{25} \times 400 \times 525 = 73.5 \text{ kN}\right)$$

$$\rightarrow x = 2.95 \text{ m}$$



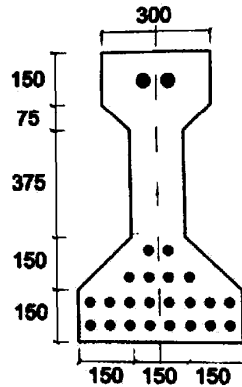
در ابتدا و انتهای تیر که برش وارد بیش از 73.5 kN است باید آرماتور برشی قرار داده شود. بنابراین:

$$\text{درصدی از طول تیر که باید آرماتور برشی قرار داده شود} = \frac{2 \times 2.95}{9} = 0.65 = 65\%$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳- مقطع یک تیر بتنی پیش‌تنیده در شکل زیر نشان داده شده است. نسبت مقدار تغییرشکل نسبی حاصل از وارفتگی بتن شش ماه بعد از پیش‌تنیده شدن تیر به مقدار تغییرشکل نسبی اولیه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقدار ضریب وارفتگی بتن برابر 1.8 در نظر گرفته شود. همچنین ابعاد روی شکل بر حسب میلی‌متر است).



1.56 (۱)

1.23 (۲)

1.75 (۳)

1.18 (۴)

گزینه ۱ (سطح سوال به دلیل جدید بودن، سخت)

$$\left. \begin{aligned} \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{ci}} = \phi f = 1.8 \times \left(\frac{\sqrt{180}}{\sqrt{180} + 0.16\sqrt{r_m}} \right) \\ r_m = \frac{2A_c}{u} = \frac{2(230635)}{2730} = 169 \end{aligned} \right\} \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{ci}} = 1.56$$

۹-۲۴-۵-۲ وارفتگی بتن

برای قطعات بتن پیش‌تنیده که تحت فشار قرار دارند مقدار تغییرشکل نسبی حاصل از وارفتگی

بتن $\varepsilon_{cc}(t)$ از رابطه (۹-۲۴-۵) تعیین می‌شود:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \phi \cdot \varepsilon_{ci} \cdot f(t) \quad (۹-۲۴-۵)$$

در این رابطه مقدار ε_{ci} از رابطه (۹-۲۴-۶) محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_{ci} = \frac{f_{cl}}{E_{ci}} \quad (۹-۲۴-۶)$$

مقدار $f(t)$ در رابطه (۹-۲۴-۸) از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 0.16\sqrt{r_m}} \quad (۹-۲۴-۸)$$

در این رابطه t زمان بر حسب روز می‌باشد و $f(t)$ مقاومت مشخصه در زمان t است.

مقدار r_m نیز با استفاده از رابطه (۹-۲۴-۴) محاسبه می‌شود:

$$r_m = \frac{2A_c}{u} \quad (۹-۲۴-۴)$$

مقدار u ، محیط مقطع بر حسب میلی‌متر می‌باشد.

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

میلی‌متر مربع

r_m = شعاع متوسط قطعه، میلی‌متر

ϕ = ضریب وارفتگی بتن

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴- در طراحی یک دیوار وزنی حائل نگهبان به ارتفاع 3.5 متر، برای تامین مقاومت لغزش در شرایط استاتیکی، به اصطکاک بین شالوده و خاک و نیروی مقاوم خاک جلوی دیوار اکتفا می‌شود. اگر نیروی رانش خاک پشت دیوار 37 kN در واحد مترطول دیوار و مقاومت ناشی از اصطکاک بین شالوده و خاک 51 kN در واحد مترطول دیوار باشد، حداقل مقاومت ناشی از نیروی مقاوم خاک جلوی دیوار بر حسب کیلونیوتن در واحد مترطول دیوار به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (روش تنش مجاز مدنظر است).

(۱) صفر (۲) 5 (۳) 17 (۴) 23

گزینه ۴ (سطح سوال: آسان)

$$37 \times 2 < 51 + X \rightarrow X > 23 \text{ kN}$$

۷-۵-۱- تنش مجاز

حداقل ضرایب اطمینان برای انواع سازه‌های نگهبان در زیر ارائه شده است.

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

مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای این گونه دیوارها در جدول ۷-۵-۳ آمده است.

جدول ۷-۵-۳ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی

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

۱) در این دیوارها برآیند بار قائم در تراز پی باید در ۰/۳۳ میانی پی باشد یعنی حداکثر خروج از مرکزیت در تراز کف پی ۰/۱۶ است و هیچ قسمت از پی به کشش نیفتد. خروج از مرکزیت در سایر ترازها برای دیوارهای وزنی متشکل از قطعات بلوک بتنی کافی است از ۰/۲۵ بیشتر نشود، یعنی بخش کوچکی از پی به کشش بیفتد.

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵- در دیوارهای اطراف زیرزمین که انتهای دیوار به سقف سازه متکی است، در شرایط بارگذاری استاتیکی برای تعیین فشار خاک در پشت دیوار از فشار خاک در کدام حالت باید استفاده شود؟ (شرایط خاصی از قبیل فشار آب، ریشه گیاهان، تورم خاک، یخبندان، برخاست و ترک‌کششی وجود ندارد و خاک پشت دیوار به صورت لایه لایه خاکریزی و متراکم نشده است).

(۱) سکون

(۲) مقاوم

(۳) محرک

(۴) بسته به مقدار تغییرشکل افقی، مقاوم یا محرک

گزینه ۱ (سطح سوال: آسان)

۵-۷ سازه‌های نگهبان

۴-۵-۷ فشار خاک

۳-۴-۵-۷ تعیین فشار خاک در پشت دیوار

۵-۳-۴-۵-۷ در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متکی هستند (دیوار متصل طبق بند

۲-۵-۷) در شرایط بارگذاری استاتیکی باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

۶- در طراحی پی منفرد ساختمانی گسیختگی برشی خاک زیر پی که حاوی خاک نرم تا عمق 10 متری می باشد، تعیین کننده است. احداث ساختمان با گودبرداری به عمق 2.5 متر همراه است. چنانچه فاصله آزاد بین دو پی مجاور با ابعاد سه متر در سه متر برابر 8 متر باشد، حداقل عمق مورد نیاز عمیق ترین گمانه از سطح زمین چند متر می باشد؟

6 (۴)

7 (۳)

5.5 (۲)

8.5 (۱)

گزینه ۱

فاصله لب به لب دو پی مجاور برابر 8m می باشد.

مجموع عرض دو پی برابر $3+3=6m$ می باشد.

بنابراین $B=3m$

حداقل عمق گمانه برابر $B=3m$ می باشد ولی با توجه به گودبرداری به عمق 2.5m، عمق گمانه باید برابر حداقل برابر $3+2.5=5.5m$

باشد. از طرفی طبق مورد "۶" در بند زیر حداقل عمق گمانه ۶ متر می باشد.

بنابراین حداقل عمق از سطح زمین $6m+2.5m=8.5m$ می باشد.

۲-۷ شناسایی ژئوتکنیکی زمین

۳-۲-۷ شناسایی ها

۵-۳-۲-۷ عمق گمانه ها

۱-۵-۳-۲-۷ اگر نشست در طراحی پی بر روی زمین مورد نظر تعیین کننده باشد، آنگاه لازم است که عمق حداقل یک گمانه بیش از عمقی باشد که افزایش تنش ناشی از بار ساختمان در آن عمق به کمتر از هر یک از دو معیار زیر می رسد، هر عمقی بیشتر شد ملاک می باشد:

(۱) ۱۰ درصد تنش موثر زمین در آن عمق

(۲) ۱۰ درصد تنش ناشی از ساختمان بر کف پی (که با توجه به منحنی های حباب تنش، عمق برای پی مربعی بین ۲B تا ۲/۵B و برای پی نواری بین ۳B تا ۴B باید باشد).

۲-۵-۳-۲-۷ اگر ظرفیت باربری زمین و گسیختگی برشی خاک زیر پی تعیین کننده باشد، عمق گمانه با توجه به نظریه های ظرفیت باربری باید بین B تا ۱/۵B باشد.

۳-۵-۳-۲-۷ در دو بند بالا B عرض ساختمان یا پی می باشد که باید به صورت ذیل به دست آید:

(۱) ساختمان با پی های منفرد: اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیشتر از مجموع عرض آن دو پی باشد، B را عرض یک پی در نظر گرفته و در غیر این صورت عرض کل ساختمان به عنوان B تعیین می شود.

۴-۵-۳-۲-۷ نکاتی که باید در تعیین عمق گمانه رعایت شود:

(۱) اگر احداث ساختمان با گودبرداری همراه باشد، عمق گود به عمق گمانه به دست آمده در بند ۵-۳-۲-۷ باید اضافه شود.

(۲) اگر عمق مورد نیاز برای شناسایی زمین خیلی کم باشد، می توان از روش های شناسایی دستی مانند آزمایش های برجای نفوذ مخروط و کاوشگر دینامیکی به جای گمانه زنی استفاده کرد.

(۳) حفر حداقل یک چاهک جهت مشاهده بافت خاک در هر پروژه ضروری است. اگر عمق چاهک کافی باشد می تواند جایگزین حفر یک گمانه شود.

(۴) در هر حالت عمق یک گمانه نباید کمتر از ۶ متر زیر پی باشد، مگر در مواردی که گمانه قبل از ۶ متر به لایه سخت رسیده باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۷- برای تحلیل پی‌های انعطاف‌پذیر و بدست آوردن تنش زیر پی کدام روش صحیح است؟

- ۱) شبیه‌سازی خاک به صورت فنر (K_s)، با مقدار یکنواخت، مشروط‌براینکه پی به همراه روسازه تحلیل شود.
- ۲) شبیه‌سازی خاک به صورت فنر (K_s)، با مقدار یکنواخت
- ۳) شبیه‌سازی خاک به صورت فنر (K_s)، با سه مقدار $1.25K_s$ ، K_s و $0.8K_s$ و انتخاب بحرانی‌ترین نتایج آن‌ها
- ۴) شبیه‌سازی خاک به صورت فنر (K_s)، با تغییرات لازم مقدار آن در زیر سطح پی متناسب با نشست‌ها

گزینه ۴

۷-۴ پی سطحی

۷-۴-۶ پی‌های انعطاف‌پذیر

۷-۴-۶-۱ برای تحلیل پی‌های انعطاف‌پذیر و به دست آوردن تنش زیر پی نمی‌توان از فرض توزیع خطی تنش در زیر پی استفاده کرد.

۷-۴-۶-۲ برای تحلیل سازه پی انعطاف‌پذیر می‌توان خاک را به صورت فنر (K_s) شبیه‌سازی کرد اما لازم است به نکات ذیل توجه شود:

الف- مقدار K_s از آزمایش‌های معتبری مثل بارگذاری صفحه و یا آزمایش فشارسنج با اصلاحات لازم به دست آید.

ب- انتخاب مقدار یکنواخت برای K_s در تمام سطح زیر پی صحیح نمی‌باشد و متناسب با نشست اتفاق افتاده باید تغییر کند و افزایش سختی در لبه‌ها توصیه می‌شود.

۷-۴-۶-۳ برای تحلیل دقیق نشست پی لازم است از مدل سازی محیط پیوسته برای خاک استفاده گردد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۸- در ساختمان‌های بنایی مسلح، حداقل طول قابل قبول قسمت بحرانی در بالا و پائین ستونی به ارتفاع آزاد ۲.۹ متر و مقطع 400×400 mm برحسب میلی‌متر به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

۸۰۰ (۴)

۵۰۰ (۳)

۴۰۰ (۲)

۲۰۰ (۱)

گزینه ۳

۴-۸ ساختمان‌های بنایی مسلح

۸-۴-۵ ضوابط ویژه برای مناطق با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد

۸-۴-۵-۱ میلگرد عرضی ستون‌ها

۸-۴-۵-۱ طول قسمت بحرانی در بالا و پایین ستون نباید کمتر از بیشترین مقادیر زیر در نظر

گرفته شود:

الف- یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب- ۴۵۰ میلی‌متر

ج- ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۹- موقعیت زمین محل احداث یک ساختمان بنایی محصورشده با کلاف به‌گونه‌ای است که شالوده یک دیوار به طول 12 متر و ضخامت 350 میلی‌متر، به‌علت شیب 5 درصدی زمین باید به‌صورت پلکانی اجراء شود. چنانچه عرض کرسی چینی 450 میلی‌متر فرض شود، حداقل حجم شالوده این دیوار به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (پلکانی کردن شالوده با کمترین تعداد پله و با طول مساوی برای هر پله در نظر گرفته شود).

6.5 m³ (۴)

6 m³ (۳)

4.5 m³ (۲)

3 m³ (۱)

گزینه ۲

کل اختلاف ارتفاع در دو انتها برابر $0.05 \times 12 = 0.6m$ می‌باشد و بنابراین دو پله ۳۰ سانتی لازم خواهد بود. عرض پی با توجه به بند زیر حداقل باید $0.450 \times 1.5 = 0.675 m$ خواهد بود. در صورت عدم استفاده از پله حجم بتن پی برابر خواهد بود با:

$$0.675 \times 0.5 \times 12 = 4.05 m^3$$

حجم بتن دو پله برابر است با:

$$2(0.675 \times 0.3 \times 0.6) = 0.243 m^3$$

جمع کل حجم بتن ریزی برابر است:

$$4.05 m^3 + 0.243 m^3 = 4.29 m^3$$

۸-۵ ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف

۸-۵-۵ طرح و اجرا

۸-۵-۵-۵ شالوده

رعایت ضوابط زیر برای شالوده‌ها الزامی است:

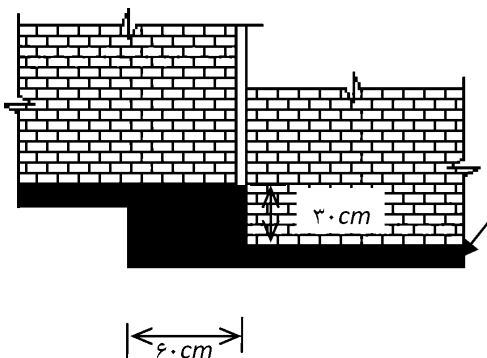
الف) شالوده‌ها باید در یک تراز ساخته شوند و هر گاه احداث شالوده به هر دلیل در یک تراز ممکن نباشد، هر بخشی از شالوده باید به صورت افقی در یک تراز قرار گیرد.

ب) ساخت شالوده شیب‌دار به هیچ وجه مجاز نیست. در زمین‌های شیب‌دار چنانچه ساخت شالوده ساختمان در یک تراز ممکن نباشد باید از شالوده‌های پلکانی استفاده شود، به طوری که این شالوده‌ها در جهت افقی حداقل ۶۰۰ میلی‌متر همپوشانی داشته و ارتفاع هر پله نباید بیش از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

پ) برای دیوارهای باربر، عرض شالوده نواری باید حداقل ۱/۵ برابر عرض کرسی چینی و عمق آن حداقل ۵۰۰ میلی‌متر باشد.

ت) شالوده دیوارها باید با استفاده از بتن یا حداقل شفته آهکی با عیار ۳۵۰ کیلوگرم آهک در متر مکعب شفته و یا سنگ لاشه با یکی از ملات‌های گل-آهک، ماسه-سیمان-آهک (باتارد) و یا ماسه-سیمان ساخته شود.

ث) در مناطق سردسیر و دارای یخبندان تراز روی شالوده حداقل ۴۰۰ میلی‌متر زیر سطح زمین قرار گیرد.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۰- در آزمایش جذب آب یک نمونه سنگ که برای اجرای ساختمان با مصالح بنایی استفاده می‌شود، جرم قطعه سنگ خشک 11.5 kg بوده و بعد از جذب آب به 14.6 kg رسیده است. این مقدار جذب آب

- ۱) در صورتی که سنگ، آهکی متخلخل باشد مجاز است.
- ۲) در صورتی که سنگ، رگی باشد مجاز است.
- ۳) در صورتی که سنگ، آهکی متراکم باشد مجاز است.
- ۴) در صورتی که سنگ، توف باشد مجاز است.

گزینه ۴

درصد جذب آب برابر است با:

$$\frac{14.6 - 11.5}{11.5} = 0.27$$

۸-۲ مشخصات مصالح و کنترل کیفیت

۸-۲-۲ مصالح ساختمانی

۸-۲-۲-۴ واحد مصالح بنایی

۸-۲-۲-۴-۳ سنگ

ب) حداقل ضوابط لازم برای سنگ‌های مصرفی

مقاومت فشاری سنگ‌ها برای کارهای بنایی برابر نباید کمتر از ۱۵ مگاپاسکال باشد. جذب آب سنگ‌های رگی حداکثر ۵٪ و ضریب نرم شدن سنگ در آب، در مورد سنگ‌های باربر و نما دست کم ۷۰٪ است. جذب آب مجاز در استاندارد ایران برای سنگ‌های آهکی متراکم ۱۵٪، سنگ‌های آهکی متخلخل ۲۵٪ و در مورد توف‌ها ۳۰٪ تعیین شده است.

۱۱- در ساختمان‌های بنایی غیر مسلح، در صورت استفاده از دیوار سنگی، حداکثر ضخامت مجاز

ملاط بر حسب میلی‌متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

50 (۴)

40 (۱)

30 (۲)

25 (۱)

گزینه ۳

۸-۶ ساختمان‌های بنایی غیر مسلح

۸-۶-۵ طرح و اجرا

۸-۶-۵-۶ دیوار

۸-۶-۵-۶-۱ دیوارهای باربر

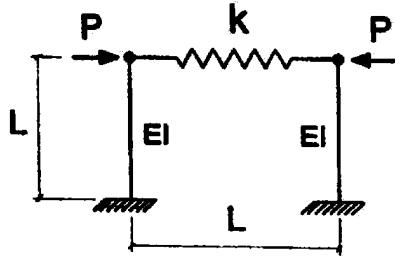
۶- دیوارهای ساختمان‌های سنگی علاوه بر موارد ۱ تا ۳ باید ضوابط زیر را نیز برآورده نمایند:

پ) حداکثر ضخامت مجاز ملاط ۴۰ میلی‌متر است. ملاط مورد استفاده در دیوار چینی باید مشابه

ملاط‌های کرسی چینی باشد.

۱۲- در قاب شکل زیر چنانچه $k = \frac{3EI}{L^3}$ باشد، مقدار لنگر خمشی در پای ستون‌ها به کدام یک از

مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

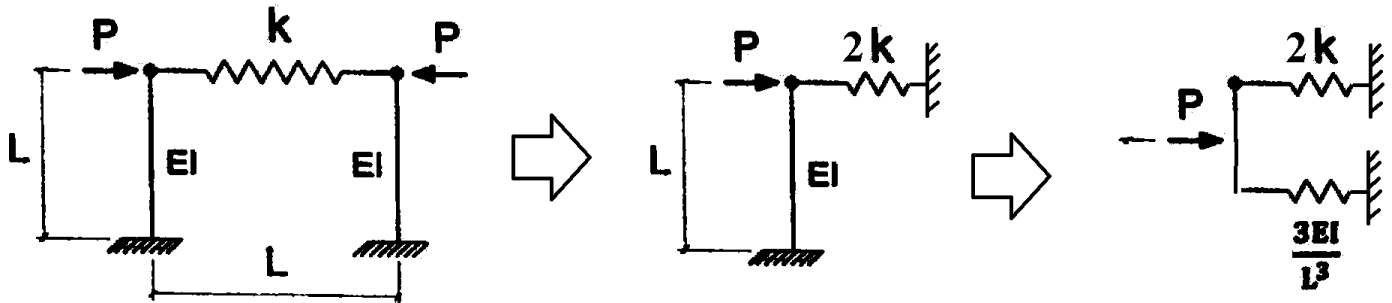


- (۱) $\frac{PL}{3}$
- (۲) $\frac{PL}{2}$
- (۳) $\frac{2PL}{3}$
- (۴) PL

گزینه ۱ (سطح سوال: آسان)

با توجه به تقارن می‌توان نصف مدل را تحلیل کرد. هنگام نصف کردن، سختی فنر دو برابر می‌شود.

