بنام خدا

با سلام،

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

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

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

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

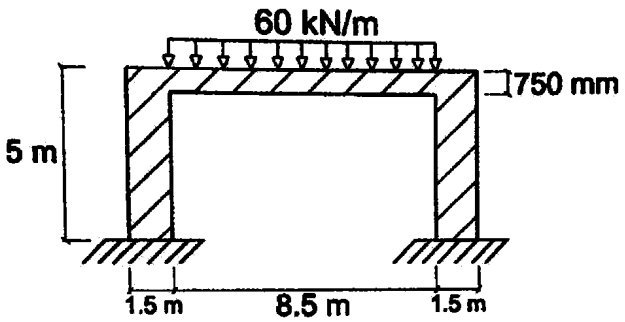
در کانال فوق همچنین به سوالات مطرح در این زمینه پاسخ داده خواهد شد.

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل

www.hoseinzadeh.net

۱- مطابق شکل زیر، در یک قاب خمشی بتن مسلح، تیر با مقطع 500×750 mm و پایه‌های طرفین با مقطع 1500×3000 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 کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ $E_c=22\times10^3$ 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.



۱) 25
۲) 20
۳) 9
۴) 13

www.hoseinzadeh.net

گزینه ۴ (سطح سوال: آسان)

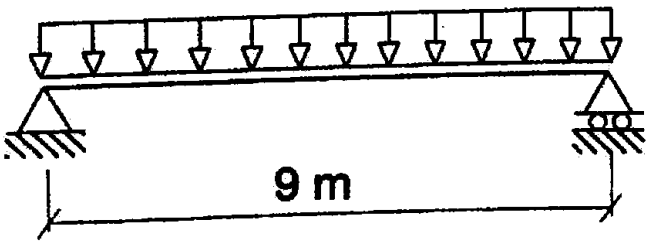
با توجه به سختی بالای ستونها (پایه های نگه دارنده) و با توجه به اینکه در روی سوال تاکید شده از تغییرشکل پایه ها صرف نظر شود، دوران انتهای تیر صفر فرض می شود (مانند تیر دوسر گیردار). و تغییر شکل آن به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\Delta_{\text{آنی بار دائمی}}=\frac{q_D L^4}{384EI_e}=\frac{60\frac{N}{m}\times 8500^4}{384\times 22\times 10^3\times\left(\frac{1}{2}\frac{500\times750^3}{12}\right)}=4.218\,mm$$

$$\Delta_{\text{کل}}=\Delta_{\text{آنی بار دائمی}}+\Delta_{\text{خزش}}=\Delta_{\text{آنی بار دائمی}}+\left(\frac{\xi}{1+50\rho'}\right)\Delta_{\text{آنی بار دائمی}}=4.218+\left(\frac{2}{1+50\times0}\right)\times4.218=12.65\,mm$$

www.hoseinzadeh.net

۲- یک تیر دو سر ساده بتن‌آرمه پیش‌ساخته با مقطع مستطیل شکل به طول دهانه 9 متر، عرض مقطع 400 mm و ارتفاع موثر مقطع 525 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) 100 درصد
۲) 70 درصد
۳) 50 درصد
۴) 30 درصد

گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

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

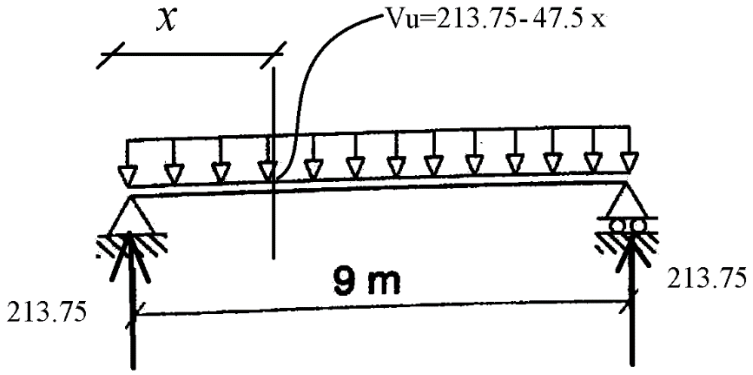
۹-۱۵-۶-۳ حداقل آرماتور برشی

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.

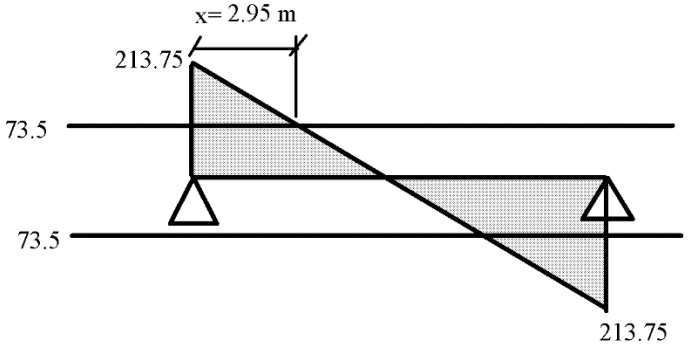
$$(V_u = 213.75 - 47.5x) < \left(\frac{1}{2}V_c = 0.7 \times 0.2 \times \sqrt{25} \times 400 \times 525 = 73.5\ kN\right)$$

$$\rightarrow x = 2.95\ m$$

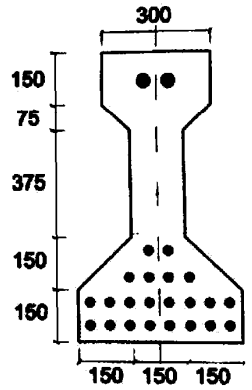


در ابتدا و انتهای تیر که برش وارد بیش از $73.5\ kN$ است باید آرماتور برشی قرار داده شود. بنابراین:

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



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 کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقدار ضریب وارفتگی بتن برابر 1.8 در نظر گرفته شود. همچنین ابعاد روی شکل برحسب میلی‌متر است).



۱) 1.56

۲) 1.23

۳) 1.75

۴) 1.18

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:

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

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

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

مقدار $f(t)$ در رابطه (۹-۲۴-۵) از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + ۰/۱۶\sqrt{r_m}} \qquad (۹-۲۴-۸)$$

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:

$$r_m = \frac{۲A_c}{u} \qquad (۹-۲۴-۴)$$

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

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

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)

$$37 \times 2 < 51 + X \qquad \rightarrow X > 23\ kN$$

۷-۵-۵-۱ تنش مجاز

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

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

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

جدول۷-۵-۳ 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.

www.hoseinzadeh.net

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 به‌صورت لایه‌لایه 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)

۷-۵ سازه‌های نگهبان

۷-۵-۴ فشار خاک

۷-۵-۴-۳ تعیین فشار خاک در پشت دیوار

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

www.hoseinzadeh.net

۶- در طراحی پی منفرد ساختمانی گسیختگی برشی خاک زیر پی که حاوی خاک نرم تا عمق 10 متری می‌باشد، تعیین‌کننده 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 عمیق‌ترین گمانهٔ از سطح زمین چند متر می‌باشد؟

۱) 8.5 ۲) 5.5 ۳) 7 ۴) 6

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.

۷-۲ شناسایی ژئوتکنیکی زمین

۷-۲-۳ شناسایی‌ها

۷-۲-۳-۵ عمق گمانه‌ها

۷-۲-۳-۵-۱ 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 می‌رسد، هر عمقی بیشتر شد ملاک می‌باشد:

۱) ۱۰درصد تنش موثر زمین در آن عمق

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

۷-۲-۳-۵-۲ 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.

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

۱) ساختمان با پی‌های منفرد: اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیشتر از مجموع عرض آن دو پی باشد، B را عرض یک پی در نظرگرفته و در غیر این صورت عرض کل ساختمان به عنوان B تعیین می‌شود.

۷-۲-۳-۵-۴ 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 ۷-۲-۳-۵ باید اضافه شود.

۲) اگر عمق مورد نیاز برای شناسایی زمین خیلی کم باشد، می‌توان از روش‌های شناسایی دستی مانند آزمایش‌های 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 می‌تواند جایگزین حفر یک گمانه شود.

۶) 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.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

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

۱) شبیه‌سازی خاک به‌صورت فنر (K_s)، با مقدار یکنواخت، مشروط‌براینکه پی به همراه روسازه تحلیل شود.

۲) شبیه‌سازی خاک به‌صورت فنر (K_s)، با مقدار یکنواخت

۳) شبیه‌سازی خاک به‌صورت فنر (Ks)، با سه مقدار 1.25Ks، Ks و 0.8Ks و انتخاب بحرانی‌ترین نتایج آن‌ها

۴) شبیه‌سازی خاک به‌صورت 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 (Ks) شبیه سازی کرد اما لازم است به نکات ذیل توجه شود:

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

ب- انتخاب مقدار یکنواخت برای Ks 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.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۸- در ساختمان‌های بنایی مسلّح، حداقل طول قابل قبول قسمت بحرانی در بالا و پائین ستونی به ارتفاع آزاد 2.9 متر و مقطع 400×400 mm برحسب میلی‌متر به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 200 ۲) 400 ۳) 500 ۴) 800

گزینه ۳

۸-۴ ساختمان‌های بنایی مسلح

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

۸-۴-۵-۱ میلگرد عرضی ستون‌ها

۸-۴-۵-۱-۱ 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

www.hoseinz

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 کرسی‌چینی 450 میلی‌متر فرض شود، حداقل حجم شالوده این دیوار به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (پلکانی‌کردن شالوده با کمترین تعداد پله و با طول مساوی برای هر پله در نظر گرفته شود).

۱) $3\ m^3$ ۲) $4.5\ m^3$ ۳) $6\ m^3$ ۴) $6.5\ m^3$

گزینه ۲

کل اختلاف ارتفاع در دو انتها برابر $0.05*12=0.6m$ می باشد و بنابراین دو پله ۳۰ سانتی لازم خواهد بود.

عرض پی باتوجه به بند زیر حداقل باید $0.450*1.5=0.675\ m$ 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

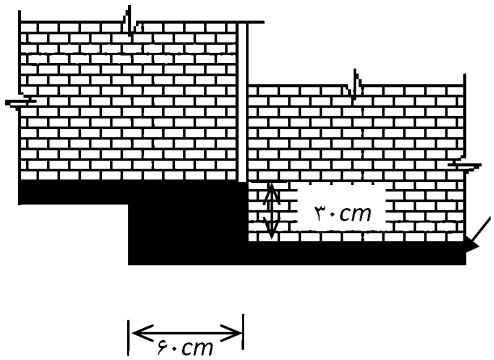
۸-۵-۵ طرح و اجرا

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.

hoseinzadeh.net

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 صورتی‌که سنگ، آهکی متخلخل باشد مجاز است.
۲) در صورتی‌که سنگ، رگی باشد مجاز است.
۳) در صورتی‌که سنگ، آهکی متراکم باشد مجاز است.
۴) در صورتی‌که 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 باربر 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.

www.hoseinzadeh.net

۱۱-در ساختمان‌های بنایی غیرمسلح، در صورت استفاده از دیوار سنگی، حداکثر ضخامت مجاز ملات برحسب میلی‌متر به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 25 ۲) 30 ۳) 40 ۴) 50

گزینه ۳

۸-۶ ساختمان‌های بنایی غیر مسلح

۸-۶-۵ طرح و اجرا

۸-۶-۵-۶ دیوار

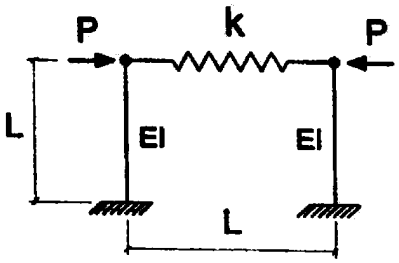
۸-۶-۵-۶-۱ دیوارهای باربر

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

پ) حداکثر ضخامت مجاز ملات ۴۰ میلی‌متر است. ملات مورد استفاده در دیوار چینی باید مشابه ملات‌های کرسی چینی باشد.

www.hoseinzadeh.net

۱۲-در قاب شکل زیر چنانچه $k=\frac{3EI}{L^3}$ باشد، مقدار لنگر خمشی در پای ستون‌ها به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) $\frac{PL}{3}$

۲) $\frac{PL}{2}$

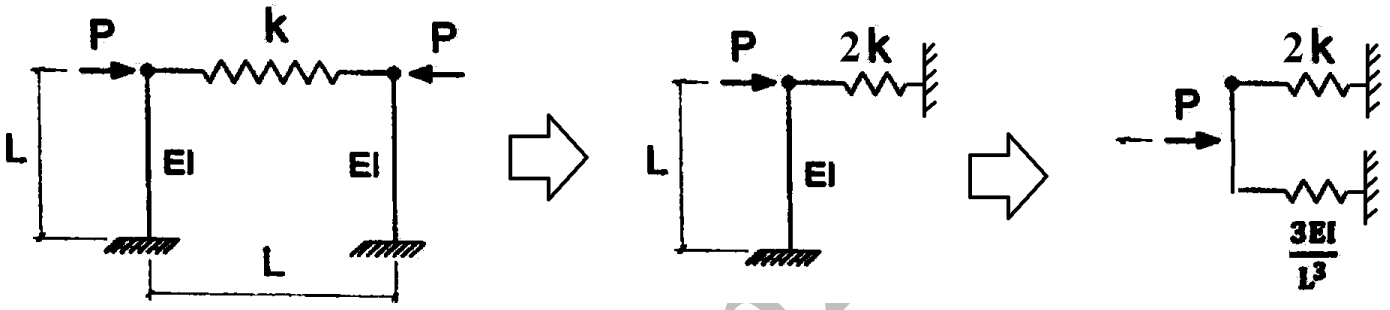
۳) $\frac{2PL}{3}$

۴) PL

گزینه ۱ (سطح سوال: آسان)

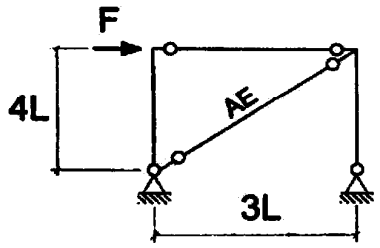
با توجه به تقارن می توان نصف مدل را تحلیل کرد. هنگام نصف کردن، سختی فنر دوبرابر می شود.

