

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
hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل

۱- یک ساختمان صنعتی با گروه خطرپذیری سه و با بام نیمه برفگیر در محدوده شهرستان قزوین با گروه ناهمواری محیط متوسط و سقف شیبدار دوطرفه متقارن با زاویه شیب 35 درجه است. در صورتی که زیر بام باز و بدون گرمایش باشد، مقدار برف متوازن برحسب kN/m^2 به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (شرایط لغزنده بودن برای بام برقرار نیست)

1.26 (۴)

0.96 (۳)

1.10 (۲)

1.33 (۱)

گزینه ۴

طبق جزوه بارگذاری اینجانب:

۲-۷-۶ بار برف بام

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:

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

که در آن:

۴-۷-۶ ضریب برفگیری C_e جدول ۶-۷-۲ ضریب برفگیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برفریز	بام نیمه برفگیر	بام برفگیر
زیاد	۰.۹	۱.۰	۱.۲
متوسط	۰.۹	۱.۰	۱.۱
کم	۰.۸	۰.۹	۱.۰

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 ، به صورت زیر تعیین می‌شود:

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

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

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

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

$$\rightarrow \text{بام شیب دار} \begin{cases} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 5^\circ \\ C_t = 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 10^\circ \\ C_t \geq 1.2 \rightarrow \alpha_0 = 15^\circ \\ C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 30^\circ \\ C_t \geq 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 45^\circ \end{cases}$$

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

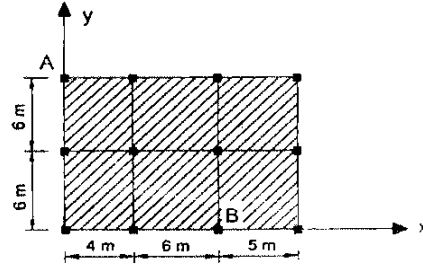
$C_s = 1 \rightarrow$ بام های کنگره ای و شیب دار دندانه ای

$$P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g = 0.7 \times 1 \times 1.2 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 1.26$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲- در شکل زیر پلان سقف یک ساختمان یک طبقه مسکونی متعارف نشان داده شده است. با فرض صلب بودن دیافراگم، محاسبات نشان می‌دهد که برای نیروی زلزله در راستای y ، تغییر مکان نسبی نقاط A و B در راستای y به ترتیب ۳۲ و ۲۳ میلی‌متر است. با این اطلاعات کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟ (در محاسبات $A_j=1$ و پیچش تصادفی منظور شده است. نیروی زلزله بر اساس زمان تناوب حاصل از تحلیل دینامیکی که بزرگ‌تر از زمان تناوب تجربی است به دست آمده است)

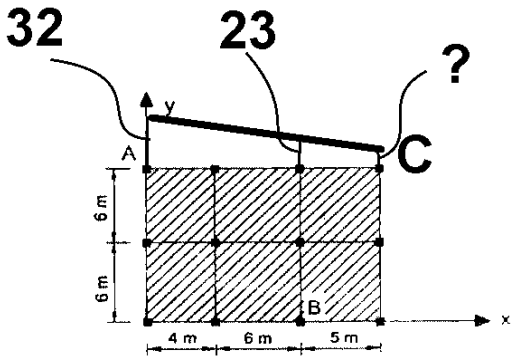
- (۱) سازه در پلان منظم است.
 (۲) سازه در پلان دارای نامنظمی پیچشی شدید است.
 (۳) سازه در پلان دارای نامنظمی پیچشی زیاد است.
 (۴) اگر به‌ازای زلزله در راستای x ، سازه فاقد نامنظمی پیچشی باشد، آنگاه سازه منظم است.



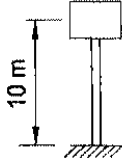
گزینه ۳

سازه تحت زلزله Y نامنظم پیچشی زیاد است ولی نامنظم شدید پیچشی نیست:

$$\left. \begin{array}{l} \Delta_A = 32 \text{ mm} \\ \Delta_B = 23 \text{ mm} \\ \Delta_C = \left(23 - \frac{32 - 23}{10} \times 5 \right) = 18.5 \text{ mm} \end{array} \right\} \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} = \frac{32}{\left(\frac{32 + 18.5}{2} \right)} = 1.267$$



۳- مخزن آب استوانه‌ای بتنی به قطر داخلی ۴ متر و ارتفاع داخلی ۴ متر، با زمان تناوب در حالت پر ۰.۴۸ ثانیه و در منطقه ناغان روی خاک نوع II مستقر می‌باشد. جرم مؤثر مخزن خالی ۴۰۰۰۰ kg است. فاصله مرکز جرم مخزن پر از تراز پایه برابر ۱۰ m می‌باشد. با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ و بدون توجه به دستورالعمل‌های دیگر، لنگر واژگونی ناشی از زلزله در پای ستون مخزن در حالت پر بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (از اثر P-Δ صرف‌نظر شود).



- (۱) ۴۳۰۰
(۲) ۵۵۰۰
(۳) ۶۳۰۰
(۴) ۷۱۰۰

گزینه ۲

2

۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمانی

۱-۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمانی مطابق فصل سوم می‌باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه‌ها در بندهای (۲-۵) تا (۵-۲-۱۰) 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.

۳-۲-۵ زمان تناوب نوسان اصلی سازه، T در این سازه‌ها زمان تناوب نوسان اصلی سازه باید با استفاده از روش تحلیل مناسبی محاسبه گردد. استفاده از روابط تجربی بند (۳-۳-۳) مجاز نمی‌باشد.

۴-۲-۵ وزن مؤثر لرزه‌ای، W

وزن مؤثر لرزه‌ای در این نوع ساختمانی شامل وزن‌های زیرند:

الف- بارهای مرده ناشی از وزن اجزای سازه و تجهیزات صنعتی

ب- حداقل ۴۰ درصد بار زنده کفها

پ- وزن محتویات در زمان بهره‌برداری

در مواردی که در شرایط استثنایی محتویات تجهیزات صنعتی بنا به دلایل خاصی افزایش پیدا می‌کند، وزن اضافی نباید در محاسبه W اثر داده شود.

در سیلوهای حاوی مواد دانه‌ای می‌توان ۸۰ درصد وزن این مواد را در محاسبه W منظور نمود.

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

سیستم سازه	جزئیات	R _u	Ω ₀	C _d	H _m (متر)
بوتکر، مخزن، ظرف یا کندوی	برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲/۵	۵۰
ظرف افقی	برروی پایه‌های مهاربندی نشده یا مهاربندی شده نامتقارن	۲	۲	۲/۵	۳۰
ظرف افقی جوش شده	با پایه زین‌شکل فولادی	۳	۲	۲/۵	

۳-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمانی و متکی بر زمین

متکی بر زمین

۱-۳-۵ ضوابط این نوع سازه‌ها عیناً مشابه سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمانی، 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 به‌دست می‌آیند:

۱- در موارد کلی

$$V_{u\min} = 0.09W \quad (۳-۵)$$

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

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

۱-۱-۳-۳ نیروی برشی پایه V_u

$$V_u = CW \quad (۱-۲)$$

در این رابطه:

V_u: نیروی برشی در حد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۱-۲). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

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

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (۲-۳)$$

$$W = D + L = 40000 + (4 \times \pi \times 2^2) \times 1000 = 90240 \text{ kg} = 885.2 \text{ kN}$$

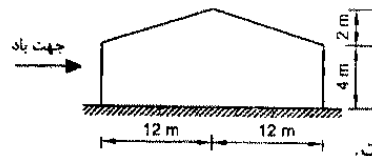
$$\left. \begin{array}{l} T_s = 0.5 \\ T_0 = 0.1 \\ S = 1.5 \\ S_0 = 1 \end{array} \right\} T = 0.48 \rightarrow \left. \begin{array}{l} B_1 = (S + 1) = 2.5 = 2.5 \\ N = 1 \end{array} \right\} B = B_1 N = 2.5$$

$$T = 0.48 \text{ Sec} \rightarrow V_u = \frac{ABI}{R_u} W = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1.4}{2} (885.2) = 542.185 \text{ kN}$$

$$V_{u-\min} = 0.09W = 0.09 \times (885.2) = 79.7 \text{ kN}$$

$$M = 542.185 \times 10 = 5422 \text{ kN.m}$$

۴- سالن صنعتی شکل زیر در منطقه با باربرف زیاد واقع شده است. بیشترین شدت بار بر واحد سطح افق ناشی از بار نامتوازن برف به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ ($P_r = 1.2 \text{ kN/m}^2$)



$$P_{\max} = 1.8 \text{ kN/m}^2 \quad (۱)$$

$$P_{\max} = 1.2 \text{ kN/m}^2 \quad (۲)$$

$$P_{\max} = 2.7 \text{ kN/m}^2 \quad (۳)$$

(۴) نیازی به در نظر گرفتن بارگذاری نامتوازن برف نیست.

$$P_r = 1.2$$

$$l_u = 12 \text{ m} \rightarrow h_d = 0.12 \sqrt[3]{12^4 \sqrt{100 \times 1.5 + 50}} - 0.5 = 0.533 \text{ m}$$

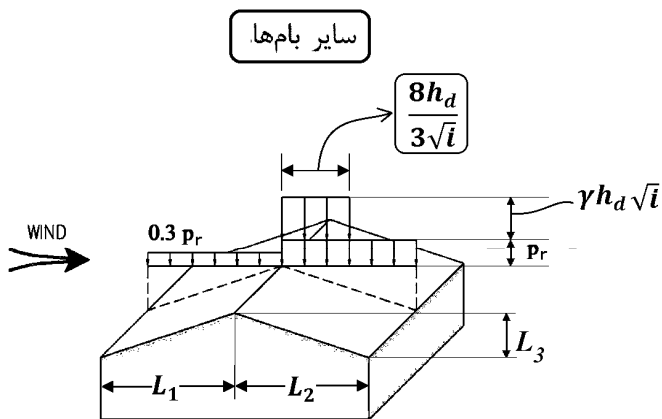
$$\gamma = 0.43 \times 1.5 + 2.2 = 2.845$$

$$i = \frac{2}{12} = 0.16667$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma h_d \sqrt{i} = 0.619 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{array} \right\}$$

$$\text{بار نامتوازن} = 1.2 + 0.619 = 1.819 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

شکل زیر مربوط به بار برف از جزوه بارگذاری بنده می باشد:



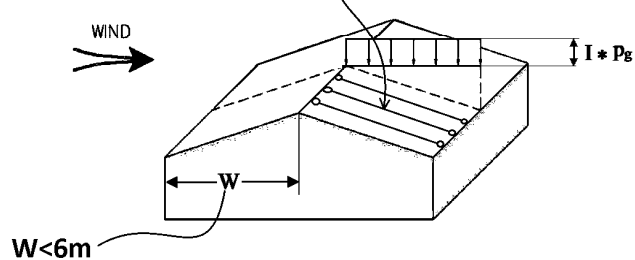
$$l_u: \begin{cases} L_2 < 6\text{m} \rightarrow l_u = 6\text{m} \\ L_2 \geq 6\text{m} \rightarrow l_u = L_1 \end{cases}$$

$$i = \frac{L_3}{L_2}$$

$$h_d = 0.12 \sqrt[3]{l_u \sqrt{100 \cdot P_g + 50}} - 0.5$$

$$\gamma = 0.43 P_g + 2.2 \quad \text{کیلونیوتن بر متر مکعب}$$

بامهای با فاصله افقی کمتر از ۶ متر بین تاج و پای شیب با تیرهای با تکیه‌گاه ساده بین تاج و پای شیب،



$$W < 6\text{m}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵- پس از انجام تحلیل سه بعدی یک ساختمان مجموع جرم‌های مؤثر مدهای نوسان نسبت به جرم کل مطابق جدول زیر گزارش شده است. برای تحلیل طیفی سه‌بعدی این ساختمان حداقل چند مد نوسانی می‌توانست در نظر گرفته شود؟ (مودهای پیچشی مدنظر نیست)

مد نوسانی	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
مجموع جرم مؤثر در راستای X نسبت به جرم کل	65%	70%	78%	79%	84%	87%	89%	91%	93%	96%
مجموع جرم مؤثر در راستای Y نسبت به جرم کل	2.5%	67%	72%	75%	80%	91%	92%	95%	96%	98%

(۲) 6 مد نوسانی

(۱) 5 مد نوسانی

(۴) 8 مد نوسانی

(۳) 7 مد نوسانی

گزینه ۴

با توجه به بند زیر باید ۸ مد انتخاب شود تا در هر دو راستا ۹۰ مشارکت داشته باشیم.

۳-۱-۲ تعداد مدهای نوسان

در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید تمام مدهای نوسان که مجموع جرم‌های مؤثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، در نظر گرفته شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۶- برای کدام خاک از میان خاک‌های زیر، نسبت تغییرشکل افقی مرتبط به فشار مقاوم به تغییر شکل افقی مرتبط به فشار محرک کمترین می‌باشد؟

- ۱) ماسه سست
- ۲) رس متراکم
- ۳) رس نرم
- ۴) ماسه متراکم

با توجه به جدول زیر گزینه ۳ صحیح است.

۷-۵-۴-۲ فشار در حالت محرک و مقاوم خاک

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

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۷- کدامیک از موارد زیر برای ارزیابی خطر گود صحیح است؟ (hc عمق بحرانی گودبرداری و h عمق گود است)

- (۱) گود با شیب پایدار با عمق 14 متر با خطر زیاد ارزیابی می‌شود.
- (۲) گود با دیوار قائم با $\frac{h}{h_c} = 2.7$ با خطر زیاد ارزیابی می‌شود.
- (۳) ارزیابی خطر گود فقط به منظور انتخاب روش تحلیل پایداری گود انجام می‌شود.
- (۴) گود با شیب پایدار با عمق 10 متر با خطر معمولی ارزیابی می‌شود.

با توجه به جداول زیر:

گزینه ۱ صحیح است.

گزینه های ۲ و ۴ نادرست هستند.

جدول ۷-۳-۲ ارزیابی خطر گود با شیب پایدار

خطر گود	عمق گود
معمولی	کمتر از ۹ متر
زیاد	بین ۹ تا ۲۰ متر
بسیار زیاد	بیش از ۲۰ متر

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

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

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

۷-۳-۳-۴ ارزیابی خطر گود

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۸- کدامیک از موارد زیر برای تحلیل پایداری گود صحیح است؟

- ۱) برای تحلیل پایداری یک گود می‌توان بار مرده ساختمان‌های مجاور را حداکثر تا 30% کاهش داد.
- ۲) در صورتی که گود برای 10 ماه طراحی می‌شود و نیازی به سازه نگهدارنده نباشد و براساس روش تنش مجاز طراحی شود، حداقل ضریب اطمینان برای پایداری کلی شیروانی برابر 1.3 است.
- ۳) در نظر گرفتن بار زلزله برای تحلیل پایداری گود موقت برای عمق گود بیش از 6 متر لازم است.
- ۴) بار زلزله برای تحلیل گود در شرایط میان مدت (یک تا سه سال) را می‌توان حداکثر تا 30% کاهش داد.

با توجه به بندهای زیر تنها گزینه ۲ صحیح است:

۳-۳-۳-۳-۷ در صورتی که در گودبرداری نیازی به سازه نگهدارنده نباشد، تحلیل پایداری با روش‌های تعادل حدی و بر اساس روش تنش مجاز انجام می‌گیرد. در این روش، حداقل ضرایب اطمینان به شرط موقت بودن گود (کمتر از یک سال) به شرح جدول ۳-۳-۷ باشد. البته طراح در این حالت نیز می‌تواند از حالات حدی استفاده نماید.