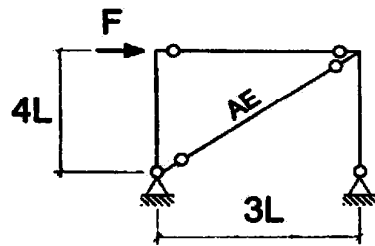
از طرفی سختی جانبی ستون طره نیز $\frac{3EI}{L^3}$ می‌باشد. بنابراین با توجه به شکل زیر سهم ستون از بار P برابر $1/3$ خواهد بود و در نتیجه لنگر پای ستون برابر $M = PL/3$ خواهد بود.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۳- در قاب شکل زیر اگر سختی محوری تیر و ستون‌ها بسیار زیاد فرض شود و سطح مقطع

عضو مورب برابر A باشد، مقدار سختی جانبی قاب به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



0.072 $\frac{AE}{L}$ (۱)

0.12 $\frac{AE}{L}$ (۲)

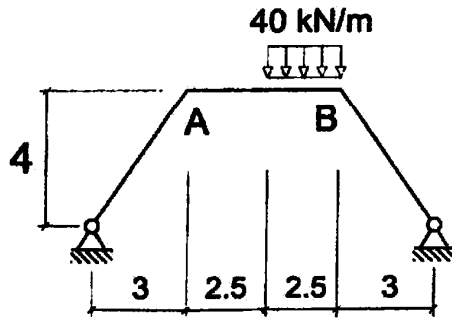
0.16 $\frac{AE}{L}$ (۳)

0.128 $\frac{AE}{L}$ (۴)

گزینه ۱ (سطح سوال: آسان)

$$K = \text{سختی مهاربند} \times \cos^2 \theta = \frac{EA}{5L} \times \left(\frac{3}{5}\right)^2 = \frac{9}{125} \frac{EA}{L} = 0.072 \frac{EA}{L}$$

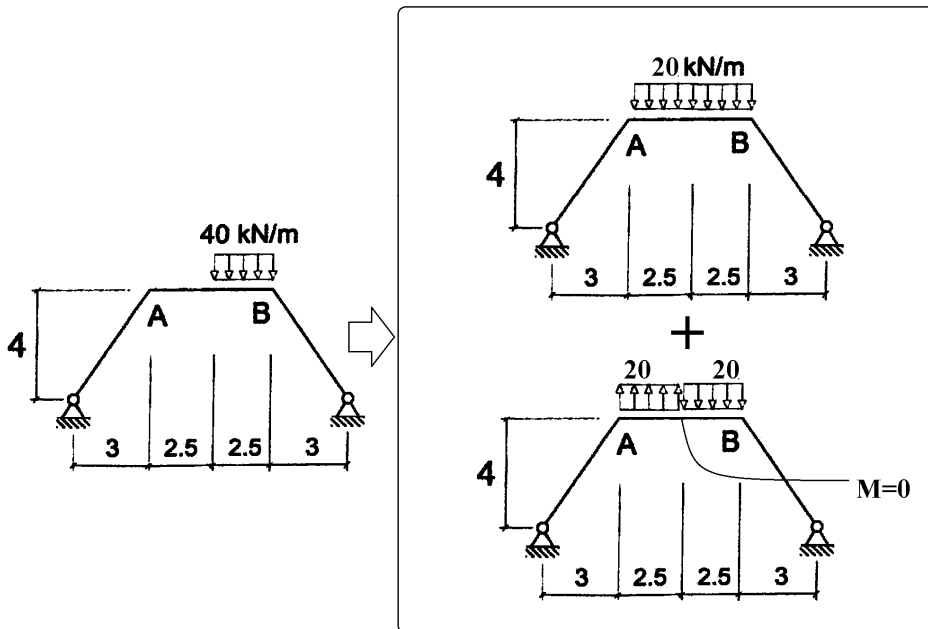
۱۴- لنگر خمشی در وسط تیر AB بر حسب $kN.m$ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ تمام اعضاء دارای صلبیت خمشی (EI) یکسان بوده و در شکل ابعاد به متر است.



- (۱) 79.2
- (۲) 43.5
- (۳) 37.5
- (۴) 32.6

گزینه ۳ (سطح سوال: متوسط)

مطابق شکل زیر سازه را باید به صورت مجموع دو سازه متقارن و پاد متقارن تبدیل کرد. در سازه پاد متقارن لنگر وسط صفر است و بنابراین تنها لازم است لنگر در وسط سازه متقارن را بیابیم.



با استفاده از روابط شیب افت می توان لنگر نقطه B را بدست آورد. با نوشتن روابط در گره B داریم:

$$M_{BA} + M_{BC} = 0 \rightarrow \left(\frac{4EI}{5} \theta_B + \frac{2EI}{5} \theta_A + \frac{20 \times 5^2}{12} \right) + \left(\frac{3EI}{5} \theta_B \right) = 0$$

با توجه به تقارن $\theta_A = -\theta_B$ می باشد و بنابراین:

$$\rightarrow \left(\frac{4EI}{5} \theta_B - \frac{2EI}{5} \theta_B + \frac{20 \times 5^2}{12} \right) + \left(\frac{3EI}{5} \theta_B \right) = 0 \rightarrow EI \theta_B = -\frac{20 \times 5^2}{12}$$

$$M_{BA} = \left(\frac{4EI}{5} \theta_B - \frac{2EI}{5} \theta_B + \frac{20 \times 5^2}{12} \right) = -\frac{200}{12} + \frac{20 \times 5^2}{12} = 25 \text{ kN.m}$$

در تیر با بار گسترده یکنواخت جمع لنگر وسط و انتها برابر $\frac{qL^2}{8}$ می باشد و بنابراین

$$M_{\text{وسط}} + M_{BA} = \frac{qL^2}{8} = \frac{20 \times 5^2}{8} \rightarrow M_{\text{وسط}} = \frac{20 \times 5^2}{8} - 25 = 37.5 \text{ kN.m}$$

۱۵- کدام یک از عبارات زیر صحیح است؟

- (۱) در صورتی که تهیه طیف طرح ویژه ساختگاه ضروری باشد و مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه بیش از مقادیر طیف طرح استاندارد باشد، مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه بدون هرگونه کاهش ملاک طراحی قرار می‌گیرد.
- (۲) در تعیین مقدار طیف طرح استاندارد اگر در انطباق مشخصات محل ساختگاه بین زمین نوع I و II تردیدی وجود داشته باشد، در این صورت انجام مطالعات ویژه ساختگاه الزامی است.

(۳) مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه همواره کوچک‌تر از مقادیر طیف طرح استاندارد است.

(۴) مقادیر طیف طرح استاندارد همواره کوچک‌تر از مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه است.

گزینه ۱ (سطح سوال: آسان)

گزینه های ۳ و ۴ که مشخصاً نادرست هستند.

گزینه ۲ نیز با توجه به بند زیر نادرست است:

۲-۴-۳ در مواردی که در انطباق مشخصات محل ساختگاه با انواع مندرج در جدول (۲-۳) تردیدی وجود داشته باشد، باید نوع زمینی که ضریب بازتاب بزرگ‌تری به‌دست می‌دهد، انتخاب گردد.

گزینه ۱ صحیح است.

۱۶- نسبت ضریب بازتاب یک ساختمان با خطر نسبی زیاد و با زمان تناوب یک ثانیه و زمین نوع چهار به ضریب بازتاب یک ساختمان با خطر نسبی زیاد و با زمان تناوب یک ثانیه و زمین نوع یک به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 1.0

۲) 1.12

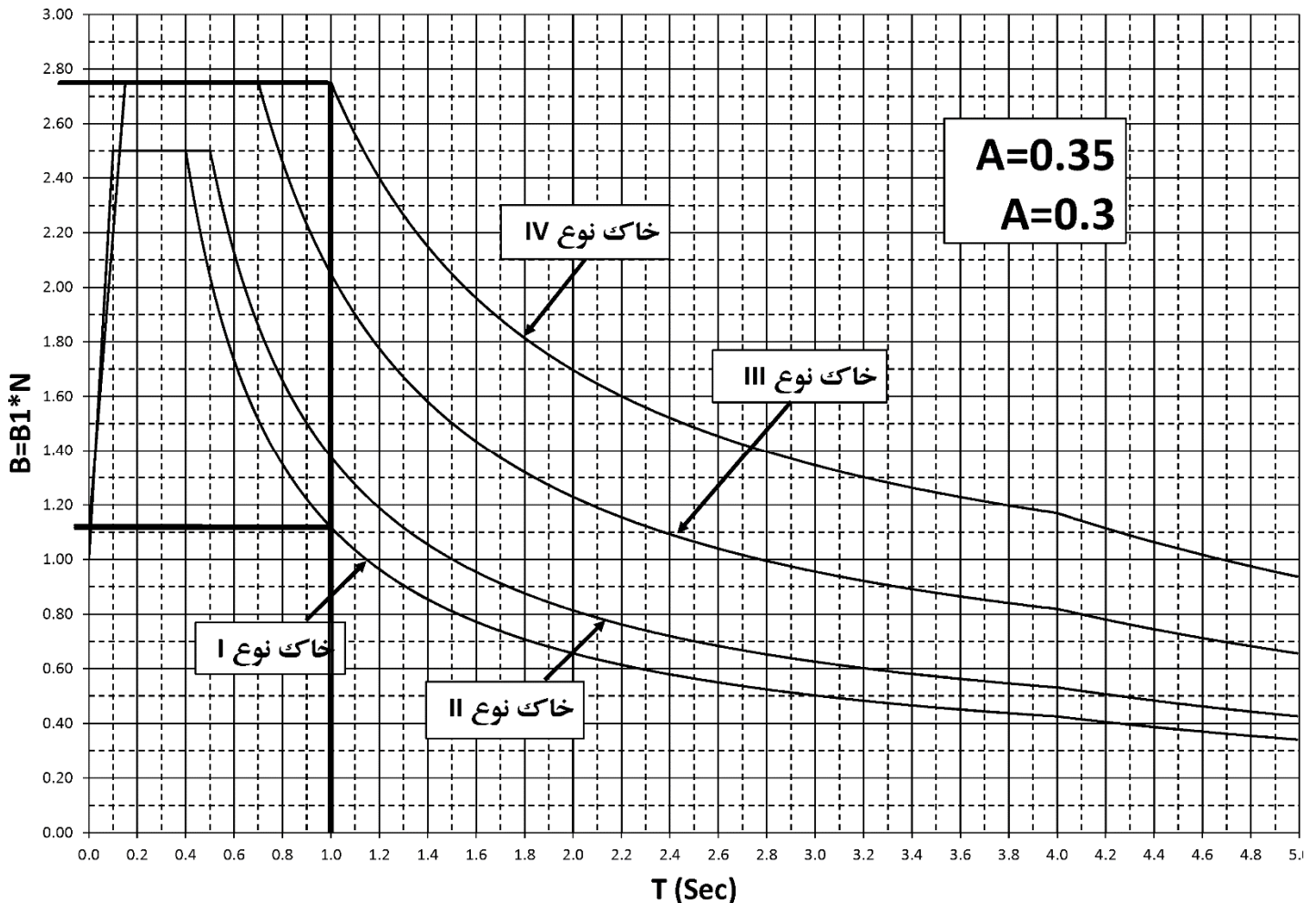
۳) 2.5

۴) 2.75

گزینه ۳ (سطح سوال: آسان)

با توجه به نمودار زیر (از جزوه استاندارد ۲۸۰۰) و به صورت تقریبی داریم:

$$\frac{B}{B_1} = \frac{2.75}{1.11} = 2.47$$



۱۷- در تراز هر طبقه از یک ساختمان و در هر دو جهت برای آنکه مقدار برون مرکزی اتفاقی بیش از ۶ درصد بعد ساختمان در آن طبقه و در امتداد عمود بر نیروی جانبی نباشد، نسبت حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (که در یک انتهای ساختمان رخ می‌دهد و براساس برون مرکزی اتفاقی ۵٪ محاسبه شده است)، به حداقل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (که در انتهای دیگر ساختمان رخ می‌دهد و براساس برون مرکزی اتفاقی ۵٪ محاسبه شده است)، حداکثر چقدر می‌تواند باشد؟ (نزدیک‌ترین گزینه به جواب مدنظر است).

1.2 (۱)

1.4 (۲)

1.6 (۳)

1.9 (۴)

هیچکدام.

سوال نادرست است. در روی سوال باید کلمه نسبی قید نمی شد (به صورت زیر):

حداکثر تغییر مکان جانبی ~~نسبی~~ طبقه (که در یک انتهای ساختمان رخ می‌دهد و براساس برون مرکزی اتفاقی ۵٪ محاسبه شده است)، به حداقل تغییر مکان جانبی ~~نسبی~~ طبقه (که

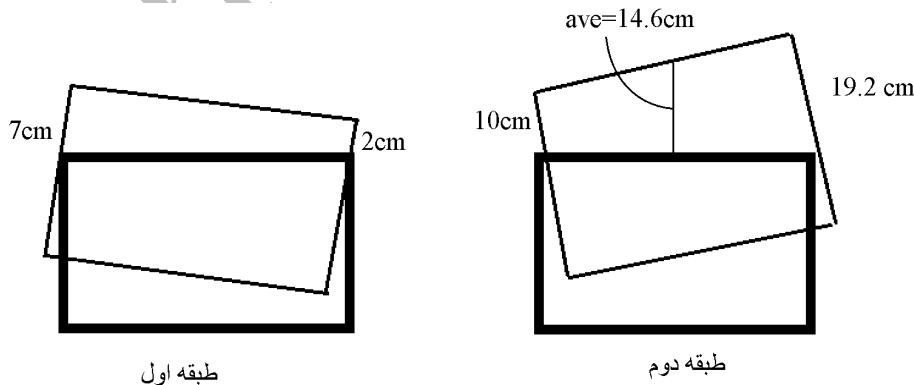
مثال نقض:

در شکل زیر برای طبقه دوم داریم:

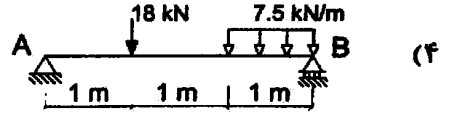
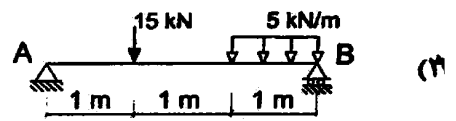
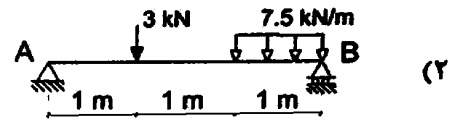
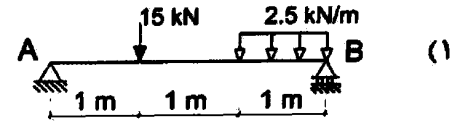
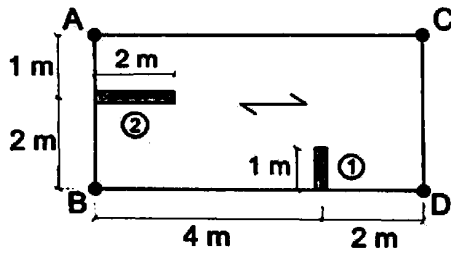
$$A_j = \left(\frac{19.2}{1.2 \times 14.6} \right)^2 = 1.2 \rightarrow \text{برون مرکز اتفاقی} = A_j \times 0.05 = .06$$

در حالیکه نسبت جابجایی نسبی برابر است با:

$$\frac{\text{حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی}}{\text{حداقل تغییر مکان جانبی نسبی}} = \frac{19.2 - 2}{10 - 7} = 5.7333$$

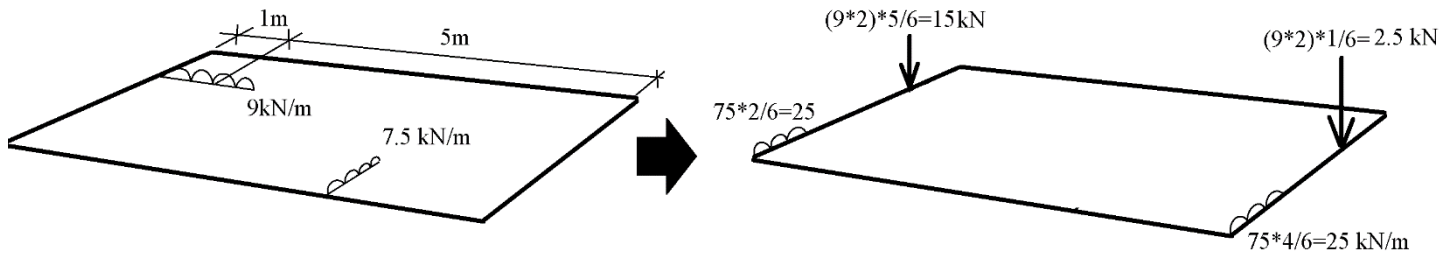


۱۸- در پلان شکل زیر، موقعیت تیغه‌های ۱ و ۲ با وزن واحد سطح به ترتیب برابر با 2.5 kN/m^2 و 3 kN/m^2 نشان داده شده است. بار (بدون ضریب) وارد بر تیر AB ناشی از این تیغه‌بندی‌ها به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (ارتفاع موثر تیغه‌ها برابر ۳ متر و بار زنده کف برابر 2 kN/m^2 فرض شود).

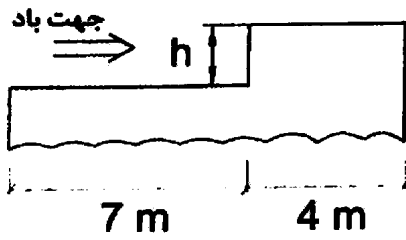


گزینه ۱ (سطح سوال: متوسط)

با توجه به اینکه وزن واحد سطح تیغه‌ها بیش از 2 kN/m^2 می‌باشد، بار مرده محسوب شده و باید در جای واقعی خود وارد شود.