از طرفی سختی جانبی ستون طره نیز $\frac{3EI}{L^3}$ می باشد. 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.



www.hoseinzadeh.net

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 کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) $0.072\frac{AE}{L}$

۲) $0.12\frac{AE}{L}$

۳) $0.16\frac{AE}{L}$

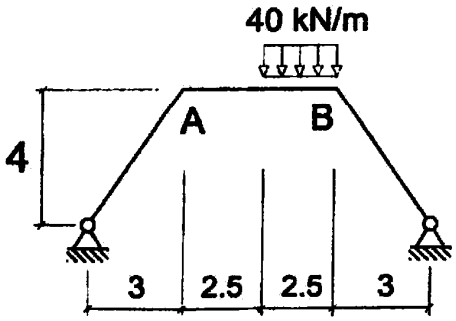
۴) $0.128\frac{AE}{L}$

گزینه ۱ (سطح سوال: آسان)

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

www.hoseinzadeh.net

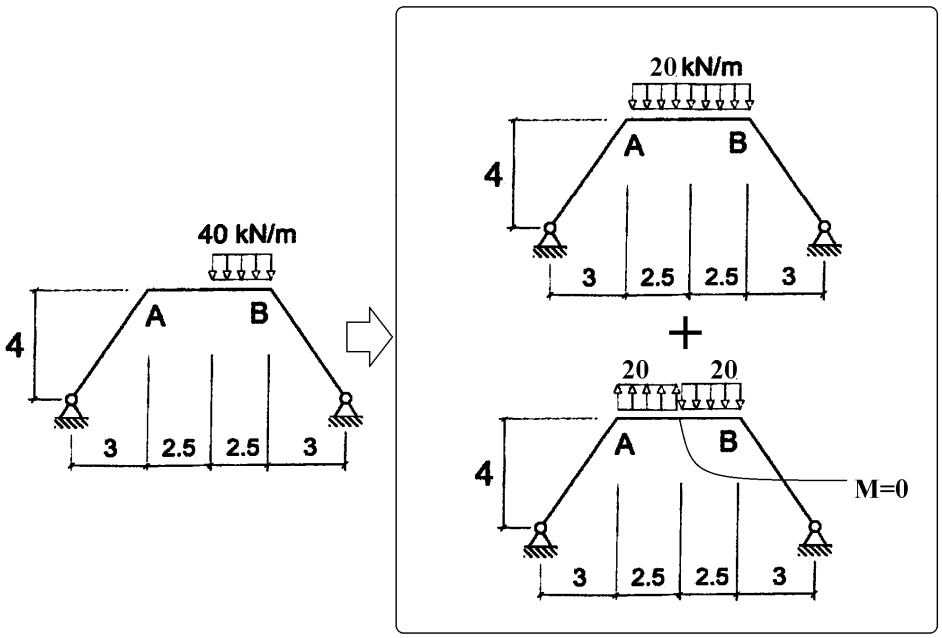
۱۴- لنگر خمشی در وسط تیر AB برحسب kN.m به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ تمام اعضاء دارای صلبیت خمشی (EI) یکسان بوده و درشکل ابعاد به متر است.



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 پادمتقارن 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:

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

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

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

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

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

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

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۱۵- کدام‌یک از عبارات زیر صحیح است؟

۱) در صورتی‌که 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 این‌صورت 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 مشخصا 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.

www.hoseinzadeh.net

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 کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 1.0

۲) 1.12

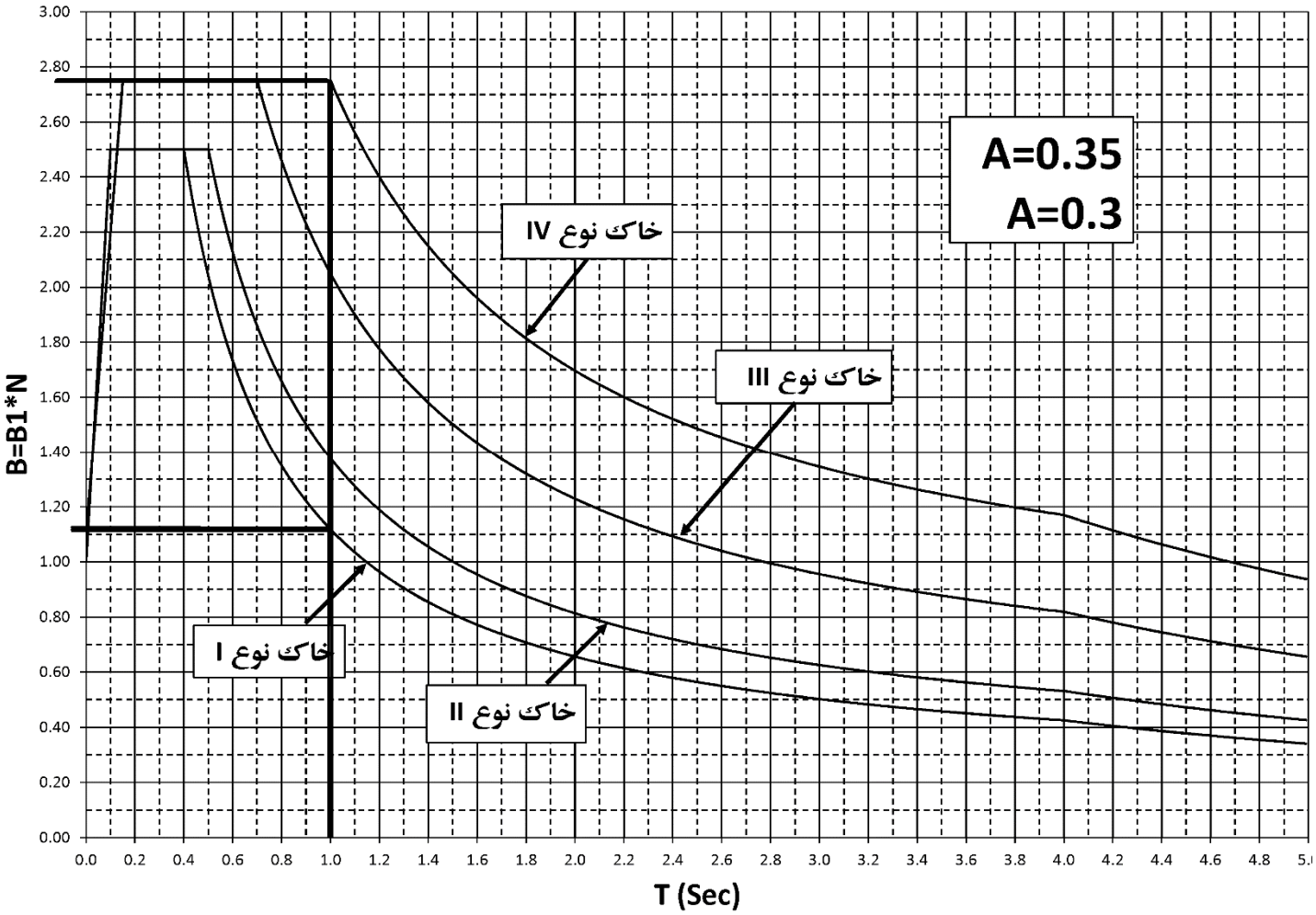
۳) 2.5

۴) 2.75

گزینه ۳ (سطح سوال: آسان)

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

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



کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

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 تغییرمکان جانبی نسبی طبقه (که در یک انتهای ساختمان رخ می‌دهد و براساس برون مرکزی اتفاقی 5% محاسبه شده است)، به حداقل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه (که در انتهای دیگر ساختمان رخ می‌دهد و براساس برون مرکزی اتفاقی 5% محاسبه شده است)، حداکثر چقدر می‌تواند باشد؟ (نزدیک‌ترین گزینه به جواب مدنظر است).

۱) 1.2

۲) 1.4

۳) 1.6

۴) 1.9

هیچکدام.

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

حداکثر تغییرمکان جانبی ~~نسبی~~ طبقه (که در یک انتهای ساختمان رخ می‌دهد و براساس برون مرکزی اتفاقی 5% محاسبه شده است)، به حداقل تغییرمکان جانبی ~~نسبی~~ طبقه (که

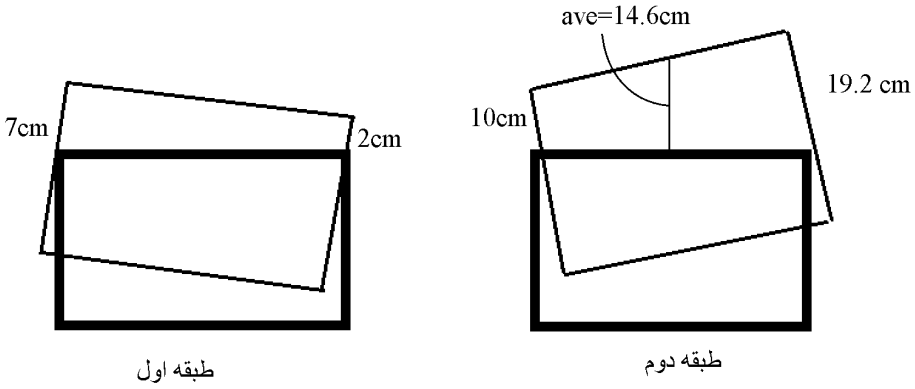
مثال نقض:

در شکل زیر برای طبقه دوم داریم:

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

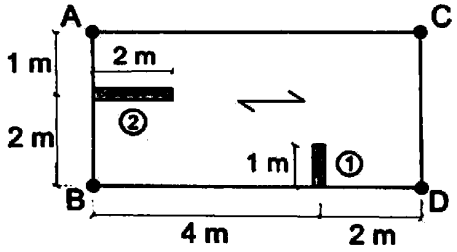
در حالیکه نسبت جابجایی نسبی برابر است با:

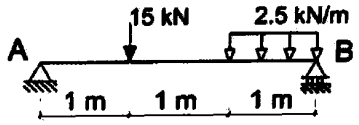
$$\frac{\text{حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی}}{\text{حداقل تغییر مکان جانبی نسبی}} = \frac{19.2 - 2}{10 - 7} = 5.7333$$

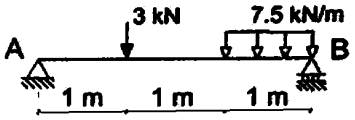


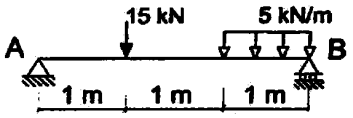
www.hoseinzadeh.net

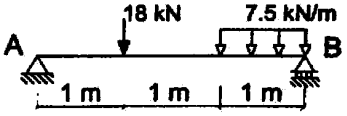
۱۸- در پلان شکل زیر، موقعیت تیغه‌های ۱ و ۲ با وزن واحد سطح به‌ترتیب برابر با 2.5 kN/m² و 3 kN/m² نشان داده شده است. بار (بدون ضریب) وارد بر تیر AB ناشی از این تیغه‌بندی‌ها به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (ارتفاع موثر تیغه‌ها برابر 3 متر و بار زنده کف برابر 2 kN/m² فرض شود).