۳-۳-۳-۳-۷ برای تحلیل پایداری گود لازم است بار مرده ساختمان‌ها و ابنیه مجاور به طور کامل در نظر گرفته شود.

۳-۳-۳-۳-۷ برای تحلیل گود در شرایط موقت در نظر گرفتن بار زلزله لازم نیست.

جدول ۳-۳-۷ حداقل ضریب اطمینان برای پایداری کلی گود موقت

نوع	حداقل ضریب اطمینان پیشنهادی برای پایداری کلی
شیب‌های خاکبرداری	موقت ۱/۳
پایداری کلی شیروانی	۱/۳
بالا آمدن کف گود	۱/۵

۳-۳-۳-۳-۷ در صورتی که گود موقت نباشد باید نیروی زلزله لحاظ شود و در انتخاب ضریب اطمینان مناسب، دوام مصالح نیز مورد توجه باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۹- در محاسبات شمع‌ها کدامیک از موارد زیر صحیح نمی‌باشد؟

- ۱) در ارزیابی تغییرمکان جانبی بالای شمع‌ها استفاده از روش منحنی $p-y$ به شرط استفاده از منحنی مناسب برای خاک‌های اصطکاکی و چسبنده، قابل قبول می‌باشد.
- ۲) از روش "شمع کاهنده نشست" می‌توان در طراحی گروه شمع استفاده نمود.
- ۳) در تحلیل گروه شمع با لحاظ نمودن سهم باربری خاک و ضرایب اندرکنش بین فنرها، می‌توان خاک زیر سر شمع را به صورت فنر در نظر گرفت.
- ۴) برای محاسبه نهایی نشست گروه شمع می‌توان از مدل‌سازی خاک با فنر (مدل وینکلر) استفاده نمود.

گزینه ۴

۷-۶-۵-۲ تغییرمکان جانبی

۷-۶-۵-۲ از روش منحنی‌های $p-y$ می‌توان در تحلیل استفاده نمود، به شرط آنکه از منحنی‌های مناسب برای خاک‌های اصطکاکی و چسبنده استفاده گردد.

۷-۶-۶-۱ طراحی طبق این مقررات با روش‌های سنتی و همچنین روش شمع‌های کاهنده نشست (موسوم به پی-شمع) به شرح مندرج در بند ۷-۶-۶-۳ قابل قبول است.

۷-۶-۶-۳ در تحلیل گروه شمع با لحاظ کردن سهم باربری خاک می‌توان خاک زیر پی گسترده (سرشمع) را به صورت فنر در نظر گرفت، ولی باید ضرایب اندرکنش بین فنرها لحاظ گردد. خاک اطراف شمع در هر عمق با ۳ فنر (یک قائم و ۲ افقی) تحلیل می‌شود. در این صورت رفتار فنر قائم زیر نوک شمع ($Q-Z$)، فنرهای قائم اصطکاکی جدار شمع ($t-Z$) و فنرهای افقی در جدار شمع ($p-y$) و به ویژه مقدار سختی آنها باید بر اساس اندازه‌گیری در ساختگاه پروژه یا داده‌های تجربی قابل قبول از سایت‌ها و شمع‌های مشابه تعیین گردد.

۷-۶-۶-۲ نشست گروه شمع

نشست گروه شمع با توجه به نکات زیر تعیین گردد.

۷-۶-۶-۱ تخمین اولیه نشست گروه شمع را می‌توان با فرض پی گسترده معادل تخمین زد، عمق پی گسترده معادل باید با توجه به نسبت باربری نوک و جدار شمع تعیین گردد.

۷-۶-۶-۲ محاسبه نهایی نشست گروه شمع با مدلسازی خاک با فنر (مدل وینکلر) قابل قبول نیست، زیرا این روش برای محاسبه نشست دقت ندارد. باید تحلیل گروه شمع با لحاظ نمودن اندرکنش‌های مختلف بین شمع، خاک و سرشمع انجام گیرد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۰- در روش تنش مجاز طراحی پی سطحی، برای محاسبه نشست درازمدت خاک‌های چسبنده چند درصد بار زنده باید اعمال شود؟

- ۵۰ (۱)
۳۳ (۲)
۲۵ (۳)
صفر (۴)

گزینه ۱

۱-۵-۴-۷ روش تنش مجاز

۱-۱-۵-۴-۷ ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می‌باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می‌باشد.

۲-۱-۵-۴-۷ در خاک‌های چسبنده فقط ۵۰٪ بار زنده در محاسبات نشست دراز مدت اعمال می‌شود.

www.hoseinzadeh.net

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۱- برای کاربرد در ساختمان‌های با مصالح بنایی، کدامیک از عبارات‌های زیر صحیح نمی‌باشد؟

- ۱) در ساخت ملات‌های سیمانی نسبت ماسه به سیمان می‌تواند ۴ به ۱ باشد.
- ۲) ملات‌های ساروج در طبقه‌بندی ملات‌های آهکی قرار می‌گیرند.
- ۳) در ساخت ملات ماسه-آهک می‌توان از ماسه خاک‌دار با ۱۰ درصد خاک رس استفاده کرد.
- ۴) ملات‌های باتارد در طبقه‌بندی ملات‌های سیمانی قرار می‌گیرند.

گزینه ۳

۱-۲-۲-۲-۸ انواع ملات‌ها

الف) ملات‌های سیمانی

ملات‌های ماسه-سیمان و ماسه-سیمان-آهک در این گروه قرار می‌گیرند.

ملات ماسه-سیمان: این ملات متشکل از ماسه و سیمان بوده و نسبت ماسه به سیمان از ۵ به ۱ تا

۳ به ۱ متغیر است. رعایت موارد زیر برای ملات ماسه سیمان ضروری است:

ملات ماسه-سیمان-آهک (باتارد): ملات ماسه-سیمان-آهک با نسبت‌های مختلفی از سیمان، آهک، ماسه و آب کافی ساخته می‌شود.

ب) ملات‌های آهکی

ملات‌های گل-آهک، ماسه-آهک و ملات‌های ساروج در این گروه قرار می‌گیرند.

ملات ماسه-آهک: ماده پرکننده این ملات، ماسه و ماده چسباننده آن، آهک است. نسبت حجمی ماسه و آهک در ساخت ملات ماسه-آهک نیز یک حجم آهک و سه حجم ماسه می‌باشد. برای ساخت این ملات نیز باید همانند ملات گل-آهک عمل کرد. توصیه می‌شود در ساخت این ملات از ماسه کفی (ماسه خاک‌دار که حداکثر ۵ درصد خاک رس دارد) استفاده شود. از این ملات فقط می‌توان برای اندود سطوح استفاده نمود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۲- در یک ساختمان بنایی غیرمسلح از مصالح سنگی، ضخامت یکی از دیوارها 450 میلی‌متر است. برای نعل درگاه در ورودی در این دیوار، از چوب‌هایی به عرض 60 mm استفاده خواهد شد. برای ایجاد این نعل درگاه حداقل چند عدد از این قطعه چوبی لازم است؟

- | | |
|-------|-------|
| 5 (۲) | 4 (۱) |
| 7 (۴) | 6 (۳) |

گزینه ۲

۸-۶-۵-۱۰ نعل درگاه

برای نصب نعل درگاه‌ها علاوه بر ضوابط بند ۸-۳-۱-۱۲ رعایت شرایط ذیل نیز الزامی است:

(ب) ساختمان‌های خشتی و سنگی

۱- نعل درگاه می‌تواند از چوب یا خشت باشد. در صورتی که نعل درگاه چوبی باشد باید از

چوب‌هایی به قطر یا ضخامت حداقل ۵۰ میلی‌متر استفاده شود.

۲- مجموع قطر یا عرض چوب‌های به کار رفته در نعل درگاه باید دو سوم ضخامت دیوار را

بپوشاند.

۳- نعل درگاه باید از هر طرف حداقل به اندازه ضخامت دیوار ادامه داشته و در دیوار مهار شود.

۴- نعل درگاه خشتی باید به صورت قوسی با حداقل خیز برابر با یک سوم عرض دهانه درگاه

ساخته شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۳- حداقل ابعاد اسمی یک ستون بنایی در ساختمان‌های بنایی مسلح برحسب میلی‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۲۵۰ (۱) ۳۰۰ (۲) ۳۵۰ (۳) ۴۰۰ (۴)

گزینه ۲

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

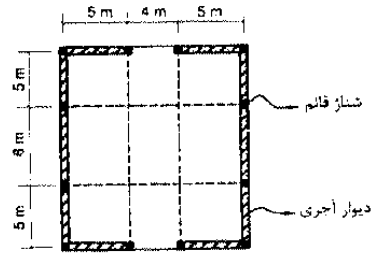
۱) ۸-۴-۵-۲ حداقل ابعاد ستون

ابعاد اسمی یک ستون بنایی نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

www.hoseinzadeh.net

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۴- پلان یک ساختمان یک طبقه با مصالح آجری محصور شده با کلاف در شهر کرج در شکل زیر مشخص شده است. هرگاه ضخامت دیوارها یکسان فرض شود، حداقل ضخامت مورد نیاز دیوارها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (ابعاد کلاف قائم برابر عرض دیوار فرض شود)



350 mm (۱)

400 mm (۲)

450 mm (۳)

500 mm (۴)

گزینه ۳

شهر کرج در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد قرار دارد.

در راستای x داریم:

$$\frac{(5 + 5 + 5 + 5)t}{16.22 \times 14} > 0.04 \rightarrow t > 0.448 \text{ m}$$

در راستای y داریم:

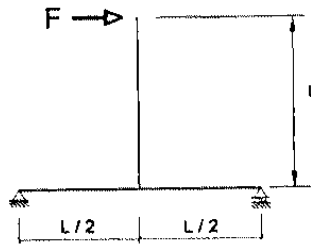
$$\frac{(16 + 16)t}{16 \times 14} > 0.04 \rightarrow t > 0.28 \text{ m}$$

جدول ۸-۵-۲ حداقل درصد دیوار نسبی در هر امتداد ساختمان آجری محصور شده با کلاف

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۵- جابجایی افقی محل اثر نیروی F چقدر است؟ (تمام اعضا دارای صلبیت خمشی EI می باشند. از تغییر شکل محوری و برشی اعضا صرف نظر شود)



$$\frac{5 FL^3}{12 EI} \quad (۱)$$

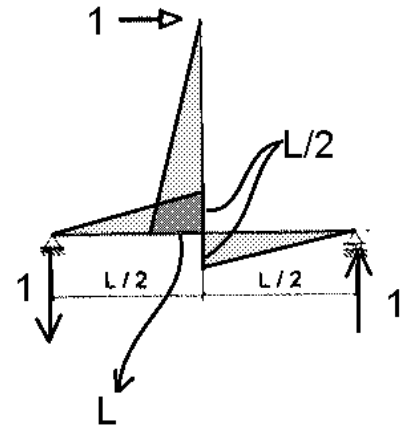
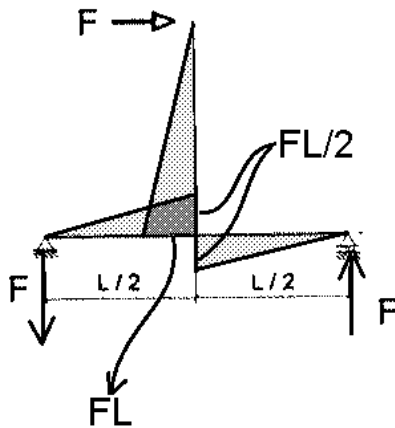
$$\frac{FL^3}{2 EI} \quad (۲)$$

$$\frac{7 FL^3}{12 EI} \quad (۳)$$

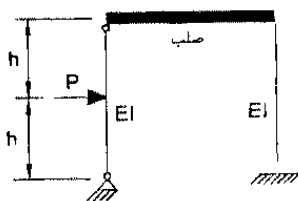
$$\frac{11 FL^3}{24 EI} \quad (۴)$$

گزینه ۱

$$\left(\frac{L \times L \times FL}{3EI} \right) + \left(\frac{\frac{L}{2} \times \frac{L}{2} \times \frac{FL}{2}}{3EI} \right) + \left(\frac{\frac{L}{2} \times \frac{L}{2} \times \frac{FL}{2}}{3EI} \right) = \frac{5FL^3}{12EI}$$



۱۶- حداکثر لنگر خمشی ایجادشده در اعضای قاب شکل زیر چقدر است؟ (در تحلیل از تغییرشکل‌های محوری و برشی صرف‌نظر شود)



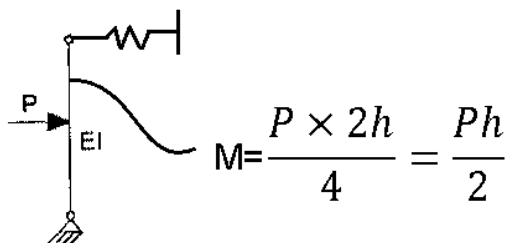
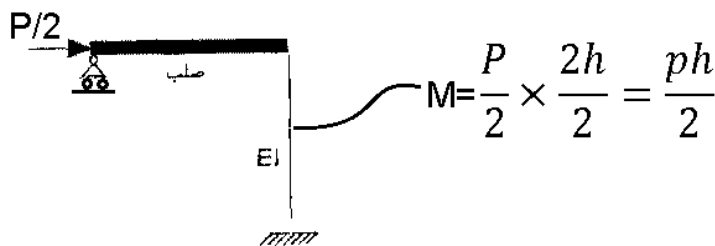
ph (۱)

ph/2 (۲)

ph/4 (۳)

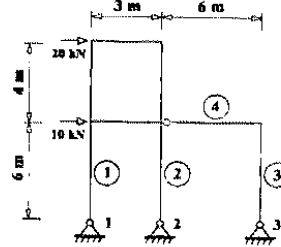
ph/8 (۴)

گزینه ۲



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۷- تحلیل خطی سازه زیر تحت اثر بار جانبی نشان می‌دهد که مقدار عکس‌العمل قائم تکیه‌گاه ۲، ۹۰ درصد مقدار عکس‌العمل قائم تکیه‌گاه شماره ۱ و در خلاف جهت آن است (عکس‌العمل قائم تکیه‌گاه ۲ خلاف جهت عکس‌العمل تکیه‌گاه ۱ است). برش در ستون شماره ۱ تحت این بارگذاری به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (در تحلیل از تغییرشکل‌های برشی و محوری صرف‌نظر شده است. اتصال تیر ۴ به قاب دو طبقه مفصلی است. مشخصات مصالح و مقطع کلیه ستون‌های سازه یکسان بوده و از وزن سازه صرف‌نظر شود)



7.2 kN (۱)

15 kN (۲)

15.8 kN (۳)

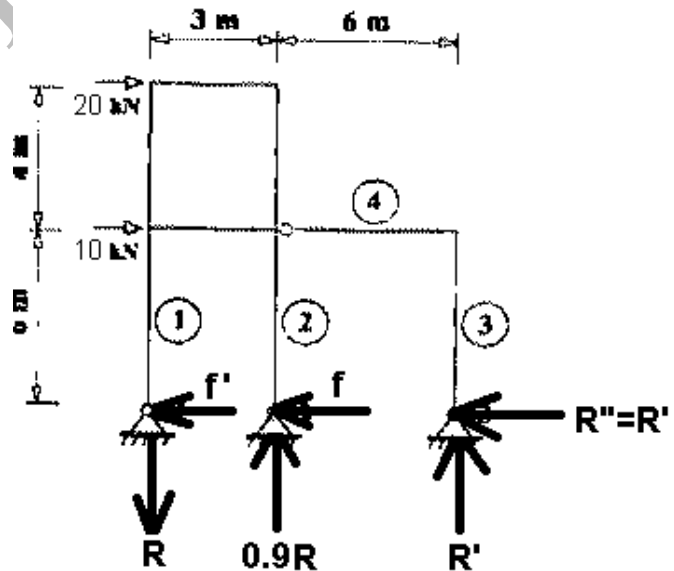
11.4 kN (۴)

$$\sum F_y = 0 \rightarrow -R + 0.9R + R' = 0 \rightarrow R' = 0.1R$$

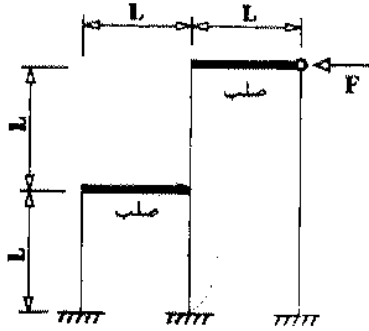
$$\sum M_1 = 0 \rightarrow 10 \times 6 + 20 \times 10 - 0.9R \times 3 - 0.1R \times 9 = 0 \rightarrow R = 72.22 \text{ kN}$$

با توجه به اینکه ستون‌های ۱ و ۲ یکسان هستند، و با توجه به اینکه از تغییرشکل‌های محوری صرف‌نظر شده است، مقادیر f و f' با هم برابر خواهند بود. بنابراین

$$\sum F_x = 0 \rightarrow f + f' + 7.222 - 30 = 0 \rightarrow f = 11.38$$



۱۸- جابجایی افقی نقطه اثر نیرو در سازه نشان داده شده برابر با کدامیک از گزینه‌های زیر است؟
 (اعضای افقی صلب بوده و ممان اینرسی و مدول الاستیسیته تمامی ستون‌ها به ترتیب I و E فرض شود. همچنین در تحلیل از تغییرشکل‌های محوری و برشی اعضا و نیز از وزن سازه صرف‌نظر نمایید.)



