

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 زمینه سوالات پاسخ داده خواهد شد.

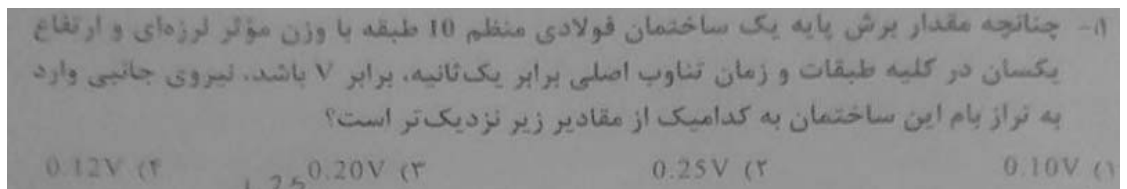
همچنین می توانید از طریق ایمیل زیر با بنده در ارتباط باشید:

[hoseinzadeh.m@gmail.com](mailto:hoseinzadeh.m@gmail.com)  
[hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir](mailto:hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir)

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl



گزینه ۳

$$K = 0.75T + 0.5 = 1.25$$

$$F_{10} = \frac{W \times (10h)^{1.25}}{Wh^{1.25} \times (1^{1.25} + 2^{1.25} + 3^{1.25} + 4^{1.25} + 5^{1.25} + 6^{1.25} + 7^{1.25} + 8^{1.25} + 9^{1.25} + 10^{1.25})} V$$

$$= 0.2V$$

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

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

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

در این رابطه:

$F_{ui}$ : نیروی جانبی در تراز طبقه  $i$

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

$h_i$ : ارتفاع تراز سقف طبقه  $i$  از تراز پایه

$n$ : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

۲- در نظر است یک مسجد با بام تخت در مرکز شهر الیگودرز ساخته شود. فرض کنید بام مسجد از تمام جوانب پایین تر از موانع متصل به آن و یا موانع اطراف است. مقدار بار برف متوازن بام مسجد بر حسب کیلونیوتن بر مترمربع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(۱) ۱.۸۵ (۲) ۱.۶۸ (۳) ۲.۰۲ (۴) ۲.۳۱

گزینه ۱

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

$$P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g \quad (1-7-6)$$

- بام تخت است و ضریب  $C_s$  برابر یک است
- کاربری سازه مسجد است و ضریب  $C_t$  برابر یک خواهد بود
- بام برف گیر بوده و داخل شهر است (ناهمواری زیاد) و ضریب  $C_e$  با توجه به جدول زیر ۱/۲ خواهد بود.

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری،  $C_e$ 

بام برف‌گیر	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌ریز	گروه ناهمواری محیط
۱/۲	۱/۰	۰/۹	زیاد
۱/۱	۱/۰	۰/۹	متوسط
۱/۰	۰/۹	۰/۸	کم

- کاربری مسجد بوده و ضریب اهمیت با توجه به جدول زیر برابر  $I_s=1.1$  خواهد بود.

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

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۱-۶	ضریب اهمیت بار لرزه‌ای، $I_w$	ضریب اهمیت بار باد، $I_w$	ضریب اهمیت بار یخ، $I_w$	ضریب اهمیت بار برف، $I_w$
۱	۱/۴	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۲
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲۵	۱/۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸

$$P_r = 0.7 \times 1 \times 1 \times 1.2 \times 1.1 \times 2 = 1.848 \frac{kN}{m^2}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۳- در مطالعات مکانیک خاک یک پروژه ساختمانی، سرعت موج برشی برای ضخامت لایه‌های مختلف به شرح زیر گزارش شده است:

- لایه اول به ضخامت ۱۵ متر از تراز پایه با سرعت موج برشی ۳۴۰ متر بر ثانیه

- لایه دوم به ضخامت ۳۰ متر از زیر لایه اول با سرعت موج برشی ۴۰۰ متر بر ثانیه

در طراحی این ساختمان در برابر زلزله، نوع زمین ساختگاه به کدامیک از انواع زیر نزدیک تر است؟

(۱) نوع IV (۲) نوع I (۳) نوع II (۴) نوع III

گزینه ۴

با توجه به جدول زیر باید متوسط سرعت موج برشی محاسبه شود:

$$v_s = \frac{15 + 15}{\frac{15}{340} + \frac{15}{400}} = 367$$

بنابراین خاک نوع III می باشد.

جدول ۲-۳ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{C}_u$ (kPa)	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{v}_s$ (m/s)
I	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانته بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا سطح زمین	-	-	>۷۵۰
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل - شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ‌های آذرین و رسوبی سسته، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	>۲۵۰	>۵۰	۳۷۵-۷۵۰
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس‌های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	۷۰-۲۵۰	۱۵-۵۰	۱۷۵-۳۷۵
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه‌های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	<۷۰	<۱۵	<۱۷۵

۲-۴-۲ برای تعیین متوسط سرعت موج برشی،  $\bar{v}_s$  می‌توان از رابطه (۲-۵) یا از رابطه معتبر دیگری استفاده کرد:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / v_{si})} \quad (۵-۲)$$

در این رابطه،  $d_i$  و  $v_{si}$  به ترتیب ضخامت لایه و سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۴- در یک ساختمان شش طبقه (شامل شش سقف) از سطح زمین با کاربری اداری و با محور بندی منظم در هر دو امتداد، فاصله محورها در یک امتداد ۶ متر و در امتداد عمود بر آن ۷.۲ متر است. تیغه بندی های داخلی ساختمان از نوع سبک بوده و وزن متوسط آن ها بر روی کف  $0.6 \text{ kN/m}^2$  برآورد شده است. بار زنده طبقات اداری (به جز بام) پس از کاهش برای یک ستون داخلی در پایین ترین طبقه (طبقه همکف) بر حسب  $\text{kN}$  به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (ستون مورد نظر بار دفاتر کار معمولی را حمل می کند).

۱) ۲۴۰      ۲) ۶۷۰      ۳) ۴۲۰      ۴) ۳۵۰

گزینه ۴

در طبقات دو نوع بار زنده داریم:

۱- بار زنده کف ( $L_0$ ) که بر اساس جدول بارها برابر  $2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  می باشد و برای ستون داخلی همکف برابر است با:

$$A_T = 5 \times (6 \times 7.2) = 216 \text{ m}^2 \left. \begin{array}{l} \\ K_{LL} = 4 \end{array} \right\} L = L_0 \left[ 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4 \times 216}} \right] = 0.4L_0 = 0.4(216 \times 2.5) = 216 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

۲- بار زنده مربوط به تیغه بندی که غیر قابل کاهش است و با توجه به اینکه از نوع سبک است، حداقل آن برابر  $0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  می باشد

و بنابراین مقدار  $0.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  منظور خواهد شد و برای ستون داخلی همکف برابر است با:

$$L_{\text{partiotion}} = 0.6 \times 216 = 129.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Total Live} = 0.4L_0 + \text{Partiotion} = 216 + 129.6 = 345.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### ۶-۵-۷-۲ کاهش در بارهای زنده یکنواخت

با در نظر گرفتن محدودیت های ارائه شده در بندهای ۶-۵-۷-۳ الی ۶-۵-۷-۶، اعضای که برای آن ها مقدار  $K_{LLA_T}$  برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، را می توان با استفاده از بارهای زنده کاهش یافته بر طبق رابطه (۶-۵-۱) کاهش داد:

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

که در آن:

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

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

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

$A_T$ : سطح بارگیر (مترمربع)

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

#### ۶-۵-۲ ضوابط مربوط به دیوارهای تقسیم کننده

در ساختمان های اداری و یا سایر ساختمان هایی که در آن ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم کننده و یا جایابی آن ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم کننده بدون توجه به اینکه آن ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم کننده نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان هایی که از تیغه های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می شود، این بار را می توان حداقل به  $0.5$  کیلونیوتن بر مترمربع کاهش داد، مشروط بر آن که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و ملحقات آنها از  $0.4$  کیلونیوتن تجاوز نکند.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۵- برش پایه یک ساختمان مسکونی در قزوین با سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه بتنی و دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه براساس روش تحلیل استاتیکی معادل برابر 1800 kN محاسبه شده است. نوع زمین II و زمان تناوب اصلی سازه برابر یک ثانیه است. اگر قرار شود ارتفاع ساختمان با سیستم مشابه 20% اضافه شود و با فرض افزایش 20% وزن مؤثر لرزه‌ای، برش پایه برحسب kN حدوداً چقدر خواهد شد؟ (از رابطه تجربی برای محاسبه زمان تناوب اصلی استفاده شود).

2160 (۴)

1940 (۳)

1610 (۲)

2290 (۱)

گزینه ۳

مقایسه دوره تناوب دو سازه:

$$\left. \begin{aligned} T_I &= 0.05 \times H^{0.75} \\ T_{II} &= 0.05 \times (1.2H)^{0.75} \end{aligned} \right\} \rightarrow \frac{T_{II}}{T_I} = 1.146$$

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

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

(۳-۳)

- در قاب‌های بتن آرمه

$$T = 0.05H^{0.9}$$

(۴-۳)

مقایسه ضرایب  $B_1$  و  $N$  و  $B$ 

$$\left. \begin{aligned} T_s &= 0.5 \\ T_0 &= 0.1 \\ S &= 1.5 \\ S_0 &= 1 \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} \frac{(B_1)_{II}}{(B_1)_I} &= \frac{T_I}{T_{II}} = 0.872 \\ \frac{(B_1)_{II}}{(B_1)_I} &= \frac{T_s}{T_I} \\ N_{II} &= \frac{0.7}{4-T_s}(T_{II}-T_s)+1 = \frac{0.2(1.146-0.5)+1}{0.2(1-0.5)+1} = 1.0265 \\ N_I &= \frac{0.7}{4-T_s}(T_I-T_s)+1 \end{aligned} \right\} \frac{(B_1 N)_{II}}{(B_1 N)_I} = 0.895$$

$$\frac{\left(\frac{ABI}{R}W\right)_{II}}{\left(\frac{ABI}{R}W\right)_I} = 0.895 \frac{W_{II}}{W_I} = 1.074 \rightarrow V_{II} = 1.074 \times 1800 = 1933 \text{ kN}$$

۲-۳-۲ ضریب شکل طیف،  $B_1$ ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف

و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از

شکل‌های (۲-۱-الف) و (۲-۱-ب) تعیین می‌گردد.