۱۹- بام ساختمانی با ۲ تراز ارتفاعی در شکل زیر نشان داده شده است. چنانچه بار برف زمین در محل قرارگیری این ساختمان برابر 2 kN/m^2 و ضرایب I_s, C_t, C_s, C_e برابر واحد باشند، حداکثر مقدار h چقدر باشد تا بار انباشتگی برف لحاظ نشود؟



$h = 1.01 \text{ m}$ (۱)

$h = 0.74 \text{ m}$ (۲)

$h = 0.55 \text{ m}$ (۳)

$h = 0.46 \text{ m}$ (۴)

گزینه ۳

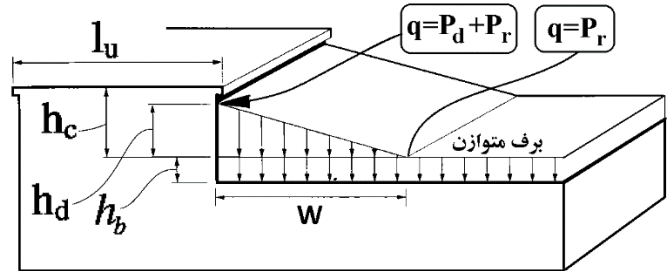
$$h_c < 0.2h_b \rightarrow (h = h_c + h_b) < 1.2h_b = 1.2 \frac{P_r}{\gamma} = 1.2 \frac{(0.7C_s C_t C_e I_s P_g)}{0.43P_g + 2.2} = 1.2 \frac{1.4}{3.06} = 0.55 \text{ m}$$

۹-۷-۶ انباشتگی برف در بام پایین تر

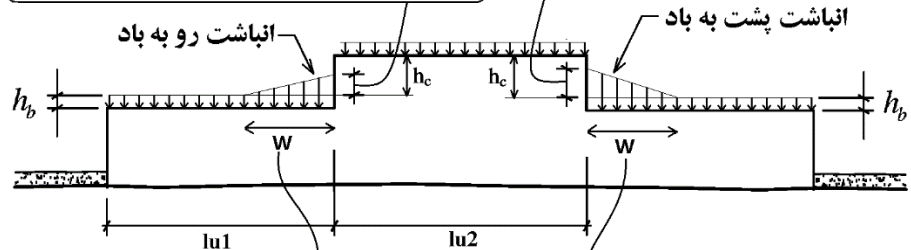
بام برای تحمل بارهای انباشته شده برف ناشی از سایه باد قسمت‌های بالاتر همان ساختمان و یا بلندی‌ها و ساختمان‌های مجاور باید طراحی شود.

۱-۹-۷-۶ بام پایین تر ساختمان

برف ممکن است بر اثر وزش باد از قسمت بالاتر بام ساختمان بر روی بام پایین تر آن ریزش کند (انباشت پشت به باد) و یا باد در جهت مقابل بار برف را بر روی بام پایین تر در مجاورت قسمت بلندتر انباشته سازد (انباشت رو به باد). مقدار انباشت بار برف به بار متوازن اضافه خواهد شد. اگر شرط $h_c/h_b < 0.2$ برقرار باشد در نظر گرفتن انباشتگی برف لازم نیست. $h_b = P_r / \gamma$ ، ارتفاع بار برف متوازن می‌باشد و h_c برابر ارتفاع نزدیک‌ترین نقطه بام مجاور بالاتر از روی برف متوازن روی بام پایین تر می‌باشد. هر دو امکان انباشت پشت به باد و رو به باد باید در نظر گرفته شود:

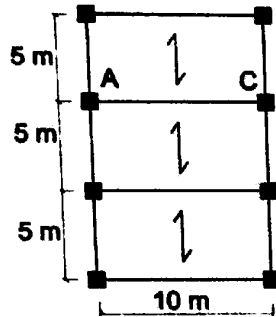


$$h_d = \frac{3}{4} \times (0.12^3 \sqrt{l_{u1}^4 \sqrt{100P_g + 50}} - 0.5) \quad h_d = 0.12^3 \sqrt{l_{u2}^4 \sqrt{100P_g + 50}} - 0.5$$



$$\begin{cases} h_d < h_c \rightarrow w = 4h_d \\ h_d \geq h_c \rightarrow w = \text{Min} \left(\frac{4h_d^2}{h_c}, 8h_c \right) \end{cases}$$

- ۲۰- شکل زیر قسمتی از پلان یک ساختمان اداری در شهر قزوین است. تیر AC علاوه بر بارهای گسترده ناشی از بار مرده 5 kN/m^2 و بار زنده 2 kN/m^2 تحت اثر بار زنده متمرکز 80 kN نیز قرار دارد. کل نیروی قائم ناشی از زلزله برحسب kN که به این تیر وارد می‌شود، به کدام یک از موارد زیر نزدیک‌تر است؟



(۱) صفر

(۲) 53

(۳) 74

(۴) 90

گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

بار گسترده وارد بر تیر (مرده + زنده) برابر $q = q_D + q_L = 5 \times (5 + 2) = 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ می‌باشد.

بار متمرکز برابر $P=80 \text{ kN}$ می‌باشد.

بنابراین کل بار وارد بر تیر برابر است با:

$$W = P + qL = 80 + 35 \times 10 = 430 \text{ kN}$$

بنابراین مقدار بار متمرکز قابل توجه محسوب نمی‌شود ($80 < \frac{1}{2} \times 430$) و این تیر شامل بند پ نمی‌شود

طول تیر کمتر از ۱۵ متر است و شامل مورد "ب" نمی‌شود

قزوین در خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده و با توجه به بند های زیر تیر AB تنها شامل مورد "الف" می‌باشد.

دقت شود در حالت الف وزن W تنها شامل بار مرده وارد بر تیر می‌باشد.

بنابراین زلزله قائم برابر است با:

$$F_v = 0.6AIW = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times (5 \times 5 \times 10) = 52.5 \text{ kN}$$

۳-۹-۱- نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در

موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

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

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

تکیه‌گاهی آنها.

پ- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر

را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز

حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

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

۳-۹-۲- مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و

پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور

نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_{vu} = 0.6 AIW_p$$

(۳-۱۰)

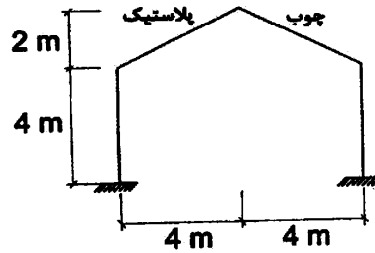
در این رابطه:

A و A 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.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۱- ساختمان نشان داده شده در شکل زیر دارای زیر بام باز و بدون گرمایش است. سطح شیب‌دار بدون مانع است و فضای کافی در پایین شیب برای پذیرش برف موجود است. در محاسبه بار برف این ساختمان نسبت ضریب شیب سطح بام با پوشش چوبی به ضریب شیب سطح بام با پوشش پلاستیکی به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



0.80 (۱)

1 (۲)

1.25 (۳)

1.70 (۴)

گزینه ۳ (سطح سوال: آسان)

زاویه بام برابر $Arctan\left(\frac{2}{4}\right) = 26.57^\circ$ می باشد.برای بام چوبی $\alpha_0 = 45^\circ$ و برای بام پلاستیک $\alpha_0 = 15^\circ$ می باشد.

$$\left. \begin{array}{l} C_s \text{ چوب} = 1 \\ C_s \text{ پلاستیک} = 1 - \frac{26.57 - 15}{70 - 15} = 0.79 \end{array} \right\} \frac{C_s \text{ چوب}}{C_s \text{ پلاستیک}} = 1.266$$

۶-۷-۶ ضریب شیب C_s

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_t

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

$$C_s = 1.0 \quad \alpha \leq \alpha_0 \quad \text{(۶-۷-۴ الف)}$$

$$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{70 - \alpha_0} \quad \alpha_0 < \alpha < 70^\circ \quad \text{(۶-۷-۴ ب)}$$

$$C_s = 0 \quad \alpha \geq 70^\circ \quad \text{(۶-۷-۴ پ)}$$

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

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

۶-۷-۱۱ اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب‌دار بدون مانع باشد و همچنین فضای کافی پایین‌تر 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 می‌باشد. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی‌توان صاف دانست. ورقه‌های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی‌شوند.

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

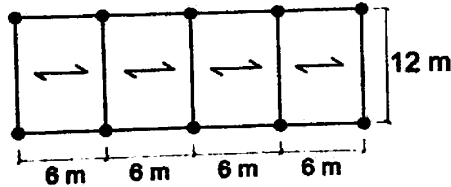
$$\rightarrow \begin{cases} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 30^\circ \\ C_t \geq 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 45^\circ \end{cases} \rightarrow \text{بام غیر لغزنده و یا مانع دار}$$

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۲- یک سالن یک طبقه منظم با سقف تخت صلب که پلان آن در شکل زیر نشان داده شده است، در تبریز ساخته خواهد شد. برای سازه این سالن، سیستم کنسولی با سازه فولادی ویژه در نظر گرفته شده است. اگر ارتفاع سقف از تراز پایه ۵ متر، زمین نوع III، وزن موثر لرزه‌ای ساختمان 1200 kN و مقطع ستون‌ها لوله فرض شوند، حداقل ممان اینرسی مقطع ستون‌ها برحسب mm^4 برای اینکه تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طبقه از مقدار مجاز بیشتر نشود به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (ساختمان با اهمیت زیاد فرض می‌شود).



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

1) 19000×10^4

2) 24000×10^4

3) 32000×10^4

4) 35000×10^4

گزینه ۲ (سطح سوال: سخت)

جهت محاسبه نیروی زلزله دوره تناوب سازه باید محاسبه شود. برای سیستم کنسولی متاسفانه رابطه تجربی توسط آیین نامه ارائه نشده است. ولی از طرفی جهت محاسبه تغییر مکان‌ها جهت کنترل دررفت طبق بند زیر نیازی به دوره تناوب تجربی نیست. بلکه می‌توان مستقیماً دوره تناوب را بر اساس تحلیل سازه بدست آورد.

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

با فرض اینکه ممان اینرسی ستونها حدوداً برابر 24000×10^4 باشد، دوره تناوب سازه برابر است با:

$$\left. \begin{aligned} T &= 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \\ M &= \frac{1200000}{9.81} = 122324 \\ K &= 10 \left(\frac{3EI}{L^3} \right) = 10 \left(\frac{3 \times 2 \times 10^5 \times 24000 \times 10^4}{5000^3} \right) = 11520 \frac{N}{mm} = 11.52 \times 10^6 \frac{N}{m} \\ T &= 2\pi \sqrt{\frac{122324}{11.52 \times 10^6}} = 0.64 \rightarrow \text{نوع خاک III} \rightarrow B = 2.75 \end{aligned} \right\}$$

کل نیروی زلزله وارد بر سازه برابر است با:

$$E = \frac{ABI}{R} W = \frac{0.35 \times 2.75 \times 1.2}{2} (1200) = 693 \text{ kN}$$

با توجه به تقارن و صلب بودن سقف و یکسان بودن ستونها، نیرو به صورت مساوی بین آنها تقسیم می‌شود. و نیروی وارد بر هر ستون برابر $V_{col} = \frac{693}{10} = 69.3 \text{ kN}$ می‌باشد. جابجایی جانبی ستونها با توجه به طره بودن آنها (سیستم کنسولی) برابر است با:

$$\Delta = \frac{Vh^3}{3EI} = \frac{69300 \times 5000^3}{3 \times 200000 \times I} = \frac{14.437 \times 10^9}{I}$$

تغییر مکان غیر خطی طبقه باید کمتر از 0.025 برابر ارتفاع طبقه باشد:

$$\left(C_d \Delta = 2 \times \frac{14.437 \times 10^9}{I} \right) \leq 0.025 \times 5000 \rightarrow I \geq 23100 \times 10^4$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۳- ساختمانی دارای بام تخت و دو زهکش فرعی به قطر 150 mm و ارتفاع 150 mm از سطح بام می باشد. مساحت بامی که این زهکش در آن قرار دارد برابر با 500 مترمربع می باشد. در صورتی که شدت باران طرح 90 میلی متر بر ساعت در نظر گرفته شود، بار ناشی از باران وارد بر این بام در اطراف زهکش فرعی بر حسب kN/m^2 به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

- 2 (۱) 1.5 (۲)
0.25 (۳) 1.75 (۴)

گزینه ۴ (سطح سوال: آسان)

محاسبه ds:

ارتفاع زهکش فرعی از تراز بام 150 mm می باشد و بنابراین ارتفاع استاتیکی آب $ds=150$ mm می باشد.

محاسبه دبی Q:

$$Q = 0.278 \times 10^{-6} Ai = 0.278 \times 10^{-6} \times 250 \times 90 = 0.00625$$

مقدار dh بر اساس جدول به صورت تقریبی برابر $dh=25$ mm می باشد.

محاسبه بار باران R:

$$R = 0.01(ds + dh) = 0.01(150 + 25) = 1.75 \frac{kN}{m^2}$$

۶-۸ بار باران

۶-۸-۱ کلیات

جدول ۶-۸-۱ دبی جریان، Q، شبکه های زهکشی مختلف بر حسب مترمکعب بر ثانیه

در ارتفاع های هیدرولیکی، d_h ، گوناگون بر حسب میلی متر

نوع شبکه زهکشی فرعی	$Q (m^3 / s)$							
	$d_h (mm)$	۲۵	۵۰	۷۵	۱۰۰	۱۲۵	۱۷۵	۲۰۰
زهکش با قطر ۱۰۰ میلی متر	۰٫۰۰۵۱	۰٫۰۱۰۷	-	-	-	-	-	-
زهکش با قطر ۱۵۰ میلی متر	۰٫۰۰۶۳	۰٫۰۱۲۰	۰٫۰۲۴۰	-	-	-	-	-
زهکش با قطر ۲۰۰ میلی متر	۰٫۰۰۷۹	۰٫۰۱۴۵	۰٫۰۲۵۳	۰٫۰۶۹۴	-	-	-	-
مجرای ناودان با عرض ۱۵۰ میلی متر	۰٫۰۰۱۱	۰٫۰۰۳۲	۰٫۰۰۵۷	۰٫۰۰۸۸	۰٫۰۱۲۲	۰٫۰۲۰۲	۰٫۰۲۴۸	-
مجرای ناودان با عرض ۶۰۰ میلی متر	۰٫۰۰۴۵	۰٫۰۱۲۶	۰٫۰۲۲۷	۰٫۰۳۵۳	۰٫۰۴۹۰	۰٫۰۸۱۰	۰٫۰۹۹۲	-
مجرای ناودان مسدود با عرض ۱۵۰ و ارتفاع ۱۰۰ میلی متر	۰٫۰۰۱۱	۰٫۰۰۳۲	۰٫۰۰۵۷	۰٫۰۰۸۸	۰٫۰۱۱۲	۰٫۰۱۴۶	۰٫۰۱۶۰	-
مجرای ناودان مسدود با عرض ۶۰۰ و ارتفاع ۱۰۰ میلی متر	۰٫۰۰۴۵	۰٫۰۱۲۶	۰٫۰۲۲۷	۰٫۰۳۵۳	۰٫۰۴۴۷	۰٫۰۵۸۳	۰٫۰۶۳۸	-
مجرای ناودان مسدود با عرض ۱۵۰ و ارتفاع ۱۵۰ میلی متر	۰٫۰۰۱۱	۰٫۰۰۳۲	۰٫۰۰۵۷	۰٫۰۰۸۸	۰٫۰۱۲۲	۰٫۰۱۹۱	۰٫۰۲۱۶	-
مجرای ناودان مسدود با عرض ۶۰۰ و ارتفاع ۱۵۰ میلی متر	۰٫۰۰۴۵	۰٫۰۱۲۶	۰٫۰۲۲۷	۰٫۰۳۵۳	۰٫۰۴۹۰	۰٫۰۷۶۵	۰٫۰۸۶۶	-

بندهای این فصل بر اساس مطابقت تعریفها و علائم زیر و مفاهیم آنها با آمار موجود در منطقه و مطالعات هیدرولوژیکی و مهندسی آب مورد تأیید مراجع ذیصلاح و مراکز دارای صلاحیت قانونی نظیر سازمان هواشناسی کشور برای ساختمانها و سایر سازهها به کار می رود.

۶-۸-۲ علائم

A : مساحت بام بر حسب مترمربع که برای یک شبکه زهکشی به کار می رود.

d_h : عمق آب مازاد بر روی بام تغییرشکل نیافته بر اساس جریان طرح و در بالای دهانه ورودی شبکه زهکشی فرعی که به عنوان ارتفاع هیدرولیکی بوده و بر حسب میلی متر می باشد.

d_s : عمق آب روی بام تغییرشکل نیافته تا دهانه ورودی شبکه زهکشی فرعی در زمانی که شبکه زهکشی اصلی مسدود شده است و به عنوان ارتفاع استاتیکی بوده که بر حسب میلی متر می باشد.

i : شدت بارندگی طرح با مدت زمان تداوم ۱ ساعت و با دوره بازگشت ۱۰۰ سال بر حسب میلی متر بر ساعت.

Q : دبی جریان ورودی به یک شبکه زهکشی منفرد بر حسب مترمکعب بر ثانیه.

R : بار باران روی بام تغییرشکل نیافته بر حسب کیلونیوتن بر مترمربع. هنگامی که اصطلاح بام تغییرشکل نیافته استفاده می شود، تغییرشکل ناشی از بارها (شامل بارهای مرده) نباید در تعیین میزان باران روی بام لحاظ گردد.

$$Q = 0.278 \times 10^{-6} Ai$$

$$R = 0.01(d_s + d_h)$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۴- اگر در محاسبه کامپیوتری یک ساختمان بتن آرمه از نوع قاب خمشی، در محاسبه سختی موثر تیرها مقدار ممان اینرسی تیرها برابر $0.35I_g$ و در محاسبه سختی موثر ستون‌ها مقدار ممان اینرسی ستون‌ها برابر $0.7I_g$ در نظر گرفته شده باشد ($I_g =$ ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است)، مقدار زمان تناوب محاسباتی حاصل از این محاسبات چه نسبتی (حدوداً) با مقدار محاسباتی مورد نظر استاندارد 2800 خواهد داشت ؟

۱.۴۳ (۲)

۱.۲۰ (۷)

۰.۸۴ (۴)

۰.۷۰ (۳)

گزینه ۱ (سطح سوال: متوسط)

دوره تناوب متناسب با سختی تغییر میکند:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

دوره تناوب باید از سازه ای استخراج شود که ضریب سختی تیر و ستون به ترتیب 0.5 و 1 باشد. بنابراین:

$$\frac{T_{\text{تیر 0.35 ستون 0.7}}}{T_{\text{تیر 0.5 ستون 1}}} = \frac{2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{تیر 0.35 ستون 0.7}}}}}{2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{تیر 0.5 ستون 1}}}}} = \sqrt{\frac{K_{\text{تیر 0.5 ستون 1}}}{K_{\text{تیر 0.35 ستون 0.7}}}} = \sqrt{1.42} = 1.195$$

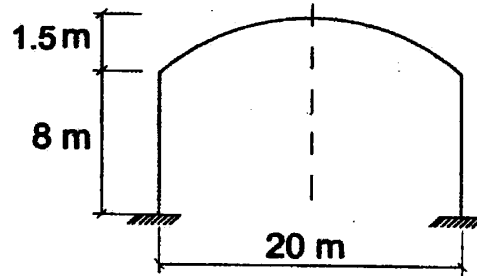
$$T_{\text{تیر 0.35 ستون 0.7}} = 1.195 T_{\text{تیر 0.5 ستون 1}}$$

نکته: کسانی که تجربه طراحی دارند، می دانند که دوره تناوب در سازه اصلی (تیر 0.35 ستون 0.7) اندکی بیش از دوره تناوب مد نظر آیین نامه (تیر 0.5 ستون 1) می باشد و گاهی برای راحتی کار به جای ایجاد مدل ویژه برای محاسبه دوره تناوب، دوره تناوب را از فایل اصلی می خوانند و در عوض به 1.2 تقسیم می کنند. بنابراین برای دوستانی که تجربه طراحی دارند این سوال را بدون حل هم می توانستند پاسخ دهند.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۵- بار برف حداقل برای بام قوسی شکل سقف یک درمانگاه در شهر طبس بر حسب kN/m^2 به

کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



0.5 (۱)

0.6 (۲)

1.0 (۳)

1.2 (۴)

گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

زاویه بین پای قوس و تاج برابر است با:

$$\theta = \text{Arctang} \left(\frac{1.5}{10} \right) = 8.5^\circ$$

طبس منطقه با برف کم می باشد و $P_g = 0.5 \text{ kN/m}^2$ و بنابراین بار برف حداقل برابر است با:

$$P_m = I_s P_g = 1.2 \times 0.5 = 0.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

۱-۲-۷-۶ بار برف حداقل برای بامهای با شیب کم

برای بامهای شیبدار با شیب کمتر از پانزده درجه و برای بامهای قوسی با زاویه قائم بین تاج و پای قوس کمتر از ده درجه باید بار حداقل، P_m ، طبق رابطه ۱-۲-۷-۶، نیز بطور جداگانه در نظر گرفته شود.

$$P_m = I_s P_g$$

$$P_g \leq 1 \text{ kN/m}^2$$

برای (الف-۲-۷-۶)

$$P_m = I_s$$

$$P_g > 1 \text{ kN/m}^2$$

برای (ب-۲-۷-۶)

بار برف حداقل، یک امکان بار برف یکنواخت جداگانه محسوب می شود. در تعیین و ترکیب با حالت های بار برف متوازن، برف جزئی، برف نامتوازن، برف انباشتی و برف لغزنده، بار برف حداقل در نظر گرفته نمی شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۶- دو ساختمان هم ارتفاع 10 طبقه در کنار یکدیگر ساخته می‌شوند. ساختمان شماره یک دارای قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربند همگرای ویژه فولادی و تغییرمکان جانبی طرح بام آن برابر 90 mm و ساختمان شماره ۲ دارای قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربند واگرایی ویژه فولادی با تغییرمکان جانبی طرح بام برابر 60 mm می‌باشد. تغییرمکان‌ها با در نظر گرفتن اثر P-Δ بدست آمده است. براساس استاندارد 2800 حداقل فاصله درز انقطاع بین این دو ساختمان در تراز بام برحسب میلی‌متر به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (ارتفاع طبقات را 3.5 متر در نظر بگیرید).