(۱)


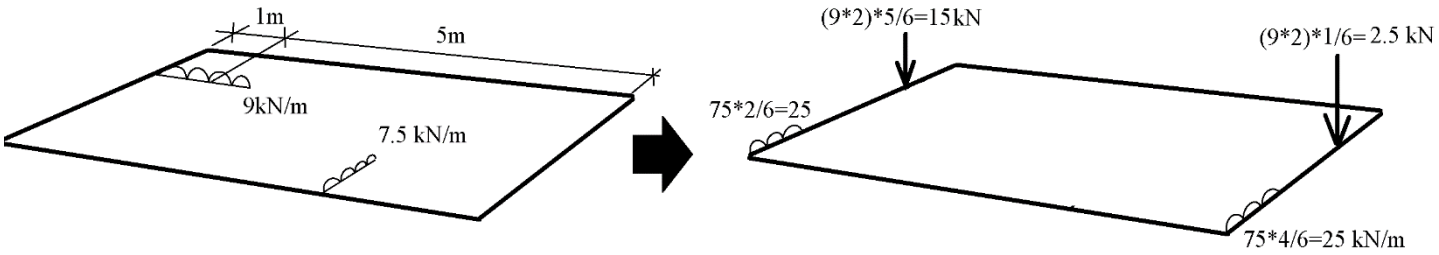
(۲)


(۳)


(۴)


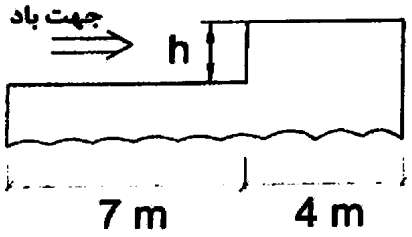
گزینه ۱ (سطح سوال: متوسط)

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



www.hoseinzadeh.net

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 ؟



۱) h = 1.01 m
۲) h = 0.74 m
۳) h = 0.55 m
۴) h = 0.46 m

گزینه ۳

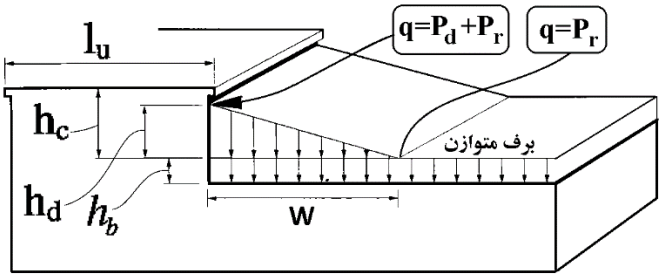
$$h_c < 0.2h_b \quad \rightarrow \ (h = h_c + h_b) < 1.2h_b = 1.2\frac{P_r}{\gamma} = 1.2\frac{(0.7C_sC_tC_eI_sP_g)}{0.43P_g + 2.2} = 1.2\frac{1.4}{3.06} = 0.55\ m$$

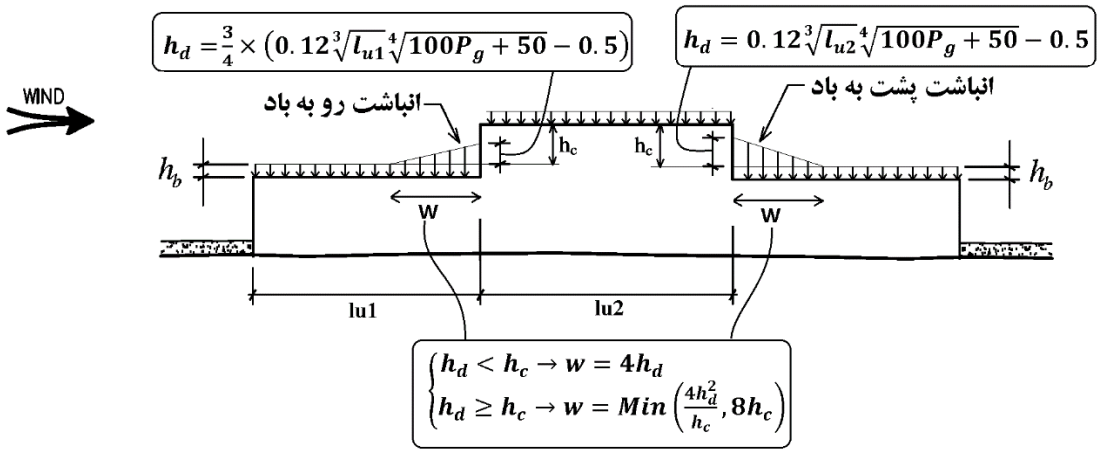
۶-۷-۹ انباشتگی برف در بام پایین‌تر

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

۶-۷-۹-۱ بام پایین‌تر ساختمان

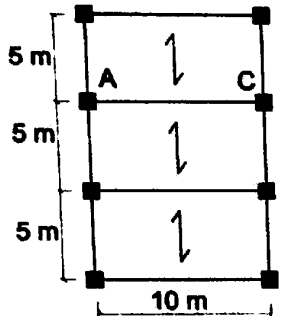
برف ممکن است بر اثر وزش باد از قسمت بالاتر بام ساختمان بر روی بام پایین‌تر آن ریزش کند (انباشت پشت به باد) و یا باد در جهت مقابل بار برف را بر روی بام پایین‌تر در مجاورت قسمت بلندتر انباشته سازد (انباشت رو به باد). مقدار انباشت بار برف به بار متوازن اضافه خواهد شد. اگر شرط $h_c/h_b < 0.2$ برقرار باشد درنظر 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 پایین‌تر می‌باشد. هر دو امکان انباشت پشت به باد و رو به باد باید درنظر گرفته شود:





کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

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 کدام‌یک 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 $q = q_D + q_L = 5 \times (5+2) = 35\frac{kN}{m}$ می باشد.

بار متمرکز برابر P=80 kN می باشد.

بنابراین کل بار وارد بر تیر برابر است با:

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

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

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

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 می باشد.

بنابراین زلزله قائم برابر است با:

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

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

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

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

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

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

۳-۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_{Vu}=0.6\ AIW_P \qquad (۳-۱۰)$$

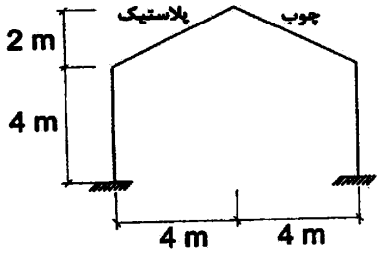
در این رابطه:

A و I 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.

www.hoseinzadeh.ir

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 کدام‌یک از گزینه‌های زیرنزدیک‌تر است؟



۱) 0.80
۲) 1
۳) 1.25
۴) 1.70

گزینه ۳ (سطح سوال: آسان)

زاویه بام برابر $Arctan\left(\frac{2}{4}\right) = 26.57^0$ می باشد.

برای بام چوبی $\alpha_0 = 45^0$ و برای بام پلاستیک $\alpha_0 = 15^0$ می باشد.

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

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_t

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

۶-۷-۶ ضریب شیب C_s

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

$C_s = ۱٫۰$ $\quad \alpha \le \alpha_0$ ،(۶-۷-۴-الف)

$C_s = ۱ - \dfrac{\alpha - \alpha_0}{۷۰ - \alpha_0}$ $\quad \alpha_0 < \alpha < ۷۰^\circ$ ،(۶-۷-۴-ب)

$C_s = ۰$ $\quad \alpha \ge ۷۰^\circ$ ،(۶-۷-۴-پ)

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

۶-۷-۶-۱ 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=۱ برابر پنج درجه، برای C_t= ۱٫۱ 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.

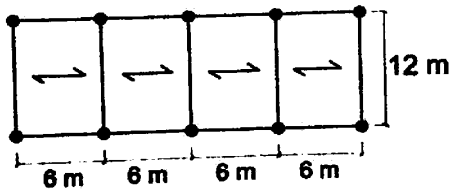
بام شیب دار →
- بام لغزنده بدون مانع →
  - $C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 5^0$
  - $C_t = 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 10^0$
  - $C_t \ge 1.2 \rightarrow \alpha_0 = 15^0$
- بام غیر لغزنده و یا مانع دار →
  - $C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 30^0$
  - $C_t \ge 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 45^0$

بام تخت $\rightarrow C_s = 1$

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

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

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 5 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 کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (ساختمان با اهمیت زیاد فرض می‌شود).



($F_y = 240$ MPa)

۱) 19000×10^4

۲) 24000×10^4

۳) 32000×10^4

۴) 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 تغییرمکان ها جهت کنترل دریفت طبق بند زیر نیازی به دوره تناوب تجربی نیست. بلکه می توان مستقیما دوره تناوب را بر اساس تحلیل سازه بدست آورد.

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

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

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

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{122324}{11.52\times 10^6}} = 0.64 \quad \rightarrow \text{نوع خاک } III \quad \rightarrow \quad B = 2.75$$

کل نیروی زلزله وارد بر سازه برابر است با:

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

با توجه به تقارن و صلب بودن سقف و یکسان بودن ستونها، نیرو به صورت مساوی بین آنها تقسیم می شود. و نیروی وارد بر هر ستون برابر $V_{col} = \frac{693}{10} = 69.3\ kN$ می باشد. 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:

$$\left(C_d\Delta = 2\times\frac{14.437\times10^9}{I}\right) \le 0.025\times 5000 \quad \rightarrow I \ge 23100\times 10^4$$

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۲۳- ساختمانی دارای بام تخت و دو زهکش فرعی به قطر 150 mm و ارتفاع 150 mm از سطح بام می‌باشد. مساحت بامی که این زهکش در آن قرار دارد برابر با 500 مترمربع می‌باشد. در صورتی که شدت باران طرح 90 میلی‌متر بر ساعت در نظر گرفته شود، بار ناشی از باران وارد بر این بام در اطراف زهکش فرعی برحسب kN/m^2 به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 2
۲) 1.5
۳) 0.25
۴) 1.75

گزینه ۴ (سطح سوال: آسان)

محاسبه ds:

ارتفاع زهکش فرعی از تراز بام 150 mm میباشد 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 =mm۲۵dh می باشد.

محاسبه بار باران R:

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

۶-۸ بار باران

۶-۸-۱ کلیات

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 می‌رود.

۶-۸-۲ علائم

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

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 میلی‌متر می‌باشد.

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 میلی‌متر می‌باشد.

i : شدت بارندگی طرح با مدت زمان تداوم ۱ ساعت و با دوره بازگشت ۱۰۰ سال بر حسب میلی‌متر 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 می‌شود، تغییرشکل ناشی از بارها (شامل بارهای مرده) نباید در تعیین میزان باران روی بام لحاظ گردد.

$$Q = ۰٫۲۷۸ \times ۱۰^{-۶} Ai$$

$$R = ۰٫۰۱(d_s + d_h)$$

جدول ۶-۸-۱ دبی جریان، Q، شبکه‌های زهکشی مختلف بر حسب مترمکعب بر ثانیه در ارتفاع‌های هیدرولیکی، d_h، گوناگون بر حسب میلی‌متر

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

hoseinzadeh.net

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 موردنظر استاندارد 2800 خواهد داشت ؟

۱) 1.20 ۲) 1.43
۳) 0.70 ۴) 0.84

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:

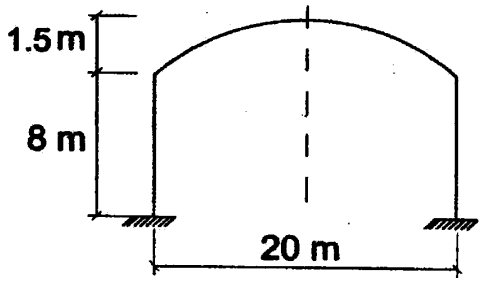
$$\frac{T_{\text{تیر 0.35 ستون 0.7}}}{T_{\text{تیر 0.5 ستون 1}}} = \frac{2\pi\sqrt{\frac{M}{K_{\text{تیر 0.35 ستون 0.7}}}}}{2\pi\sqrt{\frac{M}{K_{\text{تیر 0.5 ستون 1}}}}} = \sqrt{\frac{K_{\text{تیر 0.5 ستون 1}}}{K_{\text{تیر 0.35 ستون 0.7}}}} = \sqrt{1.42} = 1.195$$

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

نکته: کسانی که تجربه طراحی دارند، می دانند که دوره تناوب در سازه اصلی ($T_{\text{تیر 0.35 ستون 0.7}}$) اندکی بیش از دوره تناوب مد نظر آیین نامه ($T_{\text{تیر 0.5 ستون 1}}$) 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.

www.hoseinzadeh.net

۲۵- بار برف حداقل برای بام قوسی شکل سقف یک درمانگاه در شهر طبس بر حسب kN/m^2 به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 0.5
۲) 0.6
۳) 1.0
۴) 1.2

گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

زاویه بین پای قوس و تاج برابر است با:

$$\theta = Arctang\left(\frac{1.5}{10}\right) = 8.5^0$$

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

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

۶-۷-۲-۱ 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 ۶-۷-۲، نیز بطور جداگانه درنظر گرفته شود.

(۶-۷-۲-الف) برای $P_g \le ۱\ kN/m^۲$ $P_m = I_s P_g$

(۶-۷-۲-ب) برای $P_g > ۱\ kN/m^۲$ $P_m = I_s$

بار برف حداقل، یک امکان بار برف یکنواخت جداگانه محسوب می‌شود. در تعیین و ترکیب با حالت‌های بار برف متوازن، برف جزیی، برف نامتوازن، برف انباشتگی و برف لغزنده، بار برف حداقل درنظر گرفته نمی‌شود.

www.hoseinzadeh.net

۲۶- دو ساختمان هم ارتفاع 10 طبقه در کنار یکدیگر ساخته می‌شوند. ساختمان شماره یک دارای قا ب 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 واگرای 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 کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (ارتفاع طبقات را 3.5 متر در نظر بگیرید).

۱) 108 ۲) 350 ۳) 510 ۴) 630

گزینه ۳ (سطح سوال: آسان)

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

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 درنظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود.

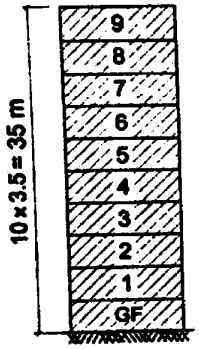
در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان درنظر گرفته شود.

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

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

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۲۷- ساختمانی ده طبقه شامل همکف (در سطح تراز پایه سازه ساختمان) و 9 طبقه روی همکف می‌باشد. ارتفاع تمام طبقات 3.5 m، زمین بستر ساختمان خاک‌رس 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.