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

$$0 < T < T_0$$

$$B_1 = S + 1$$

$$T_0 < T < T_s$$

(۲-۲)

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

$$T > T_s$$

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

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

(۳-۲)

$$N = 1.7$$

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

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

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

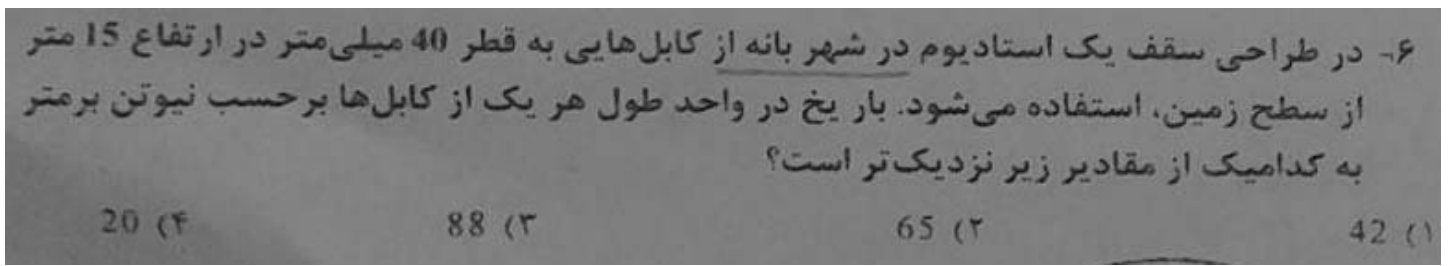
(۴-۲)

$$N = 1.4$$

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

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

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



گزینه ۲

$$t_d = 2 \times 12.5 \times 1.25 \times \left(\frac{15}{10}\right)^{0.1} = 32.54 \text{ mm}$$

حجم یخ در هر یک متر برابر است با:

$$V_{1\text{-meter}} = 1000 \times A_i = 1000 \times \pi t_d (D_c + t_d)$$

$$= 1000 \times \pi (32.54)(40 + 32.54) = 7411818 \text{ mm}^3 = 0.0074 \text{ m}^3$$

وزن واحد طول یخ برابر است با:

$$W_i = 0.9 \gamma_w V_i = 0.9 \times 10 \times 0.074 = 0.0666 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 66.6 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

### ۶-۹ بار یخ - یخ زدگی جوی

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

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

$$t_d = \gamma I_i F_z \quad (۶-۹-۳)$$

که در آن:

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

I<sub>i</sub>: ضریب اهمیت طبق جدول ۶-۹-۲F<sub>z</sub>: ضریب ارتفاع طبق بخش ۶-۹-۴

#### ۶-۹-۴ ضریب ارتفاع

ضریب ارتفاع برای ارتفاع Z، بر حسب متر، از سطح زمین از رابطه ۶-۹-۴ بدست می‌آیند:

$$F_z = \left(\frac{Z}{10}\right)^{1.4} \quad (۶-۹-۴)$$

لازم نیست مقدار F<sub>z</sub> را از ۱/۴ بیشتر در نظر گرفت.

#### ۶-۹-۵ ضخامت اسمی یخ

ضخامت اسمی یخ بر اساس دوره بازگشت متوسط پنجاه سال با استفاده از مطالعات محلی و یا اطلاعات سازمان هواشناسی کشور تعیین می‌شود. در غیاب مطالعات دقیق‌تر، ضخامت اسمی یخ را برای مناطق مختلف برف فصل هفتم این مبحث بصورت زیر می‌توان تعیین نمود:

t = ۰	- مناطق ۱ و ۲- برف کم و نادر
t = ۵ mm	- منطقه ۳- برف متوسط
t = ۷/۵ mm	- منطقه ۴- برف زیاد
t = ۱۲/۵ mm	- منطقه ۵- برف سنگین
t = ۱۵ mm	- منطقه ۶- برف فوق سنگین

#### ۶-۹-۶ اثر باد بر سازه‌ها و اجزای پوشیده از یخ

ترکیب بارهای شامل وزن یخ، D<sub>i</sub>، و اثر باد بر روی یخ، W<sub>i</sub>، بر اساس فصل دوم انجام خواهد شد. در محاسبه نیروی باد در حالت وجود یخ، اثر افزایش ابعاد به اندازه ضخامت طراحی یخ باید در نظر گرفته شود. ضریب اهمیت باد وارد بر عضو پوشیده شده با یخ، برای تمام گروه‌ها اهمیت برابر واحد خواهد بود و فقط ضریب اهمیت مربوط به ضخامت یخ، طبق رابطه ۶-۹-۳، برای محاسبه ضخامت طرح و وزن یخ، بکار خواهد رفت.

#### ۶-۹-۱ کلیات

بار ناشی از یخ‌زدگی باران و برف باید در طراحی سازه‌ها و اجزای حساس به یخ در نظر گرفته شود. سازه‌ها و اجزای حساس به یخ شامل سازه‌های مشبک، لوله، کابل و پایه‌های آنها، سازه‌های شهریاری، نرده، پله، نردبان، پل‌های عابر پیاده، تابلو و علائم و سایر سازه‌ها و اجزای سبک نمایان و در معرض یخ‌زدگی برف و باران وارد بر آنها می‌باشد. بار یخ بر اساس دوره بازگشت متوسط پنجاه سال تعیین می‌شود. این مبحث شامل خطوط انتقال برق و مخابرات و خطوط آبرسانی و سوخت نمی‌شود. اثرات دینامیکی بار یخ بر روی سازه‌ها و اجزای انعطاف‌پذیر در این مبحث در نظر گرفته نشده است و در صورت لزوم باید بطور موردی بررسی شود.

#### ۶-۹-۲ بار یخ

در محاسبه وزن یخ جوی می‌توان وزن مخصوص متوسط یخ را نه دهم وزن مخصوص آب در نظر گرفت. حجم یخ، V<sub>i</sub>، برای ورق‌ها و اجزای سه بعدی بزرگ ماندگند و کره از رابطه ۶-۹-۱ حاصل می‌شود.

$$V_i = \pi t_d A_p \quad (۶-۹-۱)$$

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

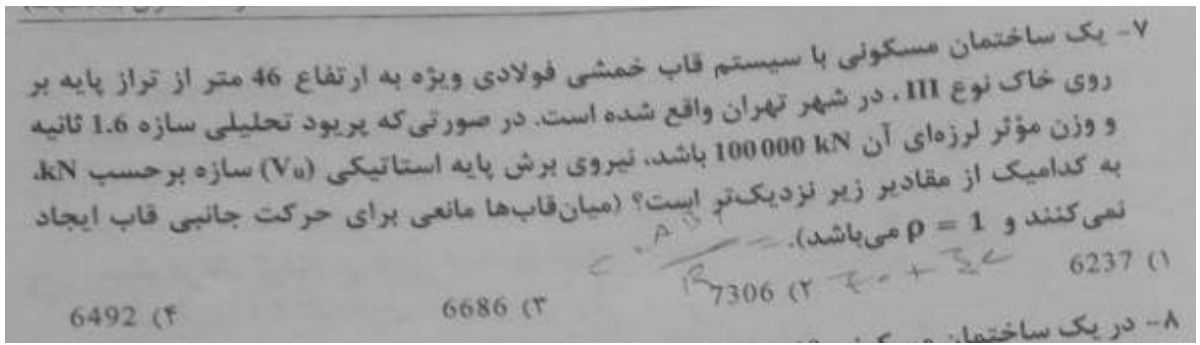
$$A_p = \pi t_d (D_c + t_d) \quad (۶-۹-۲)$$

در روابط ۶-۹-۱ و ۶-۹-۲:

t<sub>d</sub>: ضخامت طراحی یخ بر اثر یخ‌زدگی باران طبق بخش ۶-۹-۳A<sub>p</sub>: مساحت یک طرف ورق برای ورق‌های مستوی و مساحت بزرگترین مقطع جزء سه بعدی نظیر گنبد و کرهD<sub>c</sub>: قطر استوانه محیط بر مقطع سازه‌ای و یا جزء منشوری

برای ورق‌های قائم مقدار حجم یخ را بیست درصد و برای ورق‌های افقی مقدار حجم یخ را چهل درصد می‌توان کاهش داد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl



گزینه ۳

گام ۱- محاسبه دوره تناوب طراحی:

$$T_{\text{طراحی}} = \min \left( T_{\text{تحلیلی}} \text{ و } T_{\text{تجربی}} \right) = \min \left( 1.25 \times 0.08 \times 46^{0.75} \text{ و } 1.6 \right) = \min \left( 1.766 \text{ و } 1.6 \right) = 1.6$$

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان،  $T$

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

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

(۳-۳)

گام ۲- محاسبه ضرایب  $B_1$  و  $N$  و  $B$ :

$$\left. \begin{array}{l} T_s = 0.7 \\ T_0 = 0.15 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} B_1 = (S + 1) \frac{T_s}{T} = 2.75 \times \frac{0.7}{1.6} = 1.2 \\ N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = 1.191 \end{array} \right\} B = B_1 N = 1.2 \times 1.191 = 1.429$$

۳-۲-۱ ضریب شکل طیف،  $B_1$ ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پیوندهای مختلف

و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از

شکل‌های (۲-۱-الف) و (۲-۱-ب) تعیین می‌گردد.

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (۳-۲)$$

$$N = 1.7$$

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

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (۴-۲)$$

$$N = 1.4$$

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

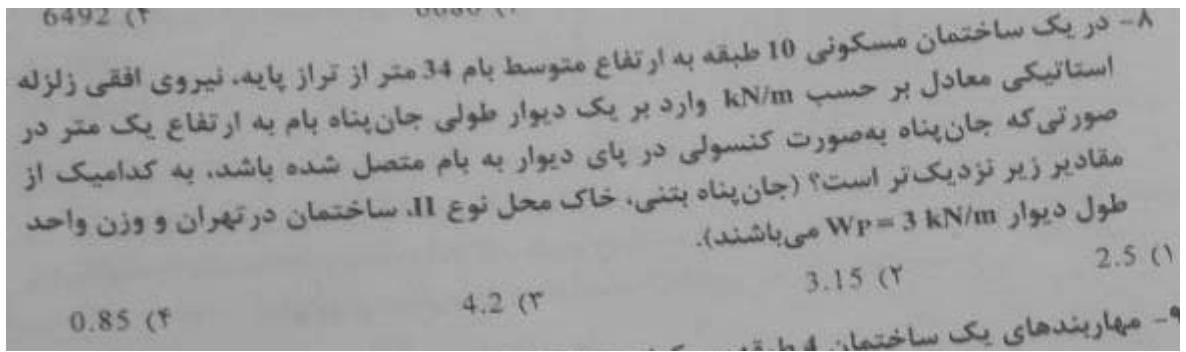
جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

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

گام ۳- محاسبه  $V_u$ :

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W_e = \frac{0.35 \times 1.429 \times 1}{7.5} 100\,000 = 6670$$





گزینه ۲

$$V_{pu} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.35 \times (1 + 1.5) \times 3 \times 1}{2.5} (1 + 2 \times 1) = 3.15 \frac{kN}{m}$$

جدول ۱-۴ ضرایب اجزای معماری

$R_{pu}$	$a_p$	جزء معماری
۱/۵	۱	۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه - دیوار غیرمسلح مصالح بنایی - انواع دیگر دیوار و تیغه
۲/۵	۱	۲- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دیوار غیرسازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشد.
۲/۵	۱	۳- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.
۲/۵	۱	۴- دیوار خارجی غیرسازه‌ای و اتصالات آن - دیوار و اتصال آن - بست‌های سیستم اتصال
۲/۵	۱	۵- پوشش نما - اجزای با شکل‌پذیری متوسط و اتصالات آنها - اجزای با شکل‌پذیری کم و اتصالات آنها
۲/۵	۲/۵	۶- خریشته (به استثنای حالتی که این بخش به‌صورت یکپارچه با سازه ساختمان ساخته شده باشد که در آن‌صورت باید همراه با سازه تحلیل و طراحی شود)
۲/۵	۱	۷- پله فراری که جزئی از سازه اصلی ساختمان نباشد
۲/۵	۱	۸- سقف کاذب
۲/۵	۱	۹- قفسه و کابینت

۴-۲-۱ روش تحلیل استاتیکی معادل

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

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

در این رابطه:

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

$A$  = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

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

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

$I_p$  = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۱-۴) یا (۳-۴)

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

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

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

$H$  = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

۹- مهاربندهای یک ساختمان ۴ طبقه مسکونی به ارتفاع ۱۴ متر از تراز پایه به صورت شکل زیر است. محل ساختمان در شهر تهران بوده و بر روی زمین نوع II واقع شده است. مقدار کل نیروی جانبی زلزله وارد بر ساختمان در هریک از دو امتداد x و y برای طراحی مهاربندها به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟ (وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان ۱۰۰۰۰ کیلو نیوتن می‌باشد و سیستم مقاوم جانبی در هر دو جهت x و y به صورت قاب ساختمانی ساده با مهاربندی همگرای معمولی فولادی می‌باشد).