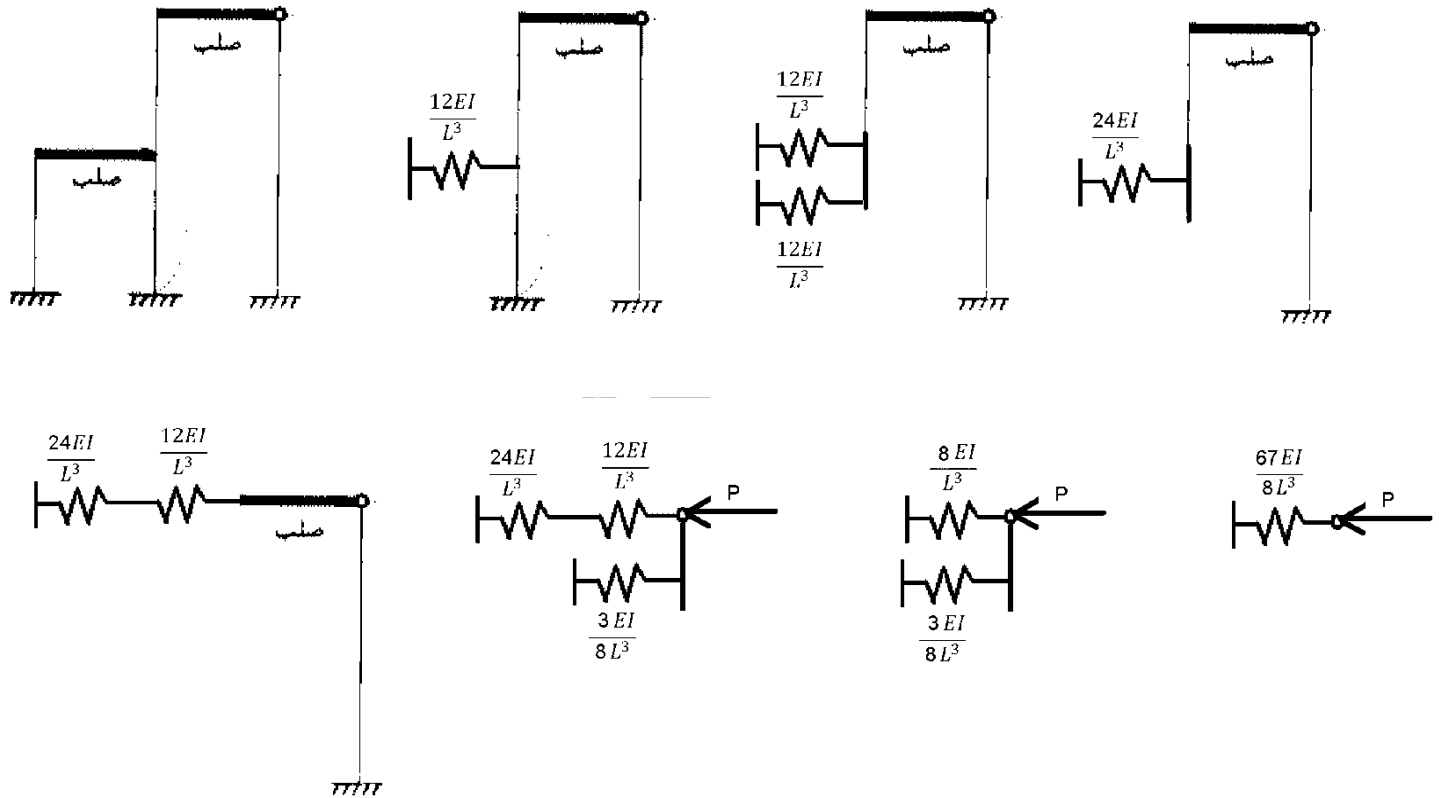
(۱) $\frac{3 FL^3}{67 EI}$

(۲) $\frac{5 FL^3}{12 EI}$

(۳) $\frac{23 FL^3}{48 EI}$

(۴) $\frac{15 FL^3}{24 EI}$

گزینه ۱



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۹- برای تیر بتنی درجا با تکیه‌گاه ساده تحت بار گسترده یکنواخت، تغییرشکل اضافی ایجاد شده در طول زمان (اضافه افتادگی درازمدت) برابر 30 mm برآورد شده است. بتن از رده C30 و نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح مقطع مؤثر برابر 0.0025 است. اگر به جای بتن C30، از بتن C25 استفاده شود، برای آنکه اضافه افتادگی مزبور بیشتر از 30 mm نشود، حداقل مقدار نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح مقطع مؤثر حدوداً به چه میزانی باید در نظر گرفته شود؟ (جرم مخصوص بتن‌ها یکسان فرض شده و از اثر تغییرات نوع بتن و فولاد فشاری در ممان اینرسی مؤثر مقطع صرف‌نظر شود)

$$0.0040 \quad (۲)$$

$$0.0035 \quad (۱)$$

$$0.0070 \quad (۴)$$

$$0.0055 \quad (۳)$$

گزینه ۲

$$\left. \begin{aligned} \left(\Delta_{\text{دراز مدت}} \right)_I &= \Delta_{\text{مرده}} \times \lambda = \frac{5q_D L^4}{384EI_e} \times \lambda \\ \left(\Delta_{\text{دراز مدت}} \right)_{II} &= \Delta_{\text{مرده}} \times \lambda = \frac{5q_D L^4}{384EI_e} \times \lambda \end{aligned} \right\} \left(\Delta_{\text{دراز مدت}} \right)_{II} = \left(\Delta_{\text{دراز مدت}} \right)_I \rightarrow \left(\frac{\lambda}{E} \right)_I = \left(\frac{\lambda}{E} \right)_{II}$$

با تغییر مقاومت فشاری بتن، مدول الاستیسیته نیز تغییر می‌کند:

$$\frac{E_I}{E_{II}} = \frac{(3300\sqrt{30} + 6900)}{(3300\sqrt{25} + 6900)} = 1.0673 \rightarrow \lambda_{II} = \frac{E_{II}}{E_I} \lambda_I$$

$$\frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{1}{1.0673} \times \frac{\xi}{1 + 50 \times 0.0025} \rightarrow \rho' = 0.004$$

۹-۱۳-۷ مشخصات مصالح

۹-۱۳-۷-۱ مقادیر مدول الاستیسیته بتن با جرم مخصوص (γ_c) بین ۱۵ تا ۲۵ kN/m^3 ، از رابطه

(۹-۱۳-۱) تعیین می‌گردد:

$$E_c = (3300 \cdot \sqrt{f_c} + 6900) \left(\frac{\gamma_c}{23} \right)^{1/5} \quad (۹-۱۳-۱)$$

۹-۱۷-۲-۳ تغییر شکل اضافی ایجاد شده در اعضا در طول زمان را که معمولاً «اضافه افتادگی درازمدت» نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصلضرب تغییر شکل آبی ناشی از بار دائمی در ضریب λ که از رابطه (۹-۱۷-۵) مشخص شده است، به دست آورد:

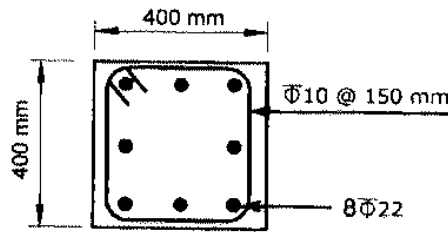
$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (۹-۱۷-۵)$$

در این رابطه ρ' مربوط به مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته و مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان، ξ ، برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

جدول ۹-۱۷-۵ مقدار ضریب ξ وابسته به زمان

۲/۰	زمان ۵ سال یا بیشتر
۱/۴	زمان ۱۲ ماه
۱/۲	زمان ۶ ماه
۱/۰	زمان ۳ ماه

۲۰- در ستون بتنی درجا ریخته شده غیر لرزه بر شکل زیر، حداکثر نیروی محوری مقاوم مقطع حدوداً چه مقدار است؟ (میلگردهای اصلی از نوع S500 و بتن از نوع C35 می باشند)



2356 kN (۱)

2982 kN (۲)

3312 kN (۳)

3982 kN (۴)

$$\alpha = 0.85 - 0.0015 \times 35 = 0.7975$$

$$\beta = 0.97 - 0.0025 \times 35 = 0.8825$$

$$A_s = 8 \times 3.14 \times 11^2 = 3039.5 \text{ mm}^2$$

$$N_{rmax} = 0.8(0.7975 \times 0.65 \times 35 \times (400^2 - 3039.5) + 0.85 \times 500 \times 3039.5) = 3311.633 \text{ N}$$

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

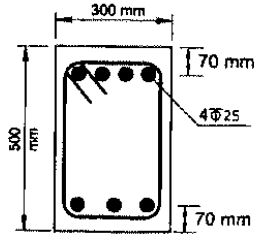
$$N_{rmax} = 0.8 [\alpha \phi f_c (A_g - A_{st}) + \phi f_y A_{st}] \quad \text{در صورت استفاده از تنگ‌های موازی} \quad (۴-۱۴-۹)$$

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

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \quad (۳-۱۴-۹)$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c$$

۲۱- در یک قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط، یک تیر بتنی درجا در محل تکیه‌گاه دارای مقطعی با جزییات شکل زیر می‌باشد. در صورتی که قسمت بالای تیر تحت کشش باشد، با در نظر گرفتن ضوابط طراحی در برابر زلزله، حداقل مقدار مساحت میلگردهای قسمت پایین مقطع، بدون توجه به مقدار محاسباتی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فولاد میلگردها S400 و بتن از نوع C25 می‌باشد. همچنین در محاسبه مقاومت خمشی مقطع از اثر آرماتورهای فشاری صرف نظر شود)



۱) 560 میلی متر مربع

۲) 460 میلی متر مربع

۳) 400 میلی متر مربع

۴) 680 میلی متر مربع

گزینه ۱

$$A_s^- = 1962 \text{ mm}^2$$

روش تقریبی: با فرض اینکه بازوها (Z) برای خمش مثبت و منفی تقریباً برابر باشند داریم:

$$M_r^+ > \frac{M_r^-}{3} \rightarrow A_s^+ F_{dy} \left(d - \frac{A_s^+ (F_{yd})}{2\alpha(b)(f'_{cd})} \right) = \frac{A_s^- F_{dy}}{3} \left(d - \frac{A_s^- (F_{yd})}{2\alpha(b)(f'_{cd})} \right)$$

$$\rightarrow A_s^+ \left(430 - \frac{A_s^+ (0.85 \times 400)}{2 \times 0.81(30)(0.65 \times 25)} \right) = \frac{1962}{3} \left(430 - \frac{1962 (0.85 \times 400)}{2 \times 0.81(30)(0.65 \times 25)} \right)$$

$$A_s^+ = 557 \text{ mm}^2$$

۹-۲۲-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۳-۱-۳ اعضای تحت خمش در قابها ($N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۱-۳-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹-۲۳-۱-۳-۲ در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک‌سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول عضو، نباید از یک‌پنجم حداکثر مقاومت خمشی هر یک از دو انتهای عضو کمتر باشد. ۹-۲۳-۱-۳-۲ در هر عضو خمشی حداقل یک پنجم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه‌گاه‌ها، هر آنها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱ اعضای تحت خمش در قابها ($N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۱-۲ آرماتور طولی

۹-۲۳-۴-۱-۲ در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه باشد. ۹-۲۳-۴-۱-۲-۱ مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نیابستی کمتر از یک‌چهارم مقاومت خمشی حداکثر تکیه‌گاه باشد.

۹-۲۳-۴-۱-۲ در اعضای خمشی T یا L شکل که با دال‌ها به صورت یکپارچه اجرا می‌شوند، مقدار آرماتوری که در بر ستون‌ها می‌توان برای خمش مؤثر در نظر گرفت، علاوه بر میلگرد واقع در جان تیر، به شرح (الف) تا (ث) این بند است:

الف- در ستون‌های داخلی وقتی که تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی با چهار برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

ب- در ستون‌های داخلی وقتی که ابعاد تیر عرضی وجود ندارد: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی دو و نیم برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

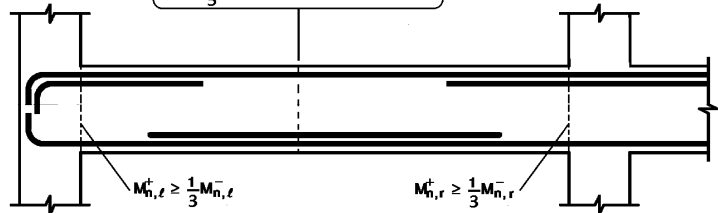
پ- در ستون‌های خارجی وقتی که تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است و لازم است میلگردهای عضو خمشی طولی مهار شوند: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی با دو برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

ت- در ستون‌های خارجی وقتی که تیر عرضی وجود ندارد: تمامی میلگردهایی که در عرض ستون واقع شده‌اند.