630 (۴)

510 (۳)

350 (۲)

108 (۱)

گزینه ۳ (سطح سوال: آسان)

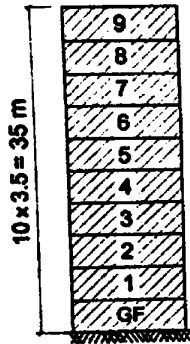
$$\text{درز} = \sqrt{(C_d \Delta_1)^2 + (C_d \Delta_2)^2} = \sqrt{(5 \times 90)^2 + (4 \times 60)^2} = 510 \text{ mm}$$

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-Δ) 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.

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

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	ت-سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	
۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی واگرایی ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی واگرایی ویژه فولادی	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	

۲۷- ساختمانی ده طبقه شامل همکف (در سطح تراز پایه سازه ساختمان) و ۹ طبقه روی همکف می‌باشد. ارتفاع تمام طبقات 3.5 m، زمین بستر ساختمان خاک‌ریس بسیار سخت با ضخامت 35 m و دیوارهای خارجی ساختمان غیرمسلح با مصالح بنایی و غیرسازه‌ای می‌باشند که ضریب اهمیت آن‌ها 1.4 است. نسبت نیروی زلزله (در حد مقاومت) وارد بر دیوارهای خارجی طبقه هشتم به نیروی زلزله وارد به دیوارهای خارجی طبقه سوم حدوداً چه عددی است؟ روش محاسبات استاتیکی معادل است و ساختمان در پهنه‌بندی با خطر نسبی زیاد واقع شده است. وزن موثر لرزه‌ای دیوارهای خارجی کلیه طبقات یکسان فرض شود.



1 (۱)

1.63 (۲)

1.25 (۳)

1.44 (۴)

گزینه ۴ (سطح سوال: متوسط)

از روی سوال چنین بر می‌آید که تراز پایه در تراز طبقه همکف است و بنابراین سازه به لحاظ محاسبه نیروهای لرزه‌ای ۹ طبقه محسوب می‌شود. گرچه اگر ۱۰ طبقه هم فرض کنیم گزینه تغییر نمی‌کند.

$$F_{8 \text{ دیوار طبقه ۸}} = \frac{0.4 \times 1 \times A(1+S)W_p I_p}{2.5} \left(1 + 2 \frac{7.5}{9}\right) = 0.426A(1+S)W_p I_p$$

$$F_{3 \text{ دیوار طبقه ۳}} = \frac{0.4 \times 1 \times A(1+S)W_p I_p}{2.5} \left(1 + 2 \frac{2.5}{9}\right) = 0.248A(1+S)W_p I_p \rightarrow 0.3A(1+S)W_p I_p$$

$$\frac{F_{8 \text{ دیوار طبقه ۸}}}{F_{3 \text{ دیوار طبقه ۳}}} = \frac{0.426}{0.3} = 1.42$$

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

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

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

ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

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 ۱-۴ ضرایب اجزای معماری

R _{pu}	a _p	جزء معماری
۱/۵	۱	۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه - 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.
۲/۵	۱	۴- دیوار خارجی غیرسازه‌ای و اتصالات آن - دیوار و اتصال آن - بست‌های سیستم اتصال

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۸- در یک ساختمان ۵ طبقه با زمان تناوب اصلی ۰.۵ ثانیه، مقدار نیروی مؤثر وارد بر دیافراگم پائین‌ترین طبقه جهت طراحی دیافراگم، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ برش پایه ساختمان برابر V_u ، وزن مؤثر لرزه‌ای کلیه طبقات یکسان و برابر W و ارتفاع کلیه طبقات یکسان و برابر h است؟

$$V_u (۱) \quad \frac{1}{5} V_u (۲) \quad \frac{1}{10} V_u (۳) \quad \frac{1}{15} V_u (۴)$$

گزینه ۲ (سطح سوال: با توجه به تکراری بودن، آسان)

نیروی زلزله وارد بر طبقات برابر است با:

محاسبه مقدار ضریب K :

$$K = 0.75 + 0.5T = 1$$

$$F_5 = \frac{Wh \times 5}{Wh(1+2+3+4+5)} V_u = \frac{5V_u}{15}$$

$$F_4 = \frac{Wh \times 4}{Wh(1+2+3+4+5)} V_u = \frac{4V_u}{15}$$

$$F_3 = \frac{Wh \times 3}{Wh(1+2+3+4+5)} V_u = \frac{3V_u}{15}$$

$$F_2 = \frac{Wh \times 2}{Wh(1+2+3+4+5)} V_u = \frac{2V_u}{15}$$

$$F_1 = \frac{Wh \times 1}{Wh(1+2+3+4+5)} V_u = \frac{1V_u}{15}$$

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:

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

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

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

نیروی وارد دیافراگم طبقه اول:

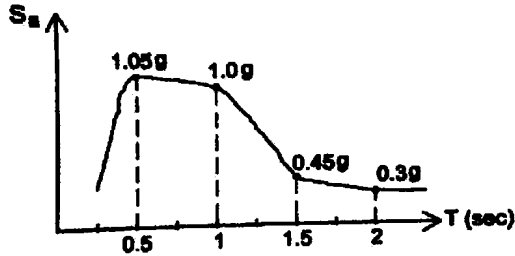
$$F_{p1} = \frac{F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5}{5W} W = \frac{V_u}{5}$$

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۹- ساختمان یک بیمارستان دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه منظم با ارتفاع 60 متر از تراز پایه می‌باشد. بیمارستان در تبریز و روی خاک نوع چهار قرار دارد. نمودار طیف ویژه ساختمانی برای S_a (شتاب طیفی) مطابق شکل زیر به دست آمده است. نسبت حداکثر شتاب طیفی (مورد استفاده در محاسبات سازه) برای زمان تناوب 1 ثانیه به شتاب طیفی (مورد استفاده در محاسبات سازه) برای زمان تناوب 2 ثانیه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



است؟

- (۱) 1.8
(۲) 2.1
(۳) 2.6
(۴) 3.3

گزینه ۲ (سطح سوال: سخت)

مقادیر شتاب طیفی ($S_a=AB$) بر اساس طیف ویژه ساختمانی برابر است با:

$$S_{a1sec} = 1g$$

$$S_{a2sec} = 0.3g$$

مقادیر فوق نباید کمتر از 0.8 طیف استاندارد در نظر گرفته شود.

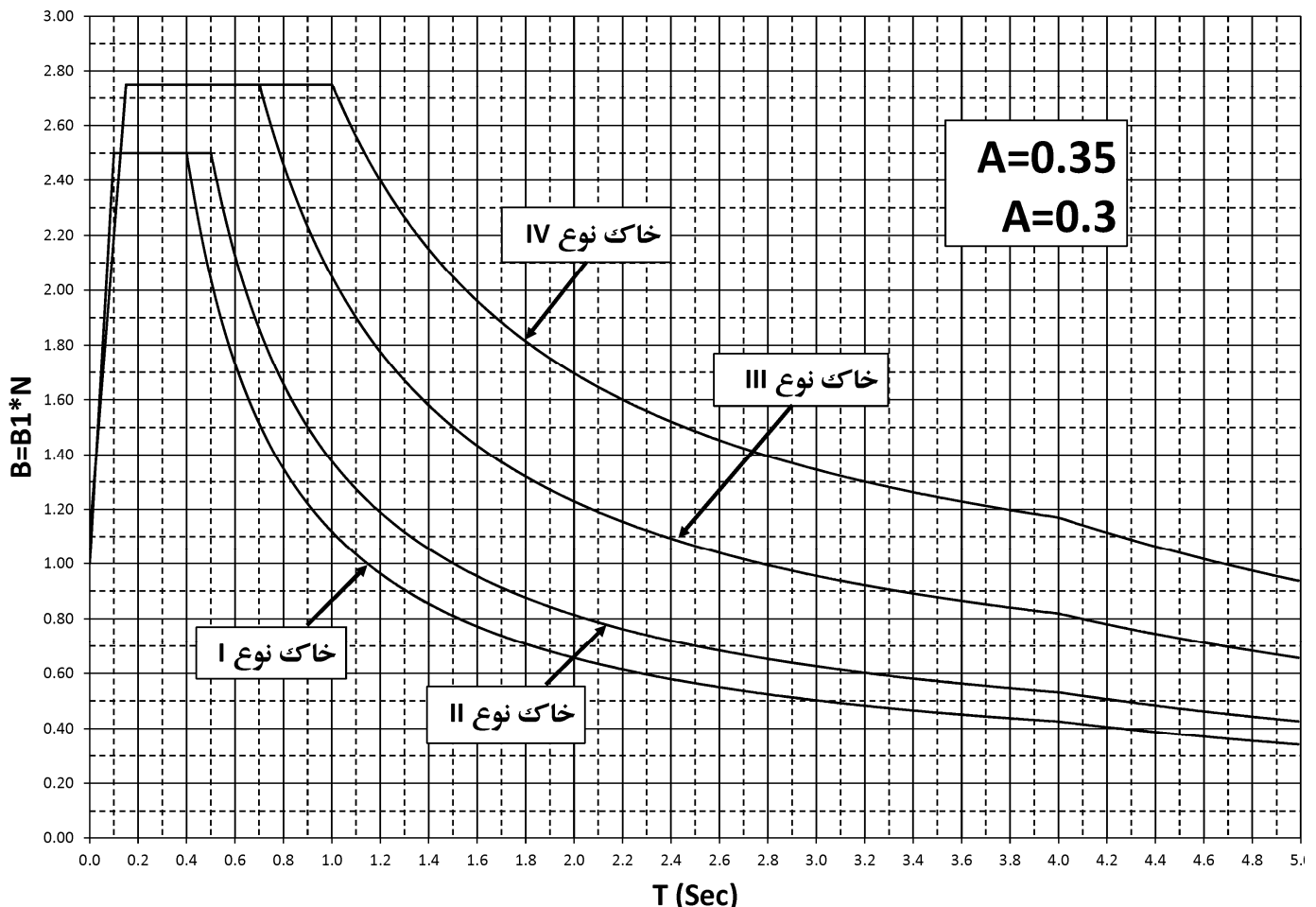
۸۰ درصد مقادیر شتاب طیفی ($S_a=AB$) بر اساس طیف استاندارد ۲۸۰۰ برابر است با:

$$0.8 \times AB_{1sec} = 0.8 \times 0.35 \times 2.75 = 0.77g$$

$$AB_{2sec} = 0.8 \times 0.35 \times 1.7 = 0.476g$$

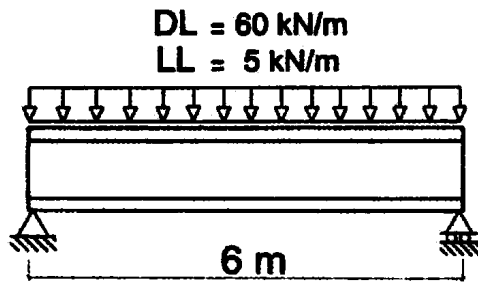
بنابراین مقادیر شتاب طیفی با منظور کردن محدودیت فوق برابر است با:

$$\left. \begin{array}{l} S_{a1sec} = 1g \\ S_{a2sec} = 0.476g \end{array} \right\} \frac{S_{a1sec}}{S_{a2sec}} = \frac{1}{0.476} = 2.1$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۰- در تیر فولادی شکل زیر با مقطع IPE450 و در طراحی به روش LRFD حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز تیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ از وزن تیر صرف نظر شود و تیر در طول خود دارای مهار جانبی کافی است. از مولفه قائم زلزله صرف نظر می شود.



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

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$360 \text{ kN.m (۲)}$$

$$408 \text{ kN.m (۴)}$$

$$378 \text{ kN.m (۱)}$$

$$293 \text{ kN.m (۳)}$$

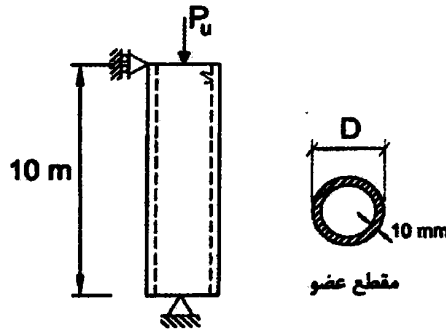
گزینه ۱ (سطح سوال: آسان)

$$q_u = \text{Max} \begin{cases} 1.4q_D = 84 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ 1.2q_D + 1.6q_L = 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases}$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{84 \times 6^2}{8} = 378 \text{ kN.m}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۱- در عضو فشاری غیر باربر لرزه‌ای شکل زیر بدون توجه به میزان بار وارده، حداکثر و حداقل قطر قابل قبول برای مقطع به ترتیب به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



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

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$F_a = 370 \text{ MPa}$$

۱) 200 mm و 1000 mm

۲) 160 mm و 1000 mm

۳) 200 mm و 900 mm

۴) 160 mm و 900 mm

گزینه ۴ (سطح سوال: آسان)

اگر قطر ستون خیلی کم شود، سائز مقطع کاهش یافته و لاغری ستون افزایش می یابد. لاغری ستون نباید از ۲۰۰ فراتر رود:

$$\frac{kL}{r} < 200 \rightarrow \frac{1 \times 10000}{r} < 200 \rightarrow r > 50 \text{ mm} \rightarrow \sqrt{\frac{I}{A}} > 50$$

$$\rightarrow \sqrt{\frac{\pi R^3 t}{2\pi R t}} > 50 \rightarrow \frac{R}{\sqrt{2}} > 50 \rightarrow R > 70 \text{ mm} \rightarrow D_{ave} > 140 \text{ mm}$$

$$\rightarrow D = D_{ave} + 10 \text{ mm} \rightarrow D > 150 \text{ mm}$$

از طرفی اگر قطر بیش از اندازه افزایش یابد، مقطع غیر فشرده محسوب می شود و کماتش موضعی می کند.

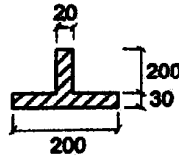
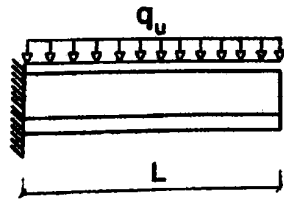
جدول ۱۰-۲-۲ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر فشار محوری

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت، λ_r (لاغر/غیر لاغر)	مثال‌های نمونه
۹	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

$$\frac{D}{t} < \frac{0.11E}{F_y} = 91.666 \rightarrow D < 916.7 \text{ mm}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۲- در یک عضو خمشی طره‌ای با مقطع شکل زیر نسبت لنگر پلاستیک مقطع به لنگر تسلیم آن نسبت به دورترین تار کششی مقطع به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است)



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

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

۱) 1.35

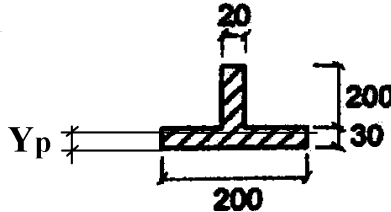
۲) 1.65

۳) 1.80

۴) 2.40

گزینه ۳ (سطح سوال: متوسط)

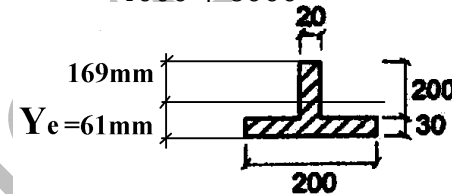
$$200Y_p = 4000 + (30 - Y_p) \times 200 \rightarrow Y_p = 25 \text{ mm}$$



$$Z = 4000 \times (100 + 5) + 1000 \times (2.5) + 5000 \times (12.5) = 485000 \text{ mm}^3$$

$$M_p = ZF_y = 485000 \times 240 = 116.4 \text{ kN.m}$$

$$y_e = \frac{4000 \times (100 + 30) + 6000 \times (15)}{4000 + 6000} = 61 \text{ mm}$$



$$I = \frac{20 \times 200^3}{12} + 4000 \times (169 - 100)^2 + \frac{30^3 \times 200}{12} + 6000 \times (61 - 15)^2 = 45.523 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_y = SF_y = \frac{I}{y} F_y = \frac{45.523 \times 10^6}{169} \times 240 = 64.64 \text{ kN.m}$$

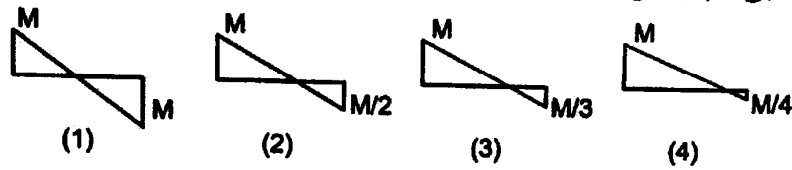
$$\frac{M_p}{M_y} = \frac{116.4}{64.64} = 1.8$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۳- در شکل‌های زیر نمودار لنگر خمشی چند تیر فولادی به طول L که در آن‌ها مهارهای جانبی

فقط در ابتدا و انتهای تیر قرار دارند، نشان داده است. کدام یک از تیرهای زیر به لحاظ

کمانش جانبی - پیچشی از شرایط بحرانی تری برخوردار است؟



(۲) تیر (2)

(۴) تیر (4)

(۱) تیر (1)

(۳) تیر (3)

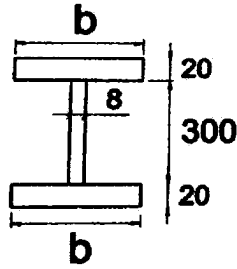
گزینه ۴

با توجه به نمودارهای خمش در تیر 4 قسمت عمده مقطع به صورت یک طرفه تحت خمش قرار دارد و بنابراین بحرانی تر از بقیه است.