۱- مقدار ضریب بازتاب (B) برای یک سازه با سیستم ...

گزینه ۴

گام ۱- محاسبه دوره تناوب طراحی:

دوره تناوب تحلیلی ارائه نشده بنابراین دوره تناوب بر اساس روابط تجربی محاسبه خواهد شد:

$$T_{\text{طراحی}} = T_{\text{تجربی}} = 0.05 \times 14^{0.75} = 0.36$$

گام ۲- محاسبه ضرایب B1 و N و B:

$$\left. \begin{array}{l} T_s = 0.5 \\ T_0 = 0.1 \\ S = 1.5 \\ S_0 = 1 \end{array} \right\} \begin{array}{l} B_1 = (S + 1) = 2.5 = 2.5 \\ N = 1 \end{array} \quad B = B_1 N = 2.5$$

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$\begin{array}{ll} N=1 & T < T_s \\ N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (3-2) \\ N=1.7 & T > 4 \text{ sec} \end{array}$$

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

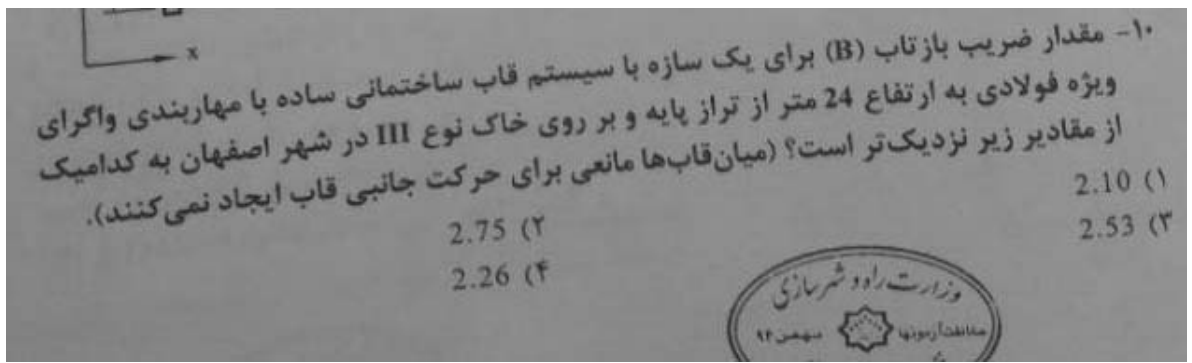
$$\begin{array}{ll} N=1 & T < T_s \\ N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (4-2) \\ N=1.4 & T > 4 \text{ sec} \end{array}$$

گام ۳- محاسبه Vu:

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W_e = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{3.5} 10\,000 = 2500 \text{ kN}$$

- نکته: ضریب نامعینی سازه فوق ممکن است برابر ۱/۲ حاصل شود. اگر سازه در پلان منظم باشد و ضریب نامعینی بر اساس روش الف محاسبه شود، ضریب برابر ۱/۲ خواهد بود و نیروی زلزله محاسبه شده در ترکیب بارها باید به اندازه ۲۰ درصد افزایش یابد. از طرفی همین سازه اگر با روش ب کنترل شود، ممکن پس از محاسبات دقیق مقدار ضریب نامعینی آن برابر بدست آید. بدین منظور باید یکی از بادبندهای ضربدری (یکی از قطری‌ها) حذف شده و افت مقاومت سازه بررسی شود. با توجه به اینکه در هر راستا چهار بادبند قطری (معادل دو ضربدری) داریم، افت مقاومت بزرگتر از ۰/۲۵ خواهد بود (که ممکن است از ۰/۳۳ کمتر یا بیشتر شود). همچنین ممکن است سازه دچار پیشچسب شدید شود (و یا نشود). کنترل این موارد مستلزم اطلاعات بیشتر از جمله هندسه بادبندها، مقاومت فشاری و کششی آنها می‌باشد.
- ممکن است طراحی سوال به اشتباه ضریب نامعینی را ۱/۲ فرض کرده باشد که منظورش گزینه ۱ باشد که از نظر اینجانب این فرض غیر قابل قبول است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl



گزینه ۴

گام ۱- محاسبه دوره تناوب طراحی:

دوره تناوب تحلیلی ارائه نشده بنابراین دوره تناوب بر اساس روابط تجربی محاسبه خواهد شد:

$$T_{\text{طراحی}} = T_{\text{تجربی}} = 0.08 \times 24^{0.75} = 0.87$$

گام ۲- محاسبه ضرایب  $B_1$  و  $N$  و  $B$ :

$$\left. \begin{array}{l} T_s = 0.7 \\ T_0 = 0.15 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} B_1 = (S + 1) \frac{T_s}{T} = 2.75 \times \frac{0.7}{0.87} = 2.219 \\ N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = 1.02 \end{array} \right\} B = B_1 N = 2.264$$

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

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

$$\begin{array}{ll} B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 = S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 = (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{array} \quad (2-2)$$

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$\begin{array}{ll} N = 1 & T < T_s \\ N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (3-2) \\ N = 1.7 & T > 4 \text{ sec} \end{array}$$

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

$$\begin{array}{ll} N = 1 & T < T_s \\ N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (4-2) \\ N = 1.4 & T > 4 \text{ sec} \end{array}$$

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۱۱- یک سیلوی بتنی در جا با دیوار پیوسته تا روی پی، در شهر سنندج بر روی خاک نوع II موجود است. وزن سازه و تجهیزات صنعتی سیلو 5000 kN و سیلو حاوی مواد دانهای با وزن 50000 kN می‌باشد. حداقل برش پایه زلزله این سیلو برحسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید 80 درصد وزن مواد دانهای به عنوان وزن مؤثر لرزه‌ای مواد دانهای سیلو در نظر گرفته می‌شود. همچنین ضریب اهمیت سیلو را برابر 1.0 و زمان تناوب نوسان اصلی آن را 0.4 ثانیه فرض نمایید).

(۱) 11250  
(۲) 13750  
(۳) 13000  
(۴) 12500

گزینه ۱

$$\left. \begin{array}{l} T_s = 0.5 \\ T_0 = 0.1 \\ S = 1.5 \\ S_0 = 1 \end{array} \right\} T = 0.4 \rightarrow \left. \begin{array}{l} B_1 = (S + 1) = 2.5 = 2.5 \\ N = 1 \end{array} \right\} B = B_1 N = 2.5$$

$$T = 0.4 \text{ Sec} \rightarrow V_u = \frac{ABI}{R_u} W = \frac{0.3 \times 2.5 \times 1}{3} (5000 + 0.8 \times 50000) = 11250 \text{ kN}$$

$$V_{u-\min} = 0.09W = 0.09 \times (5000 + 0.8 \times 50000) = 1620 \text{ kN}$$

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

متکی بر زمین

۱-۳-۵ ضوابط این نوع سازه‌ها عیناً مشابه سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها،

موضوع بند (۲-۵) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظیر می‌گردند:

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

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

۱- در موارد کلی

$$V_{u-\min} = 0.09 W \quad (۳-۵)$$

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

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

۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

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

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

۲-۲-۵ روش تحلیل: در سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی آنها از ۰/۵ ثانیه بیشتر است، استفاده از یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی الزامی است. در سایر سازه‌ها می‌توان از روش‌های دیگر تحلیل استفاده نمود.

۷-۲-۵ نیروی جانبی در سازه‌های صلب

سازه‌های صلب به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که زمان تناوب نوسان اصلی آنها کمتر از

۰/۰۶ ثانیه باشد. نیروی جانبی این سازه‌ها از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$V_u = 0.3 A(S + 1)W \quad (۲-۵)$$

توزیع این نیرو در ارتفاع سازه طبق ضوابط بند (۳-۳) صورت می‌گیرد.