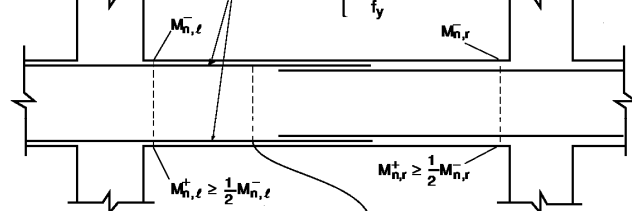
ث- در تمام حالات حداقل ۷۵ درصد آرماتور فوقانی و نیز آرماتور تحتانی که ظرفیت خمشی مورد لزوم را تأمین می‌کنند باید از ناحیه هسته ستون عبور کنند و یا در آن مهار شوند.

$$M_n^+ \geq \frac{1}{5} \text{Max}(M_{n,l}^-, M_{n,l}^+, M_{n,r}^-, M_{n,r}^+)$$

$$M_n^- \geq \frac{1}{5} \text{Max}(M_{n,l}^-, M_{n,l}^+, M_{n,r}^-, M_{n,r}^+)$$



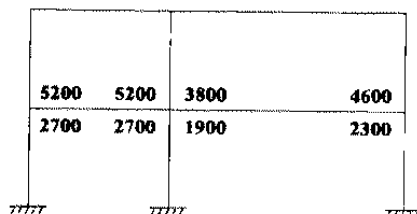
$$0.025 b_w d \geq (A_s^- \text{ or } A_s^+) \geq \begin{cases} 0.25 \sqrt{f_c} b_w d \\ \frac{f_y}{1.4 b_w d} \end{cases}, \text{ min. 2 bars continuous}$$



$$(M_n^- \text{ or } M_n^+) \text{ at any section} \geq \frac{1}{4} \text{Max}(M_{n,l}^-, M_{n,l}^+, M_{n,r}^-, M_{n,r}^+)$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۲- شکل زیر یک قاب بتن آرمه با شکل پذیری زیاد را نشان می‌دهد. اعداد بالا و پایین تیر طبقه اول به ترتیب سطح مقطع میلگردهای بالا و پایین تیر در محل تکیه‌گاه را بر حسب میلی‌متر مربع نشان می‌دهد. به لحاظ لرزه‌ای، نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال ستون میانی، چند برابر بیشترین نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال ستون‌های کناری است؟ (از برش در ستون‌ها صرف‌نظر و ابعاد مقطع تیر و عمق مؤثر آن در هر دو دهانه یکسان فرض شود). نزدیکترین گزینه به جواب را انتخاب کنید.



2 (۱)

1 (۲)

1.873 (۳)

1.365 (۴)

گزینه ۴

نیروی برشی مؤثر به ستون میانی:

$$V_p = \text{Max} \left(\frac{1.47F_{yd}(5200 + 1900)}{1.47F_{yd}(3800 + 2700)} \right) = 1.47F_{yd}(5200 + 1900) = 1.47F_{yd}(7100)$$

نیروی برشی مؤثر به ستون کناری:

$$V_p = \text{Max} \left(\frac{1.47F_{yd}(5200)}{1.47F_{yd}(4600)} \right) = 1.47F_{yd}(5200)$$

$$\frac{1.47F_{yd}(7100)}{1.47F_{yd}(5200)} = 1.365$$

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۴ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

۹-۲۳-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۳-۴-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براساس رابطه

(۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲

و ۹-۲۳-۴-۴-۱-۳ تعیین شوند.

۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال، V_u ، باید بر اساس تنش کششی برابر

$f_{yd}/47$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در

ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در

تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با

لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr} ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این

لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

۲۳- برای افزایش نیروی برشی مقاوم (V_r) یک دیوار حائل بتنی درجا در برابر فشار خاک، از میلگردهای رکابی به قطر ۱۲ میلی‌متر با رعایت تمامی ضوابط فنی استفاده شده است. چنانچه عمق مؤثر مقطع دیوار ۴۲۰ mm، فاصله میلگردهای رکابی در ارتفاع دیوار ۲۰۰ mm و در جهت طول دیوار ۳۰۰ mm باشد، نیروی برشی مقاوم هر متر طول این دیوار بر حسب kN، به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (رده میلگرد و بتن به ترتیب S400 و C25 و بتن معمولی فرض شود. میلگردهای رکابی عمود بر محور طولی و ارتفاعی دیوار هستند)

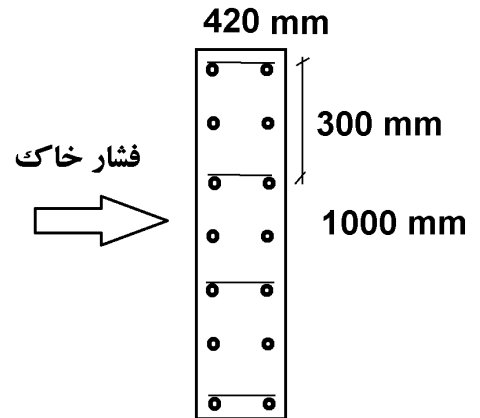
540 (۴)

630 (۳)

350 (۲)

270 (۱)

گزینه ۴



$$V_r = V_c + V_s = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}bd + \frac{A_v}{s}dF_{yd}$$

$$V_r = V_c + V_s = 0.2 \times 0.65\sqrt{25} \times 1000 \times 420 + \frac{\left(\frac{1000}{300} \times 3.14 \times 6^2\right)}{200} \times 420 \times 0.85 \times 400 = 542 \text{ kN}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۴- در طراحی یک ستون بتنی درجا با مقطع دایره‌ای برای یک ترکیب بارگذاری خاص، تمام ضوابط فنی رعایت و نسبت S_u (نیروی ایجاد شده در مقطع یا نیروی نهایی موجود) به S_r (نیروی مقاوم مقطع)، با فرض استفاده از میلگردهای مارپیچ، ۰.۹۷ محاسبه شده است. اگر با رعایت تمام ضوابط فنی، در این ستون به جای میلگرد مارپیچ از تنگ‌های موازی معادل آن استفاده شود، در مورد نسبت S_u به S_r کدام گزینه صحیح خواهد بود؟ (توجه شود که در ترکیب بارگذاری موردنظر، برش نهایی در ستون در برابر نیروی مقاوم برشی مقطع ناچیز و غیرکنترل‌کننده می‌باشد)

۱) نسبت S_u به S_r ممکن است حداکثر به ۱.۰۳ برسد.

۲) نسبت S_u به S_r تغییر نمی‌کند.

۳) نسبت S_u به S_r کاهش می‌یابد.

۴) نسبت S_u به S_r حدود ۱۵ درصد افزایش می‌یابد.

گزینه ۱

در صورتی که نیروی مورد نظر فشار خالص باشد، مقاومت فشاری ستون با تنگ کمتر از مقاومت همان ستون با دورپیچ می‌باشد:

$$\frac{S_u}{S_{r-\text{دورپیچش}}} = 0.97 \quad \rightarrow \quad \frac{S_u}{S_{r-\text{تنگ}}} = \frac{S_u}{\frac{0.8}{0.85} S_{r-\text{دورپیچش}}} = \frac{0.97}{\frac{0.8}{0.85}} = 1.03$$

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

$$N_{r\max} = 0.8 [\alpha_1 \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_y f_y A_{st}] \quad \text{در صورت استفاده از تنگ‌های موازی} \quad (۹-۱۴-۴)$$

$$N_{r\max} = 0.85 [\alpha_1 \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_y f_y A_{st}] \quad \text{در صورت استفاده از دورپیچ}$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.015 f_c \quad (۹-۱۴-۳)$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.025 f_c$$

ولی اگر نیروی وارد به صورت خمشی باشد، این نسبت تغییر نمی‌کند. بنابراین بسته به نوع نیروی وارد شده ممکن است این نسبت بین ۰.۹۷ تا ۱.۰۳ تغییر کند.

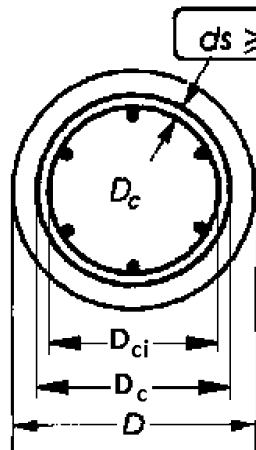
کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۵- ستونی دایره‌ای به قطر 500 میلی‌متر با آرماتور $\Phi 10$ دورپیچ با گام 60 میلی‌متر (محور تا محور) مفروض است. در صورتی که پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر باشد، نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

- (۱) 0.021
(۲) 0.018
(۳) 0.013
(۴) 0.010

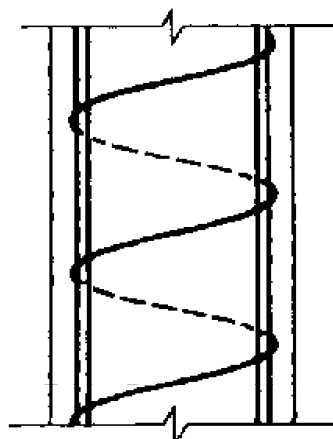
گزینه ۳

$$\rho = \frac{\pi(10)^2}{(500 - 100)60} = 0.013$$



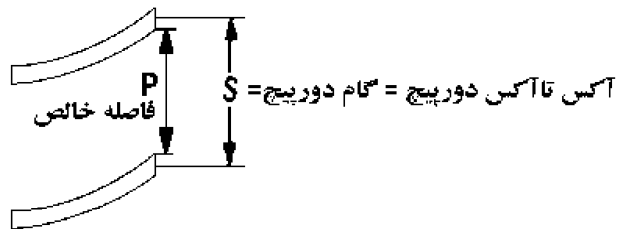
$$A_g = \pi D^2 / 4$$

$$A_c = \pi D_c^2 / 4$$



$$S \leq D_{ci} / 6$$

$$25\text{mm} \leq P \leq 75\text{mm}$$



ستونهای با شکل پذیری معمولی
ستونهای با شکل پذیری متوسط
ستونهای غیر لرزه‌ای



$$\rho_s = \frac{\pi(d_s)^2}{D_c S} \geq \cdot / 6 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

ستونهای با شکل پذیری زیاد



$$\rho_s = \frac{\pi(d_s)^2}{D_c S} \geq \begin{cases} \cdot / 18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \\ \cdot / 69 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \end{cases}$$

۲۶- یک مقطع مستطیل شکل بتن آرمه با $b=300\text{ mm}$ ، $h=500\text{ mm}$ ، $d=430\text{ mm}$ ، نوع بتن C25، نوع فولاد S400، پوشش بتن 50 mm و خاموت بسته $\Phi 10@100\text{ mm}$ تحت اثر نیروی برشی نهایی 100 kN و لنگر پیچشی نهایی 30 kN.m قرار دارد. حداکثر تنش بتن در این مقطع بر حسب MPa به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

4.00 (۱)

3.50 (۲)

3.40 (۳)

3.80 (۴)

گزینه ۴

$$P_h = 2[(300 - 110) + (500 - 110)] = 1160\text{mm}$$

$$A_{oh} = (300 - 110)(500 - 110) = 74100\text{mm}^2$$

$$\tau = \sqrt{\left(\frac{100000}{300 \times 430}\right)^2 + \left(\frac{30 \times 10^6 \times 1160}{1.7 \times 74100^2}\right)^2} = 3.808\text{ MPa}$$

۹-۱۵-۳ حدافل آرماتور برشی

۹-۱۵-۴ چنانچه براساس بند ۹-۱۵-۱ طراحی برای پیچش لازم باشد، حدافل سطح مقطع خاموت برشی و پیچشی بسته در مجموع از رابطه (۹-۱۵-۱۴) بدست می آید.

$$(A_{sv} + 2A_t)_{\min} = 0.16 \sqrt{f_c} \frac{b_w S_n}{f_{yv}} \quad (9-15-14)$$

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

۹-۱۵-۱۰ محدودیت‌های آرماتورهای پیچشی

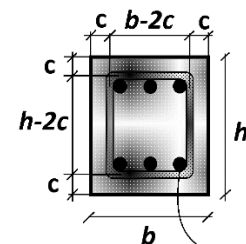
۹-۱۵-۱۰-۵ حداکثر فاصله بین خاموت‌های بسته پیچشی از رابطه (۹-۱۵-۲۰) تعیین می‌گردد:

$$S_{\max} = \min\left(\frac{P_h}{\lambda}, 300\right) \quad (9-15-20)$$

۹-۱۵-۱۰-۷ حداکثر تنش در مقاطع قوطی شکل از رابطه (۹-۱۵-۲۱) و در مقاطع توپر از رابطه (۹-۱۵-۲۲) بدست می‌آید.

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{\sqrt{17} A_{oh}} \leq 0.175 f_{cd} \quad (9-15-21)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{\sqrt{17} A_{oh}}\right)^2} \leq 0.175 f_{cd} \quad (9-15-22)$$



$$A_c = bh$$

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

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

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

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

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

۲۷- مقطع مستطیل شکل بتن آرمه به ابعاد $b=300 \text{ mm}$, $h=500 \text{ mm}$, پوشش بتن برابر 50 mm با خاموت بسته $\Phi 10@100 \text{ mm}$, نوع بتن C25 و نوع فولاد خاموت S340 مفروض است. با فرض قابل قبول بودن آرماتورهای طولی مقطع، و در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق تر، لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

35 (۲)

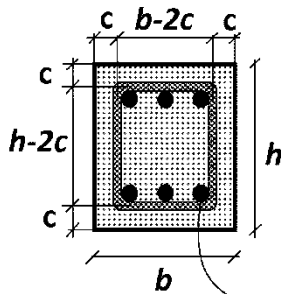
41 (۳)

22 (۲)

28 (۱)

گزینه ۱

$$T_s = 2 \times 0.85 \times [0.85(300 - 110)(500 - 110)](3.14 \times 5^2) \frac{340}{100} = 28.57 \text{ kN.m}$$



$$A_c = bh$$

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

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

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

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

قطر میلگرد طولی باید

حداقل $\frac{S_n}{16}$ باشد

۹-۱۵-۸ لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی

۹-۱۵-۸-۱ آرماتورهای پیچشی مورد نیاز برای تأمین لنگر پیچشی در یک قطعه شامل خاموت‌های قائم بسته یا دورپیچها و آرماتور طولی که بطور یکنواخت در اطراف مقطع پخش می‌شود، می‌باشند.

۹-۱۵-۸-۲ مقدار T_s با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۱۸) محاسبه می‌شود.

$$T_s = 2\phi_s A_o A_t \frac{f_{yv}}{S_n} \quad (9-15-18)$$

در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق تر مقدار A_o را می‌توان $0.85 A_{oh}$ منظور نمود.