البته می توان برای هر کدام از تیرها مقدار C_b را محاسبه کرد و بر اساس مقدار C_b به نتیجه فوق رسید (C_b تیر ۴ از همه کمتر خواهد بود).

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۴- در یک تیر فولادی با مقطع شکل زیر چنانچه فاصله مهارهای جانبی برابر 3 متر باشد، آنگاه بدون توجه به نمودار لنگر خمشی تیر، حداقل پهنای بال مقطع (b) برای آنکه حالت حدی کمانش جانبی - پیچشی حاکم بر مقاومت خمشی اسمی تیر نشود، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (ابعاد به میلی متر است)



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

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

200 mm (۱)

230 mm (۲)

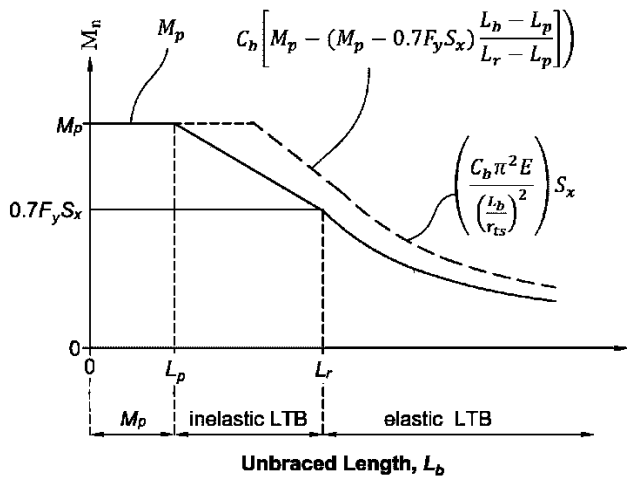
260 mm (۳)

300 mm (۴)

گزینه ۲

مقطع فشرده است و در صورتی که کمانش پیچشی جانبی حاکم نشود، مقاومت خمشی بر اساس لنگر مقاوم پلاستیک مقطع (M_p) محاسبه می شود.

به شکل زیر توجه کنید. برای اینکه کمانش پیچشی جانبی حاکم نشود، طول آزاد باید کمتر از L_p شود.



ب-۱) اگر $L_b \leq L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی - جانبی نمی باشد.

ب-۲) برای $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (۵-۵-۲-۱۰)$$

$$(L_b = 3000) < \left(L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 50.8 \sqrt{\frac{I_y}{A}} \right) \rightarrow \frac{I_y}{A} > 3485$$

$$\rightarrow \frac{I_y}{A} = \frac{2 \left(\frac{20 \times b^3}{12} \right) + \frac{300 \times 8^3}{12}}{2 \times 20b + 300 \times 8} = \frac{3.3333b^3 + 12800}{40b + 2400} > 3485$$

$$b = 200 \rightarrow \frac{I_y}{A} = 2565 \text{ N.G.}$$

$$b = 230 \rightarrow \frac{I_y}{A} = 3497 \text{ OK}$$

$$b = 260 \rightarrow \frac{I_y}{A} = 4578 \text{ OK}$$

$$b = 300 \rightarrow \frac{I_y}{A} = 6250 \text{ OK}$$

با توجه به مقادیر فوق حداقل مقدار برابر $b=230$ می باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۵- در یک تیر I شکل فولادی ساخته شده از ورق در یکی از چشمه‌ها مقدار ضریب k_v برابر 10 محاسبه شده است. حداکثر مقدار h/t_w برای آنکه در این چشمه تعبیه سخت‌کننده‌های عرضی اضافی عملاً نتواند مقدار مقاومت برشی اسمی مقطع را افزایش دهد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



$F_y = 240 \text{ MPa}$

$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

123 (۴)

64 (۳)

70 (۲)

100 (۱)

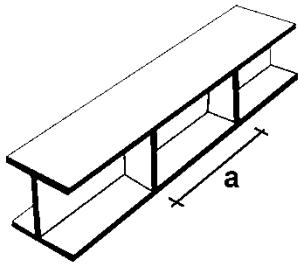
گزینه ۱

اگر C_v برابر 1 بدست آید، اضافه کردن سخت‌کننده بی اثر خواهد بود. با توجه به فلوجارت زیر (از جزوه فولاد محاسبات ویرایش ۹۷)، داریم:

$$C_v = \frac{1.1 \sqrt{K_v E / F_y}}{h / t_w} = 1 \rightarrow \frac{1.1 \sqrt{10 \times 200000 / 240}}{h / t_w} = 1 \rightarrow \frac{h}{t_w} = 100.4$$

جان بدون سخت‌کننده عرضی

جان دارای سخت‌کننده عرضی

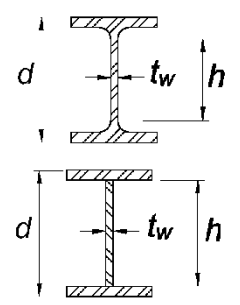


سایر مقاطع $\Rightarrow k_v = 5$
جان مقاطع سپری $\Rightarrow k_v = 1/2$

$\frac{a}{h} \leq \text{Min} (3 \text{ و } [\frac{260}{h/t_w}]^2) \Rightarrow k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$
 $\frac{a}{h} > \text{Min} (3 \text{ و } [\frac{260}{h/t_w}]^2) \Rightarrow k_v = 5$

جان مقاطع I شکل نورد شده
با $\frac{h}{t_w} \leq 2/24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\Rightarrow \phi_v = 1$
برای جان سایر مقاطع $\Rightarrow \phi_v = 0.9$

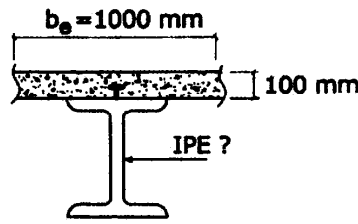
$\frac{h}{t_w} \leq 1/1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1$
 $1/1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1/37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow 0.8 < C_v = \frac{1/1 \sqrt{k_v E / F_y}}{h / t_w} < 1$
 $\frac{h}{t_w} > 1/37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow C_v = \frac{1/51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} < 0.8$



$A_w = d t_w$
 $\phi_v V_n = \phi_v (0.6 F_y A_w C_v)$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۶- چنانچه تیر مختلط نشان داده شده در شکل زیر دارای عملکرد مختلط کامل باشد، آنگاه حداقل شماره نیمرخ قابل قبول از نوع IPE برای آنکه فاصله محور خنثی پلاستیک مقطع از بالای بتن بیش از نصف ضخامت دال بتن باشد، به کدام یک از نیمرخ‌های زیر نزدیک‌تر است؟



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

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

IPE 330 (۴)

IPE 270 (۳)

IPE 220 (۲)

IPE 180 (۱)

گزینه ۳

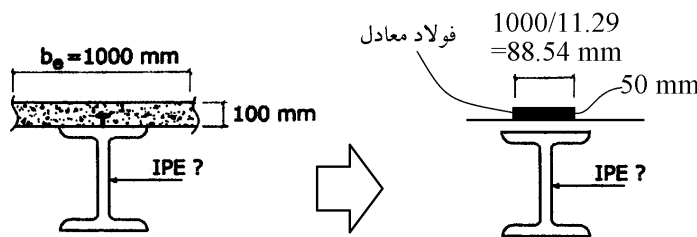
سطح سوال (با توجه به تکراری بودن آن، آسان)

ابتدا ضریب تبدیل بتن به فولاد را محاسبه می‌کنیم:

$$m = \frac{F_y}{0.85 f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.29$$

پس از معادل سازی بتن با فولاد معادل با آن (شکل زیر)، طبق گفته مساله اگر تار خنثی پلاستیک در وسط قسمت بتنی باشد، داریم:

$$50 \times 88.54 = A_{IPE} \rightarrow A_{IPE} = 4427 \text{ mm}^2$$



$$A_{IPE180} = 2390$$

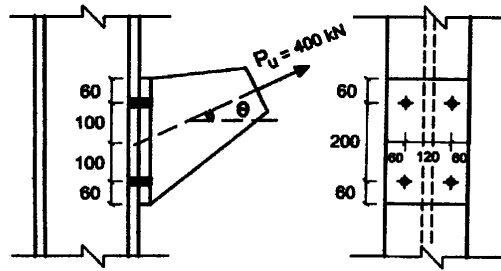
$$A_{IPE220} = 3340$$

$$A_{IPE270} = 4590 \text{ OK}$$

$$A_{IPE330} = 6260$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۷- در اتصال اتکایی شکل زیر قطر پیچها برابر ۲۰ میلی‌متر و پیچها از نوع ۸.۸ هستند. حداکثر زاویه θ قابل قبول برای نیروی P_u به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید سطح برش پیچها از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد (در شکل ابعاد به میلی‌متر است).



- (۱) ۲۵ درجه
- (۲) ۴۰ درجه
- (۳) ۶۰ درجه
- (۴) ۷۵ درجه

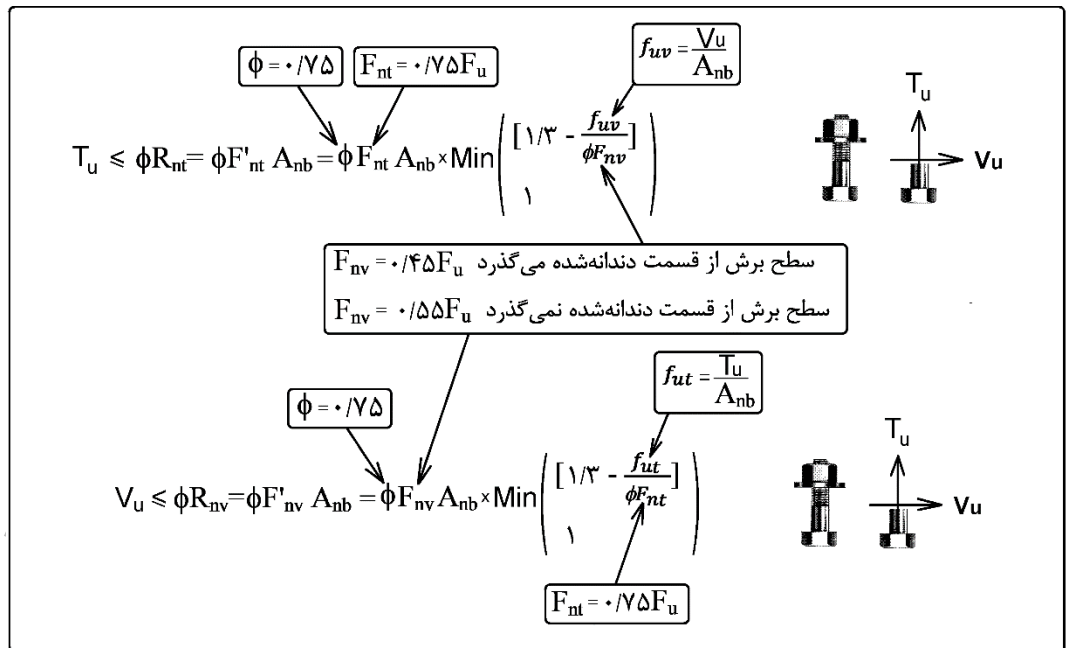
گزینه ۲ (سطح سوال: سخت)

نیروی برشی و کششی وارد بر هر پیچ برابر است با:

$$V_u = \left(\frac{400 \times \sin\theta}{\text{تعداد پیچ} = 4} \right) = 100 \sin\theta \text{ kN}$$

$$T_u = \left(\frac{400 \times \cos\theta}{\text{تعداد پیچ} = 4} \right) = 100 \cos\theta \text{ kN}$$

شکل زیر بخشی از جزوه فولاد ویژه محاسبه (ویرایش ۹۷) می باشد.



با فرض اینکه نیروی غالب، برشی باشد، داریم:

$$V_u = 100 \sin\theta \text{ kN} < 0.75 \times 0.45 \times 800 \times 314 \times \text{Min} \left(\left[1.3 - \frac{\left(\frac{100 \cos\theta \times 10^3}{314} \right)}{0.75 \times 0.75 \times 800} \right], 1 \right)$$

$$100 \sin\theta \text{ kN} < 84.780 (1.3 - 0.708 \cos\theta)$$

۴۲.۲۴ kN < ۸۴.۷۸۰(۰.۶۶۵) = ۵۵.۸۲ kN OK کنترل زاویه ۲۵ درجه:

۶۴ kN < ۸۴.۷۸۰(۰.۷۶) = ۶۴.۲۳ kN OK کنترل زاویه ۴۰ درجه:

۸۶ kN < ۸۴.۷۸۰(۰.۹۴) = ۸۰.۱۸ kN N.G. کنترل زاویه ۶۰ درجه:

۹۶.۵ kN < ۸۴.۷۸۰ \times \text{Min} \left(\frac{1.11}{1} \right) = ۸۴.۷۸۰ kN N.G. کنترل زاویه ۷۵ درجه:

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۸- تیر پیوند قاب مهاربندی شده و اگر دارای مقطع I شکل متقارن بوده و هر بال آن دارای مقطع 200×12 mm و جان آن دارای مقطع 400×10 mm است. اگر نیروی محوری در تیر پیوند ناچیز باشد، حداکثر دوران غیرارتجاعی مجاز تیر پیوند به طول 1100 mm نسبت به ناحیه خارج از آن بر حسب رادین به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

- ۱) 0.02
- ۲) 0.04
- ۳) 0.06
- ۴) 0.08

گزینه ۳ (سطح سوال: متوسط)

با توجه به شکل زیر (از جزوه فولاد ویرایش ۹۷) داریم:

$$M_p = ZF_y = \left(200 \times 12 \times 412 + \frac{10 \times 400^2}{4} \right) 240 = 333.31 \text{ kN.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_p}{V_p} = 0.578 \text{ m} \rightarrow \frac{1.6M_p}{V_p} = 0.925 \text{ m} \\ \frac{2.6M_p}{V_p} = 1.504 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$V_p = 0.6F_yA_{wl} = 0.6 \times 240 \times (400 \times 10) = 576 \text{ kN}$$

$$\frac{1.6M_p}{V_p} < e = 1.1 \text{ m} < \frac{2.6M_p}{V_p} \rightarrow \gamma_p < 0.02 + \frac{(1.504 - 1.1)}{0.578} \times 0.06 = 0.0619$$

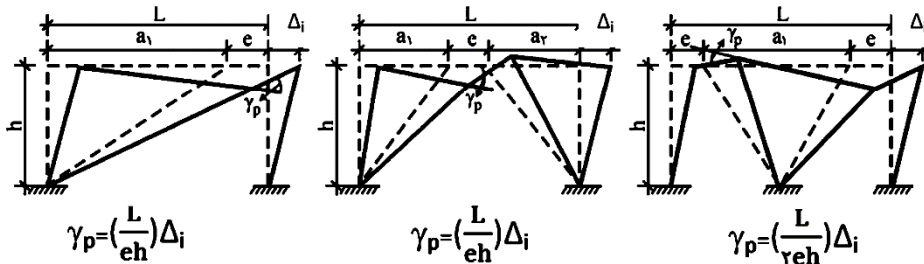
۱۰-۳-۱۲-۵ دوران تیر پیوند

حداکثر دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن، در حالتی که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه (δ_i) برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح (Δ_i) فرض شود، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید.
الف) ۰/۰۸ رادین برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا کمتر از $1/6 M_p/V_p$ باشد.
ب) ۰/۰۲ رادین برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا بزرگتر از $2/6 M_p/V_p$ باشد.

در روابط فوق:

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطه ۱۰-۳-۱۲-۳

M_p = منگرن پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطه ۱۰-۳-۱۲-۴

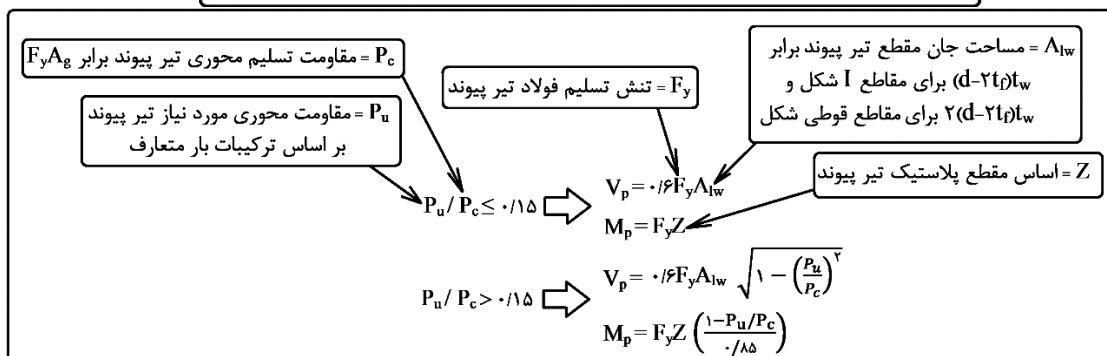


شکل ۱۰-۳-۱۲-۱ دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن (γ_p)

$$e \leq 1/6 M_p/V_p \Rightarrow \gamma_p < 0.08$$

$$1/6 M_p/V_p < e < 2/6 M_p/V_p \Rightarrow \gamma_p < 0.02 + \left(\frac{2/6 M_p/V_p - e}{M_p/V_p} \right) 0.06$$

$$e \geq 2/6 M_p/V_p \Rightarrow \gamma_p < 0.02$$

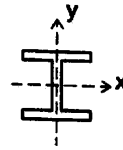
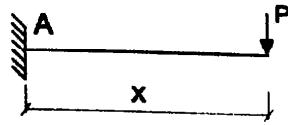


کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۹- در شکل زیر، تیر فقط در نقطه A تکیه‌گاه جانبی دارد. اگر مقطع تیر IPE220 بوده و مقاومت

خمشی اسمی آن حول محور X برابر 0.8Mp باشد، حداکثر طول مجاز تیر بر حسب متر

به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



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

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

www.hoseinzadeh.net

۲) 2.5

۴) 1.5

۱) 3.0

۳) 2.0

گزینه ۱ (سطح سوال: متوسط)

با توجه به شکل زیر (جزوه فولاد ویرایش ۹۷)، و با توجه به اینکه طبق گفته مساله مقاومت خمشی اسمی تیر برابر 0.8Mp می باشد،

حتماً طول آزاد تیر مابین L_r و L_p می باشد و مقاومت آن از رابطه زیر بدست می آید:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7S_x F_y) \frac{X - L_p}{L_r - L_p} \right] \rightarrow C_b \left[M_p - (M_p - 0.7S_x F_y) \frac{X - L_p}{L_r - L_p} \right] = 0.8M_p$$

$$M_n = 0.8M_p$$

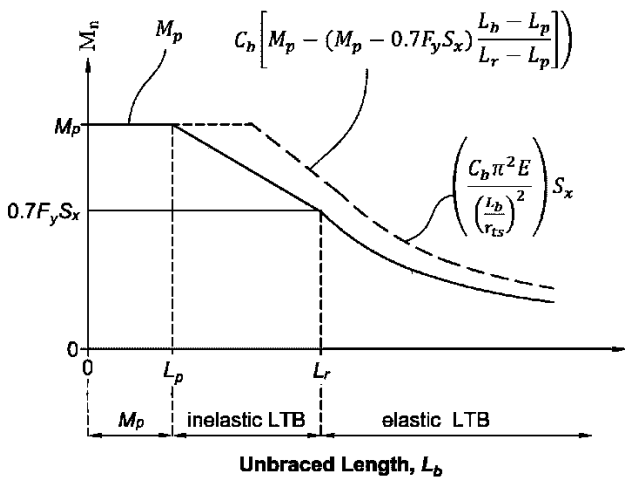
با توجه به طره بودن، ضریب $C_b = 1$ خواهد بود.