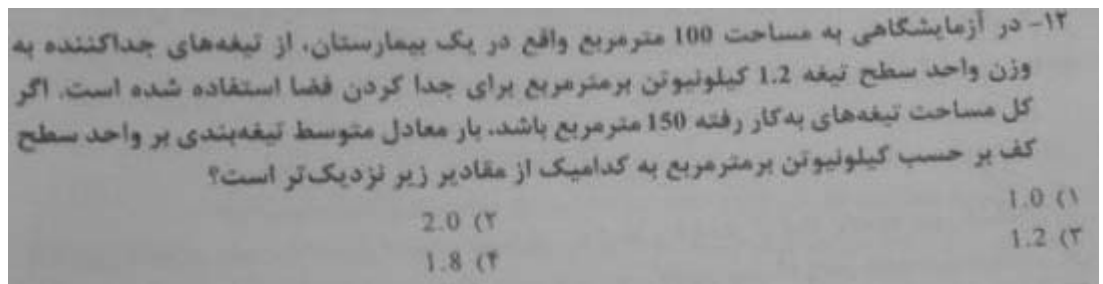
جدول ۲-۵ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان

سیستم سازه	جزئیات	$R_u$	$\Omega_0$	$C_d$	$H_m$ (متر)
بونکر، مخزن، ظرف یا کندهای هوایی	برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲/۵	۵۰
	برروی پایه‌های مهاربندی نشده یا مهاربندی شده نامتقارن	۲	۲	۲/۵	۳۰
ظرف افقی جوش شده	با پایه زین شکل فولادی	۳	۲	۲/۵	بازون محدودیت
	دودکش و سیلوی بتنی در جا با دیواره پیوسته تا روی پی	۳	۲	۳	
	تمام سازه‌های دیگر بتنی یا فولادی طره‌ای با جرم گسترده غیر از آنهایی که در این جدول ذکر شده‌اند، شامل دودکش‌ها، سیلوه‌ها و ظروف قائم بر روی پدستال منفرد یا متکی بر جداره تا روی زمین - جوش شده فولادی، بتن آرمه یا بتن پیش تنیده	۳	۲	۲/۵	
	برج‌های خریایی طره‌ای یا مهار شده توسط کابل - دودکش‌های مهار شده توسط کابل	۳	۲	۲/۵	
	برج‌های خنک کن	۳/۵	۲	۳	
	برج‌های مخبراتی	قابی یا خریایی فولادی یا بتنی دیرک - فولادی یا بتنی	۳	۱/۵	
سازه‌های خاص تفریحی و بناهای یادبود	سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است	۲	۲	۲	
	تابلوها و علائم	۳/۵	۲	۳	
	سایر سازه‌ها غیر از موارد فوق	۲/۵	۲/۵	۲/۵	
		۲/۵	۲/۵	۲/۵	

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl



گزینه ۴

$$\frac{1.2 \times 150}{100} = 1.8 \frac{kN}{m^2}$$

حداقل بار زنده طبق مبحث ۶ برابر  $1 \frac{kN}{m^2}$  می باشد. مقدار واقعی وزن تیغه‌ها نیز برابر  $1.8 \frac{kN}{m^2}$  می باشد. بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

۶-۵-۲ بار زنده گسترده یکنواخت

۶-۵-۲ ضوابط مربوط به دیوارهای تقسیم کننده

در ساختمان‌های اداری و یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم کننده و یا جابجایی آن‌ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم کننده بدون توجه به اینکه آن‌ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم کننده نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان‌هایی که از تیغه‌های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می‌شود، این بار را می‌توان حداقل به  $0.5$  کیلونیوتن بر مترمربع کاهش داد، مشروط بر آن‌که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و ملحقات آنها از  $0.4$  کیلونیوتن تجاوز نکند.

در صورتی که وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جداکننده از ۲ کیلونیوتن بیشتر باشد، وزن آن به‌عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال می‌گردد.

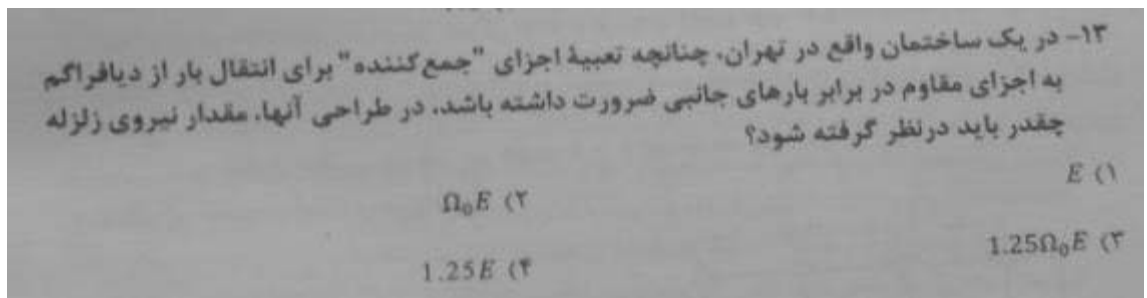
استثناء: اگر حداقل بار زنده از  $4$  کیلونیوتن بر متر مربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده دیوار تقسیم کننده نیست.

$$0.5 \frac{kN}{m^2} = \text{حداقل بار زنده کف} \rightarrow 0.4 \frac{kN}{m^2} < \text{وزن متر مربع دیوار کنتنله تقسیم}$$

$$1 \frac{kN}{m^2} = \text{حداقل بار زنده کف} \rightarrow 2 \frac{kN}{m^2} < \text{وزن متر مربع دیوار کنتنله تقسیم} < 0.4 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{وزن دیوار بار مرده خواهد بود} \rightarrow \text{وزن متر مربع دیوار کنتنله تقسیم} < 2 \frac{kN}{m^2}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl



گزینه ۲

۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله شدید یافته ( $\Omega_0 E$ ) انجام شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۱۴- در اتصال اتکایی شکل زیر قطر پیچ‌ها برابر ۲۰ میلی‌متر و پیچ‌ها از نوع ۸.۸ هستند. مقاومت کششی طراحی هر یک از پیچ‌ها برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندان‌شده می‌گذرد (ابعاد به میلی‌متر است).

188.4 (۱)  
83.7 (۲)  
111.6 (۳)  
141.3 (۴)

گزینه ۲

مقاومت طراحی هر یک از پیچ‌ها برابر است با:

$$\phi F'_{nt} = \phi F_{nt} \left[ 1.3 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right] = 0.75 \times (0.75 F_u \times 314) \left[ 1.3 - \frac{\left( \frac{300\,000 \times \frac{4}{5}}{4} \right)}{0.75 \times 0.45 F_u \times 314} \right] = 83690\,N = 83.7\,kN$$

• 314 مساحت هر از بولت‌ها می‌باشد.

• مقدار  $F_u$  نیز برابر 800MPa می‌باشد.

۱۰-۲-۹-۳ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی

مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی پیچ‌های تحت اثر توأم کشش و برش باید بر اساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی مطابق روابط زیر تعیین شود.

$$\phi R_{nt} = \phi F'_{nt} A_{nt} \quad (۶-۹-۲-۱۰)$$

$$\phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_{nb} \quad (۷-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[ 1.3 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right] \leq F_{nt} \quad (۸-۹-۲-۱۰)$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left[ 1.3 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nt}} \right] \leq F_{nv} \quad (۹-۹-۲-۱۰)$$

$\phi$  = ضریب کاهش مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد.

$F_{nt}$  = مقاومت کششی اسمی مطابق جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ وقتی که نیروی کششی به تنهایی عمل نماید.

$F_{nv}$  = مقاومت برشی اسمی مطابق جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ وقتی که نیروی برشی به تنهایی عمل نماید.

$F_{nt}$  = تنش کششی مورد نیاز

$F_{nv}$  = تنش کششی مورد نیاز

$A_{nb}$  = سطح مقطع اسمی پیچ

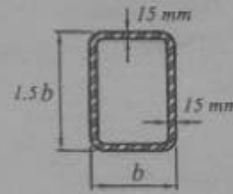
جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ تنش اسمی (پیچ و قطعات دندان‌شده)

تنش برشی اسمی ( $F_{nv}$ ) در اتصالات اتکایی	تنش کششی اسمی ( $F_{nt}$ )	نوع وسیله اتصال
$0.45 F_u$ [۲]	$0.75 F_u$ [۱,۲]	پیچ‌های معمولی
$0.45 F_u$ [۵]	$0.75 F_u$ [۲]	پیچ‌های پر مقاومت در حالی که سطح برش از قسمت دندان‌شده می‌گذرد
$0.55 F_u$ [۵]	$0.75 F_u$ [۲]	پیچ‌های پر مقاومت در حالی که سطح برش از قسمت دندان‌شده نمی‌گذرد
$0.45 F_u$	$0.75 F_u$ [۱,۲]	قطعه دندان‌شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالی که سطح برش از قسمت دندان‌شده می‌گذرد
$0.55 F_u$	$0.75 F_u$ [۱,۲]	قطعه دندان‌شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالی که سطح برش از قسمت دندان‌شده نمی‌گذرد

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۱۵- مقطع نشان داده شده در شکل زیر تحت اثر نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی دو محوره نسبت به محورهای اصلی مقطع قرار دارد. حداکثر مقدار  $b$  حدوداً چقدر می‌تواند باشد تا اجزاء مقطع از منظر کماتش موضعی در برابر نیروی محوری فشاری غیرلاغر و در برابر لنگرهای خمشی فشرده باشد؟

$$F_y = 240 \text{ MPa} \quad , \quad E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



- (۱) 350 میلی متر  
(۲) 650 میلی متر  
(۳) 530 میلی متر  
(۴) 430 میلی متر

گزینه ۱

با توجه به اینکه خمش دو محوره است، هر چهار وجه مقطع ممکن است به عنوان بال استفاده شوند و بنابراین وجه بلندتر باید کنترل شود (1.5b):

$$\frac{(1.5b - 30)}{t} < \left\{ \begin{array}{l} 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 32.33 \\ 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 40.4 \end{array} \right\} \rightarrow b < 343 \text{ mm}$$

دقت شود که فاصله خالص بالهای باید کنترل شود (گردی گوشه داخلی هم کم شود که در حل فوق از این گردی صرف نظر شده است).

جدول ۱-۲-۲-۱۰ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای تقویت شده در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			لاغر / غیرفشرده ( $\lambda_p$ )	غیرفشرده / فشرده ( $\lambda_r$ )	
۱۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	$h/t_w$	$\Delta/\gamma \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3/\gamma \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۶	جان مقاطع I شکل با یک محور تقارن	$h/t_w$	$\Delta/\gamma \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h_c \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{h_p \sqrt{\frac{E}{F_y}}} \leq \lambda_r$ ( $0.05 \frac{M_p}{M_y} - 0.09$ )	
۱۷	بال‌های مقطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	$b/t$	$1/\gamma \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1/\gamma \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۸	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حد فاصل خطوط جوش یا پیچ	$b/t$	$1/\gamma \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1/\gamma \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۹	جان‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای	$h/t$	$\Delta/\gamma \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2/\gamma \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲۰	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	$D/t$	$0.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

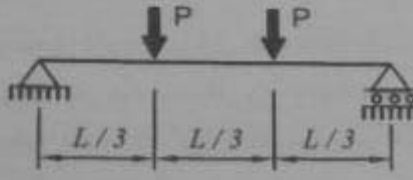
جدول ۱-۲-۲-۱۰ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای تقویت نشده در اعضای تحت اثر فشار محوری

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			لاغر / غیرلاغر ( $\lambda_p$ )	به ضخامت ( $\lambda_r$ )	
۱	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ورق‌های بیرون زده از مقاطع I شکل نورد شده، ساق‌های برجسته چفت نبشی با اتصال پیوسته، بال‌های مقاطع ناودانی و بال‌های مقاطع سبزی	$b/t$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	[a]	
۲	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق و ورق‌ها یا ساق‌های نبشی بیرون زده از مقاطع I شکل ساخته شده از ورق	$b/t$	$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
۳	ساق‌های نبشی‌های تک‌ه‌دار، جداکننده (لقمه) و سایر اجزای تقویت نشده	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
۴	تینه (جان) مقاطع سبزی	$d/t$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	$h/t_w$	$1/\gamma \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
۶	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	$b/t$	$1/\gamma \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۱۶- چنانچه مقطع تیر فولادی نشان داده شده در شکل زیر دارای دو محور تقارن بوده و تیر در تکیه‌گاه‌ها و در وسط دهانه دارای مهار جانبی باشد، مقدار ضریب  $C_b$  به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



(۱) 1.67  
(۲) 1.00  
(۳) 1.14  
(۴) 1.30

گزینه ۴

$$\left. \begin{aligned} M_A &= M \\ M_B &= \frac{0.25}{0.333} M = 0.75M \\ M_C &= \frac{0.125}{0.333} M = 0.375M \end{aligned} \right\} C_b = \frac{12.5 \times M}{2.5M + 3M + 4 \times 0.75M + 3 \times 0.375M} = 1.299$$

۱-۵-۲-۱۰ الزامات عمومی

۱-۵-۲-۱۰-۱ مقاومت خمشی طراحی مساوی  $M_n$  می‌باشد که در آن،  $\phi_b$  ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و  $M_n$  مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱-۵-۲-۱۰ و ۲-۵-۲-۱۰ تعیین شود.