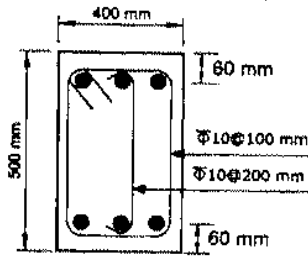
۹-۱۵-۸-۳ مقدار A_t مورد نیاز برای تأمین مقاومت T_s از رابطه (۹-۱۵-۱۹) به دست می‌آید:

$$A_t = \left(\frac{A_t}{S_n}\right) P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{y1}}\right) \quad (9-15-19)$$

همچنین نسبت $\frac{A_t}{S_n}$ باید برابر مقدار به دست آمده از رابطه (۹-۱۵-۱۸) باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۸- مقدار نیروی برشی مقاوم مقطع تیر بتنی درجا نشان داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (بتن C25 و از نوع معمولی و فولاد خاموتها S340 هستند. از اثر خمش و فشار محوری در تعیین مقاومت برشی صرفنظر شود)



247 kN (۱)

291 kN (۲)

363 kN (۳)

385 kN (۴)

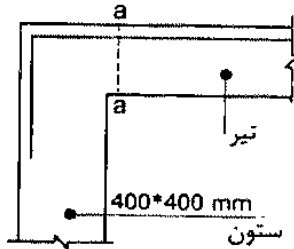
گزینه ۳

$$V_r = V_c + V_s = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}bd + \frac{A_v}{s}dF_{yd}$$

$$V_r = V_c + V_s = 0.2 \times 0.65\sqrt{25} \times 400 \times 440 + \left(\frac{2 \times 3.14 \times 5^2}{100} + \frac{3.14 \times 5^2}{200} \right) \times 440 \times 0.85 \times 340 = 364 \text{ kN}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۹- میلگردهای کششی اندود نشده لنگر خمشی منفی انتهای تیر بتنی درجا در یک ساختمان با شکل‌پذیری زیاد با استفاده از قلاب 90° استاندارد در داخل ستونی به ابعاد مقطع 400×400 mm مهار شده است. در صورتی که پوشش روی میلگرد قلاب‌شده برابر 50 میلی‌متر باشد، حداکثر قطر میلگرد قابل استفاده برای اینکه در مقطع a-a تنش در میلگرد بتواند به حد جاری شدن برسد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (نوع فولاد S340، نوع بتن C25 و بتن از نوع معمولی می‌باشد)



- (۱) 25 میلی‌متر
(۲) 20 میلی‌متر
(۳) 18 میلی‌متر
(۴) 16 میلی‌متر
- گزینه ۲

$$l_{dh} = 0.24 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times \frac{0.85 \times 340}{\sqrt{0.65 \times 25}} d_b < (400 - 50) \rightarrow d_b < 20.3 \text{ mm}$$

۹-۲۱-۷ طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش

۹-۲۱-۲-۱-۷ طول گیرایی یک میلگرد قلابدار در کشش، l_{dh} ، باید حداقل برابر مقدار رابطه (۹-۲۱-۵) در نظر گرفته شود. مقدار l_{dh} در هیچ حالت نباید کمتر از $8d_b$ و یا ۱۵۰ میلی‌متر اختیار گردد.

$$l_{dh} = \left[\frac{0.7 \gamma k_1 k_2 \beta \lambda \frac{f_y d}{f_{cd}}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b$$

(۹-۲۱-۵)

برای تعیین ضرایب β و λ به بند ۹-۲۱-۲-۴-۱ مراجعه شود.

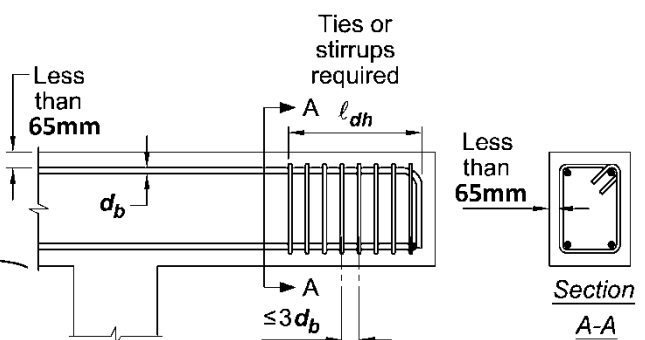
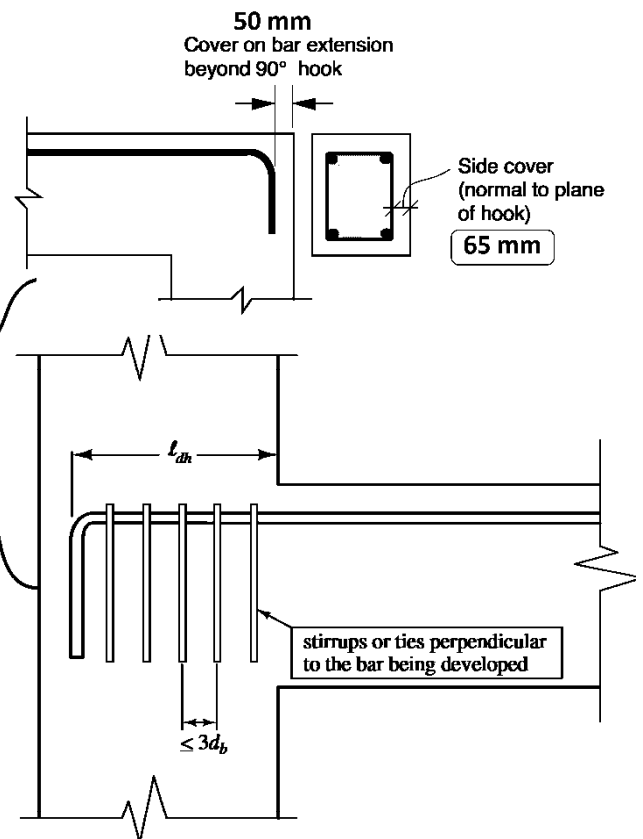
ضریب k_1 در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلابهای با خم ۱۸۰ درجه پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب، مساوی یا بیشتر از ۶۵ میلی‌متر و در قلابهای با خم ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب به ترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و ۵۰ میلی‌متر باشد. در این موارد ضریب k_1 را می‌توان برابر با ۰/۷ منظور کرد.

ضریب k_2 در تمامی موارد برابر یک منظور می‌شود مگر در مواردی که میلگردها در طول گیرایی با خاموت‌های با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از $3d_b$ محصور شده باشند، در این موارد ضریب k_2 را می‌توان ۰/۸ منظور کرد.

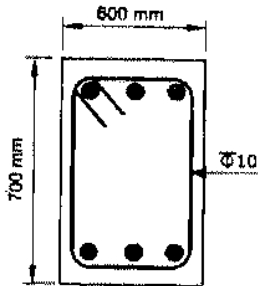
ضریب β ، یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد کمتر از $3d_b$ و فاصله آزاد میلگردها کمتر از $6d_b$ است، برابر با ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر ۱/۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است. لازم نیست حاصلضرب α و β بیشتر از ۱/۲ در نظر گرفته شود.

ضریب λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با یک می‌باشد.

۹-۲۱-۲-۲-۷ در انتهای غیرمتمد یک عضو که در آن برای مهار کردن میلگرد از قلاب استفاده شده است در صورتی که پوشش بتنی روی میلگرد در هر دو جهت، بالا و پایین و عمود بر صفحه قلاب، کمتر از ۶۵ میلی‌متر باشد باید میلگرد در طول گیرایی با خاموت‌هایی به فاصله کمتر از $3d_b$ از یکدیگر محصور شود.



۳۰- با فرض اینکه برای یک تیر با مقطع نشان داده شده در شکل زیر طراحی برای برش و پیچش الزامی باشد، فقط از منظر حداقل آرماتور برشی و پیچشی و بدون توجه به سایر الزامات از جمله الزامات لرزه‌ای، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته به قطر 10 میلی‌متر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر، میلگردها از رده S340 و بتن از نوع C35 است)



150 mm (۱)

125 mm (۲)

300 mm (۳)

250 mm (۴)

گزینه ۴

از نظر برش حداکثر فواصل $d/2$ می‌باشد که با توجه به اینکه تقریباً $d=630$ می‌باشد، حداکثر فواصل 315 mm می‌باشد.

از طرفی از نظر پیچش باید بر اساس بند زیر کنترل شود:

$$S_{max} = \min\left(\frac{2(490 + 590)}{8}, 300\right) = 270 \text{ mm}$$

همچنین رابطه ۹-۱۵-۱۴ نیز باید کنترل شود:

$$(2\pi \times 5^2) \geq 0.06\sqrt{35} \frac{600S_n}{340} \rightarrow 250.6 \geq S_n$$

۹-۱۵-۱۰ محدودیت‌های آرماتورهای پیچشی

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

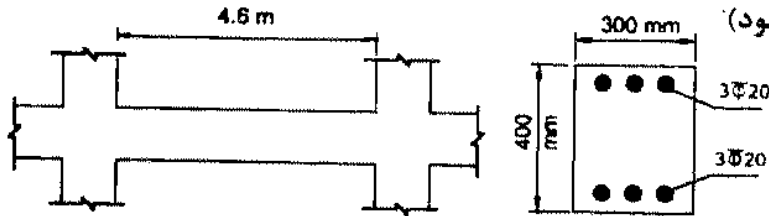
$$S_{max} = \min\left(\frac{P_h}{\lambda}, 300\right) \quad (۹-۱۵-۲۰)$$

۹-۱۵-۱۵-۳-۴ چنانچه بر اساس بند ۹-۱۵-۷-۱ طراحی برای پیچش لازم باشد، حداقل سطح

مقطع خاموت برشی و پیچشی بسته در مجموع از رابطه (۹-۱۵-۱۴) بدست می‌آید.

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

۳۱- تیر شکل زیر مربوط به یک سازه بتنی درجا با شکل پذیری متوسط است. در صورتی که بار مرده و زنده وارد بر تیر ناچیز بوده و از وزن واحد طول تیر صرف نظر شود، مقدار برش طراحی (V_u) این تیر بر حسب کیلونیوتن بر اساس تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (فرض نمایید عمق مؤثر مقطع برابر 340 میلی متر، میلگردها از رده S400 و بتن از رده C25 است. همچنین در محاسبه لنگر خمشی اسمی از اثر



آرما تور فشاری صرف نظر شود)

(۱) 40

(۲) 50

(۳) 60

(۴) 70

گزینه ۲

$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{A_s (F_y)}{2 \alpha (b) (f'_c)} \right) = 3 \times 314 \times 400 \left(340 - \frac{3 \times 314 \times 400}{2 \times 0.8125 \times 300 \times 25} \right)$$

$$M_n = 116.4 \text{ kN.m}$$

$$V_u = \frac{2M_n}{4.6} = \frac{2 \times 116.2}{4.6} = 50.6 \text{ kN}$$

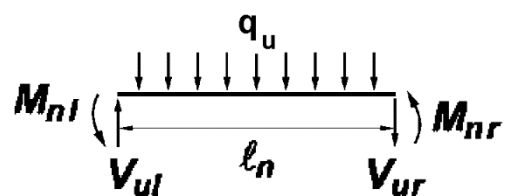
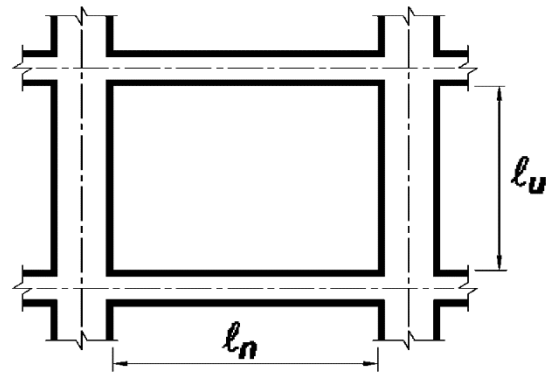
۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان های با شکل پذیری متوسط

۵-۳-۲۳-۹ ضوابط طراحی برای برش در اعضای قابها

۱-۵-۳-۲۳-۹ در اعضای تحت خمش و تحت نیروی محوری و خمش در قابها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقدار V_u در این رابطه نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود:

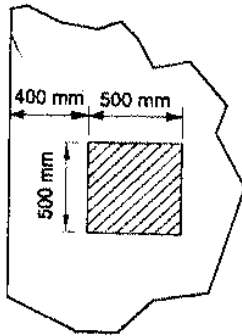
الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در عضو در اثر بارهای قائم نهایی و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی مضاعف، با فرض تشکیل مفصل های پلاستیکی

ب- نیروی برشی به دست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله مؤثر به ساختمان دو برابر مقدار تعیین شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان منظور شود.



$$V_u = \frac{M_{nl} + M_{nr}}{l_n} + \frac{q_u l_n}{2}$$

۳۲- ضخامت یک پی گسترده درجا برابر 1200 mm است. مقدار برش مقاوم دوطرفه پی مذکور، برای ستون بتنی کناری مطابق شکل زیر، برحسب کیلونیوتن، به کدامیک از مقادیر زیر، نزدیکتر است؟ (فرض کنید عمق مؤثر مقطع پی برابر 1100 میلی‌متر، میلگردها از رده S340 و بتن از نوع C25 و معمولی است. همچنین در محاسبات از اثر انتقال لنگر صرف‌نظر شود)



6430 (۱)

9150 (۲)

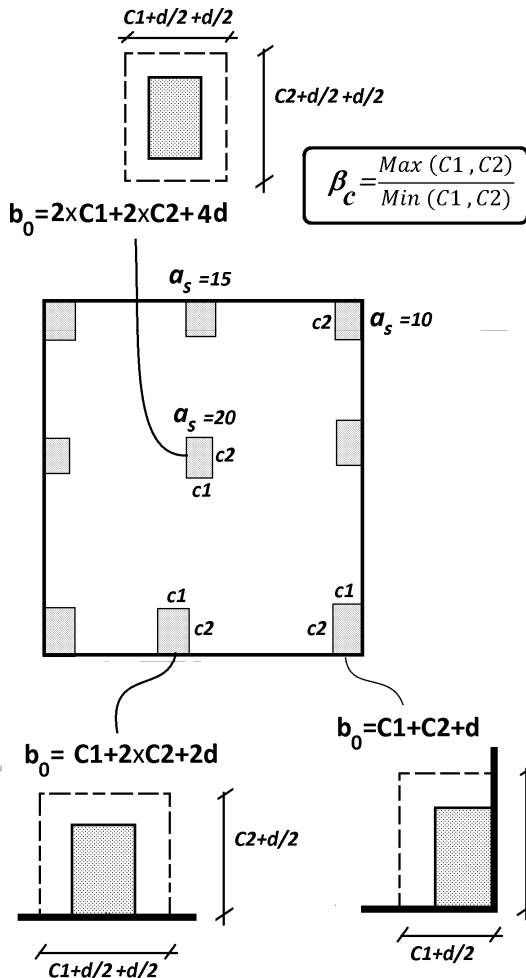
5350 (۳)

7830 (۴)

$$b_0 = (400 + 500) \times 2 + 1100 + 1100 + 500 = 4500 \text{ mm}$$

$$V_c = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1 + \frac{2}{1} = 3 \\ \frac{15 \times 1100}{4500} + 1 = 4.66 \\ 2 \end{array} \right\} v_c b_0 d$$

$$= 2v_c b_0 d = 2 \times (0.65 \times 0.2\sqrt{25}) \times 4500 \times 1100 = 6435 \text{ kN}$$



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

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

β_c = نسبت طول به عرض سطح اثر متمرکز با سطح تکیه‌گاه محدود

b_0 = محیط مقطع بحرانی برای دال‌ها و شالوده‌ها، میلی‌متر

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

$$V_c = 2v_c b_0 d \quad (۹-۱۵-۳۵)$$

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

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

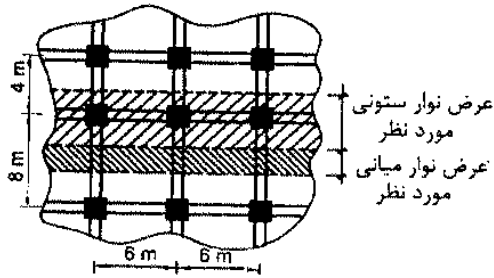
الف) مقدار V_c از رابطه (۹-۱۵-۳۶) محاسبه می‌شود:

$$V_c = v_c b_0 d \quad (۹-۱۵-۳۶)$$

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

پ) در این حالت مقدار V_r نباید بیشتر از $37v_c b_0 d$ در نظر گرفته شود.