در انتهای جزوه فولاد، برای مقاطع IPE مقادیر L_p و L_r ارائه شده است. این مقادیر در برخی جداول اشتایل نیز آمده است.

با جاگذاری مقادیر لازم از جدول اشتایل داریم:

$$1 \left[285000F_y - (285000F_y - 0.7 \times 252000F_y) \frac{X - 1029}{4543 - 1029} \right] = 0.8 \times 285000F_y$$

$$285000 - (285000 - 0.7 \times 252000) \frac{X - 1029}{4543 - 1029} = 228000 \rightarrow X = 2873 \text{ mm}$$



ب-۱) اگر $L_b \leq L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی - جانبی نمی باشد.

ب-۲) برای $L_p < L_b \leq L_r$

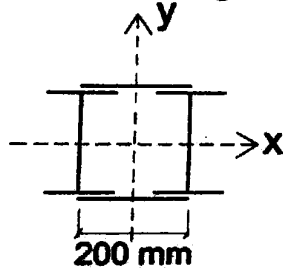
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (۵-۵-۲-۱۰)$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۰- ستونی از 2IPE300 که به فاصله 200 mm از یکدیگر قرار دارند، با بست‌های موازی (که با جوش به ستون متصل شده‌اند) با فاصله‌های محور به محور 1.40 m از هم ساخته شده است. طول ستون 5.5 متر بوده و در دو جهت مهار شده است. برای تعیین مقاومت فشاری اسمی ستون ناشی از حالت حدی کمانش خمشی، مقدار نسبت لاغری طراحی ستون به کدام گزینه نزدیک‌تر می‌باشد؟ (فرض کنید کلیه ضوابط طراحی بست‌ها رعایت می‌شوند).



(۱) 36

(۲) 44

(۳) 52

(۴) 63

گزینه ۴ (سطح سوال: سخت)

ابتدا باید لاغری ستون حول دو محور محاسبه شود و سپس به جهت بست دارد بودن لاغری حول محور y آن اصلاح شود. مشخصات مقطع تک IPE300:

$$\begin{aligned} A &= 5380 \text{ mm}^2 \\ I_x &= 8366 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ I_y &= 604 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\ r_x &= 124.6 \text{ mm} \\ r_y &= 33.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

شعاع ژیراسیون مقطع دابل حول محور X با مقطع تک یکسان است ولی شعاع ژیراسیون حول محور y0 باید محاسبه شود (شکل زیر)

$$r_{y0} = \sqrt{\frac{I_{y0}}{2A}} = \sqrt{\frac{2(604 \times 10^4 + 5380 \times 100^2)}{2 \times 5380}} = 105.46 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_x = \frac{1 \times 5500}{124.6} = 44.14 \quad \left(\frac{kL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 5500}{\sqrt{\frac{I_{y0}}{2A}}} = 52.15$$

$$\frac{a}{r_i} = \frac{1400}{33.5} = 41.79 > 40 \rightarrow \left(\frac{kL}{r}\right)_{ym} = \sqrt{52.15^2 + (0.86 \times 41.79)^2} = 63.33$$

$$\frac{kL}{r} = \text{Max} \{44.14, 63.22\} = 63.33$$

(ب) در اعضای فشاری ساخته‌شده که در آنها اتصال قطعات میانی متصل‌کننده به اجزای مختلف مقطع به صورت جوشی و یا پیچی با عملکرد اصطکاکی می‌باشد، ضریب لاغری نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته شده (محور عمود بر صفحه بست در اعضای فشاری ساخته شده با بست)، باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$r_o = \sqrt{\frac{I_{y0}}{2A}} = \sqrt{\frac{2(I + Axe^2)}{2A}}$$

$$\frac{a}{r_i} \leq 40 \rightarrow \left(\frac{kL}{r}\right)_m = \left(\frac{kL}{r}\right)_o \quad (20-4-2-10)$$

$$\frac{a}{r_i} > 40 \rightarrow \left(\frac{kL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{kL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \quad (21-4-2-10)$$

در روابط فوق:

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_m = \text{ضریب لاغری اصلاح شده عضو فشاری ساخته شده نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته شده}$$

ساخته شده

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_o = \text{ضریب لاغری مقطع ساخته شده نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته شده}$$

$$K_i = 0.5 \text{ برای مقطع نبشی پشت به پشت}$$

$$= 0.75 \text{ برای مقطع ناودانی پشت به پشت}$$

$$= 0.86 \text{ برای سایر مقاطع}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۱- مقاومت برشی طراحی ناودانی UNP300 در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع بر حسب kN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ عضو تحت پیچش قرار ندارد و هیچ سخت کننده عرضی وجود ندارد.
 $F_y = 240 \text{ MPa}$

461 (۴)

414 (۳)

388 (۲)

207 (۱)

گزینه ۳

با توجه به شکل زیر (جزوه فولاد ویرایش ۹۷)، داریم:

$$\phi V_n = 0.9(0.6F_y A_w C_v)$$

با توجه به فشردگی بودن مقطع ناودانی مقدار C_v برابر یک خواهد بود.

و با توجه به اینکه جهت برش در راستای عرضی است، مقدار A_w برابر جمع مساحت بالها خواهد بود و بنابراین:

$$\phi V_n = 0.9(0.6 \times 240 \times (2 \times 16 \times 100) \times 1) = 414.72 \text{ kN}$$

۱۰-۲-۶-۷ مقاومت برشی اعضایی که تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع قرار دارند.

در صورتی که این نوع اعضا تحت اثر پیچش قرار نداشته باشند، مقاومت برشی اسمی (V_n) هر یک از اجزای مقاومت کننده در برابر برش باید از طریق رابطه ۱۰-۲-۶-۱ و بر اساس الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-ب با $A_w = b t_f$ و $h/t_w = b/t_f$ و $k_v = 1/2$ تعیین شود. که در آن:

t_f = ضخامت جزء مقاوم در مقابل برش

b_f = پهنای جزء مقاوم در مقابل برش

b = نصف پهنای کلی بال برای مقاطع I شکل و پهنای کلی بال برای مقاطع ناودانی شکل

با سخت کننده عرضی

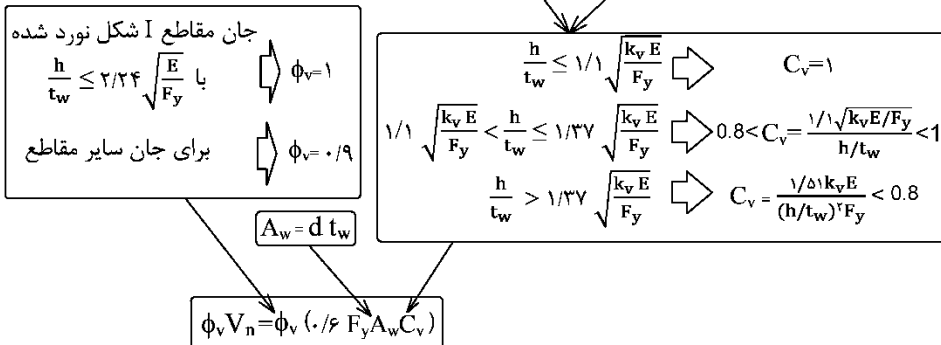
$$\frac{a}{h} \leq \text{Min} \left(3 \text{ و } \left[\frac{260}{h/t_w} \right]^2 \right) \Rightarrow k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

بدون سخت کننده عرضی

$$\frac{a}{h} > \text{Min} \left(3 \text{ و } \left[\frac{260}{h/t_w} \right]^2 \right) \Rightarrow k_v = 5$$

سایر مقاطع $\Rightarrow k_v = 5$

جان مقاطع سپری $\Rightarrow k_v = 1/2$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۲- مقاومت فشاری اسمی یک ستون فولادی به طول 3.2 متر از ناودانی UNP300 براساس حالت حدی کمانش خمشی- پیچشی برحسب kN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (ضریب طول موثر این ستون برای کمانش حول محور تقارن مقطع آن برابر 1.8 عمود بر محور تقارن مقطع برابر 1.0 و حول محور طولی عضو برابر 1.0 می باشد).

685 (۴)

760 (۳)

968 (۲)

1075 (۱)

گزینه؟ (سطح سوال: سخت). در این سوال F_y ارائه نشده و نمی توان سوال را حل کرد. با فرض $F_y=240$ خواهیم داشت: با توجه به اینکه مقطع نور شده می باشد، می توان مشخصات آنرا از جدول اشتایل استخراج کرد.

$$C_{W-UNP300} = 68970 \times 10^6 \text{ mm}^6, A_g = 5880 \text{ mm}^2, y_0 = 54.1 \text{ mm},$$

$$r_x = 117 \text{ mm}, \quad r_y = 29 \text{ mm}, \quad I_x = 495 \times 10^4, I_y = 8030 \times 10^4, J = 38.7 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

با توجه به شکل زیر (جزوه فولاد ویرایش ۹۷) داریم:

$$r_0^2 = y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} = 17425 \rightarrow H = 1 - \frac{y_0^2}{r_0^2} = 0.83$$

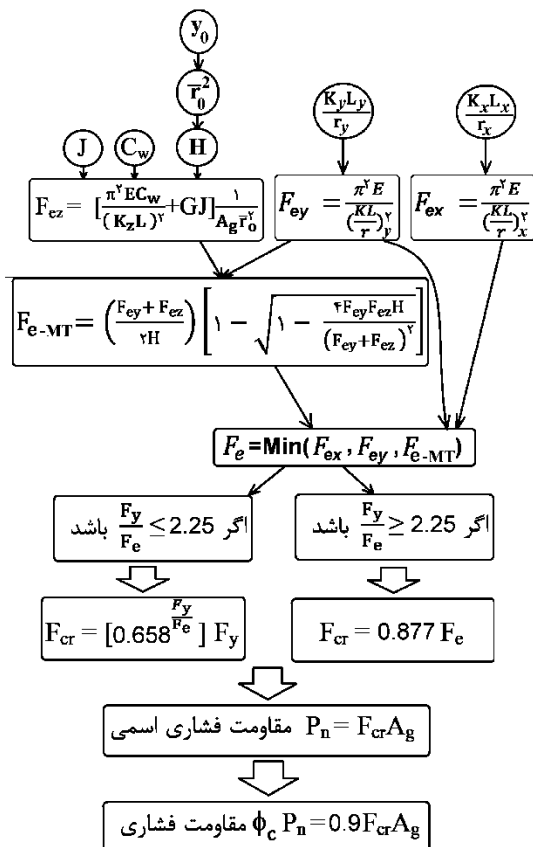
$$\rightarrow F_{ez} = \left[\frac{3.14^2 \times 200000 \times 68970 \times 10^6}{3200^2} + \frac{200000}{2.6} \times 38.7 \times 10^4 \right] \frac{1}{5880 \times 17425} = 420 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow F_{ey} = \frac{3.14^2 \times 200000}{\left(\frac{3200}{29}\right)^2} = 162 \text{ MPa}, \quad F_{ex} = \frac{3.14^2 \times 200000}{\left(\frac{1.8 \times 3200}{117}\right)^2} = 814 \text{ MPa}$$

$$F_{e-MT} = \frac{162 + 420}{2 \times 0.83} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 162 \times 420 \times 0.83}{(162 + 420)^2}} \right] = 148 \text{ MPa} \rightarrow F_e = 148 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y = 121 \text{ MPa} \rightarrow P_n = 121 \times 5880 = 716 \text{ kN}$$

مقطع I شکل با یک محور تقارن
کمانش خمشی
کمانش خمشی-پیچشی
مقاطع ناودانی



۱- محاسبه لاغری

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

۲- محاسبه تنش کمانش خمشی حول محور x و y

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^2}, \quad F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x}\right)^2}$$

۳- محاسبه تنش کمانش خمشی- پیچشی

۱-۳ محاسبه ثابت تابیدگی:

$$C_w = \frac{h_0^2 t_f}{12} \left(\frac{b_1^3 b_2^3}{b_1^3 + b_2^3} \right)$$

۲-۳ محاسبه ثابت پیچشی:

$$J = \frac{1}{3} \sum L t^3$$

۳-۳ محاسبه شعاع ژیراسیون قطبی نسبت به مرکز برش و ثابت I:

$$y_0 = h_0 \frac{b_1^3}{b_1^3 + b_2^3}, \quad r_0^2 = y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}, \quad H = 1 - \frac{y_0^2}{r_0^2}$$

۴-۳ محاسبه تنش کمانش پیچشی:

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \left(\frac{1}{A_g r_0^2} \right)$$

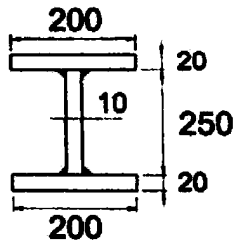
۵-۳ محاسبه تنش کمانش خمشی- پیچشی:

$$F_{e-MT} = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right]$$

۴- محاسبه تنش کمانشی

$$F_e = \text{Min}(F_{e-MT}, F_{ex}, F_{ey})$$

۴۳- فرض کنید در یک قاب خمشی فولادی ویژه برای تیرها از مقطع شکل زیر استفاده شده است. برای این تیر به کار بردن کدام یک از اتصالات گیردار زیر مجاز نمی‌باشد؟ (طول خالص تیر برابر 5 متر بوده، $F_y = 240 \text{ MPa}$ و $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ می‌باشد، همچنین در شکل ابعاد به میلی‌متر است).



www.hoseinzadeh.net

RBS (۱)

BUEEP (۲)

WUF-W (۳)

BFP (۴)

گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

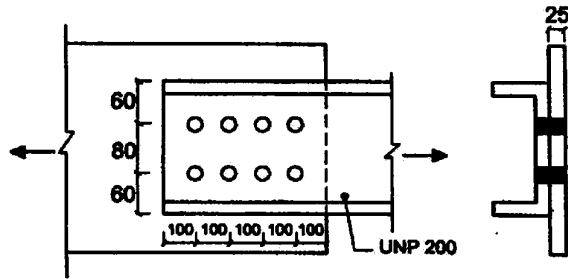
با توجه به محدودیتهای اتصال BUEEP در جدول زیر، حداقل ارتفاع تیروورق باید 340 mm باشد

جدول ۱۰-۳-۱۳-۲ محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

BSEEP				BUEEP		پارامتر
هشت پیچی		چهار پیچی		حداکثر	حداقل	
حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	
۳۰	۱۵	۲۵	۱۰	۲۵	۱۰	t_{bf}
۳۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰	b_{bf}
۱۰۰۰	۴۴۰	۷۰۰	۳۴۰	۱۴۰۰	۳۴۰	d
۷۰	۲۰	۵۰	۱۲	۶۰	۱۲	t_p
۴۰۰	۲۴۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰	b_p
۲۰۰	۱۵۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰	g
۵۰	۴۰	۱۵۰	۵۰	۱۲۰	۳۵	P_{fb}, P_{fo}
۱۰۰	۹۰	-	-	-	-	P_b

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۴- در عضو کششی شکل زیر حداکثر قطر اسمی سوراخ استاندارد برای آنکه بتوان از حضور سوراخ در عضو کششی صرفنظر نمود، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (فرض کنید فاصله از لبه و فاصله مرکز تا مرکز سوراخها رعایت شده‌اند و فقط کنترل حالت‌های حدی تسلیم کششی و گسیختگی کششی عضو ناودانی مدنظر است. همچنین فرض کنید در شکل ابعاد به میلی‌متر است).



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

$$F_u = 372 \text{ MPa}$$

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

33 mm (۴)

30 mm (۳)

27 mm (۲)

24 mm (۱)

گزینه ۳ (سطح سوال: آسان)

$$\left. \begin{aligned} \phi A_g F_y > \phi A_e F_u &\rightarrow 0.9 \times 3220 \times 240 > 0.75 \times U \times A_n \times 372 \\ U = 1 - \frac{20.1}{300} = 0.933 \end{aligned} \right\} A_n > 2672 \text{ mm}^2$$

$$A_g - 2Dt < 2672 \text{ mm}^2 \rightarrow 3220 - 2D \times 8.5 < 2672 \rightarrow D_{\text{محاسباتی}} < 32.23 \text{ mm}$$

$$\rightarrow D_{\text{اسمی}} = D_{\text{محاسباتی}} - 2 \text{ mm} \rightarrow D_{\text{اسمی}} < 30.23 \text{ mm}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۵- در یک تیر بتن آرمه پیش ساخته از بتن با شن و ماسه سبک استفاده شده است. در صورتیکه مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای استاندارد بتن 25 MPa باشد، مقاومت برشی بتن (v_c) بر حسب MPa به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۰.۵۲ (۱) ۰.۶۵ (۲) ۰.۷۰ (۳) ۰.۹۳ (۴)

گزینه ۱ (سطح سوال: آسان)

با توجه به بند های زیر، داریم:

$$v_c = 0.2\phi_c\lambda\sqrt{f_c} = 0.2 \times 0.7 \times 0.75 \times 5 = 0.525 \text{ MPa}$$

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:

$$v_c = \frac{V_c}{b_w d} = 0.75 \lambda \phi_c \sqrt{f_c} \quad (۴-۱۵-۹)$$

۸-۷-۱۳-۹ ضریب λ که جهت اعمال شرایط استفاده از بتن سبک می باشد، به شرح زیر تعیین می گردد:

الف) بتن با سنگدانه های ریز (ماسه) سبک و سنگدانه های درشت (شن) سبک: $\lambda = 0.75$

ب) بتن با سنگدانه های ریز (ماسه) سبک و سنگدانه های درشت (شن) معمولی: 0.75 تا 0.85

پ) بتن با سنگدانه های ریز (ماسه) معمولی و سنگدانه های درشت (شن) سبک: 0.85 تا 1.0

ت) بتن با سنگدانه های ریز (ماسه) معمولی و سنگدانه های درشت (شن) معمولی: $\lambda = 1.0$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۶- برای مقطع تیر بتن آرمه به عرض 500 میلی‌متر و ارتفاع موثر 600 میلی‌متر و با 4 میلگرد کششی به قطر 25 میلی‌متر و $f_y = 400 \text{ MPa}$ و با فرض توزیع تنش یکنواخت عمود بر مقطع در قسمت فشاری بتن برابر 24 MPa ، نسبت M_{pr} (لنگر خمشی مقاوم محتمل) به M_n (لنگر خمشی مقاوم اسمی) به کدام مقدار نزدیک‌تر است؟ (در محاسبات از اثر آرماتور فشاری صرف‌نظر شود).