۱) 1

۲) 1.63

۳) 1.25

۴) 1.44

گزینه ۴ (سطح سوال: متوسط)

از روی سوال چنین بر می آید که تراز پایه در تراز طبقه همکف است و بنابراین سازه به لحاظ محاسبه نیروهای لرزه ای ۹ طبقه محسوب می شود. گرچه اگر ۱۰ طبقه هم فرض کنیم گزینه تغییر نمی کند.

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

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

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

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

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

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

ضریب اهمیت جزء طبق بند (۴-۱-۳)

ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

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

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

جزء معماری	a_p	R_{pu}
۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه		
- دیوار غیرمسلح مصالح بنایی	۱	۱/۵
- انواع دیگر دیوار و تیغه	۱	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	۲/۵
۳- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.	۱	۲/۵
۴- دیوار خارجی غیرسازه‌ای و اتصالات آن		
- دیوار و اتصال آن	۱	۲/۵
- بست‌های سیستم اتصال	۱/۲۵	۱

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۲۸- در یک ساختمان 5 طبقه با زمان تناوب اصلی 0.5 ثانیه، مقدار نیروی موثر وارد بر دیافراگم پائین‌ترین طبقه جهت طراحی دیافراگم، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ برش پایه ساختمان برابر V_u، وزن موثر لرزه‌ای کلیه طبقات یکسان و برابر W و ارتفاع کلیه طبقات یکسان و برابر h است؟

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

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 (۳-۳-۱-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

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

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

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

نیروی وارد دیافراگم طبقه اول:

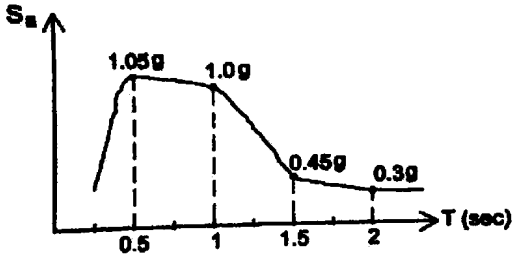
$$F_{p1} = \frac{F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5}{5W} W = \frac{V_u}{5}$$

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.

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

www.hoseinzadeh.net

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 ساختگاه برای S_a (شتاب طیفی) مطابق شکل زیر به‌دست 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 کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 1.8
۲) 2.1
۳) 2.6
۴) 3.3

گزینه ۲ (سطح سوال: سخت)

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

$$Sa_{1sec} = 1g$$
$$Sa_{2sec} = 0.3g$$

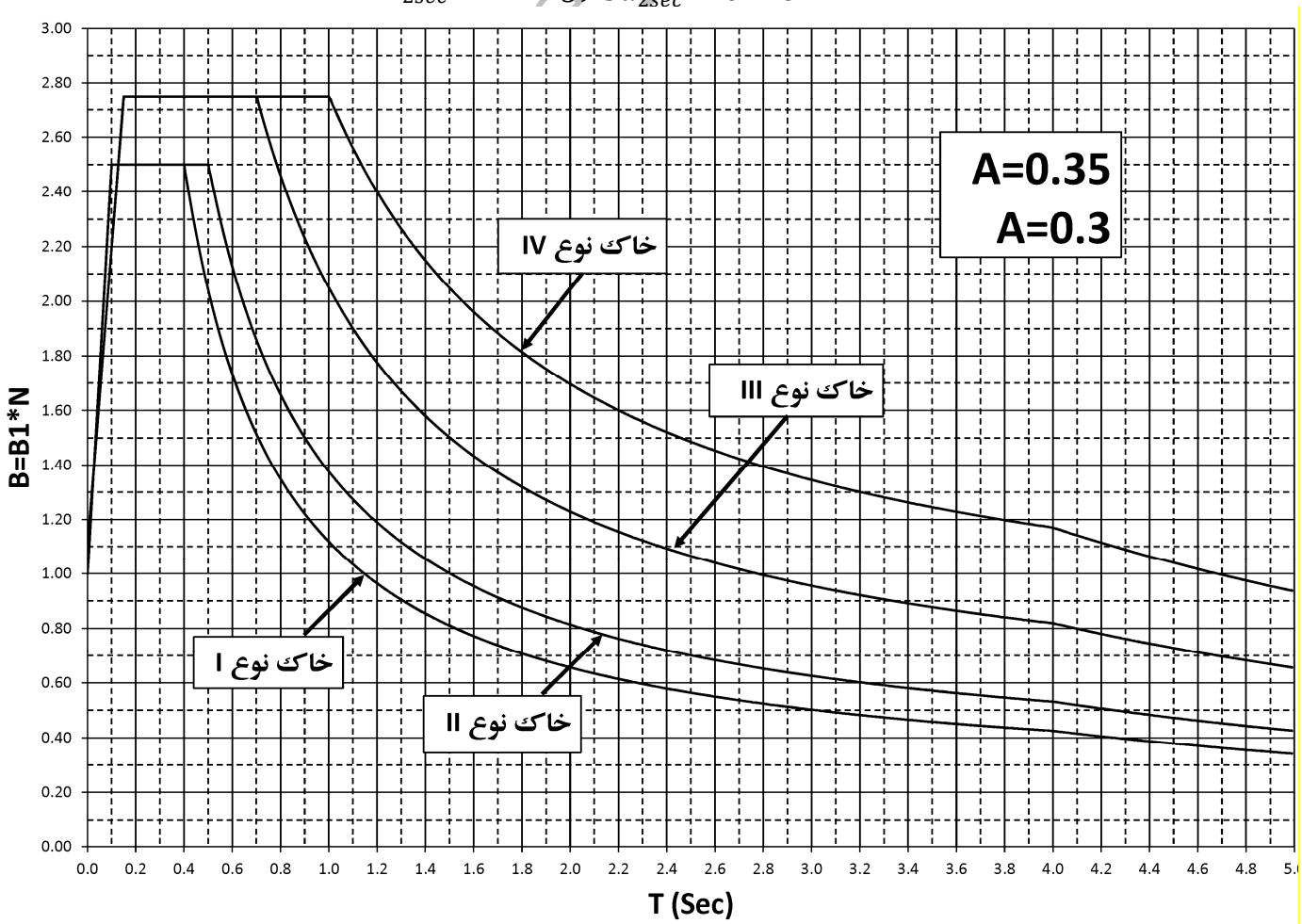
مقادیر فوق نباید کمتر از 0.8 طیف استاندارد در نظر گرفته شود.

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

$$0.8 \times AB_{1sec} = 0.8 \times 0.35 \times 2.75 = 0.77g$$
$$AB_{2sec} = 0.8 \times 0.35 \times 1.7 = 0.476g$$

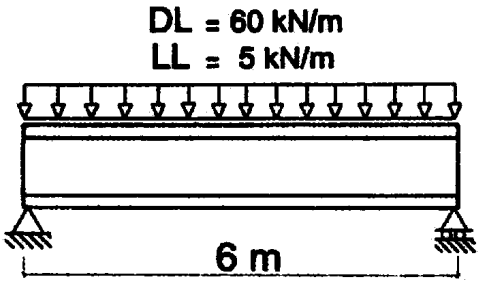
بنابراین مقادیر شتاب طیفی با منظور کردن محدودیت فوق برابر است با:

$$\left.\begin{matrix} Sa_{1sec} = 1g \\ Sa_{2sec} = 0.476g \end{matrix}\right\} \frac{Sa_{1sec}}{Sa_{2sec}} = \frac{1}{0.476} = 2.1$$



کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۳۰- در تیر فولادی شکل زیر با مقطع IPE450 و در طراحی به روش LRFD حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز تیر به‌کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ از وزن تیر صرفنظر شود و تیر در طول خود دارای مهارجانبی کافی است. از مولفه قائم زلزله صرفنظر می‌شود.



$F_y = 240$ MPa

$E = 2 \times 10^5$ MPa

۱) 378 kN.m
۲) 360 kN.m
۳) 293 kN.m
۴) 408 kN.m

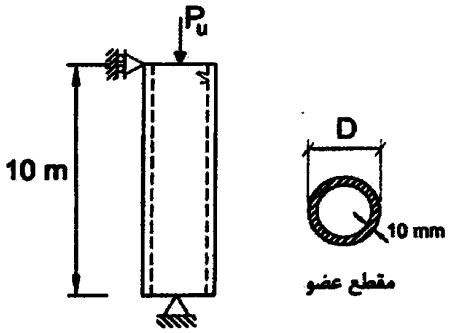
گزینه ۱ (سطح سوال: آسان)

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

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

www.hoseinzadeh.net

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 کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



$F_y = 240\ MPa$
$E = 2 \times 10^5\ MPa$
$F_u = 370\ MPa$

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، سایز مقطع کاهش یافته و لاغری ستون افزایش می یابد. لاغری ستون نباید از ۲۰۰ فراتر رود:

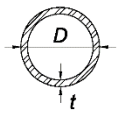
$$\frac{kL}{r} < 200 \quad \rightarrow \quad \frac{1 \times 10000}{r} < 200 \quad \rightarrow r > 50\ mm \quad \rightarrow \sqrt{\frac{I}{A}} > 50$$

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

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

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

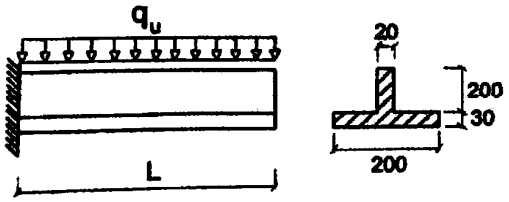
جدول ۱۰-۲-۲-۲ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر فشار محوری

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت λ_r (لاغر/غیرلاغر)	مثال‌های نمونه
۹	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$0/11\frac{E}{F_y}$	

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

www.hoseinzadeh.ir

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

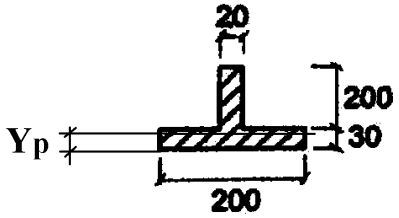


$F_y = 240$ MPa
$E = 2 \times 10^5$ MPa

۱) 1.35
۲) 1.65
۳) 1.80
۴) 2.40

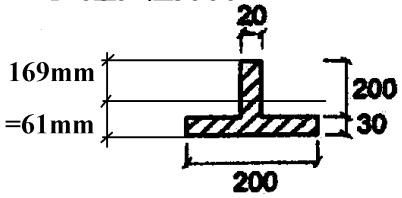
گزینه ۳ (سطح سوال: متوسط)

$$200Y_p = 4000 + (30 - Y_p) \times 200 \quad \rightarrow \quad Y_p = 25\ mm$$



$$Z = 4000 \times (100 + 5) + 1000 \times (2.5) + 5000 \times (12.5) = 485000\ mm^3$$
$$M_p = ZF_y = 485000 \times 240 = 116.4\ kN.m$$

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

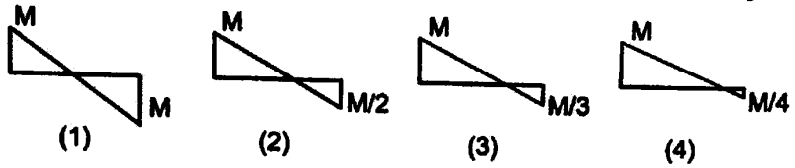


$$I = \frac{20 \times 200^3}{12} + 4000 \times (169 - 100)^2 + \frac{30\text{^}3 \times 200}{12} + 6000 \times (61 - 15)^2 = 45.523 \times 10^6\ mm^3$$
$$M_y = SF_y = \frac{I}{y}F_y = \frac{45.523 \times 10^6}{169}240 = 64.64\ kN.m$$

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

www.hoseinzadeh.net

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. کدام‌یک از تیرهای زیر به لحاظ کمانش جانبی - پیچشی از شرایط بحرانی‌تری برخوردار است؟



۱) تیر (1)
۲) تیر (2)
۳) تیر (3)
۴) تیر (4)

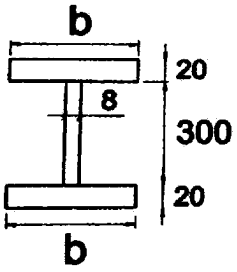
گزینه ۴

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 Cb را محاسبه کرد و بر اساس مقدار Cb به نتیجه فوق رسید (Cb تیر ۴ از همه کمتر خواهد بود).

www.hoseinzadeh.net

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 کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است)



$F_y = 240$ MPa

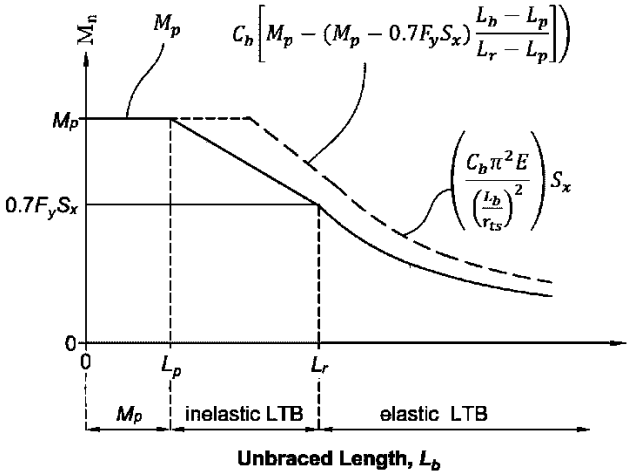
$E = 2 \times 10^5$ MPa

۱) 200 mm
۲) 230 mm
۳) 260 mm
۴) 300 mm

گزینه ۲

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

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



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

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_yS_x)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

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

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

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

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

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

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

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

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

www.hoseinzadeh.net

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 کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$F_y = 240$ MPa

$E = 2 \times 10^5$ MPa

۱) 100 **۲) 70** **۳) 64** **۴) 123**

گزینه ۱

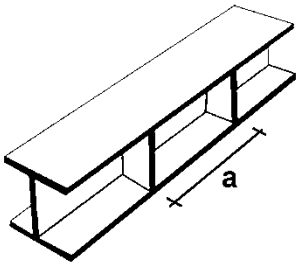
اگر Cv برابر 1 بدست آید، اضافه کردن سخت کننده بی اثر خواهد بود.