تبصوه: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای خمشی برای مقاطع مختلف می‌تواند مطابق جدول ۱-۵-۲-۱۰ اختیار شود.

۱-۵-۲-۱۰-۲ تمامی الزامات این بخش بر این فرض استوار هستند که از پیچش مقطع حول محور طولی عضو در نقاط تکیه‌گاهی اعضای خمشی جلوگیری شده است.

۱-۵-۲-۱۰-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیه اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی ( $C_b$ ) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{12/5 M_{max}}{1/6 M_{max} + 2M_A + 2M_B + 2M_C} \quad (1-5-2-10)$$

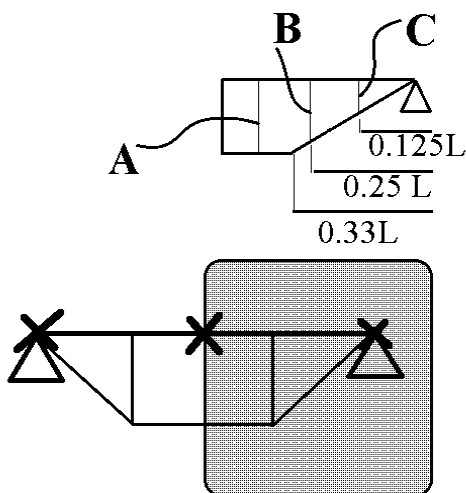
که در آن:

$M_{max}$  = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

$M_A$  = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه  $\frac{1}{4}$  طول مهارنشده

$M_B$  = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه  $\frac{1}{2}$  طول مهارنشده

$M_C$  = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه  $\frac{3}{4}$  طول مهارنشده



۱۷- چنانچه تیر طره‌ای با مقطع سپری شکل زیر از تکیه‌گاه جانبی کافی برخوردار باشد، براساس حالت حدی تسلیم، مقاومت خمشی اسمی تیر برحسب کیلونیوتن‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است).

$F_y = 240 \text{ MPa}$  ,  $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

(۱) 73.9  
(۲) 27.9  
(۳) 44.6  
(۴) 50.4

گزینه ۲



$$y_p = 200 \text{ mm}$$

$$y_e = \frac{200 \times 10 \times 100 + 200 \times 10 \times 205}{4000} = 152.5$$

$$I = \frac{10 \times 200^3}{12} + 10 \times 200 \times (152.5 - 100)^2 + \frac{10^3 \times 200}{12} + 10 \times 200 \times (205 - 152.5)^2 = 17708333 \text{ mm}^3$$

در شکل فوق جان تحت فشار خواهد بود و بنابراین باید از قسمت الف-۲ محاسبه شود:

$$M_n = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} ZF_y = (200 \times 10 \times 5 + 200 \times 10 \times 100) \times 240 = 50400000 \text{ N.mm} = 50.4 \text{ kN.m} \\ M_y = SF_y = \frac{I}{y} F_y = \frac{17708333}{152.5} \times 240 = 27868852 \text{ N.mm} = 27.869 \text{ kN.m} \end{array} \right\} = 27.9 \text{ kN.m}$$

۱۰-۲-۵-۹ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع سپری و نبشی جفت با بارگذاری در صفحه تقارن مقاومت خمشی اسمی،  $M_n$ ، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم، کمانش پیچشی-جانبی، کمانش موضعی بال و کمانش موضعی جان در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

الف-۱) در صورتی که جان مقطع تحت کشش باشد. (بال تحت فشار باشد):

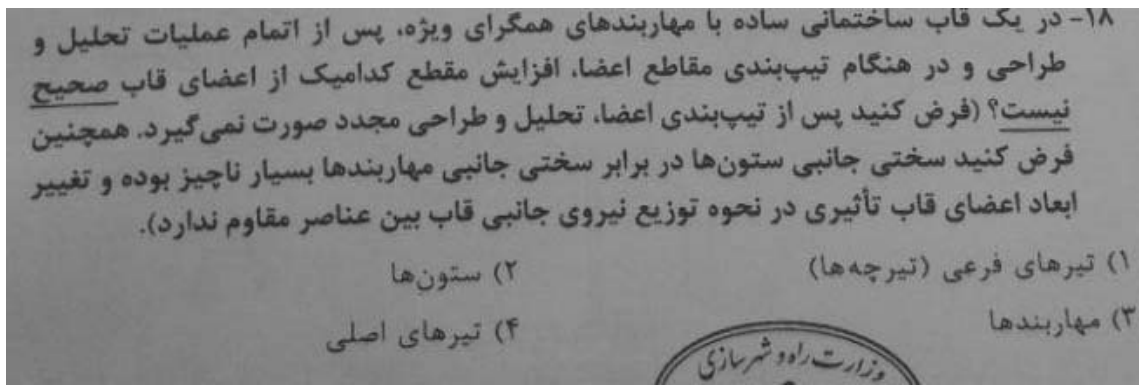
$$M_n = M_p = F_y Z_x \leq 1/6 M_y \quad (۴۸-۵-۲-۱۰)$$

الف-۲) در صورتی که جان تحت فشار باشد. (بال تحت کشش باشد):

$$M_n = M_p = F_y Z_x \leq M_y \quad (۴۹-۵-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

 $F_y$  = تنش تسلیم فولاد $Z_x$  = اساس مقطع پلاستیک نسبت به محور X (محور خمش) $M_y$  = لنگر تسلیم مقطع



گزینه ۳

مهاربند:

افزایش مقطع مهاربند (اگر یکسان نباشد) می‌توان سختی سازه و توزیع نیروها را به هم بزند و حتی ممکن است موجب شود نامنظمی پیش‌پیشی سازه افزایش یابد و بنابراین مجاز نیست. همچنین با افزایش مقطع مهاربند، نیروی طراحی اتصال آن نیز تغییر می‌کند و بنابراین اتصال آن باید مجدداً طراحی شود.

ستونها:

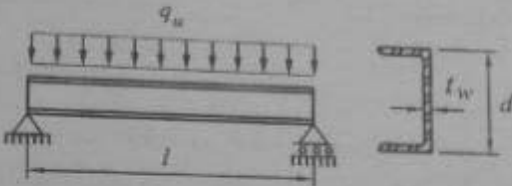
در صورت تغییر مقطع ستون، اتصالات آن باید مجدداً بررسی شود. برای مثال ستونهای متصل به بادبند لرزه ای بوده و باید وصله آنها با توجه به افزایش مقطع ستون مجدداً طراحی شود. بنابراین تغییر مقطع ستون نیز مجاز نیست (مگر اینکه مجدداً طراحی انجام شود).

احتمالاً منظور طراحی سوال از "تحلیل و طراحی" تنها طراحی اعضا بوده و اتصالات مد نظر نبوده که در این صورت گزینه ۳ صحیح است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۱۹- در تیر دوسر ساده مطابق شکل زیر با طول  $l$  و عمق مقطع  $d$  و ضخامت جان  $t_w$  و اساس مقطع پلاستیک نسبت به محور قوی برابر  $Z_x$ ، به ازای چه مقدار طول  $l$ ، معیارهای حالت‌های حدی تسلیم خمشی و تسلیم برشی به‌طور هم‌زمان حاکم بر طراحی تیر می‌شوند؟ فرض کنید تیر در سرتاسر طول خود دارای مهار جانبی پیش‌بینی بوده و عمق مقطع تیر کوچک‌تر از 300 میلی‌متر و ضخامت جان آن بزرگ‌تر از 5 میلی‌متر است. همچنین بال‌های مقطع را فشرده فرض کنید.

$F_y = 240 \text{ MPa}$  ,  $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$



$$l = \frac{10}{3} \times \frac{Z_x}{dt_w} \quad (1)$$

$$l = 6 \times \frac{Z_x}{dt_w} \quad (2)$$

$$l = \frac{20}{3} \times \frac{Z_x}{dt_w} \quad (3)$$

$$l = 3 \times \frac{Z_x}{dt_w} \quad (4)$$

گزینه ۳

#### ۱۰-۲-۶-۱-۱ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی ( $V_n$ ) اعضای با مقطع دارای جان سخت‌نشده (بدون سخت‌کننده) و سخت‌شده (با سخت‌کننده) بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کماتش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (1-6-2-10)$$

که در آن:

$F_y$  = تنش تسلیم فولاد جان

$A_w$  = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع ( $d$ ) در ضخامت جان ( $t_w$ )

$C_v$  = ضریب برشی جان به شرح زیر:

$$\text{الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1 \text{ و } \phi_v = 1 \quad (2-6-2-10)$$

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لولهای، ضریب برشی جان به شرح زیر است:

$$\text{ب-۱) برای } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$C_v = 1 \quad (3-6-2-10)$$

$$\left( \frac{h}{t_w} < \frac{300}{5} = 60 \right) < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( M_u = \frac{q_u L^2}{8} \right) < (\phi M_n = 0.9 Z F_y) \\ \left( V_u = \frac{q_u L}{2} \right) < (\phi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y A_w C_v) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{q_u L^2}{8} \right) = \frac{(0.9 Z F_y)}{1} \\ \left( \frac{q_u L}{2} \right) = \frac{(0.9 \times 0.6 F_y A_w C_v)}{1} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \frac{L}{4} = \frac{Z}{0.6 A_w C_v} \rightarrow L = \frac{4Z}{0.6(dt_w) \times 1} = \frac{20}{3} \frac{Z}{dt_w}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۲۰- در محل اتصال نبشی  $L100 \times 100 \times 10$  سه سوراخ با قطر اسمی  $18 \text{ mm}$  در یک بال و در راستای نیرو با جزییات شکل زیر اجرا شده است. مقدار سطح مقطع خالص مؤثر عضو در محل اتصال پیچی بر حسب میلی متر مربع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (ابعاد به میلی متر است).  
 $e=28.2 \text{ mm}$  ,  $A_g=1920 \text{ mm}^2$

1640 (۱)  
 1030 (۲)  
 1150 (۳)  
 1395 (۴)