۳۳- شکل روبرو پلان قسمتی از یک سقف با سیستم دال دوطرفه را نشان می‌دهد. برای تحلیل و طراحی این دال عرض نوار میانی و نوار ستونی نشان داده شده در شکل به ترتیب چقدر باید در نظر گرفته شود؟



(۱) ۳ متر و ۲ متر

(۲) ۴ متر و ۲ متر

(۳) ۵ متر و ۲.۵ متر

(۴) ۶ متر و ۳ متر

گزینه ۳

عرض نوار ستونی:

$$\text{Min}\left(\frac{6}{4}, \frac{8}{4}\right) + \text{Min}\left(\frac{6}{4}, \frac{4}{4}\right) = 1.5 + 1 = 2.5\text{m}$$

عرض نوار میانی:

$$8 - 2 \times \text{Min}\left(\frac{6}{4}, \frac{8}{4}\right) = 8 - 3 = 5\text{m}$$

۹-۱۸-۲ تعاریف

۹-۱۸-۱-۲ سیستم دال

به مجموعه‌ای از قطعات صفحه‌ای یا بدون تیر گفته می‌شود که تحت اثر بارهای عمود بر صفحه خود قرار می‌گیرند. سیستم‌های معمول دال‌ها عبارتند از تیر-دال، دال تخت، دال قارچی و دال مشبک.

۹-۱۸-۲-۲ نوار پوششی

به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌های واقع در یک ردیف در پلان قرار می‌گیرد و به محوره‌های طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود شود.

۹-۱۸-۲-۳ نوار ستونی

به قسمتی از نوار پوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با $\frac{1}{4}L_1$ و یا $\frac{1}{4}L_2$ هر کدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستون‌ها در صورت وجود، نیز می‌شود.

۹-۱۸-۲-۴ نوار میانی

نواری از سیستم دال است که در حد فاصل دو نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۹-۱۸-۲-۵ نوار کناری

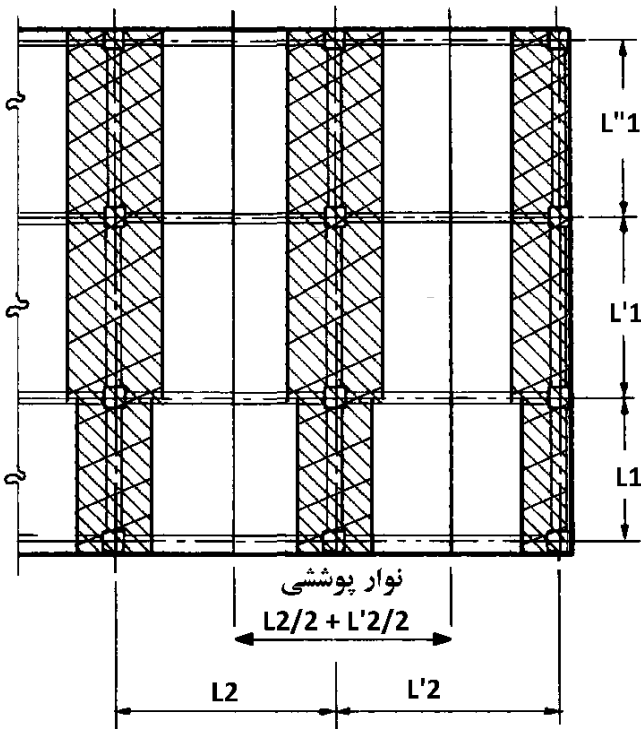
در سیستم (تیر، دال) نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۹-۱۸-۲-۶ تیر در سیستم (تیر، دال)

تیر در دال‌ها شامل جان تیر و قسمتی از دال است که در هر سمت تیر دارای عرضی برابر با تصویر مایل ۴۵ درجه آن قسمت از جان تیر باشد که در زیر یا در روی دال، هر کدام ارتفاع بیشتری دارد، قرار می‌گیرد مشروط بر آنکه این عرض در هر سمت جان بزرگتر از چهار برابر ضخامت دال نباشد.

$$\text{Min}(L_1/4, L_2/4) + \text{Min}(L_1/4, L_2/4)$$

نوار میانی نوار ستونی نوار میانی



۳۴- تیری با مقطع مستطیل شکل با $b=300 \text{ mm}$ و $h=500 \text{ mm}$ و $d=430 \text{ mm}$ با آرماتور کششی $2\Phi 25 + 2\Phi 20$ در یک سفره مفروض است. در صورتی که رده بتن C25، نوع فولاد S400، تنش میلگردها در حالت بهره‌برداری برابر 250 MPa و شرایط محیطی متوسط باشد، در صورت عدم انجام محاسبات دقیق، عرض ترک تیر بر حسب میلی‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مرکز آرماتورهای $\Phi 25$ و $\Phi 20$ در یک تراز فرض شود)

- (۱) 0.23 (۲) 0.27 (۳) 0.31 (۴) 0.42

گزینه ۲

$$\text{تعداد میلگرد معادل} = \left(\frac{2 \times 314 + 2 \times 491}{491} \right) = 3.27$$

$$w = 11.05 \times 10^{-6} \times 250^3 \sqrt{70 \times \frac{(140 \times 300)}{3.27}} = 0.266 \text{ mm}$$

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:

$$w = 11.05 \times 10^{-6} f_s \sqrt{d_c A} \quad (9-17-7)$$

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

۹-۱۷-۳-۳ محدودیت عرض ترک

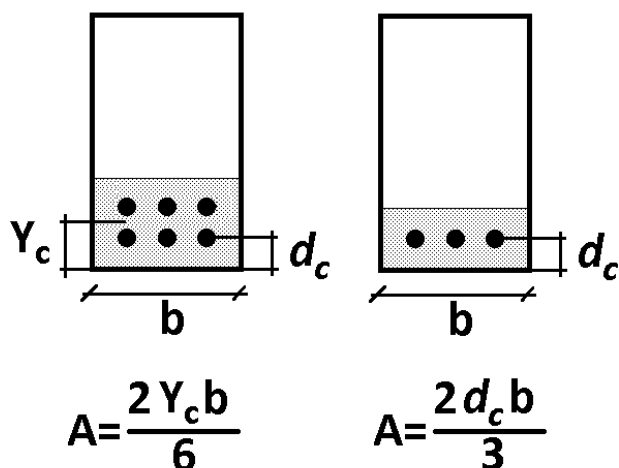
مقدار عرض ترک در تیرها و دال‌های یک طرفه متناسب با شرایط محیطی ذکر شده در بند ۹-۶-۴

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



$A =$ مساحت مؤثر کششی بتن تقسیم بر تعداد میلگردها، سطح مؤثر کششی بتن سطحی است

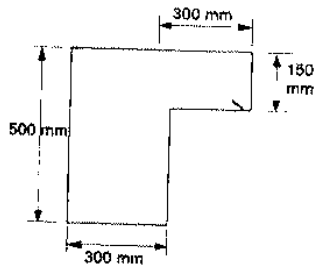
محدود به لبه خارجی کششی که مرکز آن بر مرکز سطح آرماتورهای کششی منطبق

است. در صورتی که قطرهای میلگردها متفاوت باشد، تعداد میلگردها برابر سطح مقطع کل

آنها تقسیم بر سطح مقطع بزرگترین آنها در نظر گرفته می‌شود، میلی‌متر مربع

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۵- نسبت لنگر خمشی مثبت ترک خوردگی به لنگر خمشی منفی ترک خوردگی یک تیر با مقطع شکل مقابل، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (رده بتن C25 و $d=430\text{ mm}$)



۱) 1.39

۲) 1.12

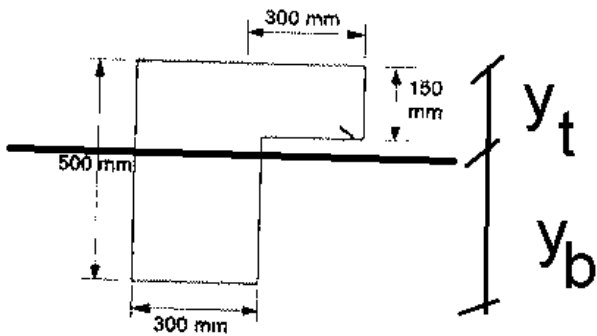
۳) 0.72

۴) 0.58

گزینه ۳

$$Y_b = \frac{500 \times 300 \times 250 + 300 \times 150 \times 425}{500 \times 300 + 300 \times 150} = 290.38\text{mm} \quad \rightarrow y_t = 500 - 290.38 = 209.62$$

$$\left. \begin{aligned} M_{cr}^+ &= \frac{f_r I_g}{y_b} \\ M_{cr}^- &= \frac{f_r I_g}{y_t} \end{aligned} \right\} \frac{M_{cr}^+}{M_{cr}^-} = \frac{y_t}{y_b} = \frac{209.62}{290.38} = 0.72$$



- در این مقطع محورهای اصلی خمش نسبت به محورهای افقی و قائم زاویه دارند و بنابراین تار خنثی مقطع افقی نخواهد بود که ظاهراً طراح از این موضوع صرف نظر کرده است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۶- نسبت فاصله محور خنثی تا دورترین تار فشاری یک مقطع مستطیل شکل بتنی با آرماتور کششی تنها و با بتن C30 و فولاد S400 در حالت متعادل (بالانس)، به فاصله مذکور همان مقطع ولی با بتن C70، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (حالت متعادل حالتی است که در آن به طور همزمان کرنش در بتن به مقدار حداکثر خود و کرنش در میلگردهای کششی به کرنش نظیر تسلیم آنها برسد.)

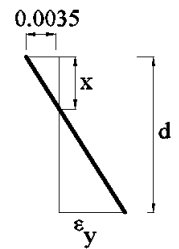
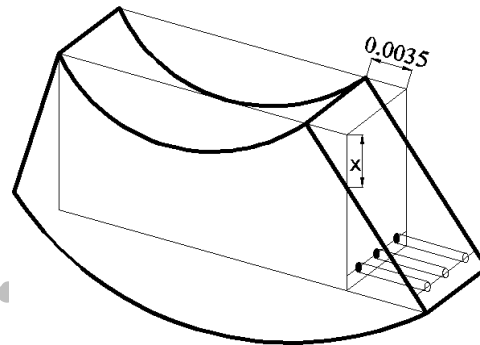
1.10 (۴) 0.90 (۳) 1.00 (۲) 1.20 (۱)

گزینه ۴

وقتی مقطع در حالت تعادل است عمق تار خنثی، مطابق شکل زیر، تنها به کرنش نهایی بتن (0.0035) و کرنش نهایی فولاد (0.002) بستگی دارد. با تغییر مقاومت بتن از ۳۰ به ۷۰، کرنش نهایی آن از 0.0035 به 0.0038 کاهش می یابد.

جدول ۹-۱۴-۱

رده بتن	C۵۰ تا C۱۲	C۵۵	C۶۰	C۷۰	C۸۰	C۹۰	C۱۰۰	C۱۲۰
ϵ_{cu}	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸



$$x_1 = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.002} d = \frac{7}{11} d \quad \left. \begin{array}{l} x_1 = \frac{336}{308} \\ x_2 = \frac{0.0028}{0.0028 + 0.002} d = \frac{28}{48} d \end{array} \right\} \frac{x_1}{x_2} = \frac{336}{308} = 1.091$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۷- در یک اتصال پیچی با عملکرد اتکایی و با شش عدد پیچ M27 و از نوع 10.9، حداکثر نیروی نهایی قابل تحمل توسط اتصال فقط از منظر برش در پیچ‌ها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید سطح برش پیچ‌ها از ناحیه دندان‌شده نمی‌گذرد. عملکرد پیچ‌ها یک برشه فرض شود و فاصله اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو برابر 500 میلی‌متر در نظر گرفته شود.)

2100 kN (۲)

2800 kN (۱)

700 kN (۴)

1400 kN (۳)

گزینه ۳

$$6 \times [\phi F_{nv} A_b = 0.75 \times 0.55 \times 1000 \times (\pi \times 13.5^2) = 236 \text{ kN}] = 1416 \text{ kN}$$

۱۰-۲-۹-۳- مقاومت کششی طراحی و مقاومت برشی طراحی در اتصالات اتکایی

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

$$\text{مقاومت کششی طراحی} = \phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_{nb} \quad (۴-۹-۲-۱۰)$$

$$\text{مقاومت برشی طراحی} = \phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb} \quad (۵-۹-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

ϕ = ضریب کاهش مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد.

R_{nt} = مقاومت کششی اسمی

R_{nv} = مقاومت برشی اسمی

A_{nb} = سطح مقطع اسمی وسیله اتصال (پیچ یا قطعه دندان‌شده)

F_{nt} = تنش کششی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۹-۲-۱۰

F_{nv} = تنش برشی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۹-۲-۱۰

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

تنش کششی اسمی (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی	نوع وسیله اتصال
$0.75F_u$ [۱],[۲]	$0.45F_u$ [۳],[۴]	پیچ‌های معمولی
$0.75F_u$ [۴]	$0.45F_u$ [۵]	پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندان‌شده می‌گذرد
$0.75F_u$ [۴]	$0.55F_u$ [۵]	پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندان‌شده نمی‌گذرد
$0.75F_u$ [۱],[۲]	$0.45F_u$	قطعه دندان‌شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندان‌شده می‌گذرد
$0.75F_u$ [۱],[۲]	$0.55F_u$	قطعه دندان‌شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندان‌شده نمی‌گذرد

یادداشت‌ها:

[۱] فقط بارگذاری استاتیکی

[۲] در پیچ‌های معمولی که طول گیره آنها از ۵ برابر قطرشان بیشتر است، مقادیر فوق باید به ازای هر ۲ میلی‌متر طول اضافی گیره، یک درصد کاهش داده شود.

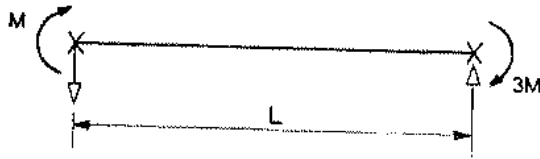
[۳] قرار گرفتن دندان‌ها در سطح برش مجاز است.

[۴] برای تنش کششی اسمی پیچ‌های پر مقاومت تحت اثر تنش کششی ناشی از خستگی به آئین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی رجوع شود.

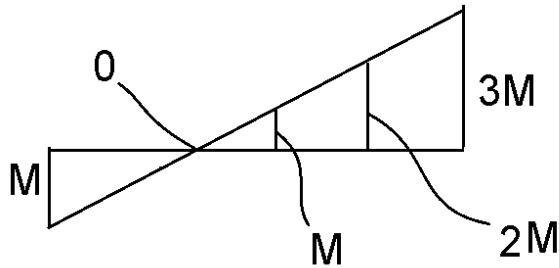
[۵] وقتی که فاصله اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو از ۱۲۵۰ میلی‌متر تجاوز کند این مقادیر را باید ۲۰٪ کاهش داد.

[۶] مقاومت کششی اسمی ناحیه دندان‌شده یک قطعه دندان‌شده با حدیده تویی بر اساس سطح مقطع آن در قطر خارجی حدیده، A_D ، باید از سطح مقطع اسمی تنه (قبل از ناحیه تویی) ضریب F_y بیشتر باشد.

۳۸- در عضو خمشی نشان داده شده در شکل زیر، که در دو انتهای خود دارای مهار جانبی بوده و در طول خود فاقد بار خارجی است، مقدار ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (مقطع عضو دارای دو محور تقارن است).



- (۱) 2.14
(۲) 1.60
(۳) 1.36
(۴) 1.0



$$\left. \begin{array}{l} M_A = 0 \\ M_B = M \\ M_C = 2M \end{array} \right\} C_b = \frac{12.5 \times 3M}{2.5 \times 3M + 3 \times 0 + 4 \times M + 3 \times 2M} = 2.14$$

گزینه ۱

۱-۵-۲-۱۰ الزامات عمومی

۱-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9 و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱-۵-۲-۱۰ و ۲-۵-۲-۱۰ تعیین شود.