1.15 (۴)

1.23 (۳)

1.27 (۲)

1.35 (۱)

گزینه ۳ (سطح سوال: آسان)

روش تقریبی:

با توجه به اینکه در هنگام محاسبه M_{pr} تنها مقدار F_y برابر با $1.25F_y$ فرض می‌شود و با توجه به رابطه تقریبی $A_s F_y Z$ میتوان گفت که با افزایش F_y مقدار Z نیز اندکی کاهش میابد و بنابراین مقاومت M_{pr} اندکی کمتر از 1.25 برابر مقاومت M_n خواهد بود.

روش دقیق:

هنگام محاسبه مقاومت خمشی "اسمی"، مقدار $a = \beta x$ به صورت زیر خواهد بود:

$$a = \beta x = \frac{A_s(F_y)}{(b)(\alpha f_c')} = \frac{4 \times 491(400)}{(500)(24)} = 65.46$$

$$\rightarrow M_n = A_s F_y Z = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4 \times 491 \times 400 \left(600 - \frac{65.46}{2} \right) = 445.6 \text{ kN.m}$$

محاسبه مقاومت خمشی "محتمل"، مقدار βx و در نتیجه مقاومت خمشی از رابطه زیر بدست میاید:

$$a = \beta x = \frac{A_s(1.25F_y)}{(b)(\alpha f_c')} = \frac{4 \times 491(1.25 \times 400)}{(500)(24)} = 81.8 \text{ mm}$$

$$\rightarrow M_{pr} = A_s(1.25F_y)Z = A_s 1.25F_y \left(d - \frac{49.1}{2} \right) = 549 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{pr}}{M_n} = \frac{549}{445} = 1.23$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۷- در یک تیر بتن آرمه با تکیه‌گاه‌های ساده تغییرشکل آبی ناشی از بار دائمی برابر 5 mm برآورد شده است. تغییرشکل کل تیر ناشی از بار دائمی (شامل اضافه افتادگی درازمدت) براساس روش تقریبی پس از یکسال به کدام مقدار نزدیک‌تر است؟ (نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح موثر در مقطع وسط دهانه برابر 0.005 می‌باشد).

10.6 mm (۲)

www.hoseinzadeh.net

8.6 mm (۱)

13.0 mm (۴)

12.0 mm (۳)

گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

$$\Delta = \Delta_{\text{آبی}} + \Delta_{\text{خزش}} = 5 + \left(\frac{\xi}{1 + 50\rho'} \right) 5 = 5 + \left(\frac{1.4}{1 + 50 \times 0.005} \right) 5 = 10.6 \text{ mm}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۸- در یک تیر پیش‌تنیده از نوع پس‌کشیده، با بتن با ضریب ارتجاعی کوتاه‌مدت برابر 20000 MPa و ضریب ارتجاعی فولاد پیش‌تنیده برابر 185000 MPa ، مقدار تنش بتن ناشی از نیروی پیش‌تنیدگی اولیه در مرکز ثقل عضو برابر 15 MPa است. اتلاف تنش در فولاد پس‌کشیده ناشی از کوتاه شدن الاستیک بتن حدوداً چند مگاپاسکال خواهد بود؟

۷۰ (۲)

۵۰ (۱)

۱۴۰ (۴)

۱۱۰ (۳)

گزینه ۲ (سطح سوال: با توجه به جدید بودن سوال، متوسط)

$$\Delta_3 = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cg} = \frac{1}{2} \frac{185000}{20000} \times 15 = 69.37 \text{ MPa}$$

۹-۲۴-۶-۳-۳ اتلاف ناشی از کوتاه شدن الاستیک بتن

اتلاف ناشی از تغییر شکل نسبی الاستیک بتن که کوتاه شدن عضو در اثر اعمال نیروهای ناشی از پیش‌تنیدگی می‌باشد، در اعضای پس‌کشیده و پیش‌کشیده از روابط زیر تعیین می‌شود.
مقدار این اتلاف برای اعضای پس‌کشیده از رابطه (۹-۲۴-۱۱) به دست می‌آید:

$$\Delta_r = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cg} \quad (۹-۲۴-۱۱)$$

و برای اعضای پیش‌کشیده از رابطه (۹-۲۴-۱۲) تعیین می‌گردد.

$$\Delta_r = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cg} \quad (۹-۲۴-۱۲)$$

در این روابط f_{cg} ، تنش ناشی از نیروی پیش‌تنیدگی اولیه در مرکز ثقل عضو است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۹- در یک ستون به مقطع دایره و به قطر 350 میلی‌متر، در صورتی که از دورپیچ استفاده شده و ضخامت پوشش بتنی روی میلگردهای طولی 25 میلی‌متر فرض شود، حداکثر مجاز گام دورپیچ چقدر است ؟

(۲) 75 میلی‌متر

(۱) 100 میلی‌متر

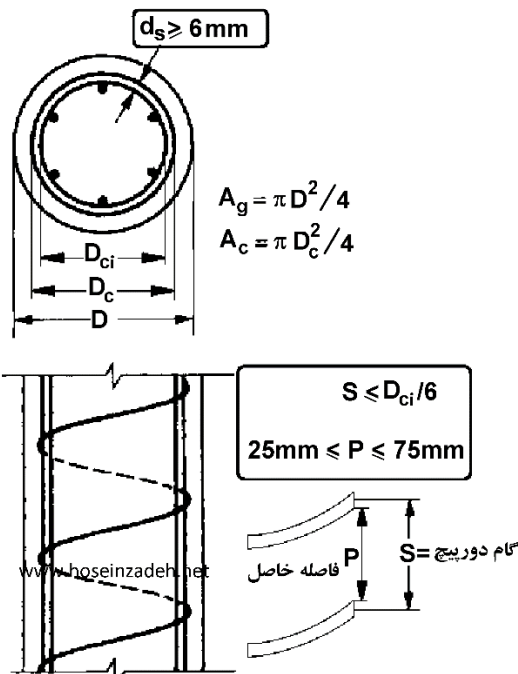
(۴) 50 میلی‌متر

(۳) 25 میلی‌متر

گزینه ۴ (سطح سوال: آسان)

با توجه به شکل زیر (از جزوه بتن ویرایش ۹۷)، داریم:

$$S \leq \text{Min} \left(\left(\frac{D_{ci}}{6} = \frac{350 - 2 \times 25}{6} \right) \right) = 50 \text{ mm}$$



$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq 0.6 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

ستون با شکل پذیری معمولی و متوسط + ستون غیر لرزه ای

ستون با شکل پذیری ویژه

$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.18 \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \\ 0.69 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \end{array} \right.$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۰- سازه یک ساختمان سه طبقه از نوع بتن آرمه با دال‌های دوطرفه مسطح و ضخامت موثر 200 mm و ستون‌های همه طبقات با مقطع 600×600 mm طراحی شده است. فواصل محور ستون‌ها در دو جهت 7 m و بتن مصرفی از رده C30 می‌باشد. حداکثر نیروی برشی مقاوم بتن دال با رفتار دوطرفه در محل ستون‌های میانی بدون استفاده از آرماتور برشی یا کلاهک برشی برحسب kN به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟

1360 (۴)

1000 (۳)

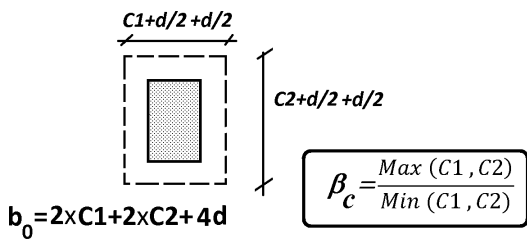
910 (۲)

820 (۱)

گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

$$V_c = \text{Min} \left\{ \frac{1 + \frac{2}{\beta}}{\frac{\alpha_0 \times d}{b_0} + 1} \right\} v_c b_0 d = \text{Min} \left\{ \frac{1 + \frac{2}{1} = 3}{\frac{20 \times 200}{4 \times 800} + 1 = 2.25} \right\} v_c b_0 d = 2v_c b_0 d$$

$$V_c = 2(0.65 \times 0.2 \times \sqrt{30})(4 \times 800)(200) = 911 \text{ kN}$$



۹-۱۵-۱۷-۲-۴ در دال‌ها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاهک برشی استفاده نمی‌شود مقدار V_c برابر با کمترین مقادیر به دست آمده از سه رابطه (۹-۱۵-۳۳) الی (۹-۱۵-۳۵) در نظر گرفته می‌شود:

$$V_c = (1 + \frac{2}{\beta_c}) v_c b_0 d \quad (۹-۱۵-۳۳)$$

β_c = نسبت طول به عرض سطح اثر بار متمرکز با سطح تکیه‌گاه محدود
 b_0 = محیط مقطع بحرانی برای دال‌ها و شالوده‌ها، میلی‌متر

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

$$V_c = 2v_c b_0 d \quad (۹-۱۵-۳۵)$$

α_s عددی است که برای ستون‌های میانی برابر با ۲۰، برای ستون‌های کناری ۱۵ و برای ستون‌های گوشه ۱۰ در نظر گرفته می‌شود.

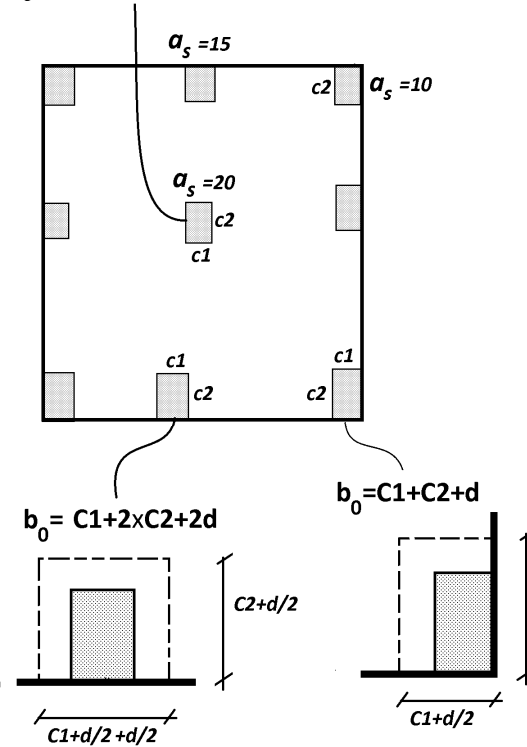
۹-۱۵-۱۷-۲-۵ در دال‌ها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور برشی برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود مقدار V_c و V_s براساس ضوابط (الف) الی (پ) تعیین می‌شوند:

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

$$V_c = v_c b_0 d \quad (۹-۱۵-۳۶)$$

ب) مقدار V_s ، با استفاده از ضوابط بند ۹-۱۵-۴ محاسبه می‌شود.

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

۵۱- در صورتی که رده بتن مصرفی در یک شالوده C30 باشد، نیروی برش دوطرفه مقاوم شالوده برای ستون میانی، برابر با نیروی برش نهائی ایجادشده بوده و نیازی به میلگرد برشی نمی‌باشد. اگر رده بتن مصرفی در این شالوده به C25 تقلیل داده شود، چند درصد از نیروی برشی نهایی موجود باید توسط میلگردهای برشی تامین شود؟ (ابعاد مقطع ستون 600×400 میلی‌متر و عمق موثر شالوده برابر 520 mm فرض شود).

90 (۴)

55 (۳)

45 (۲)

10 (۱)

گزینه ۳ (سطح سوال: متوسط)

$$b_0 = 2(400 + 520 + 600 + 520) = 4080 \text{ mm}$$

در حالت اول (بدون استفاده از خاموت):

$$V_c = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1 + \frac{2}{\beta} \\ \frac{\alpha_0 \times d}{b_0} + 1 \\ 2 \end{array} \right\} v_c b_0 d = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1 + \frac{2}{1} = 3 \\ \frac{20 \times 520}{4080} + 1 = 3.54 \\ 2 \end{array} \right\} v_c b_0 d = 2v_c b_0 d$$

$$V_c = 2v_c b_0 d = 2(0.65 \times 0.2 \times \sqrt{30}) b_0 d = 1.42 b_0 d$$

در حالت دوم (همراه با خاموت)، مقاومت برشی سهم بتن برابر خواهد بود با:

$$V_c = v_c b_0 d = (0.65 \times 0.2 \times \sqrt{25}) b_0 d = 0.65 b_0 d$$

بنابراین درصد کاهش سهم بتن برابر است با:

$$\frac{1.42 b_0 d - 0.65 b_0 d}{1.42 b_0 d} = 0.54 = 54\%$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۲- محاسبات نشان می‌دهد که در یکی از دیوارهای برشی یک ساختمان یک طبقه بتنی با شکل‌پذیری زیاد که ارتفاع آن ۶ متر و طول آن ۴.۸ متر است، نسبت میلگردهای قائم موردنیاز ناشی از بارهای محوری و لنگر خمشی نهایی، ۰.۳ درصد و نسبت میلگردهای افقی ناشی از بارهای برشی نهایی ۰.۳۸ درصد است. چنانچه ضخامت دیوار ۴۰۰ میلی‌متر باشد و در هر امتداد از دو شبکه میلگرد استفاده شود، کدام یک از گزینه‌های زیر حداقل میلگرد گذاری صحیح برای دو شبکه را نشان می‌دهد؟

www.hoseinzadeh.net

- ۱) میلگرد قائم $\Phi 14@200$ mm و میلگرد افقی $\Phi 14@200$ mm
- ۲) میلگرد قائم $\Phi 14@250$ mm و میلگرد افقی $\Phi 14@200$ mm
- ۳) میلگرد قائم $\Phi 14@200$ mm و میلگرد افقی $\Phi 14@150$ mm
- ۴) میلگرد قائم $\Phi 12@200$ mm و میلگرد افقی $\Phi 12@150$ mm

گزینه ۱ (سطح سوال: متوسط)

با توجه به بند زیر، حداقل میلگرد قائم برابر است با:

$$\rho_n > 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{6}{4.8} \right) (0.0038 - 0.0025) = 0.0033$$

بنابراین میلگرد قائم باید حداقل ۰.۰۰۳۳ باشد.

محاسبه فاصله میلگردهای قائم:

$$\frac{2\pi \times 7^2}{s \times 400} > 0.0033 \rightarrow s < 233 \text{ mm}$$

محاسبه فاصله میلگردهای افقی:

$$\frac{2\pi \times 7^2}{s \times 400} > 0.0038 \rightarrow s < 202 \text{ mm}$$

۹-۱۵-۱۶-۴ محدودیت‌های آرماتورها

۹-۱۵-۱۶-۴-۱ مقدار ρ_h نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ منظور شود. مقدار ρ_n نباید بیشتر از $3h$ و $\frac{l_w}{5}$

یا ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۱۶-۴-۲ مقدار ρ_n نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ و یا کمتر از مقدار رابطه (۹-۱۵-۳۲) منظور

شود:

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (9-15-32)$$

لازم نیست مقدار ρ_n بیشتر از ρ_h در نظر گرفته شود. مقدار ρ_n نباید بیشتر از $3h$ و $\frac{l_w}{3}$ یا

۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۳- تحلیل سازه نشان می‌دهد که حداکثر بار محوری فشاری نهایی وارد بر یک شمع درجا به قطر 850 mm برابر 2400 kN و حداکثر بار محوری کششی نهایی نیز نصف آن است. اگر این شمع فقط تحت بارهای محوری قرار داشته و رده بتن آن C25 و میلگردهای مصرفی در آن از نوع S400 باشد، حداقل میلگرد طولی قابل قبول برای این شمع با کدام یک از گزینه‌های زیر مطابقت دارد؟ (تمام طول شمع در لایه‌های متراکم خاک قرار دارد).

12Φ18 (۲)

12Φ20 (۱)

16Φ22 (۴)

12Φ25 (۳)

گزینه ۱ (سطح سوال: آسان)

کنترل فشار:

با فرض اینکه در شمع از دورپیچ استفاده شده باشد و فواصل رعایت شده باشد،

$$2400 \text{ kN} < 0.85 \left[0.81 \times 0.65 \times 25 \left(3.14 \times \frac{850^2}{4} \right) + 0.85 \times 400 \times A_s \right] \rightarrow A_s >$$

$$2400 \text{ kN} < 6345 \text{ kN} + 0.289 A_s \rightarrow \text{میلگرد به لحاظ محاسباتی نیست}$$

تحت کشش:

$$1200 \text{ kN} < 0.85 \times 400 \times A_s \rightarrow A_s > 3529 \text{ mm}^2$$

کنترل آرماتور حداقل:

$$\rho = \frac{A_s}{\left(3.14 \times \frac{850^2}{4} \right)} > 0.005 \rightarrow A_s > 2835 \text{ mm}^2$$

بنابراین حداقل رعایت می‌شود و مساحت لازم 3529 mm^2 خواهد بود که معادل گزینه یک می‌باشد.

۹-۱۴-۳ در قطعات میله‌ای تحت اثر فشار محوری، حداکثر نیروی محوری مقاوم، در صورت استفاده از تنگ‌های موازی به ۸۰ درصد و در صورت استفاده از دورپیچ، به ۸۵ درصد مقداری که بر اساس فرضیات بند ۹-۱۴-۳ به دست می‌آید، محدود می‌گردد. در صورت استفاده از فرضیات بند ۹-۱۴-۳-۶ این نیرو برابر یکی از دو مقدار بدست آمده از روابط (۹-۱۴-۴) خواهد بود:

$$N_{rmax} = 0.8 [\alpha \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}] \quad \text{در صورت استفاده از تنگ‌های موازی} \quad (۹-۱۴-۴)$$

$$N_{rmax} = 0.85 [\alpha \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}] \quad \text{در صورت استفاده از دورپیچ}$$

۹-۱۴-۴ در قطعات میله‌ای تحت اثر توأم فشار محوری و خمش، نیروی محوری مقاوم هر

مقطع، در هر حالت نباید بیشتر از مقدار بدست آمده از بند ۹-۱۴-۳ در نظر گرفته شود.

۹-۲۰-۵-۶ حداقل و حداکثر نسبت آرماتور طولی شمع‌های پیش ساخته و شمع‌های درجا با قطر

کمتر یا برابر ۸۰۰ میلیمتر، مشابه ستون‌ها و با توجه به ضوابط فصل چهاردهم تعیین می‌شود.

۹-۲۰-۵-۷ حداقل و حداکثر نسبت آرماتور طولی شمع‌های درجا با قطر بیش از ۸۰۰ میلیمتر به

ترتیب به میزان نیم درصد و سه درصد سطح مقطع شمع منظور می‌گردد.