با توجه به فلوچارت زیر (از جزوه فولاد محاسبات ویرایش ۹۷)، داریم:

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

جان بدون سخت‌کنندهٔ عرضی

جان دارای سخت‌کنندهٔ عرضی



سایر مقاطع $\Rightarrow k_v = ۵$

جان مقاطع سپری $\Rightarrow k_v = ۱/۲$

$\frac{a}{h} \le Min\left(۳ \text{ و } [\frac{۲۶۰}{h/t_w}]^۲\right) \Rightarrow k_v = ۵ + \frac{۵}{(a/h)^۲}$

$\frac{a}{h} > Min\left(۳ \text{ و } [\frac{۲۶۰}{h/t_w}]^۲\right) \Rightarrow k_v = ۵$

جان مقاطع I شکل نورد شده

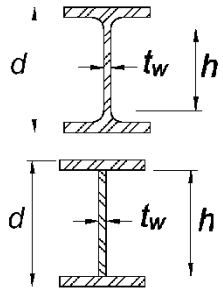
$\frac{h}{t_w} \le ۲/۲۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ با $\Rightarrow \phi_v = ۱$

برای جان سایر مقاطع $\Rightarrow \phi_v = ۰/۹$

$\frac{h}{t_w} \le ۱/۱\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow C_v = ۱$

$۱/۱\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le ۱/۳۷\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow 0.8 < C_v = \frac{۱/۱\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} < 1$

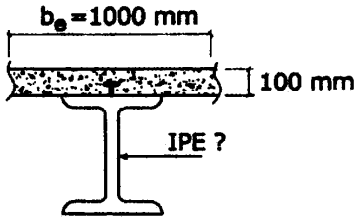
$\frac{h}{t_w} > ۱/۳۷\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow C_v = \frac{۱/۵۱ k_v E}{(h/t_w)^۲ F_y} < 0.8$



$A_w = d\, t_w$

$\phi_v V_n = \phi_v (۰/۶ F_y A_w C_v)$

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 کدام‌یک از نیمرخ‌های زیر نزدیک‌تر است؟



f'_c = 25 MPa
F_y = 240 MPa

۱) IPE 180 ۲) IPE 220 ۳) IPE 270 ۴) IPE 330

گزینه ۳

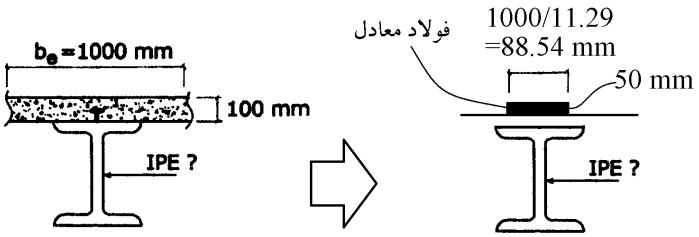
سطح سوال (با توجه به تکراری بودن آن، آسان)

ابتدا ضریب تبدیل بتن به فولاد را محاسبه می کنیم:

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

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:

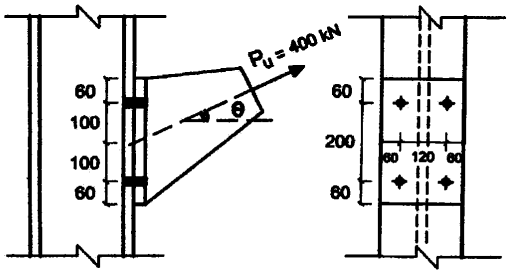
$$50 \times 88.54 = A_{IPE} \quad \rightarrow \quad A_{IPE} = 4427\ mm^2$$



$A_{IPE180} = 2390$
$A_{IPE220} = 3340$
$A_{IPE270} = 4590 \quad OK$
$A_{IPE330} = 6260$

www.hoseinzadeh.ir

۳۷- در اتصال اتکایی شکل زیر قطر پیچ‌ها برابر 20 میلی‌متر و پیچ‌ها از نوع 8.8 هستند. حداکثر زاویه θ قابل قبول برای نیروی P_u به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد (در شکل ابعاد به میلی‌متر است).



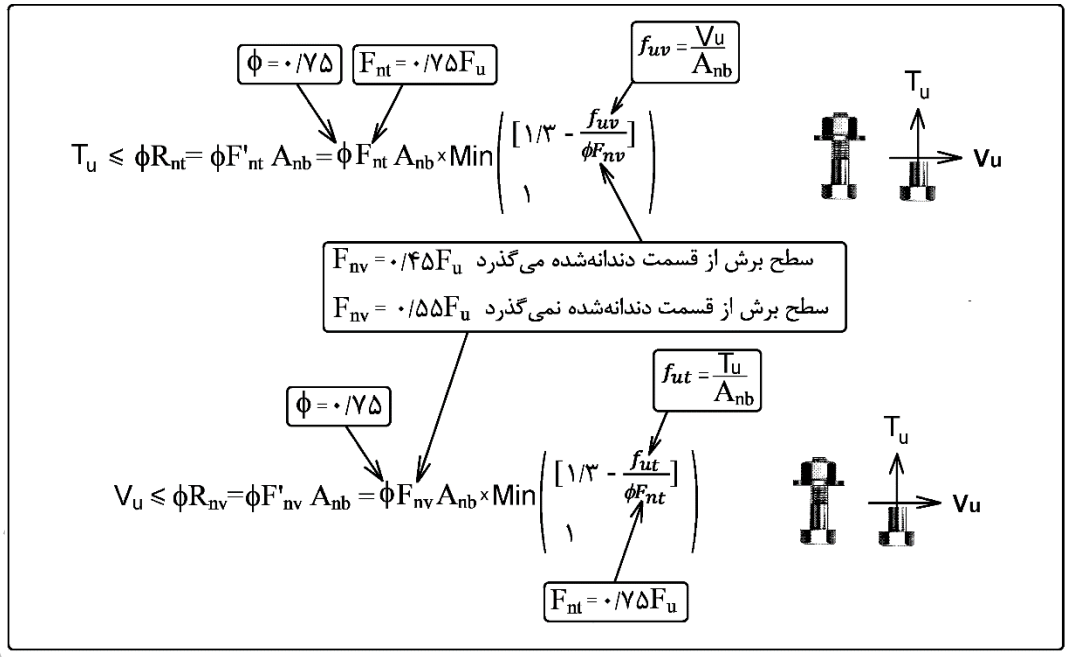
۱) 25 درجه
۲) 40 درجه
۳) 60 درجه
۴) 75 درجه

گزینه ۲ (سطح سوال: سخت)

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

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

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



با فرض اینکه نیروی غالب، برشی باشد، داریم:

$$V_u = 100Sin\theta\ kN < 0.75 \times 0.45 \times 800 \times 314 \times \text{Min}\left(\left[1.3 - \frac{\left(\frac{100Cos\theta \times 10^3}{314}\right)}{0.75 \times 0.75 \times 800}\right] = 1.3 - 0.708Cos\theta \right)$$
$$1$$

$$100Sin\theta\ kN < 84.780(1.3 - 0.708Cos\theta)$$

کنترل زاویه ۲۵ درجه: $42.24\ kN < 84.780(0.665) = 55.82\ kN \quad OK$

کنترل زاویه ۴۰ درجه: $64\ kN < 84.780(0.76) = 64.23\ kN \quad OK$

کنترل زاویه ۶۰ درجه: $86\ kN < 84.780(0.94) = 80.18\ kN \quad N.G.$

کنترل زاویه ۷۵ درجه: $96.5\ kN < 84.780 \times Min\begin{pmatrix}1.11\\1\end{pmatrix} = 84.780\ kN \quad N.G.$

www.hoseinzadeh.net

۳۸- تیر پیوند قاب مهاربندی‌شده واگرا 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 به‌طول 1100 mm نسبت به ناحیه خارج از آن بر حسب رادیان به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر 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:

$$M_p = ZF_y = \left(200\times12\times412 + \frac{10\times400^2}{4}\right)240 = 333.31\ kN.m$$
$$V_p = 0.6F_yA_{wl} = 0.6\times240\times(400\times10) = 576\ kN$$

$$\left.\begin{matrix}\frac{M_p}{V_p} = 0.578\ m\end{matrix}\right\} \rightarrow \begin{matrix}\frac{1.6M_p}{V_p} = 0.925\ m \\ \frac{2.6M_p}{V_p} = 1.504\ m\end{matrix}$$

$$\frac{1.6M_p}{V_p} < e = 1.1m < \frac{2.6M_p}{V_p} \quad \rightarrow \gamma_p < 0.02 + \frac{(1.504-1.1)}{0.578}\times0.06 = 0.0619$$

۱۰-۳-۱۲-۵ دوران تیر پیوند

حداکثر دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن، در حالتی‌که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه (δ_i) برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح (Δ_i) فرض شود، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید.

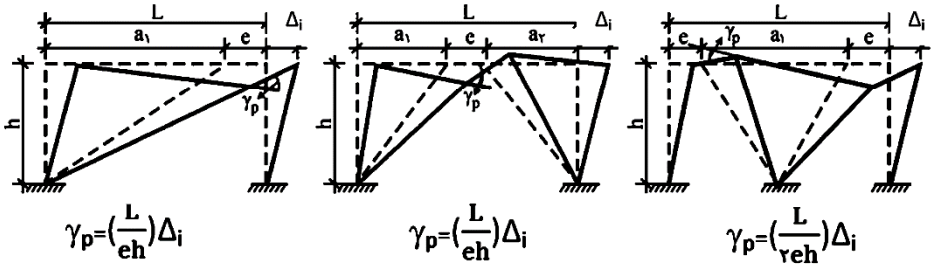
الف) ۰/۰۸ رادیان برای حالتی‌که طول تیر پیوند مساوی یا کمتر از $1/6M_p/V_p$ باشد.

ب) ۰/۰۲رادیان برای حالتی‌که طول تیر پیوند مساوی یا بزرگتر از $2/6M_p/V_p$ باشد.

در روابط فوق:

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

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۴

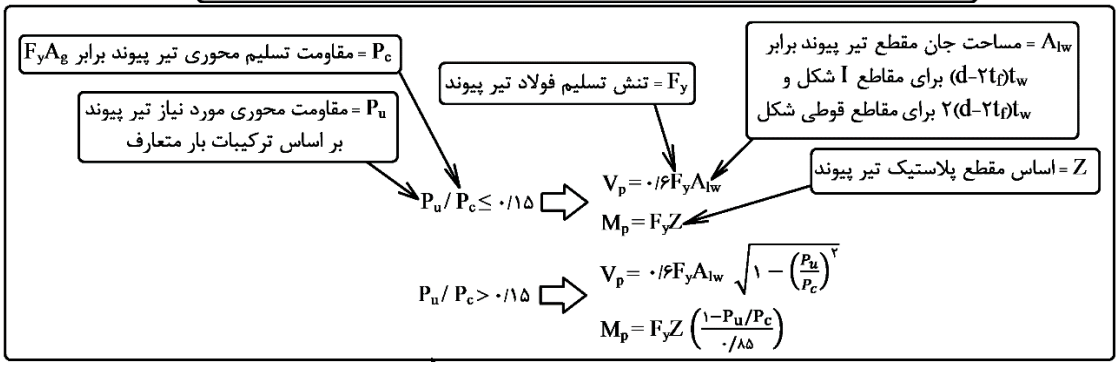


شکل ۱۰-۳-۱۲-۱ دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p)

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

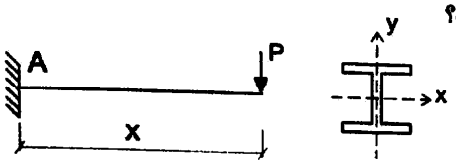
$1/6M_p/V_p < e < 2/6M_p/V_p \Rightarrow \gamma_p < 0.02 + \left(\frac{2/6M_p/V_p - e}{M_p/V_p}\right)0.06$

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



کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

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 تیر باشد، حداکثر طول مجاز تیر برحسب متر به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



F_y= 240 MPa

E = 2 × 10^5 MPa

www.hoseinzadeh.net

۱) 3.0 ۲) 2.5
۳) 2.0 ۴) 1.5

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، حتما طول آزاد تیر مابین Lp و Lr می باشد و مقاومت آن از رابطه زیر بدست می آید:

$$\left.\begin{array}{c} M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7S_xF_y\right)\dfrac{X-L_p}{L_r-L_P}\right] \\ M_n = 0.8M_p \end{array}\right\} \quad \rightarrow \quad C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7S_xF_y\right)\frac{X-L_p}{L_r-L_P}\right] = 0.8M_p$$

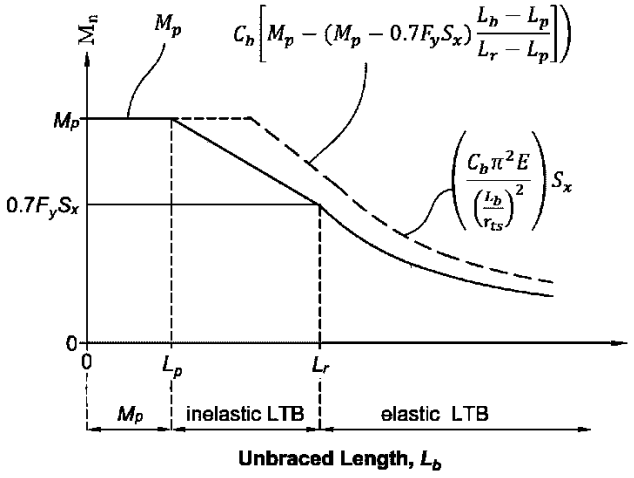
با توجه به طره بودن، ضریب $Cb=1$ خواهد بود.