گزینه ۴

$$A_n = A_g - 18 \times 10 = 1920 - 180 = 1740 \text{ mm}^2$$

در صورت استفاده از ردیف ۲ جدول:

$$U = 1 - \frac{28.2}{75 + 75} = 0.812$$

در صورت استفاده از ردیف ۸ جدول:

$$U = 0.6$$

مقدار دقیق مساحت موثر برابر است با:

$$A_e = UA_n = 0.812 \times 1740 = 1412.9 \text{ mm}^2$$

جدول ۱-۲-۳-۱ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اعضای کششی

حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال
۱	کلیه اعضای کششی که در آنها بار به وسیله پیچ، یا جوش مستقیماً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد (به غیر از حالت‌های ۳، ۴، ۵، ۶)	$U = 1$	
۲	کلیه اعضای کششی (به غیر از تسمه‌ها و مقاطع قوطی و لوله‌ای) که در آنها بار به وسیله پیچ یا جوش طولی و یا ترکیبی از جوش طولی و عرضی توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U = 1 - \frac{x}{l}$	

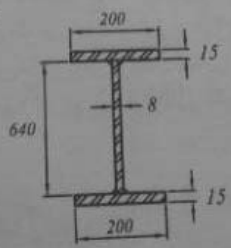
۸	در نیمرخ‌های تک‌نبشی در صورتی که توسط یک بال متصل شده باشند استفاده از مقادیر بزرگتر از حالت ۲ جدول مجاز می‌باشد.	$U = 0.8$	چنانچه حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.
	چنانچه دو یا سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.6$	

در این جدول:  
 $l$  = طول اتصال مساوی فاصله اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی  
 $w$  = پهنای ورق  
 $t$  = خروج از مرکزیت اتصال  
 $B$  = پهنای کلی مقاطع قوطی شکل (عمود بر صفحه اتصال)  
 $H$  = ارتفاع کلی مقاطع قوطی شکل (در صفحه اتصال)

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۲۱- یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده و مقطع ساخته شده (شکل زیر) دارای سخت‌کننده‌های عرضی در محل تکیه‌گاه‌ها و نیز سخت‌کننده‌های عرضی میانی به فواصل آزاد 1600 میلی‌متر مفروض است. اتصال جان به بال‌ها جوشی می‌باشد. مقاومت برشی طراحی چشمه انتهایی تیر برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است).

$F_y = 240 \text{ MPa}$  ,  $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$



772 (۱)  
664 (۲)  
695 (۳)  
738 (۴)

گزینه ۲

در چشمه‌های انتهایی نمی‌توان از عمل میدان کششی استفاده کرد:

$$\frac{a}{h} = \frac{1600}{640} = 2.5 \rightarrow K_V = 5 + \frac{5}{2.5} = 7$$

$$\left( \frac{h}{t_w} < \frac{640}{8} = 80 \right) < \left( 1.1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 84 \right) \rightarrow C_v = 1$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y A_w C_v = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 640 \times 8 \times 1 = 663552 \text{ N} = 663.552 \text{ kN}$$

۲-۲-۱۰ مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی

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

$$\frac{h}{t_w} \leq 1/1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} \text{ برای (۱-ب-۱۰)}$$

$C_v = 1$

$$\frac{h}{t_w} > 1/1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} \text{ برای (۲-ب-۱۰)}$$

$$C_v = \frac{1/1 \sqrt{K_V E / F_y}}{h/t_w}$$

$$\frac{h}{t_w} > 1/3 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} \text{ برای (۳-ب-۱۰)}$$

$$C_v = \frac{1/3 \sqrt{K_V E / F_y}}{(h/t_w)^2 F_y}$$

در روابط فوق  $k_v$  ضریب کماتش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱. برای جان‌های سخت‌نشده (بدون سخت‌کننده عرضی) با  $\frac{h}{t_w} < 260$  ،  $k_v = 5$  می‌باشد. به استثنای جان مقاطع سپری که برای آن  $k_v = 1/2$  است.

۲. برای جان‌های سخت‌شده (دارای سخت‌کننده عرضی):

$$\left\{ \begin{array}{l} k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \\ k_v = 5 \end{array} \right. \quad \frac{a}{h} \leq \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ و } \left[ \frac{260}{h/t_w} \right]^2 \\ 3 \text{ یا } \left[ \frac{260}{h/t_w} \right]^2 \end{array} \right.$$

در روابط فوق:

$t_w$  = ضخامت جان مقطع

$a$  = فاصله آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع نوردشده یا ساخته شده از ورق دارای تقارن یک محوره یا دو محوره که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند. مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع ناودانی که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند نیز باید بر اساس الزامات این بند محاسبه شوند.

۱-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی ( $V_n$ ) اعضای با مقطع دارای جان سخت‌نشده (بدون سخت‌کننده) و سخت‌شده (با سخت‌کننده) بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کماتش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (۱-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

$F_y$  = تنش تسلیم فولاد جان

$A_w$  = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان ( $t_w$ )

$C_v$  = ضریب برشی جان به شرح زیر:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2/24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با}$$

$C_v = 1$  و  $\phi_v = 1$

(۲-۶-۲-۱۰)

۲۲- ستون فولتی نوردشده با ابعاد  $100 \times 100 \times 5$  میلی متر به صورت دو سر ساده مفروض است. اگر تنش فشاری اسمی ناشی از کمانش خمشی این ستون برابر ۳۵ درصد تنش تسلیم باشد، طول ستون بر حسب متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟  
 مشخصات فولتی به صورت زیر است:

$A_g = 18.7 \times 10^2 \text{ mm}^2$ ,  $r_x = r_y = 38.6 \text{ mm}$ ,  $F_y = 240 \text{ MPa}$ ,  $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

5.0 (۴)      4.5 (۳)      6.0 (۲)      5.5 (۱)

گزینه ۱

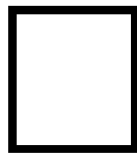
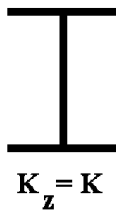
مراحل زیر باید به صورت برعکس تکرار شود تا طول ستون بدست آید:

$$F_{cr} = 0.35F_y$$

با توجه به اینکه تنش کمانشی پایین است، احتمالاً رابطه اول حاکم بوده است. با سعی و خطا کنترل می شود:

$$0.35F_y = 0.877F_e \quad \rightarrow \quad F_e = 95.78 \text{ MPa}$$

$$F_e = 95.78 = \frac{\pi^2 \times 200000}{\lambda^2} \quad \rightarrow \quad \lambda = 143.6 \quad \rightarrow \quad \frac{KL}{r} = 143.6 \quad \rightarrow \quad L = 5541 \text{ mm}$$

۴-۱- ستونهای با مقطع I شکل ( $K_x \leq K$ ) و با کس

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

۱- محاسبه  $r$ 

۲- محاسبه لاغری

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

۳- محاسبه تنش کمانش خمشی

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

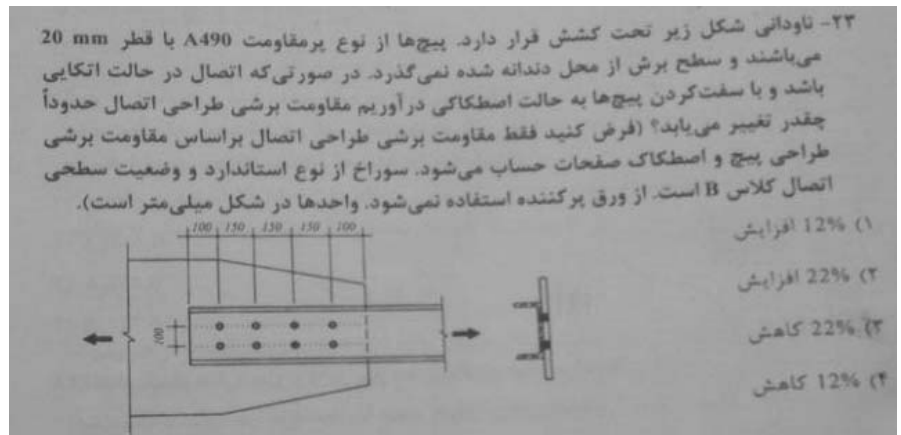
۴- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

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

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

۵- محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

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



گزینه ۳

مقاومت هر پیچ بر اساس مقاومت اتکایی:

$$\phi F_{nv} = 0.75(0.55F_u A_b) = 0.75 \times 0.55 \times 1000 \times 314 = 129525 N = 129.5 kN$$

مقاومت هر پیچ بر اساس مقاومت اصطکاکی:

$$\phi F_{nv} = \phi \mu D_u h_f T_b n_s = 1 \times 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 179 \times 1 = 101.135 kN$$

بنابراین ۲۲ درصد افت مقاومت داریم.

## ۱۰-۲-۳-۳ مقاومت کششی طراحی و مقاومت برشی طراحی در اتصالات اتکایی

در اتصالات اتکایی که در آنها لقی و خستگی در اثر ارتعاشات یا نوسانات بارگذاری مسئله‌ساز نیستند، کافی است پیچ‌ها را بدون ایجاد نیروی پیش‌تنیدگی، تنها تا حالت سفت شدن اولیه محکم نمود. سفت شدن اولیه هنگامی است که یک کارگر معمولی با یک آچار معمولی تلاش کامل خود را برای محکم کردن پیچ به کار برد. در روش‌های ماشینی، سفت شدن اولیه پس از اعمال چند ضربه توسط دستگاه ایجاد می‌شود.

در تعیین مقاومت‌ها، سطح مقطع اسمی پیچ (مقطع دندان‌نشده پیچ) و میله‌های دندان‌ها شده (غیر از میله‌های با دندان‌های برجسته) ملاک می‌باشند. در میله‌های با دندان‌های برجسته، سطح مقطع میله بدون دندان ملاک محاسبه می‌باشد. همچنین، در مواردی که میل‌مهاری کفستون‌ها از میلگرد ساخته می‌شوند، در تعیین مقاومت‌ها سطح مقطع اسمی ناحیه رزوه شده (که عموماً کوچکتر از قطر اسمی میلگرد می‌باشد)، ملاک محاسبه خواهد بود.