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

۲-۵-۲-۱۰ 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.

۳-۱-۵-۲-۱۰ برای اعضا یا مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنا 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.

$$C_b = \frac{12/5 M_{max}}{2/5 M_{max} + 2M_A + 4M_B + 2M_C} \quad (1-5-2-10)$$

که در آن:

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

M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{3}$ طول مهارنشده

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

M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{2}{3}$ طول مهارنشده

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

- ۳۹- حداکثر بار محوری نهایی قابل تحمل توسط یک ستون با مقطع IPE220 تک و دارای طول 4 متر و واقع در یک ساختمانی که در هر دو راستای اصلی آن از مهاربند استفاده شده است، فقط از منظر کمانش خمشی، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ($F_y=240 \text{ MPa}$)
- (۱) 250 kN (۲) 200 kN (۳) 150 kN (۴) 100 kN

گزینه ۲

۱- محاسبه r (جدول اشتایل)

$$r_x = 91.1 \quad r_y = 24.8$$

۲- محاسبه لاغری

$$\lambda = \text{Max} \left(\frac{K_x L}{r_x}, \frac{K_y L}{r_y} \right) = \text{Max} \left(\frac{4000}{91.1}, \frac{4000}{24.8} \right) = 161.29 \text{ mm}$$

۳- محاسبه تنش کمانش خمشی

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 75.8$$

۴- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \quad \rightarrow \quad F_{cr} = 0.877 F_e = 0.877 \times 75.8 = 66.47 \text{ MPa}$$

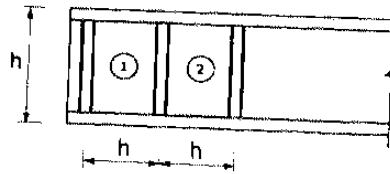
۵- محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

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

$$\phi P_n = 0.9 \times 66.47 \times 3340 = 199.83 \text{ kN}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۰- در شکل زیر دو چشمه ابتدایی یک تیر ورق با تکیه‌گاه‌های انتهایی ساده و سخت‌کننده‌های عرضی به‌کار رفته در آن نشان داده شده است. با احتساب عمل میدان کششی، کدامیک از عبارات‌های زیر صحیح است؟



- ۱) مقاومت برشی اسمی چشمه ۲ همواره بزرگ‌تر یا مساوی مقاومت برشی اسمی چشمه ۱ است.
- ۲) مقاومت برشی اسمی چشمه ۲ همواره بزرگ‌تر از مقاومت برشی اسمی چشمه ۱ است.
- ۳) مقاومت برشی اسمی چشمه ۱ همواره بزرگ‌تر یا مساوی مقاومت برشی اسمی چشمه ۲ است.
- ۴) مقاومت برشی اسمی چشمه ۱ همواره بزرگ‌تر از مقاومت برشی اسمی چشمه ۲ است.

گزینه ۱

در دهانه انتهایی نمی‌توان از عمل میدان کششی استفاده نمود. به همین جهت مقاومت چشمه ۱ بدون استفاده از میدان کششی محاسبه می‌شود.

ولی در چشمه ۲ می‌توان از عمل میدان کششی استفاده کرد.

بنابراین ممکن است مقاومت برشی چشمه ۲ بیشتر از چشمه ۱ حاصل شود.

از طرفی استفاده از عمل میدان کششی زمانی می‌تواند منجر به افزایش مقاومت برشی شود که جان تیر ورق نازک باشد.

در تیرهای با جان فشرده، مقاومت برشی ثابت است و ربطی با استفاده یا عدم استفاده از میدان کششی ندارد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۱- فرض کنید برای اتصال ورق‌های وصله یک عضو فولادی از اتصال پیچی و به صورت برشی و با عملکرد اتکایی استفاده شده است. اگر در این اتصال ضخامت ورق‌های پرکننده برابر 20 میلی‌متر باشد، برای آنکه نیازی به ادامه دادن ورق‌های پرکننده از اطراف ورق اتصال نباشد، مقدار مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها حدوداً چقدر باید در نظر گرفته شود؟ (فرض کنید سطح برش از قسمت دندان‌شده می‌گذرد و پیچ‌ها از نوع پر مقاومت هستند)

$$0.38 F_u \quad (۲)$$

$$0.35 F_u \quad (۱)$$

$$0.29 F_u \quad (۴)$$

$$0.45 F_u \quad (۳)$$

گزینه ۴ (البته به جای 0.29Fu باید در گزینه 0.29FuAnb درج می‌گردید)

$$\text{Max} \left\{ \frac{(1 - 0.0154(20 - 6))}{0.85} \right\} = \frac{0.78}{0.85} = 0.85$$

$$(\phi F_{nv} A_b)(0.85) = 0.75 \times 0.45 F_u A_{nb} (0.85) = 0.286 F_u A_{nb}$$

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

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

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

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

در روابط فوق:

ϕ = ضریب کاهش مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد.

R_{nt} = مقاومت کششی اسمی

R_{nv} = مقاومت برشی اسمی

A_{nt} = سطح مقطع اسمی وسیله اتصال (پیچ یا قطعه دندان‌شده)

F_{nt} = تنش کششی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۹-۲-۱۰

F_{nv} = تنش برشی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۹-۲-۱۰

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

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

۱۰-۲-۹-۵ ورق‌های پرکننده (لقمه‌ها)

الزامات عمومی ورق‌های پرکننده در محل وصله اعضا به شرح زیر می‌باشد.

الف) در اتصالات جوشی، در صورتی که فاصله بین وجه داخلی ورق وصله و وجه خارجی قطعه با ابعاد کوچکتر، مساوی یا کمتر از ۲ میلی‌متر باشد، نیازی به تعبیه ورق‌های پرکننده نمی‌باشد.

ب) در اتصالات جوشی، ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آن‌ها کمتر از ۶ میلی‌متر می‌باشد یا ورق‌های پرکننده‌ای با ضخامت مساوی یا بزرگتر از ۶ میلی‌متر که توانایی انتقال نیروی ورق وصله را به ستون فوقانی ندارند، لبه‌هایشان باید همباد لبه‌های ورق وصله تمام شود و اندازه جوش باید مساوی مجموع اندازه جوش لازم جهت انتقال نیروی وصله به اضافه ضخامت ورق پرکننده در نظر گرفته شود.

پ) در اتصالات جوشی، ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آن بیش از ۶ میلی‌متر بوده و توانایی لازم جهت انتقال نیروی وصله را دارند، باید از لبه‌های ورق وصله به اندازه کافی ادامه یابند و به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، جوش شوند. جوش ورق‌های پرکننده به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، باید برای انتقال نیروی ورق وصله کافی باشد. همچنین، ضخامت جوش‌هایی که ورق وصله را به ورق پرکننده متصل می‌کنند، باید متناسب با ضخامت ورق پرکننده بوده و برای انتقال نیروی ورق وصله کافی باشد.

ت) در اتصالات پیچی، ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آنها مساوی یا کمتر از ۶ میلی‌متر می‌باشد، لبه‌هایشان باید همباد لبه‌های ورق وصله تمام شود. در اینگونه موارد هیچ‌گونه کاهش بر روی مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها اعمال نمی‌شود. ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آنها بیشتر از ۶ میلی‌متر می‌باشد، باید یکی از الزامات زیر در مورد آنها به کار گرفته شود.

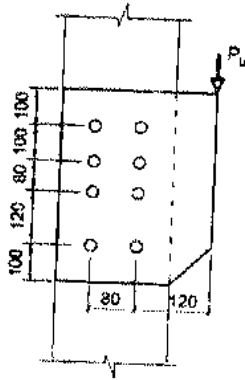
۱- لبه‌های ورق‌های پرکننده همباد با لبه‌های ورق وصله تمام شود و مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها در ضریب کاهش 0.75 [۱-۶] $(t-6) \geq 0.154$ ضرب شود. که در آن t ضخامت کل ورق‌های پرکننده به میلی‌متر است.

۲- لبه‌های ورق‌های پرکننده از لبه‌های ورق وصله به اندازه کافی ادامه یافته و به منظور توزیع یکنواخت نیروی کلی در محل وصله، با پیچ‌های کافی به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، پیچ شوند. در این حالت، اندازه محل اتصال باید به منظور سازگاری با تعداد کل پیچ‌ها افزایش یابد.

۳- لبه‌های ورق‌های پرکننده همباد با لبه‌های ورق وصله تمام شود و طراحی وصله به صورت اصطکاکی صورت گیرد.

تبصیه: توصیه می‌شود همانند شکل ۱۰-۹-۲-۱۰ ستون‌ها قبل از محل درز، هم اندازه شوند، به طوری که در هنگام نصب نیازی به تعبیه ورق‌های پرکننده نباشد.

۴۲- در شکل زیر فقط براساس کنترل مقاومت برشی پیچ‌ها به روش الاستیک، حداکثر نیروی P_u قابل تحمل توسط اتصال برحسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ پیچ‌ها از نوع 8.8 با قطر اسمی 22 میلی‌متر و عملکرد اتصال از نوع اتکایی بوده و سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندان‌شده می‌گذرد. (ابعاد در شکل به میلی‌متر است)



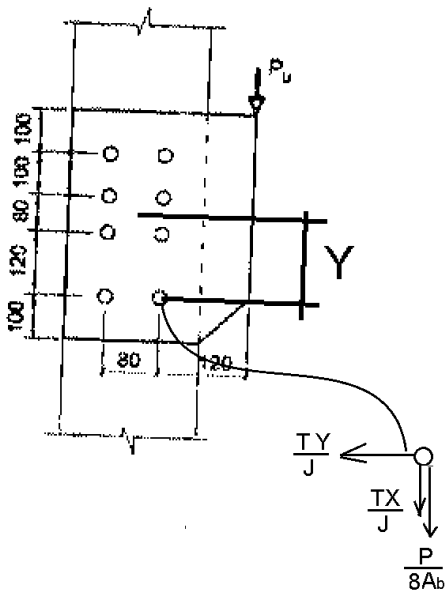
(۱) 320

(۲) 350

(۳) 420

(۴) 460

گزینه ۲



مرکز سطح پیچ‌ها:

$$Y = \frac{2A_b(120 + 200 + 300)}{8A_b} = 155 \text{ mm}$$

$$A_b = 380 \text{ mm}^2$$

$$J = 2A_b(40^2 + 155^2 + 40^2 + 30^2 + 40^2 + 45^2 + 40^2 + 145^2) = 108750A_b = \text{mm}^4$$

$$\frac{TX}{J} = \frac{(160P)(40)}{108750A_b} = 0.00015486P$$

$$\frac{TY}{J} = \frac{(160P)(155)}{108750A_b} = 0.0006P$$

$$\frac{P}{8A_b} = 0.0003289P$$

$$F = \sqrt{\left(\frac{TX}{J} + \frac{P}{8A_b}\right)^2 + \left(\frac{TY}{J}\right)^2}$$

$$F = \sqrt{(0.0004838P)^2 + (0.0006P)^2} = 0.00077P < (\phi F_{nv} = 0.75 \times 0.45 \times 800)$$

$$P < 350 \text{ kN}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۳- برای تیرچه‌های با تکیه‌گاه‌های ساده به طول دهانه 6 متر، بار مرده یکنواخت (بدون لحاظ وزن تیر) برابر 0.6 kN/m و بار زنده یکنواخت برابر 6 kN/m برآورد شده است. چنانچه تیرچه‌ها دارای مهارجانبی کافی باشند، کوچکترین مقطع IPE مجاز (از نظر مقاومت و بهره‌برداری) برای تیرچه‌ها کدامیک از گزینه‌های زیر است؟ (تغییرشکل حداکثر ناشی از بار زنده نباید از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر باشد. $F_u=370 \text{ MPa}$ و $F_y=240 \text{ MPa}$)

IPE 220 (۲)

IPE 200 (۱)

IPE 270 (۴)

IPE 240 (۳)

گزینه ۳

با فرض اولیه IPE220 با وزن 22.6 kg/m داریم:

$$q_u = 1.2q_D + 1.6q_L = 1.2 \left(0.6 + \frac{26.2 \times 9.81}{1000} \right) + 1.6(6) = 10.62$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{10.62 \times 6^2}{8} = 47.82 \text{ kN.m} < (\varphi Z F_y = 0.9Z \times 240)$$

$$Z_{\text{لازم}} = 221426 \text{ mm}^3$$

با توجه به جدول اشتایل انتهای جزوه فولاد نظام مهندسی بنده برای IPE220 مقدار Z برابر 221000 می باشد تکرار محاسبات با وزن IPE200:

$$q_u = 1.2q_D + 1.6q_L = 1.2 \left(0.6 + \frac{22.4 \times 9.81}{1000} \right) + 1.6(6) = 10.58$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{10.58 \times 6^2}{8} = 47.62 \text{ kN.m} < (\varphi Z F_y = 0.9Z \times 240)$$

$$Z_{\text{لازم}} = 220494 \text{ mm}^3$$

بنابراین از نظر مقاومت خمشی IPE200 مناسب است.

کنترل خیز تیر:

$$\frac{5q_L L^4}{384EI} < \frac{L}{360} \rightarrow \frac{5 \times 6 \times 6000^4}{384 \times 2 \times 10^5 I} = \frac{6000}{360} \rightarrow I_{\text{لازم}} = 30375000 \text{ mm}^4 = 3037.5 \text{ cm}^4$$

با توجه به جدول انتهای جزوه داریم:

$$I_{IPE220} = 2772 \text{ cm}^4$$

$$I_{IPE240} = 3892 \text{ cm}^4$$

بنابراین باید از IPE240 استفاده شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۴- برای اتصال دو تسمه با ضخامت یکسان تحت نیروی محوری کششی، از پیچ‌های M20 از نوع A325 با سوراخ استاندارد و نوع اتکایی استفاده خواهد شد. تسمه‌ها از فولاد با تنش تسلیم 240 MPa و تنش کششی نهایی 370 MPa می‌باشند. فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌ها 80 mm و فاصله مرکز سوراخ‌های کناری از لبه آزاد تسمه برابر 60 mm است. حداقل ضخامت هر تسمه برحسب میلی‌متر حدوداً چقدر باشد تا مقاومت طراحی اتکایی جدار سوراخ پیچ‌ها از مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها کمتر نباشد؟ فرض کنید اتصال به صورت برشی بوده و سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندان‌شده نمی‌گذرد.

15 (۴)

12 (۳)

10 (۲)

8 (۱)

گزینه ۱ قطر محاسباتی سوراخ برابر $20+2+2=24mm$ خواهد بود.

$$\phi \text{Min} \left(\frac{1.2l_c t F_u}{2.4dt F_u} \right) < \phi F_{nv} A_{nb}$$

$$0.75 \text{Min} \left(\frac{1.2 \times \text{Min}(80 - 24, 60 - 12)t \times 370}{2.4 \times 20t \times 370} \right) < 0.75 \times 0.55 \times 800 \times (314)$$

$$0.75 \text{Min} \left(\frac{21312t}{17760t} \right) < 103620 \quad \rightarrow \quad t < 7.78 \text{ mm}$$

۱۰-۲-۹-۳ مقاومت کششی طراحی و مقاومت برشی طراحی در اتصالات اتکایی

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

$\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_{nt}$ (۴-۹-۱۰) = مقاومت کششی طراحی

$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb}$ (۵-۹-۱۰) = مقاومت برشی طراحی

در روابط فوق:

ϕ = ضریب کاهش مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد.