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

با جاگذاری مقادیر لازم از جدول اشتایل داریم:

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

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



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

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$

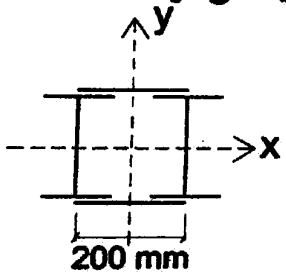
$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_yS_x)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

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

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

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:

$$A = 5380\ mm^2$$
$$I_x = 8366 \times 10^4\ mm^4$$
$$I_y = 604 \times 10^4\ mm^4$$
$$r_x = 124.6\ mm$$
$$r_y = 33.5\ mm$$

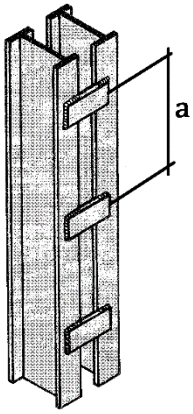
شعاع ژیراسیون مقطع دوبل حول محور x با مقطع تک یکسان است ولی شعاع ژیراسیون حول محور y0 باید محاسبه شود (شکل زیر)

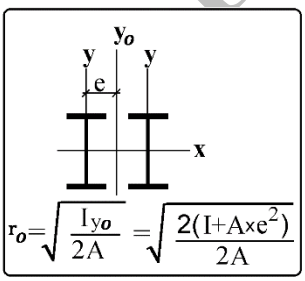
$$r_{yo} = \sqrt{\frac{I_{yo}}{2A}} = \sqrt{\frac{2(604 \times 10^4 + 5380 \times 100^2)}{2 \times 5380}} = 105.46\ mm$$

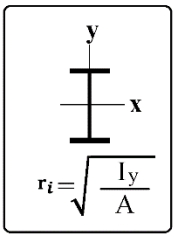
$$\left(\frac{kL}{r}\right)_x = \frac{1 \times 5500}{124.6} = \mathbf{44.14} \qquad \left(\frac{kL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 5500}{\sqrt{\frac{I_{yo}}{2A}} = 105.6} = 52.15$$

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

$$\frac{kL}{r} = Max\begin{Bmatrix}44.14\\63.22 = 63.33\end{Bmatrix}$$







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 صفحهٔ بست در اعضای فشاری ساخته شده با بست)، باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$\frac{a}{r_i} \le ۴۰ \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o$ (۲۰-۴-۲-۱۰)

$\frac{a}{r_i} > ۴۰ \rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}$ (۲۱-۴-۲-۱۰)

در روابط فوق:

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

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

K_i = ۰/۵ برای مقطع نبشی پشت به پشت

= ۰/۷۵ برای مقطع ناودانی پشت به پشت

= ۰/۸۶ برای سایر مقاطع

hoseinzadeh

۴۱- مقاومت برشی طراحی ناودانی UNP300 در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع برحسب kN به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ عضو تحت پیچش قرار ندارد و هیچ سخت‌کننده عرضی وجود ندارد. $F_y = 240\ MPa$

۱) 207 ۲) 388 ۳) 414 ۴) 461

گزینه ۳

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

$$\varphi V_n = 0.9\left(0.6F_yA_wC_v\right)$$

با توجه به فشرده بودن مقطع ناودانی مقدار Cv برابر یک خواهد بود.

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

$$\varphi V_n = 0.9(0.6 \times 240 \times (2 \times 16 \times 100) \times 1) = 414.72\ kN$$

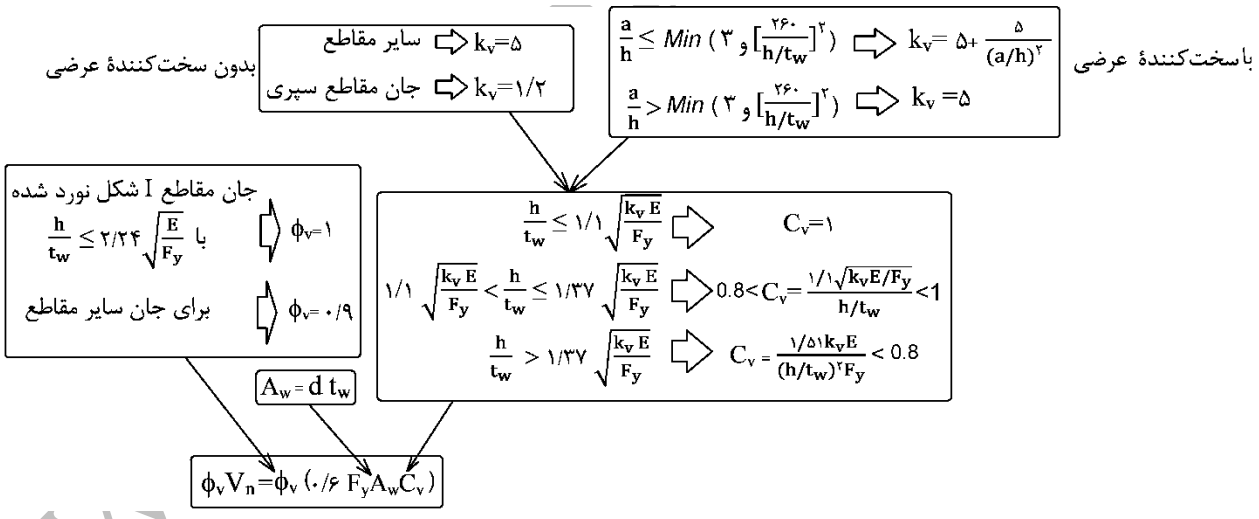
۱۰-۲-۶-۷ مقاومت برشی اعضایی که تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع قرار دارند.

در صورتی‌که این نوع اعضا تحت اثر پیچش قرار نداشته باشند، مقاومت برشی اسمی (V_n) هر یک از اجزای مقاومت‌کننده در برابر برش باید از طریق رابطهٔ ۱۰-۲-۶-۱ و بر اساس الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-۱-ب با $A_w=b_ft_f$ و $h/t_w=b/t_f$ و $k_v= ۱/۲$ 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



کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۴۲- مقاومت فشاری اسمی یک ستون فولادی به‌طول 3.2 متر از ناودانی UNP300 براساس حالت حدی کمانش خمشی- پیچشی برحسب kN به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر 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 می‌باشد).

۱) 1075 ۲) 968 ۳) 760 ۴) 685

گزینه۴ (سطح سوال: سخت). در این سوال Fy ارائه نشده و نمی توان سوال را حل کرد. با فرض Fy=240 خواهیم داشت:

با توجه به اینکه مقطع نور شده می باشد، می توان مشخصات آنرا از جدول اشتایل استخراج کرد.

$$C_{w-UNP300} = 68970\times10^6\ mm^6\ , A_g = 5880\ mm^2, y_0 = 54.1\ mm,$$
$$r_x = 117\ mm, \quad r_y = 29\ mm, \quad I_x = 495\times10^4, I_y = 8030\times10^4, J = 38.7\times10^4\ mm^4$$

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

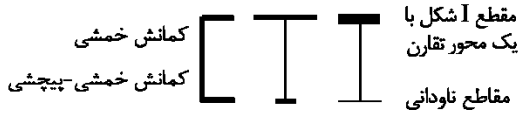
$$r_0^2 = y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} = 17425 \rightarrow \quad H = 1 - \frac{y_0^2}{r_0^2} = 0.83$$

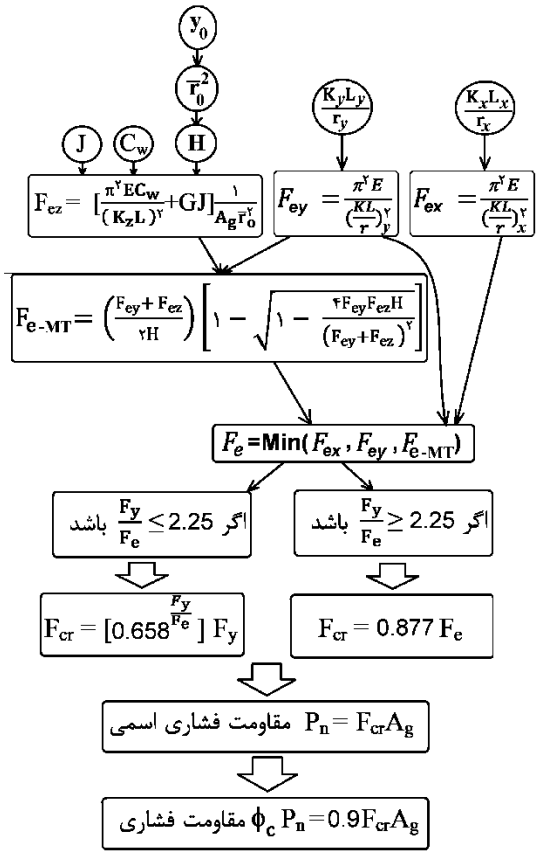
$$\rightarrow F_{ez} = \left[\frac{3.14^2\times200000\times68970\times10^6}{3200^2} + \frac{200000}{2.6}\times38.7\times10^4\right]\frac{1}{5880\times17425} = 420\ MPa$$

$$\rightarrow F_{ey} = \frac{3.14^2\times200000}{\left(\frac{3200}{29}\right)^2} = 162\ MPa\ , \qquad F_{ex} = \frac{3.14^2\times200000}{\left(\frac{1.8\times3200}{117}\right)^2} = 814\ MPa$$

$$F_{e-MT} = \frac{162+420}{2\times0.83}\left[1-\sqrt{1-\frac{4\times162\times420\times0.83}{(162+420)^2}}\right] = 148\ MPa \qquad \rightarrow F_e = 148MPa$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{F_y/F_e}\right)F_y = 121\ MPa \qquad \rightarrow P_n = 121\times5880 = 716\ kN$$





۱- محاسبه لاغری

$$\lambda = \text{Max}\left(\frac{K_xL}{r_x}, \frac{K_yL}{r_y}\right) < 200$$

۲- محاسبه تنش کمانش خمشی حول محور y و x

$$F_{ey} = \frac{\pi^2E}{\left(\frac{K_yL}{r_y}\right)^2} \qquad F_{ex} = \frac{\pi^2E}{\left(\frac{K_xL}{r_x}\right)^2}$$

۳- محاسبه تنش کمانش خمشی - پیچشی

۳-۱- محاسبه ثابت تابیدگی:

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

۳-۲- محاسبه ثابت پیچشی:

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

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

$$y_0 = h_0\frac{b_1^3}{b_1^3+b_2^3} \qquad \bar{r}_0^2 = y_0^2 + \frac{I_x+I_y}{A_g} \qquad H = 1 - \frac{y_0^2}{\bar{r}_0^2}$$

۳-۴- محاسبه تنش کمانش پیچشی:

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2EC_w}{(K_zL)^2} + GJ\right]\left(\frac{1}{A_g\bar{r}_0^2}\right)$$

۳-۵- محاسبه تنش کمانش خمشی - پیچشی:

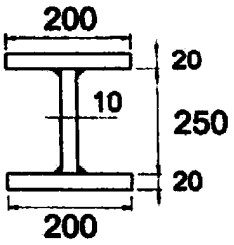
$$F_{e-MT} = \left(\frac{F_{ey}+F_{ez}}{2H}\right)\left[1-\sqrt{1-\frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey}+F_{ez})^2}}\right]$$

۴- محاسبه تنش کمانشی

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

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۴۳- فرض کنید در یک قاب خمشی فولادی ویژه برای تیرها از مقطع شکل زیر استفاده شده است. برای این تیر به‌کار بردن کدام‌یک از اتصالات گیردار زیر مجاز نمی‌باشد؟ (طول خالص تیر برابر 5 متر بوده، $F_y = 240\ MPa$ و $E = 2\times10^5\ MPa$ می‌باشد. همچنین در شکل ابعاد به میلی‌متر است).



www.hoseinzadeh.net

۱) RBS

۲) BUEEP

۳) WUF-W

۴) BFP

گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

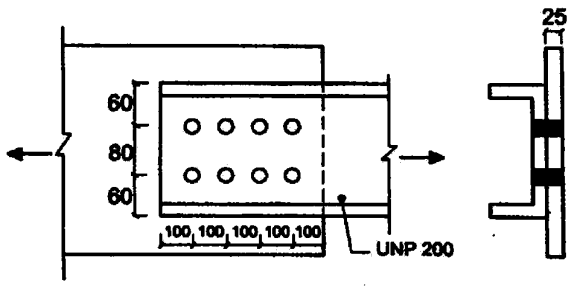
با توجه به محدودیتهای اتصال BUEEP در جدول زیر، حداقل ارتفاع تیرورق باید 340 mm باشد

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

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

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۴۴- در عضو کششی شکل زیر حداکثر قطر اسمی سوراخ استاندارد برای آنکه بتوان از حضور سوراخ در عضو کششی صرفنظر نمود، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید فاصله از لبه و فاصله مرکزتامرکز 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).