در اتصالات اتکایی، مقاومت کششی طراحی ( $\phi R_{nt}$ ) و مقاومت برشی طراحی ( $\phi R_{nv}$ ) پیچ‌ها و قطعات دندان‌شده از روابط زیر تعیین می‌گردند.

$$\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_{nt} \quad (۴-۹-۲-۱۰)$$

$$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nt} \quad (۵-۹-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

 $\phi$  = ضریب کاهش مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد. $R_{nt}$  = مقاومت کششی اسمی $R_{nv}$  = مقاومت برشی اسمی

جدول ۱۰-۲-۱۰ تنش اسمی (پیچ و قطعات دندان‌شده)

تنش برشی اسمی ( $F_{nv}$ ) در اتصالات اتکایی	تنش کششی اسمی ( $F_{nt}$ )	نوع وسیله اتصال
$0.75F_u$ [۵],[۲]	$0.75F_u$ [۱],[۲]	پیچ‌های معمولی
$0.45F_u$ [۵]	$0.75F_u$ [۴]	پیچ‌های پر مقاومت در حالی که سطح برش از قسمت دندان‌شده می‌گذرد
$0.55F_u$ [۵]	$0.75F_u$ [۴]	پیچ‌های پر مقاومت در حالی که سطح برش از قسمت دندان‌شده نمی‌گذرد
$0.45F_u$	$0.75F_u$ [۱],[۲]	قطعه دندان‌شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالی که سطح برش از قسمت دندان‌شده می‌گذرد
$0.55F_u$	$0.75F_u$ [۱],[۲]	قطعه دندان‌شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالی که سطح برش از قسمت دندان‌شده نمی‌گذرد

## ۱۰-۲-۳-۵ مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی در اتصالات اصطکاکی

مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی عیناً مشابه مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اتکایی بوده و از ضوابط بند ۱۰-۲-۳-۳ تعیین می‌گردد. مقاومت برشی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی تعیین می‌گردد. مقاومت برشی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی مساوی  $\phi R_{nv}$  می‌باشد که در آن،  $\phi$  ضریب کاهش مقاومت و  $R_{nv}$  مقاومت برشی اسمی به شرح زیر می‌باشد.

$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (۱۰-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

 $\phi$  = ضریب کاهش مقاومت به شرح زیر:• برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو  $\phi=1$ • برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با راستای نیرو  $\phi=0.85$ • برای سوراخ‌های لوبیایی بلند  $\phi=0.7$  $\mu$  = ضریب اصطکاک به شرح زیر:• برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلز دار تمیز و رنگ شده):  $\mu=0.3$ • برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ‌نشده):  $\mu=0.5$  $D_u$  = نسبت پیش‌تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش‌تنیدگی حداقل پیچ‌ها و مساوی ۱/۱۳ $T_b$  = ضریب کاهش بخاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:

• در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱

• در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱

• در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر

مساوی ۰/۸۵

 $T_b =$  حداقل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ طبق مقادیر جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ $n_s =$  تعداد صفحات لغزش



۲۴- یک عضو فشاری فولادی با مقطع توخالی دایره‌ای با قطر بیرونی 475 mm موجود است. اگر داخل این عضو را با بتن پر کنیم حداقل ضخامت لازم جدار مقطع فولادی بر حسب میلی‌متر برای اینکه مقطع این عضو در برابر نیروی محوری فشاری لاغر نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

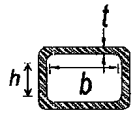
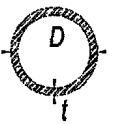
$F_y = 240 \text{ MPa}$  ,  $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

۳ ۴ ۵ ۶

گزینه ۱

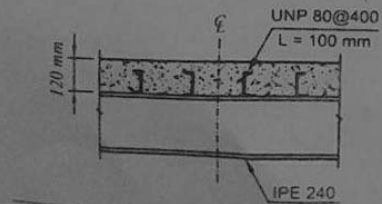
$$\frac{D}{t} < \frac{0.19E}{F_y} = 158.33 \quad \rightarrow \quad \frac{475}{t} < 158.433 \quad \rightarrow \quad t > 3 \text{ mm}$$

جدول ۱۰-۸-۱ نسبت پهنای به ضخامت اجزای مقطع مختلف پر شده با بتن در اعضای تحت اثر فشار محوری

مقاطع فولادی نمونه	حداکثر نسبت مجاز	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت		نسبت پهنای به ضخامت	شرح اجزا	الف
		$\lambda_r$ (لاغر/غیرفشرده)	$\lambda_p$ (غیرفشرده/فشرده)			
	$5 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2/26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t و h/t	بال‌ها و جان‌های مقاطع توخالی مستطیلی نورد شده و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	۱
	$0.31 \frac{E}{F_y}$	$0.19 \frac{E}{F_y}$	$0.15 \frac{E}{F_y}$	D/t	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	۲

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۱۵- مقاومت برشی افقی اسمی ( $V_{hn}$ ) تیر با مقطع مختلط نشان داده شده که متکی بر دال بتنی می‌باشد، بر حسب کیلونیوتن به کدام مقدار زیر نزدیک‌تر است؟ تیر مختلط به صورت تیر دو سر ساده به طول ۶ متر بوده و تحت بار گسترده یکنواخت قرار دارد. همچنین تعداد کل ناودانی‌ها در طول تیر ۱۶ عدد می‌باشد. ناودانی‌ها دارای طول ۱۰۰ mm، ضخامت جان ۶ mm و ضخامت بال ۸ mm می‌باشد. بتن دال دارای  $f_c = 25 \text{ MPa}$  و  $E_c = 25000 \text{ MPa}$  است. فاصله ناودانی‌ها از یکدیگر ۴۰۰ میلی‌متر است.



521 (۱)  
2609 (۲)  
2087 (۳)  
1304 (۴)

وزارت راه و شهرسازی  
معاونت آزمونها  
مقرات مخرات مل باقوان  
شماره ۹۲

گزینه ۳

مقاومت هر ناودانی برابر است با:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_n\sqrt{f_c E_c} = 0.3(8 + 0.5 \times 6) \times 100\sqrt{25 \times 25000} = 260888 \text{ N} = 261 \text{ kN}$$

تعداد ناودانی‌ها در حدفاصل لنگر حداکثر (وسط تیر) تا لنگر صفر (ابتدای تیر) برابر ۸ عدد می‌باشد:

$$V_{hn} = 8 \times 261 = 2088 \text{ kN}$$

۱۰-۲-۳- مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

ت) انتقال بار بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) نواحی لنگر خمشی مثبت

۱. مقاومت برش افقی مورد نیاز

برای عملکرد مختلط کامل، برش افقی مورد نیاز باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی خردشدگی بتن و تسلیم کششی مقطع فولادی در نظر گرفته شود.

• خردشدگی بتن

$$(19-8-2-10)$$

• تسلیم کششی مقطع فولادی

$$(20-8-2-10)$$

(ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w) L_n \sqrt{f_c E_c}$$

$$(34-8-2-10)$$

$$V_{bu} = 0.85 f_c A_c$$

که در آن:

 $t_f$  = ضخامت متوسط بال ناودانی $t_w$  = ضخامت جان ناودانی $L_n$  = طول ناودانی $f_c$  = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن $E_c$  = مدول الاستیسیته بتن

در روابط فوق:

 $f_c$  = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن $A_c$  = سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض موثر $A_g$  = مساحت مقطع فولادی $F_y$  = تنش تسلیم فولاد مقطع فولادی

۲. مقاومت برش افقی اسمی

مقاومت برش افقی اسمی اعضای با مقطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر باید مطابق رابطه زیر بر اساس مقاومت برشی برشگیرها تعیین گردد.

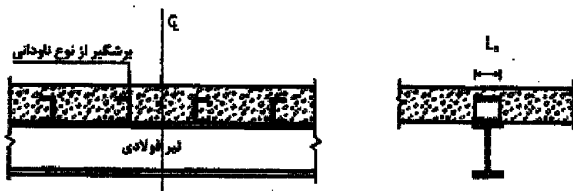
$$V_{hn} = \sum Q_n$$

$$(21-8-2-10)$$

که در آن:

 $\sum Q_n$  = مجموع مقاومت‌های برشی اسمی برشگیرها در حد فاصل نقاط لنگر خمشی مثبت حداکثر

و لنگر صفر مطابق مقررات بند ۱۰-۲-۸-۷.

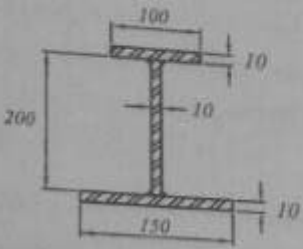


شکل ۱۰-۲-۷ برشگیرهای از نوع ناودانی

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

آزمون ورود به حرفه مهندسان - بهمن ۱۳۹۴

۲۶- در مقطع نشان داده شده در شکل زیر، فاصله بین محورهای خنثی الاستیک و پلاستیک نسبت به محور قوی بر حسب میلی‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است).



(۱) 6.7  
(۲) 26.7  
(۳) 16.0  
(۴) 13.3

گزینه ۴

محل تار خنثی پلاستیک:

مساحت بالای تار باید با مساحت پایین تار برابر باشد:

$$150 \times 10 + (Y_p - 10) \times 10 = 100 \times 10 + (210 - Y_p) \times 10 \rightarrow Y_p = 85 \text{ mm}$$

محل تار خنثی الاستیک:

$$Y_e = \frac{1000 \times 215 + 2000 \times 110 + 1500 \times 5}{1000 + 2000 + 1500} = 98.33$$

$$Y_e - Y_p = 98.33 - 85 = 13.33 \text{ mm}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۲۷- برای کف ستون نشان داده شده در شکل زیر، مقاومت اتکایی طراحی در زیر ورق کف ستون حدوداً چقدر است؟ فرض کنید ضخامت پی بتنی یک متر،  $f_c$  = مقاومت مشخصه فشاری بتن و  $A$  = سطح ورق کف ستون است. (ابعاد به میلی‌متر است).

۱)  $0.55f_c A$   
 ۲)  $0.66f_c A$   
 ۳)  $0.85f_c A$   
 ۴)  $0.72f_c A$

گزینه ۲

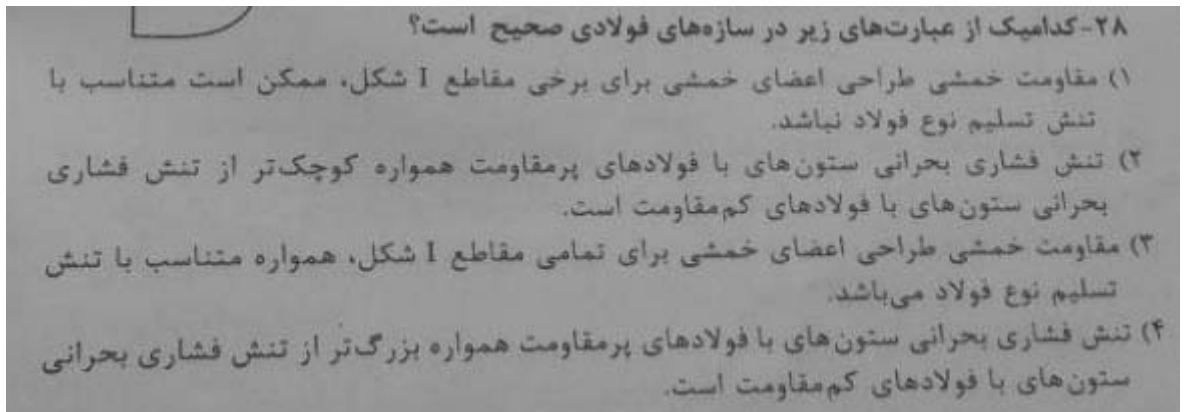
$$P = 0.85 \times 0.65 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} f_c A = 0.85 \times 0.65 \times \sqrt{\frac{600^2}{500^2}} f_c A = 0.663 f_c A$$

#### ۹-۱۴-۱۰ مقاومت اتکایی

۹-۱۴-۱۰-۱ مقاومت اتکایی نهایی روی بتن، به استثنای موارد مذکور در بندهای ۹-۱۴-۱۰-۲ و ۹-۱۴-۱۰-۳ نباید بزرگتر از  $0.85\phi_c f_c A_1$  در نظر گرفته شود.