۹-۲۰-۵-۸ آرماتور عرضی شمع‌ها به صورت تنگ یا مارپیچ در نظر گرفته می‌شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۴- در یک ساختمان با سازه بتن آرمه، شالوده‌ها از نوع نواری با مقطع عرضی $b \times h = 2 \times 1.2 \text{ m}$ است. در محل ستون‌ها آرماتورهای کششی طولی پایین $\Phi 25 @ 200 \text{ mm}$ طراحی شده‌اند. نسبت سطح مقطع این آرماتورها به حداقل مجاز، به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ (فاصله مراکز آرماتورها از هر لبه شالوده 100 mm ، عمق موثر شالوده 1100 mm و سطح مقطع آرماتورهای موردنیاز براساس محاسبات 3500 mm^2 می‌باشد).

1.6 (۴)

1.5 (۳)

1.25 (۲)

1.1 (۱)

گزینه (۱) (سطح سوال: متوسط)

درصد میلگرد محاسباتی برابر است با:

$$\rho_{\text{محاسبات}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{3500}{2000 \times 1100} = 0.001591$$

درصد میلگری که قرار داده شده است، برابر است با:

$$\rho_{\text{قرار داده شده}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{491}{200 \times 1100} = 0.00223$$

$$\rho_{\min} = \text{Min} \left\{ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.0025 \\ 1.33 \times \rho_{\text{محاسبات}} \\ 0.0015 \end{array} \right. \right. = \text{Min} \left\{ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.0025 \\ 1.33 \times 0.001591 \\ 0.0015 \end{array} \right. \right. = 0.002116$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{491}{200 \times 1100} = 0.00223 \left\{ \begin{array}{l} \rho_{\text{قرار داده شده}} \\ \rho_{\min} \end{array} \right. = \frac{0.00223}{0.002116} = 1.05$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

- ۵۵- در یک ساختمان با سازه بتن آرمه و سیستم قابهای مهار نشده، یکی از تیرهای اصلی دارای مقطع عرضی $b \times h = 400 \times 600 \text{ mm}$ ، عمق موثر 530 mm و آرماتورهای کششی $4\Phi 28$ می‌باشد. بتن سازه از رده C30 و نسبت مدول الاستیسیته فولاد به بتن 10 فرض می‌شود. نسبت ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده با در نظر گرفتن آرماتورهای کششی (I_{cr}) به ممان اینرسی ترک‌نخورده بدون در نظر گرفتن اثر آرماتور (I_g) به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟
- (۱) 0.35 (۲) 0.5 (۳) 0.7 (۴) 1.5

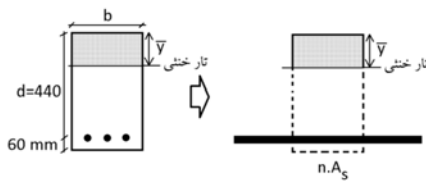
گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

شکل زیر مربوط به صفحه ۱۸۹ جزوه بتن (ویرایش ۹۷) می‌باشد. با استفاده از شکل داریم:

$$(\bar{y} \times 400) \frac{\bar{y}}{2} = 10 \times \left(4 \times 3.14 \times \frac{28^2}{4} \right) (530 - \bar{y}) \rightarrow \bar{y} = 201 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} b \bar{y}^3 + n A_s (d - \bar{y})^2 = \frac{400 \times 201^3}{3} + 10 \times \left(4 \times 3.14 \times \frac{28^2}{4} \right) \times (530 - 201)^2 = 3.747 \times 10^9$$

$$\left. \begin{aligned} I_{cr} &= 3.747 \times 10^9 \text{ mm}^4 \\ I_g &= \frac{bh^3}{12} = \frac{400 \times 600^3}{12} = 7.2 \times 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned} \right\} \frac{I_{cr}}{I_g} = 0.52$$



$$(\bar{y}b) \frac{\bar{y}}{2} = n A_s (d - \bar{y})$$

$$150 \bar{y}^2 = -10 \times 942 \bar{y} + 10 \times 942 \times 440$$

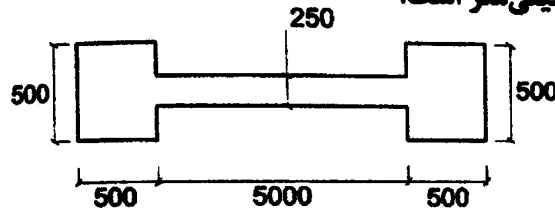
$$\bar{y} = 138 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{3} b \bar{y}^3 + n A_s (d - \bar{y})^2$$

$$I = \frac{300 \times 138^3}{3} + 10 \times 942 \times (440 - 138)^2 = 1.122 \times 10^9 \text{ mm}^2$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۶- در شکل زیر، مقطع یک دیوار برشی با شکل پذیری زیاد نشان داده شده است. در یکی از ترکیبات بارگذاری، بار محوری نهایی در این دیوار برابر $P_u = 5000 \text{ kN}$ و لنگر خمشی نهایی حول محور قوی $M_u = 7500 \text{ kN.m}$ است. چنانچه محاسبات نشان دهد که تحت این ترکیب بارگذاری، تامین اجزاء مرزی ضروری بوده و این اجزای مرزی ستون‌های دو انتهای دیوار در نظر گرفته شوند، تعیین کنید کدام یک از گزینه‌های زیر کمترین میلگرد قابل قبول در جزء مرزی را مشخص می‌کند؟ (رده بتن C25 و نوع میلگرد S400 فرض می‌شود. فرض کنید در عضو مرزی از تنگ‌های موازی استفاده می‌شود و جزء مرزی را می‌توان به صورت یک عضو میله‌ای در نظر گرفت). در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



www.hoseinzadeh.net

16Φ25 (۱)

16Φ18 (۲)

16Φ22 (۳)

16Φ20 (۴)

گزینه ۴ (سطح سوال، با توجه به تکراری بودن آن، متوسط)

کنترل فشار:

$$F_{\text{فشاری}} = \frac{M}{5.5m} + \frac{P}{2} = \frac{7500}{5.5} + \frac{5000}{2} = 3863 \text{ kN}$$

$$3863 \text{ kN} < 0.8(\alpha f_{cd} A_c + (F_{yd} - \alpha f_{cd}) A_s)$$

$$3863 \text{ kN} < 0.8(0.81 \times 0.65 \times 25 \times 500^2 + 0.85 \times (400 - 0.81 \times 0.65 \times 25) \times A_s)$$

$$\rightarrow A_s > 4677 \text{ mm}^2$$

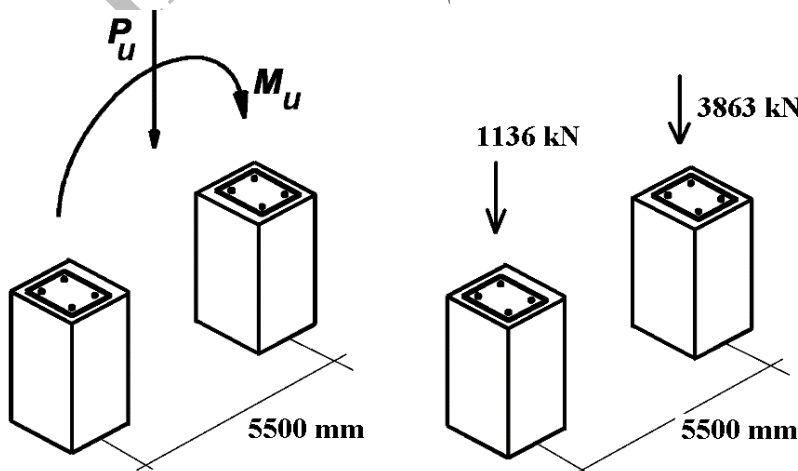
کنترل کشش:

$$F_{\text{کششی}} = \frac{M}{5.5m} - \frac{P}{2} = \frac{7500}{5.5} - \frac{5000}{2} = 1136 \text{ kN}$$

هر دو المان مطابق شکل زیر تحت فشار خواهند بود و کشش نداریم.

بنابراین مساحت میلگرد اجزای مرزی باید حداقل 4677 mm^2 باشد که با فرض استفاده از ۱۶ عدد میلگرد (با توجه به گزینه‌ها):

$$16 \frac{\pi d^2}{4} = 4677 \rightarrow d_{\text{لازم}} = 19.2 \text{ mm}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۷- ممان اینرسی موثر مقطع یک تیر بتن آرمه با تکیه‌گاه‌های ساده، به ازای بارهای مرده گسترده یکنواخت، 20 درصد بیش از ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده آن با در نظر گرفتن اثر آرماتور بوده و تغییرشکل آنی در وسط دهانه 8 mm است. تغییرشکل آنی ناشی از اعمال بار زنده گسترده یکنواخت، که از نظر عددی مقدار شدت آن نصف بار مرده است، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

6 mm (۲)

4 mm (۱)

12 mm (۴)

7 mm (۳)

گزینه ۲ (سطح سوال: سخت)

پس از اضافه شدن بار زنده، ممان موثر مقطع کاهش یافته و در نتیجه تغییر شکلها افزایش می یابند.

ممان اینرسی موثر قبل از اعمال بار زنده (تحت Dead):

$$I_{e-(D)} = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3 = 1.2 I_{cr} \rightarrow (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3 = 0.2 I_{cr}$$

ممان اینرسی موثر پس از اعمال بار زنده (تحت Dead+Live):

$$I_{e-(D+L)} = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_D \times 1.5} \right)^3 = I_{cr} + 0.3(I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_D} \right)^3 = I_{cr} + 0.3(0.2 I_{cr}) = 1.06 I_{cr}$$

در حقیقت تیر شل تر شده است! قبل از بار زنده $I_e = 1.2 I_{cr}$ بود ولی با اضافه شدن بار زنده ممان اینرسی موثر کاهش یافته است و

$I_e = 1.06 I_{cr}$ بنابراین تمامی تغییرشکل‌های قبلی $\frac{1.2}{1.06} = 1.132$ برابر خواهد شد. از طرفی بار زنده نصف بار مرده است و بنابراین

عملا کل بار 1.5 برابر شده است:

$$\Delta_{D+L} = 1.5 \times 1.132 \times 8^{mm} = 13.58 \text{ mm}$$

بنابراین پس از اعمال بار زنده میزان افزایش در مقدار خیز برابر است با:

$$13.58 - 8 = 5.58 \text{ mm}$$

۲-۴-۲-۱۷-۹ ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آنها به

شرح الف و ب این بند محاسبه می‌شود:

الف) در وسط دهانه اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده و در تکیه‌گاه اعضای طرفی از رابطه (۹-۱۷-۱)

محاسبه می‌شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \quad (۹-۱۷-۱)$$

در این رابطه مقدار M_{cr} از رابطه (۹-۱۷-۲) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (۹-۱۷-۲)$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۸- در یک منبع آب زیرزمینی از بتن آرمه با بتن C30 که ابعاد داخلی آن $8 \times 8 \times 3$ m و ضخامت دیواره‌ها 300 mm می‌باشد، آرماتورهای قائم دیوارها (در لایه داخلی منبع) براساس محاسبات مقاومت $\Phi 16 @ 250$ mm از نوع S340 طراحی شده‌اند، اما عرض ترک در میانه ارتفاع دیوارها و در سطوح داخلی بزرگتر از حد مجاز محاسبه شده است. در حالت حدی بهره‌برداری، تنش کششی میلگردها 150 MPa می‌باشد و محاسبات دقیق برای عرض ترک موردنظر نیست. کدام گزینه راه‌حل مناسب و موثر جهت محدود کردن عرض ترک می‌باشد؟ ضخامت پوشش بتن تا مرکز آرماتورها 65 mm است و رفتار دیوار به صورت دال در نظر گرفته شود و از اثر بار محوری (قائم) روی دیوار صرف‌نظر گردد.

۱) افزودن پوشش بتن روی آرماتور

۲) استفاده از میلگردهای نوع S400

۳) استفاده از بتن نوع C35

۴) استفاده از میلگردهای با قطر کوچکتر و فاصله کمتر

گزینه ۴ (سطح سوال: آسان)

با توجه به بند زیر با افزایش تعداد میلگردها، پارامتر A کاهش یافته و در نتیجه عرض ترک کاهش می‌یابد.

۹-۱۷-۳-۲ محاسبه عرض ترک

۹-۱۷-۳-۲-۱ در تیرها و دال‌های یک طرفه مقدار عرض راه در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر،

می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$w = 11 \times 10^{-6} f_s \sqrt{d_c A} \quad (9-17-9)$$

در شرایط محیطی متوسط (A)، و شدید (B و C) مقدار تنش f_s به $\frac{2}{3} f_y$ و در شرایط محیطی

خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) مقدار این تنش به $\frac{1}{4} f_y$ محدود می‌شود.

۹-۱۷-۳-۳ محدودیت عرض ترک

مقدار عرض ترک در تیرها و دال‌های یک طرفه متناسب با شرایط محیطی ذکرشده در بند ۹-۶-۴

و شرایط لازم برای آببندی ساختمان به مقادیر زیر محدود می‌شود:

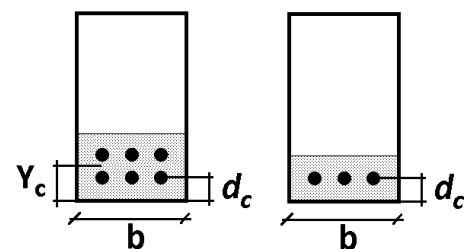
۰/۳۵ میلی‌متر

- شرایط محیطی متوسط (A) و شدید (B)

۰/۲ میلی‌متر

- شرایط محیطی شدید (C)

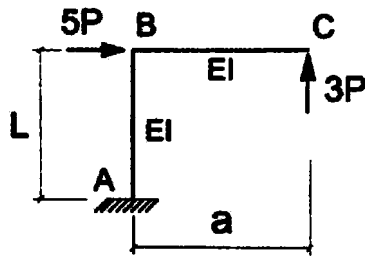
- شرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) و یا آببندی ساختمان ۰/۱ میلی‌متر



$$A = \frac{2Y_c b}{6}$$

$$A = \frac{2d_c b}{3}$$

۵۹- در شکل مقابل نسبت $\frac{a}{L}$ چقدر باشد تا دوران نقطه B از سازه صفر شود؟



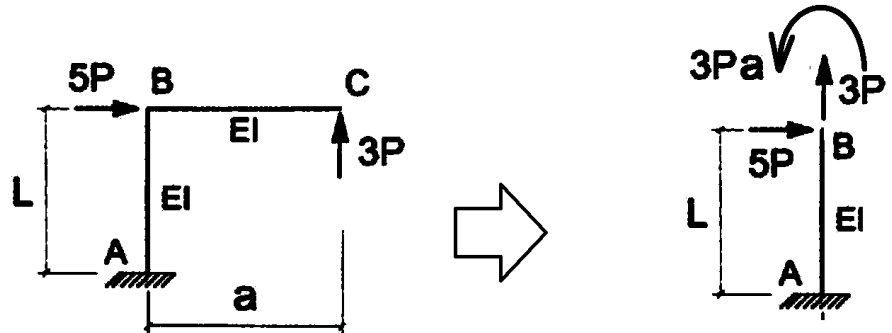
www.hoseinzadeh.net

- (۱) $\frac{5}{3}$
- (۲) $\frac{3}{5}$
- (۳) $\frac{5}{6}$
- (۴) $\frac{5}{5}$

گزینه ۴ (سطح سوال: آسان)

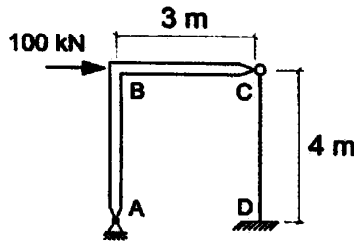
دوران نقطه B برابر است با:

$$\theta_B = \frac{FL^2}{2EI} - \frac{ML}{EI} = \frac{5PL^2}{2EI} - \frac{3PaL}{EI} = 0 \rightarrow \frac{a}{L} = \frac{5}{6}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۶۰- در قاب نشان داده شده قطعه ABC صلب و قطعه DC عضو الاستیک منشوری، با مقطع مربع به طول ضلع 100 mm فرض می‌شود. اگر از تغییرشکل‌های برشی و آثار تغییر شکل‌های درجه دوم صرف‌نظر شود، مقدار لنگر در تکیه‌گاه D برحسب N.m به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



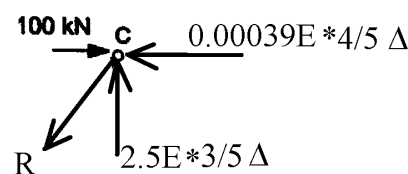
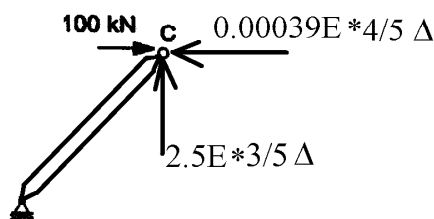
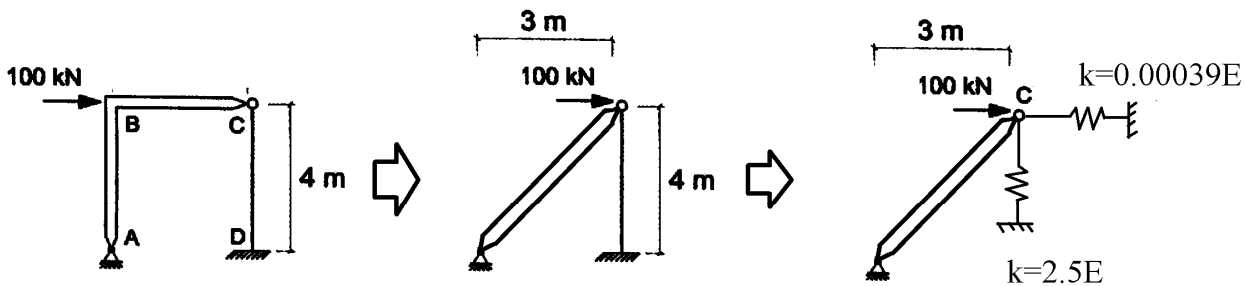
- (۱) صفر
- (۲) 110
- (۳) 200
- (۴) 300

گزینه ۲

دقت شود که اگر در صورت سوال از عبارت "از تغییر شکل‌های برشی و محوری و آثار تغییرشکل‌های درجه دوم صرف نظر شود" استفاده می‌شد، تغییر شکل محوری میله CD صفر فرض شده و در این صورت تغییر مکان نقطه C صفر می‌بود (گزینه ۱) با منظور کردن اثر تغییر شکل‌های محوری، ستون طره را می‌توان با فنر معادل جایگزین کرد

$$k_{\text{افقی}} = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3E \left(\frac{100^4}{12} \right)}{4000^3} = 3.90625 \times 10^{-4} E$$

$$k_{\text{قائم}} = \frac{EA}{L} = \frac{E(100^2)}{4000} = 2.5E$$



$$\left. \begin{aligned} \sum F_x = 0 &\rightarrow -\frac{3}{5}R + 100 - 3.90625 \times 10^{-4} E \times \frac{4}{5} \Delta = 0 \\ \sum F_y = 0 &\rightarrow -\frac{4}{5}R + 2.5E \times \frac{3}{5} \Delta = 0 \rightarrow \Delta = 0.53333 \frac{R}{E} \end{aligned} \right\} R = 166.6203832$$

در این صورت لنگر وارد بر تکیه‌گاه D برابر خواهد بود با:

$$M_D = 100 \times 4 - \left(R \times \frac{3}{5} \right) \times 4 = 0.111 \text{ kN.m} = 111 \text{ N.m}$$