$F_y = 240$ MPa
$F_u = 372$ MPa
$E = 2\times10^5$ MPa

۱) 24 mm ۲) 27 mm ۳) 30 mm ۴) 33 mm

گزینه ۳ (سطح سوال: آسان)

$$\varphi A_g F_y > \varphi A_e F_u \rightarrow 0.9 \times 3220 \times 240 > 0.75 \times U \times A_n \times 372$$
$$U = 1 - \frac{20.1}{300} = 0.933$$
$$\Big\} A_n > 2672\ mm^2$$

$$A_g - 2Dt > 2672\ mm^2 \rightarrow 3220 - 2D \times 8.5 > 2672 \rightarrow D_{\text{محاسباتی}} < 32.23\ mm$$
$$\rightarrow D_{\text{اسمی}} = D_{\text{محاسباتی}} - 2mm \rightarrow D_{\text{اسمی}} < 30.23\ mm$$

www.hoseinzadeh.

۴۵- در یک تیر بتن آرمه پیش‌ساخته 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) برحسب MPa به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 0.52 ۲) 0.65 ۳) 0.70 ۴) 0.93

گزینه ۱ (سطح سوال: آسان)

با توجه به بند های زیر، داریم:

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

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

۹-۱۵-۳-۱-۱ V_c را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای **۹-۱۵-۳-۱-۱** تا ۹-۱۵-۳-۱-۳ و یا با جزئیات دقیق‌تر مطابق بند **۹-۱۵-۳-۲** محاسبه نمود.

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

$$V_c = v_c b_w d \qquad (۹-۱۵-۳)$$

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

$$v_c = ۰/۲\varphi_c\lambda\sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۵-۴)$$

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

الف) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) سبک و سنگدانه‌های درشت (شن) سبک: $\lambda = ۰/۷۵$

ب) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) سبک و سنگدانه‌های درشت (شن) معمولی: ۰/۸۵ تا $\lambda = ۰/۷۵$

مقدار دقیق λ با درون‌یابی خطی بر حسب درصد حجمی جایگزینی سنگدانه‌های ریز تعیین می‌شود.

پ) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) معمولی و سنگدانه‌های درشت (شن) سبک: ۱ تا $\lambda = ۰/۸۵$

مقدار دقیق λ با درون‌یابی خطی بر حسب درصد حجمی جایگزینی سنگدانه‌های درشت تعیین می‌شود.

ت) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) معمولی و سنگدانه‌های درشت (شن) معمولی: $\lambda = ۱$

www.hoseinzadeh.net

۴۶- برای مقطع تیر بتن‌آرمه به عرض 500 میلی‌متر و ارتفاع موثر 600 میلی‌متر و با 4 میلگرد کششی به قطر 25 میلی‌متر و $f_y = 400\ MPa$ 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).

۱) 1.35 ۲) 1.27 ۳) 1.23 ۴) 1.15

گزینه ۳ (سطح سوال: آسان)

روش تقریبی:

با توجه به اینکه در هنگام محاسبه Mpr تنها مقدار Fy برابر با 1.25Fy فرض می شود و با توجه به رابطه تقریبی A_sF_yZ میتوان گفت که با افزایش Fy مقدار Z نیز اندکی کاهش میابد و بنابراین مقاومت Mpr اندکی کمتر از 1.25 برابر مقاومت Mn خواهد بود.

روش دقیق:

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

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

$$\rightarrow \quad M_n = A_sF_yZ = A_sF_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = 4 \times 491 \times 240\left(600 - \frac{65.46}{2}\right) = 445.6\ kN.m$$

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

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

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

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

www.hoseinzadeh.net

۴۷- در یک تیر بتن‌آرمه با تکیه‌گاه‌های ساده تغییرشکل آنی 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).

۱) 8.6 mm
۲) 10.6 mm
۳) 12.0 mm
۴) 13.0 mm

www.hoseinzadeh.net

گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

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

www.hoseinzadeh.net

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؟

۱) 50
۲) 70
۳) 110
۴) 140

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

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

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 پس کشیده از رابطه (۹-۲۴-۱۱) به دست می‌آید:

$$\Delta_{۳} = \frac{۱}{۲}\frac{E_P}{E_{ci}} f_{cg} \qquad (۹-۲۴-۱۱)$$

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

$$\Delta_{۳} = \frac{E_P}{E_{ci}} f_{cg} \qquad (۹-۲۴-۱۲)$$

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

www.hoseinzadeh.net

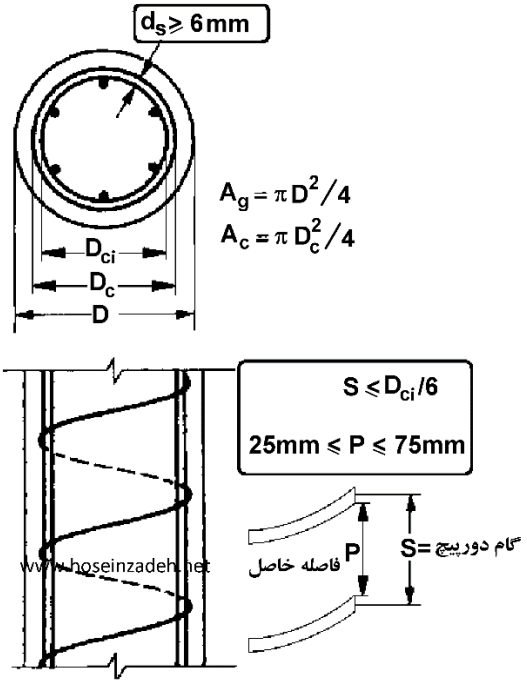
۴۹- در یک ستون به مقطع دایره و به قطر350 میلی‌متر، در صورتی‌که از دورپیچ استفاده شده و ضخامت پوشش بتنی روی میلگردهای طولی 25 میلی‌متر فرض شود، حداکثر مجاز گام دورپیچ چقدر است ؟

۱) 100 میلی‌متر
۲) 75 میلی‌متر
۳) 25 میلی‌متر
۴) 50 میلی‌متر

گزینه ۴ (سطح سوال: آسان)

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

$$S \le Min\left(\left(\frac{D_{ci}}{6} = \frac{350 - 2\times 25}{6}\right)\right)^{(75+d_s)} = 50\ \text{mm}$$



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

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

ستون با شکل پذیری ویژه

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

www.hoseinzadeh.net
h.net

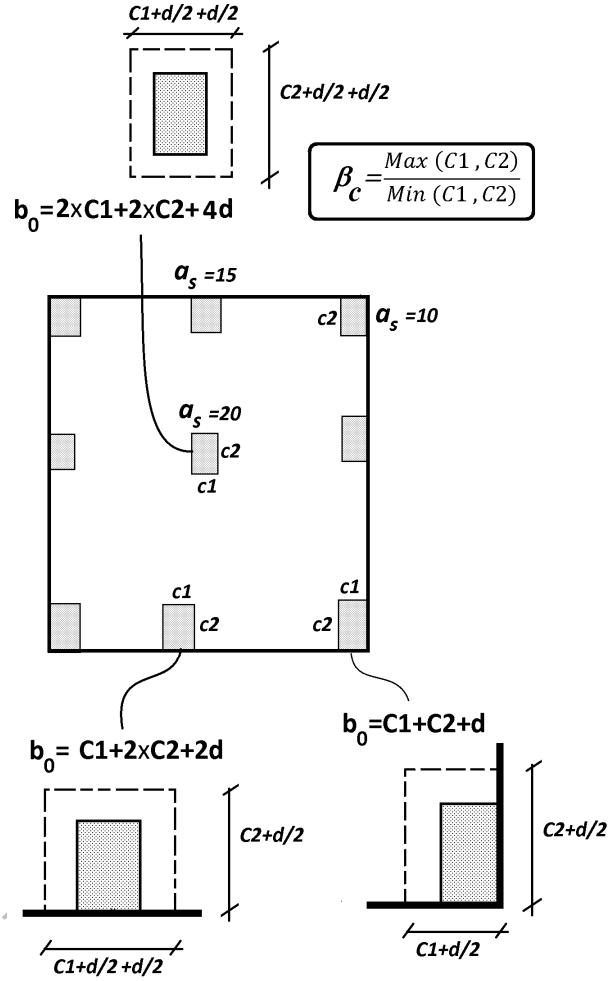
۵۰- سازه یک ساختمان سه طبقه از نوع بتن‌آرمه با دال‌های دوطرفه مسطح و ضخامت موثر 200 mm و ستون‌های همه طبقات با مقطع 600×600 mm طراحی شده است. فواصل محور ستون‌ها در دو جهت 7 m و بتن مصرفی از رده C30 می‌باشد. حداکثر نیروی برشی مقاوم بتن دال با رفتار دوطرفه در محل ستون‌های میانی بدون استفاده از آرماتور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

۱) 820 ۲) 910 ۳) 1000 ۴) 1360

گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

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

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



۹-۱۵-۲-۱۷-۴ 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:

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

β_C = نسبت طول به عرض سطح اثر بار متمرکز با سطح تکیه‌گاه محدود

b_o = محیط مقطع بحرانی برای دال‌ها و شالوده‌ها، میلی‌متر

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

$$V_c = 2 v_c b_o d \qquad (۹-۱۵-۳۵)$$

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

۹-۱۵-۲-۱۷-۵ دردال‌ها 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:

$$V_c = v_c b_o d \qquad (۹-۱۵-۳۶)$$

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

پ) در این‌حالت مقدار V_c نباید بیشتر از $3 v_c b_o d$ در نظر گرفته شود.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۵۱- در صورتی‌که 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 400×600 میلی‌متر و عمق موثر شالوده برابر 520 mm فرض شود).

۱) 10 ۲) 45 ۳) 55 ۴) 90

گزینه ۳ (سطح سوال: متوسط)

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

در حالت اول (بدون استفاده ازخاموت):

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

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

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

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

بنابراین درصد کاهش سهم بتن برابر است با:

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

www.hoseinzadeh.net

۵۲- محاسبات نشان می‌دهد که در یکی از دیوارهای برشی یک ساختمان یک طبقه بتنی با شکل‌پذیری زیاد که ارتفاع آن 6 متر و طول آن 4.8 متر است، نسبت میلگردهای قائم موردنیاز ناشی از بارهای محوری و لنگر خمشی نهایی، 0.3 درصد و نسبت میلگردهای افقی ناشی از بارهای برشی نهایی 0.38 درصد است. چنانچه ضخامت دیوار 400 میلی‌متر باشد و در هر امتداد از دو شبکه میلگرد استفاده شود، کدام‌یک از گزینه‌های زیر حداقل میلگرد گذاری صحیح برای دو شبکه را نشان می‌دهد؟

www.hoseinzadeh.net

۱) میلگرد قائم Φ14@200 mm و میلگرد افقی Φ14@200 mm
۲) میلگرد قائم Φ14@250 mm و میلگرد افقی Φ14@200 mm
۳) میلگرد قائم Φ14@200 mm و میلگرد افقی Φ14@150 mm
۴) میلگرد قائم Φ12@200 mm و میلگرد افقی Φ12@150 mm

گزینه ۱ (سطح سوال: متوسط)

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

$$\rho_n > 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{6}{4.8}\right)(0.0038 - .0025) = 0.0033$$

بنابراین میلگرد قائم باید حداقل 0.0033 باشد.

محاسبه فاصله میلگردهای قائم:

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

محاسبه فاصله میلگردهای افقی:

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

۹-۱۵-۱۶-۴ محدودیت‌های آرماتورها

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

$$\rho_n = ۰/۰۰۲۵ + ۰/۵(۲/۵ - \frac{h_w}{l_w})(\rho_h - ۰/۰۰۲۵) \qquad (۹-۱۵-۳۲)$$

لازم نیست مقدار ρ_n بیشتر از ρ_h در نظر گرفته شود. مقدار s_n نباید بیشتر از $3h$، $\frac{l_w}{3}$ و یا ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

www.hoseinzadeh.ir

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 قابل‌قبول برای این شمع با کدام‌یک از گزینه‌های زیر مطابقت دارد؟ (تمام طول شمع در لایه‌های متراکم خاک قرار دارد).

۱) 12Φ20 ۲) 12Φ18
۳) 12Φ25 ۴) 16Φ22

گزینه ۱ (سطح سوال: آسان)

کنترل فشار:

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

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

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

تحت کشش:

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

کنترل آرماتور حداقل:

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

بنابراین حداقل رعایت می شود و مساحت لازم 3529 mm^2 خواهد بود که معادل گزینه یک می باشد.