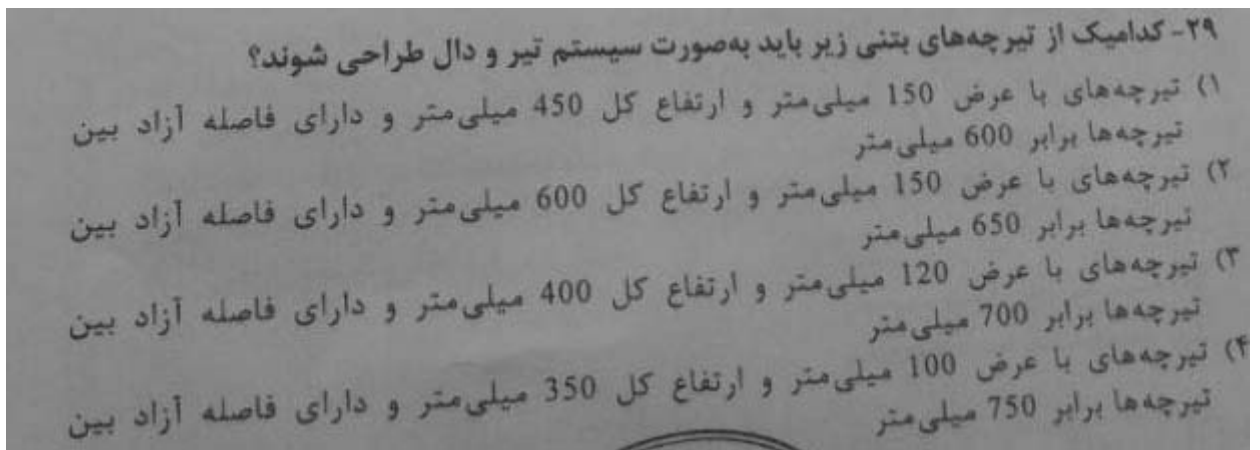
۹-۱۴-۱۰-۲ در صورتی که ابعاد تکیه‌گاه در هر امتداد در صفحه تماس بزرگتر از ابعاد سطحی از عضو باشد که به صورت اتکایی انتقال بار می‌نماید، مقاومت اتکایی روی این سطح را که بر طبق بند ۹-۱۴-۱۰-۱ محاسبه شده است، می‌توان در ضریب  $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$  ضرب کرد. این ضریب در هر حال نباید بزرگتر از ۲ در نظر گرفته شود.

۹-۱۴-۱۰-۳ در صورتی که تکیه‌گاه شیبدار یا پله‌ای باشد، مقدار  $A_1$  برابر مساحت قاعده تحتانی مخروط یا هرم با جداره صاف یا پله‌ای که به طور کامل در داخل تکیه‌گاه قرار دارد، می‌باشد. قاعده فوقانی برابر  $A_1$  و شیب سطح جانبی ۱:۲ (۱ قائم به ۲ افقی) در نظر گرفته می‌شود.



گزینه ۱

در مقاطعی که طول مهارنشده آنها زیاد است، ممکن است مقاومت مقطع مستقل از  $F_y$  باشد به طوری که افزایش  $F_y$  تاثیری در مقاومت نداشته باشد.



گزینه ۲

## ۹-۱۴-۲ ضوابط مربوط به سیستم تیرچه‌های بتنی

۹-۱۴-۶-۲ سیستم تیرچه‌های بتنی، مرکب از تیرچه‌های با فواصل تقریباً مساوی در یک امتداد و یا دو امتداد عمود بر هم و یک دال فوقانی، که در آنها محدودیت‌های زیر رعایت شده باشند، می‌توانند به صورت مجموعه طبق ضوابط دال‌ها طراحی شوند:

الف) عرض تیرچه نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.

ب) فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۶-۲ سیستم تیرچه‌های بتنی که مشمول ضوابط بند ۹-۱۴-۶-۲-۱ نمی‌شوند باید به صورت سیستم تیر و دال طراحی شود.

۹-۱۴-۶-۳ در سیستم‌هایی که از اجزای پرکننده دائمی، مانند بلوک‌های سفالی و یا بلوک‌های بتنی، در فواصل بین تیرچه‌ها استفاده می‌شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت مشخصه بتن تیرچه‌ها است، می‌توان از مقاومت جدارهایی از این اجزا که در تماس با تیرچه‌ها هستند در محاسبه مقاومت برشی و مقاومت خمشی منفی تیرچه‌ها استفاده کرد. از مقاومت سایر قسمت‌های اجزای پرکننده در مقاومت سیستم صرف‌نظر می‌شود. در این سیستم‌ها محدودیت‌های (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف) ضخامت دال روی اجزای پرکننده نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۴۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

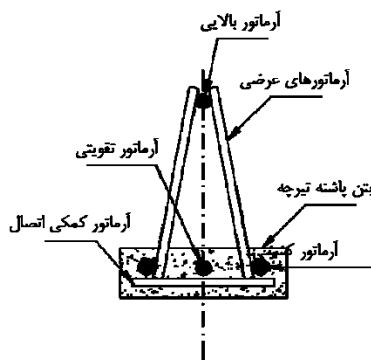
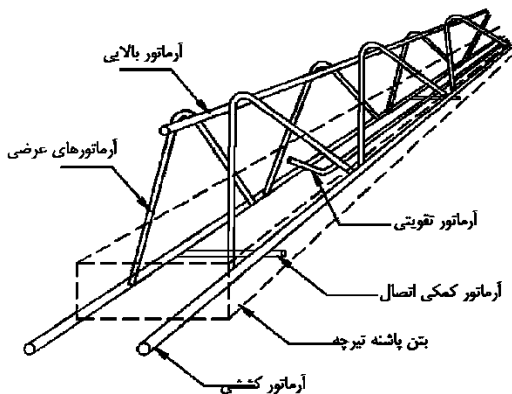
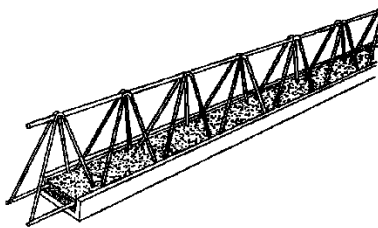
ب) در سیستم تیرچه‌های یک طرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی عمود بر امتداد تیرچه‌ها و مطابق بند ۹-۱۸-۴ قرار داد. در سیستم تیرچه‌های دو طرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی در دو امتداد عمود بر هم و مطابق بند ۹-۱۸-۴ پیش‌بینی کرد.

۹-۱۴-۶-۴ در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود و یا اجزای پرکننده مشمول ضابطه بند ۹-۱۴-۶-۳ نمی‌شوند، محدودیت‌های زیر باید رعایت شوند:

الف) ضخامت دال فوقانی نباید از یک‌دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

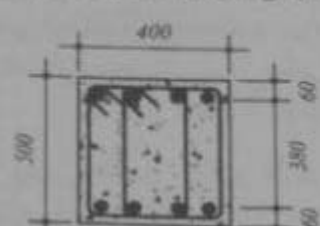
ب) در دال فوقانی باید میلگردهایی عمود بر تیرچه‌ها که بر اساس ضوابط مربوط به خمش و با در نظر گرفتن بارهای متمرکز، در صورت موجود بودن، طراحی شده‌اند، پیش‌بینی کرد. مقدار این آرماتورها نباید کمتر از مقدار مندرج در بند ۹-۱۸-۴ اختیار شود.

۹-۱۴-۶-۵ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را می‌توان به اندازه ده درصد بیشتر از مقدار گفته شده در فصل پانزدهم در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه‌ها را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی و یا زیاد کردن عرض تیرچه‌ها افزایش داد.



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam\_hoseinzadehasl

۳- فرض کنید مقدار  $V_u$  در طول یک تیر بتنی ثابت و برابر ۴۰۰ کیلو نیوتن است. چنانچه تیر مذکور مربوط به یک ساختمان بتنی با شکل پذیری متوسط بوده و بتن از رده C25 باشد، فاصله خاموت‌های برشی عمود بر محور تیر در خارج از ناحیه بحرانی تیر، برحسب میلی‌متر حداکثر چقدر می‌تواند باشد؟ (ابعاد مقطع به میلی‌متر است).



۱۱۰ (۱)  
۲۵۰ (۲)  
۲۲۰ (۳)  
۱۲۵ (۴)

گزینه ۱

$$V_c = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}bd = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 400 \times 440 = 114400N = 114.4 kN$$

$$(V_u = 400 kN) > (0.125 \phi_c f_c b d = 0.125 \times .65 \times 25 \times 400 \times 440 = 357.5 kN) \rightarrow S < \frac{d}{4} = 110 mm$$

۹-۱۵-۲ نیروهای برشی مقاوم انواع آرماتورها

مقدار  $V_s$  در حالات مختلف براساس بندهای ۹-۱۵-۲-۱ تا ۹-۱۵-۲-۶ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۵-۲-۶ وقتی که از آرماتور برشی عمود بر محور عضو استفاده می‌شود:

$$V_s = \phi_s A_{sv} f_{yv} \frac{d}{S_s} \quad (۹-۱۵-۱۰)$$

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

۹-۱۵-۳-۱  $V_c$  را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۵-۳-۱ تا ۹-۱۵-۳-۳ و یا با

جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۹-۱۵-۲-۲ محاسبه نمود.

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

$$V_c = v_c b_w d \quad (۹-۱۵-۳)$$

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

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

۹-۱۵-۴-۶ حداکثر فواصل خاموت برشی

۹-۱۵-۴-۶-۱ فاصله بین خاموت‌های برشی عمود بر محور عضو نباید از  $\frac{d}{3}$  بیشتر باشد.

۹-۱۵-۴-۶-۲ فاصله بین خاموت‌های مایل و یا میله‌های طولی خم شده باید چنان باشد که هر

خط ۴۵ درجه‌ای که به طرف عکس‌العمل از وسط مقطع،  $\frac{d}{4}$  تا میله‌های کششی طولی رسم

شود، حداقل به وسیله یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.

۹-۱۵-۴-۶-۳ در صورتی که مقدار  $V_u$  بیشتر از  $0.125\phi_c f_c b_w d$  باشد، حداکثر فواصل داده شده در

بندهای ۹-۱۵-۴-۶-۱ و ۹-۱۵-۴-۶-۲ باید به نصف تقلیل داده شوند.