۹-۱۴-۴-۳ در قطعات میله‌ای تحت اثر فشارمحوری، حداکثر نیروی محوری مقاوم، درصورت استفاده از تنگ های 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:

در صورت استفاده از تنگ‌های موازی $N_{rmax} = 0.8\,[\alpha\phi f_c(A_g - A_{st}) + \phi f_y A_{st}]$

(۹-۱۴-۴)

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

۹-۱۴-۴-۴ 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 ۹-۱۴-۴-۳ 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.

www.hoseinzadeh.net

۵۴- در یک ساختمان با سازه بتن‌آرمه، شالوده‌ها از نوع نواری با مقطع عرضی $b\times h=2\times 1.2\ m$ است. در محل ستون‌ها آرماتورهای کششی طولی پایین $\Phi 25@200\ mm$ 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).

۱) 1.1 ۲) 1.25 ۳) 1.5 ۴) 1.6

گزینه ۳ (سطح سوال: سخت)

درصد میلگری که طراحی شده است برابر است با:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{491}{200 \times 1100} = 0.00223$$

با توجه به اینکه میلگرد قرار داده شده کمتر از 0.0025 می باشد، نتیجه می شود که طراح یک سوم بیش از مقدار محاسباتی میلگرد قرار داده است که در این حالت حداقل را می توان به 0.0015 کاهش داد. بنابراین:

$$\left.\begin{matrix}\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{491}{200 \times 1100} = 0.00223 \\ \rho_{min} = 0.0015\end{matrix}\right\} \frac{\rho}{\rho_{min}} = 1.486$$

www.hoseinzadeh.net

۵۵- در یک ساختمان با سازه بتن آرمه و سیستم قاب‌های مهار نشده، یکی از تیرهای اصلی دارای مقطع عرضی b×h=400×600 mm، عمق موثر 530 mm و آرماتورهای کششی 4Φ28 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

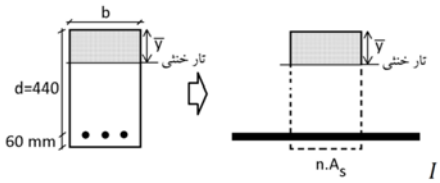
گزینه ۲ (سطح سوال: آسان)

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

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

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

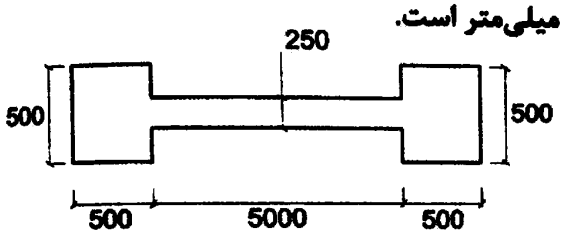
$$\left.\begin{matrix} I_{cr}=3.747\times 10^9\,mm^4 \\ I_g=\dfrac{bh^3}{12}=\dfrac{400\times 600^3}{12}=7.2\times 10^9\,mm^4 \end{matrix}\right\}\frac{I_{cr}}{I_g}=0.52$$



$$(\bar{y}b)\frac{\bar{y}}{2}=nA_s(d-\bar{y})$$
$$150\bar{y}^2=-10\times 942\bar{y}+10\times 942\times 440$$
$$\bar{y}=138\,mm$$
$$I=\frac{1}{3}b\bar{y}^3+nA_s(d-\bar{y})^2$$
$$I=\frac{300\times 138^3}{3}+10\times 942\times(440-138)^2=1.122\times 10^9\,mm^2$$

www.hoseinzadeh.net

۵۶- در شکل زیر، مقطع یک دیوار برشی با شکل‌پذیری زیاد نشان داده شده است. در یکی از ترکیبات بارگذاری، بار محوری نهایی در این دیوار برابر $P_u = 5000\ kN$ و لنگر خمشی نهایی حول محور قوی $M_u = 7500\ kN.m$ 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 کدام‌یک از گزینه‌های زیر کمترین میلگرد قابل‌قبول 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 به‌صورت یک عضو میله‌ای در نظر گرفت). در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



www.hoseinzadeh.net

۱) $16\Phi25$
۲) $16\Phi18$
۳) $16\Phi22$
۴) $16\Phi20$

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

کنترل فشار:

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

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

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

$$\rightarrow \quad A_s > 4677\ mm^2$$

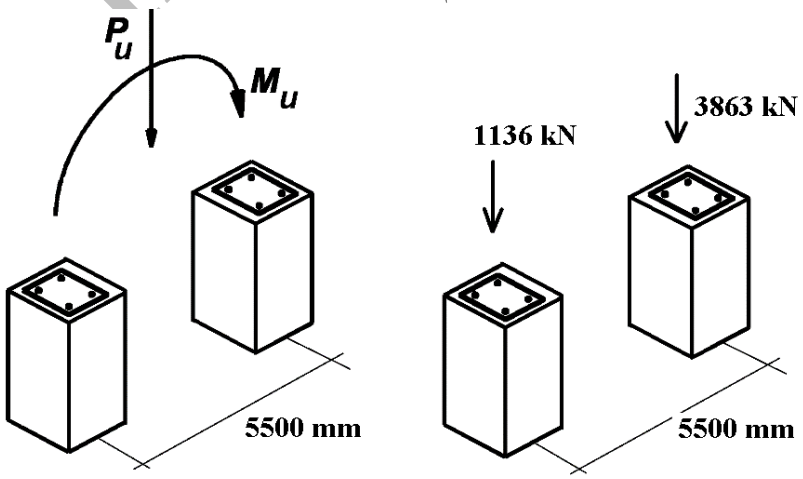
کنترل کشش:

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

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 گزینه ها):

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



www.hoseinzadeh.net

۵۷- ممان اینرسی موثر مقطع یک تیر بتن‌آرمه 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 کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 4 mm
۲) 6 mm
۳) 7 mm
۴) 12 mm

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*):

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

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 $Ie=1.2I_cr$ بود ولی با اضافه شدن بار زنده ممان اینرسی موثر کاهش یافته است و $Ie=1.06Icr$. 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:

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

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

$$13.58 - 8 = 5.58\ mm$$

۹-۱۷-۲-۴-۲ 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 طره‌ای از رابطه (۹-۱۷-۱) محاسبه می‌شود:

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

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

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

www.hoseinzadeh.net

۵۸- در یک منبع آب زیرزمینی از بتن‌آرمه با بتن C30 که ابعاد داخلی آن 8×8×3 m و ضخامت دیواره‌ها 300 mm می‌باشد، آرماتورهای قائم دیوارها (در لایه داخلی منبع) براساس محاسبات مقاومت Φ16@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 به‌صورت دال درنظر 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 می یابد.

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:

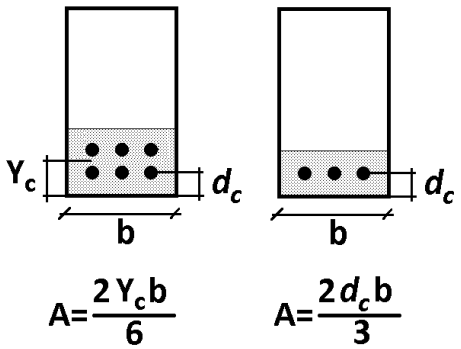
$$w = 11 \times 10^{-6} f_s \sqrt[3]{d_c A} \qquad (۹-۱۷-۷)$$

در شرایط محیطی متوسط (A)، و شدید (B و C) مقدار تنش f_s به $\frac{2}{3} f_y$ و درشرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) مقدار این‌تنش به $\frac{1}{2} f_y$ محدود می‌شود.

۹-۱۷-۳-۳ محدودیت عرض ترک

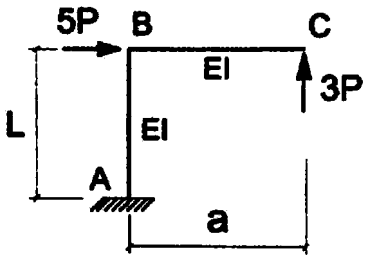
مقدار عرض ترک در تیرها و دال‌های یک طرفه متناسب با شرایط محیطی ذکرشده در بند ۹-۶-۴ و شرایط لازم برای آب‌بندی ساختمان به مقادیر زیر محدود می‌شود:

- شرایط محیطی متوسط (A) و شدید (B) ۰/۳۵ میلی‌متر
- شرایط محیطی شدید (C) ۰/۲ میلی‌متر
- شرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) و یا آب‌بندی ساختمان ۰/۱ میلی‌متر



www

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) $\frac{3}{5}$

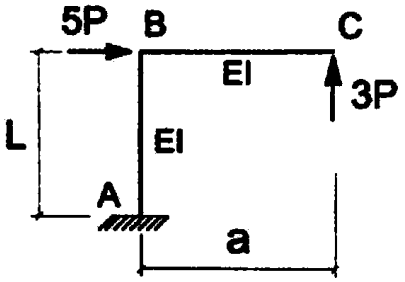
۳) $\frac{6}{5}$

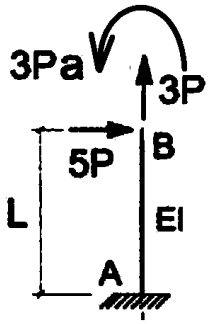
۴) $\frac{5}{6}$

گزینه ۴ (سطح سوال: آسان)

دوران نقطه B برابر است با:

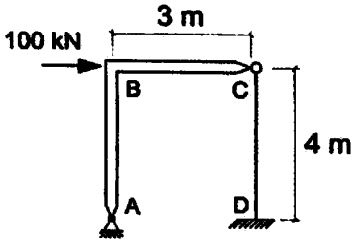
$$\theta_B = \frac{FL^2}{2EI} - \frac{ML}{EI} = \frac{5PL^2}{2EI} - \frac{3PaL}{EI} = 0 \quad \rightarrow \frac{a}{L} = \frac{5}{6}$$





www.hoseinzadeh.net

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 کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) صفر
۲) 110
۳) 200
۴) 300

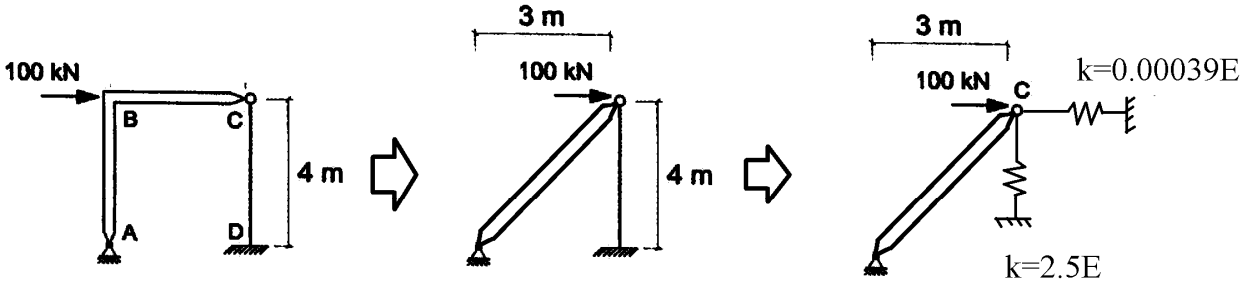
گزینه ۱

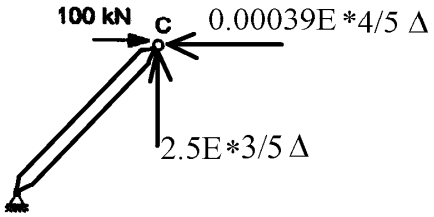
دقت شود که اگر در صورت سوال از عبارت "از تغییر شکلهای برشی و **محوری** و آثار تغییرشکلهای درجه دوم صرف نظر شود" استفاده می شد، تغییر شکل محوری میله Cd صفر فرض شده و در این صورت تغییرمکان نقطه c صفر می بود (گزینه ۱)

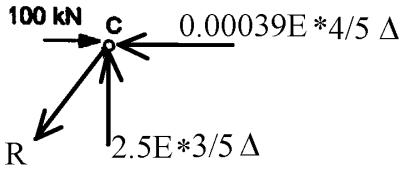
با منظور کردن اثر تغییر شکلهای محوری، ستون طره را می توان با فنر معادل جایگزین کرد

$$k_{\text{افقی}} = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3E\left(\frac{100^4}{12}\right)}{4000^3} = 0.00039E$$

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







$$\left.\begin{array}{l} \sum F_x = 0 \quad \rightarrow \quad -\frac{3}{5}R + 100 - 0.00039E \times \frac{4}{5}\Delta = 0 \\ \sum F_y = 0 \quad \rightarrow \quad -\frac{4}{5}R + 2.5E \times \frac{3}{5}\Delta = 0 \quad \rightarrow \quad \Delta = 0.53333\frac{R}{E} \end{array}\right\} R = 166.66666$$

در این صورت لنگر وارد بر تکیه گاه D برابر خواه بود با:

$$M_D = 100 \times 4 - \left(R \times \frac{3}{5}\right) \times 4 = 0.00067\ kN.m$$

مشاهده می شود که مقدار لنگر در نقطه D تقریبا برابر صفر می باشد و بنابراین در هر صورت گزینه ۱ صحیح است.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجاز بوده و فروش آن ممنوع می باشد