R_{nt} = مقاومت کششی اسمی

R_{nv} = مقاومت برشی اسمی

A_{nt} = سطح مقطع اسمی وسیله اتصال (پیچ یا قطعه دندان‌شده)

F_{nt} = تنش کششی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۹-۲-۱۰

F_{nv} = تنش برشی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۹-۲-۱۰

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

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

۱۰-۲-۹-۷ مقاومت اتکایی در جدار سوراخ پیچ

مقاومت اتکایی طراحی در جدار سوراخ پیچ در اتصالات اتکایی و اصطلاحاً مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۷۵ و R_n مقاومت اتکایی اسمی می‌باشد که بر اساس حالت حدی اتکایی برای حالت‌های مختلف به شرح زیر تعیین می‌گردد.

۱. برای سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ‌شده، سوراخ لوبیایی کوتاه و سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد طولی باشد:

$$R_n = 1.7l_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad (۱۲-۹-۲-۱۰)$$

۲. برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد عرضی باشد (محور شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد)

$$R_n = 1.0l_c t F_u \leq 2.0 dt F_u \quad (۱۳-۹-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

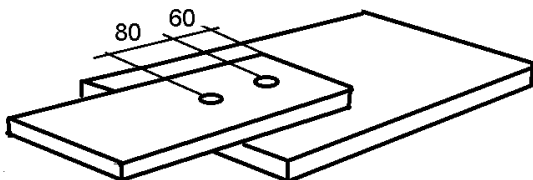
d = قطر اسمی پیچ

F_u = تنش کششی نهایی مصالح ورق اتصال

t = ضخامت قطعه اتصال

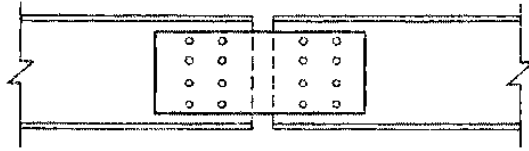
l_c = فاصله خالص در راستای نیرو، بین لبه سوراخ‌ها برای سوراخ‌های میانی

= فاصله خالص در راستای نیرو، بین لبه سوراخ تا لبه آزاد ورق اتصال برای سوراخ‌های انتهایی



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۵- مطابق شکل زیر برای وصله یک عضو کششی با مقطع ناودانی تک از دو ورق اتصال جان (داخل و پشت ناودانی) استفاده شده است. سوراخ‌های ناودانی استاندارد و سوراخ‌های ورق وصله لوبیایی کوتاه با شیار عمود بر امتداد نیرو هستند. وضعیت سطوح تماس کلاس A بوده و از ورق پرکننده بین قطعات اتصال استفاده نشده است. در صورتی که عملکرد اتصال به صورت اصطکاکی در نظر گرفته شود و مقدار نیروی کششی محوری نهایی (ضریب‌دار) برابر 500 kN باشد، فقط بر اساس کنترل لغزش بحرانی، برای این اتصال کلاً چند عدد پیچ M20 از نوع A325 لازم است؟



(۱) 14

(۲) 12

(۳) 10

(۴) 8

گزینه ۲

$$500000 < \phi \mu D_u h_f T_b n_s$$

$$\frac{500}{\text{تعداد پیچ}} < 1 \times 0.3 \times 1.13 \times 1 \times 142 \times 2 \rightarrow \text{تعداد پیچ} = 5.193$$

تعداد پیچ دو برابر مقدار فوق خواهد بود (در هر طرف وصله) بنابراین 10.4 تعداد لازم محاسباتی است. بنابراین باید ۱۲ عدد پیچ قرار داده شود.

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

مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی عیناً مشابه مقاومت کششی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات انکابی بوده و از ضوابط بند ۱۰-۲-۳-۹-۳ تعیین می‌گردد. مقاومت برشی طراحی پیچ‌های پرمقاومت 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 ϕR_{nv} می‌باشد که در آن، ϕ ضریب کاهش مقاومت و R_{nv} مقاومت برشی اسمی به شرح زیر می‌باشد.

$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (10-2-3-10)$$

که در آن:

ϕ = 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 $\phi=0.7$

μ = ضریب اصطکاک به شرح زیر:

• برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلزدار تمیز و رنگ شده): $\mu=0.3$

• برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ نشده): $\mu=0.15$

D_u = نسبت پیش تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش تنیدگی حداقل پیچ‌ها و مساوی $1/13$

h_f = 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 0.85

T_b = حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ طبق مقادیر جدول ۱۰-۲-۳-۷

n_s = تعداد صفحات لغزش

جدول ۱۰-۲-۹ حداقل نیروی پیش تنیدگی در اتصالات اصطکاکی (T_b)

پیچ‌های نوع A۴۹۰	پیچ‌های نوع A۳۲۵	قطر اسمی پیچ (بر حسب میلی‌متر)
۱۱۴ kN	۹۱ kN	M۱۶
۱۷۹ kN	۱۴۲ kN	M۲۰
۲۲۱ kN	۱۷۶ kN	M۲۲
۲۵۷ kN	۲۰۵ kN	M۲۴
۳۳۴ kN	۲۶۷ kN	M۲۷
۴۰۸ kN	۳۲۶ kN	M۳۰
۵۹۵ kN	۴۷۵ kN	M۳۶

۴۶- یک اتصال پیچی از نوع اتکایی با پیچ پرمقاومت بطوریکه سطح برش پیچها از قسمت دندانده شده نمیگذرد، مفروض است. در صورتی که این اتصال تحت اثر مشترک کشش و برش قرار گیرد و تنش کششی موردنیاز یک پیچ 0.30 مقاومت کششی اسمی آن پیچ وقتی که نیروی کششی به تنهایی عمل نماید، باشد، نسبت مقاومت برشی اسمی این پیچ به تنش کششی نهایی آن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

- (۱) 0.40 (۲) 0.45 (۳) 0.50 (۴) 0.55

گزینه ۳

$$F'_{nv} = \text{Min} \left(\frac{F_{nv}}{F_{nv} \left[1.3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} \right]} \right) = \text{Min} \left(\frac{0.55 F_u}{0.55 F_u \left[1.3 - \frac{0.3}{\phi} \right]} \right) = \text{Min} \left(\frac{0.55 F_u}{0.55 F_u \left[1.3 - \frac{0.3}{\phi} \right]} \right) = 0.495 F_u$$

۱۰-۲-۹-۷ مقاومت اتکایی در جدار سوراخ پیچ

مقاومت اتکایی طراحی در جدار سوراخ پیچ در اتصالات اتکایی و اصطکاکی مساوی ϕR_n می باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۷۵ و R_n مقاومت اتکایی اسمی می باشد که بر اساس حالت حدی اتکایی برای حالت های مختلف به شرح زیر تعیین می گردد.

۱. برای سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ شده، سوراخ لوبیایی کوتاه و سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد طولی باشد:

$$R_n = 1/2 l_e t F_u \leq 2/3 d t F_u \quad (10-2-9-12)$$

۲. برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد عرضی باشد (محور شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد)

$$R_n = 1/0 l_e t F_u \leq 2/0 d t F_u \quad (10-2-9-13)$$

در روابط فوق:

 d = قطر اسمی پیچ F_u = تنش کششی نهایی مصالح ورق اتصال t = ضخامت قطعه اتصال l_e = فاصله خالص در راستای نیرو، بین لبه سوراخها برای سوراخ های میانی

= فاصله خالص در راستای نیرو، بین لبه سوراخ تا لبه آزاد ورق اتصال برای سوراخ های انتهایی

تبصره: استفاده از سوراخ های بزرگ شده، لوبیایی کوتاه و بلند موازی امتداد نیرو فقط به اتصالات اصطکاکی محدود می گردد.

۱۰-۲-۹-۴ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی

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

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[1/3 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right] \leq F_{nt} \quad (10-2-9-6)$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left[1/3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} \right] \leq F_{nv} \quad (10-2-9-7)$$

که در آن:

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[1/3 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right] \leq F_{nt} \quad (10-2-9-8)$$

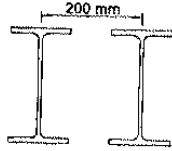
$$F'_{nv} = F_{nv} \left[1/3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} \right] \leq F_{nv} \quad (10-2-9-9)$$

 ϕ = ضریب کاهش مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می باشد. F_{nt} = مقاومت کششی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۱۰ وقتی که نیروی کششی به تنهایی عمل نماید. F_{nv} = مقاومت برشی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۱۰ وقتی که نیروی برشی به تنهایی عمل نماید. f_{uv} = تنش برشی مورد نیاز f_{ut} = تنش کششی مورد نیاز A_{nt} = سطح مقطع اسمی پیچ

تبصره: در مواردی که تنش کششی یا برشی مورد نیاز کمتر از ۳۰ درصد تنش طراحی متناظر باشد ($f_u \leq 0/3 \phi F_n$)، منظور کردن رابطه اندرکنش لازم نیست.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۷- یک ستون فولادی با مقطع دابل تیر آهن IPE200 به فاصله 200 میلی‌متر از یکدیگر مفروض است. نیروی محوری نهایی ستون 800 kN و نیروی برشی نهایی ستون در امتداد محور با مصالح برابر 320 kN می‌باشد. در صورتی که فاصله مرکز به مرکز ورق بست‌های موازی 400 mm و فاصله مراکز جوش دو طرف ورق بست 200 mm باشد، نیروی برشی نهایی وارد بر هر بست برای طراحی ورق بر حسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقاومت فشاری موجود ستون و نیروی محوری نهایی ستون یکسان بوده و برابر 800 kN فرض شود)

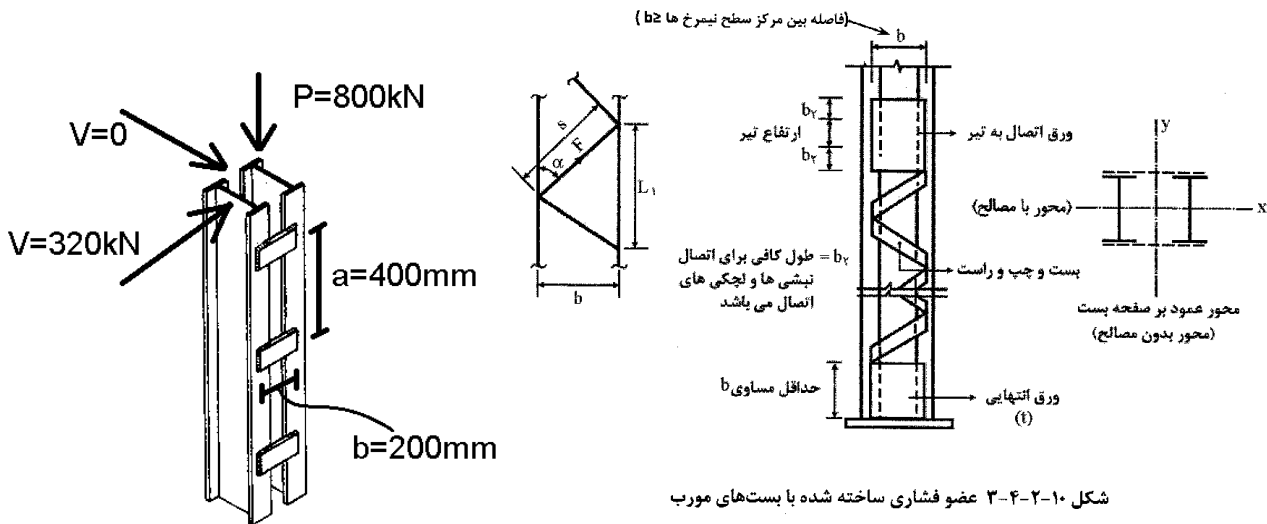


- 16 (۱)
32 (۲)
48 (۳)
96 (۴)

گزینه ؟

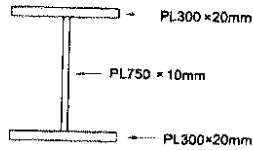
$$V = 0.02P + 320 = 0.02 \times 800 + 320 = 336 \text{ kN}$$

$$V_{\text{بست}} = \frac{Va}{2b} = \frac{336 \times 400}{2 \times 200} = 336 \text{ kN}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۸- مقطع یک تیر به طول ۱۰ متر با تکیه‌گاه‌های ساده مطابق شکل زیر است. اگر فواصل آزاد سخت‌کننده‌ها در جان تیر ورق برابر با یک متر باشد، مقاومت برشی طراحی این تیر ورق بر حسب kN در چشمه‌های ابتدایی و انتهایی، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



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

- ۱) ۱۰۲۰
۲) ۱۱۳۸
۳) ۶۴۵
۴) ۷۱۵

گزینه ۱

در چشمه‌های انتهایی مقاومت برشی بدون استفاده از میدان کششی محاسبه می‌شود:

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{1000}{750}\right)^2} = 7.81$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{750}{10} = 75 < 1.1 \sqrt{\frac{7.81 \times 200000}{240}} = 88.7$$

$$\rightarrow \phi 0.6 F_y A_w C_v = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 790 \times 10 \times 1 = 1023 \text{ kN}$$

۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی

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.

۱۰-۲-۶-۱ مقاومت برشی اسمی

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

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

که در آن:

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد جان}$$

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

$$C_v = \text{ضریب برشی جان به شرح زیر:}$$

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

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

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

$$\text{ب-۱) برای } \frac{h}{t_w} \leq 1/1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (3-6-2-10)$$

$$C_v = 1$$

$$\text{ب-۲) برای } 1/1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1/37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (4-6-2-10)$$

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

$$C_v = \frac{1/51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_y}$$

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):

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

در روابط فوق:

$$t_w = \text{ضخامت جان مقطع}$$

$$a = \text{فاصله آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان}$$

h = برای تیرهای نوردشده مساوی فاصله آزاد بین دو بال منهای شعاع‌های گردی محل اتصال جان به بال

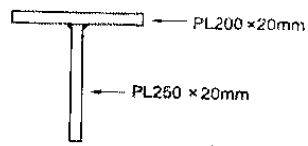
= برای مقاطع ساخته‌شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌ها جوشی باشد مساوی فاصله آزاد بین دو بال

= برای مقاطع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌های پیچی باشد مساوی فاصله بین خطوط پیچ

= برای مقاطع سپری مساوی عمق کلی مقطع

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۹- فاصله بین محورهای خنثی الاستیک و پلاستیک حول محور قوی و نیز مقدار لنگر پلاستیک حول همان محور برای مقطع نشان داده شده در شکل مقابل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ($F_y = 240 \text{ MPa}$)



- (۱) 180 kN.m و 65 mm
 (۲) 157 kN.m و 65 mm
 (۳) 157 kN.m و 40 mm
 (۴) 180 kN.m و 40 mm

گزینه ۳

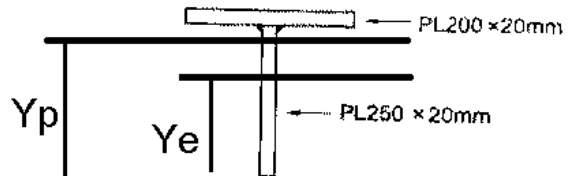
$$Y_e = \frac{200 \times 20 \times 260 + 250 \times 20 \times 125}{200 \times 20 + 250 \times 20} = 185 \text{ mm}$$

$$Y_p \times 20 = 200 \times 20 + (250 - Y_p) \times 20 \quad \rightarrow \quad Y_p = 225 \text{ mm}$$

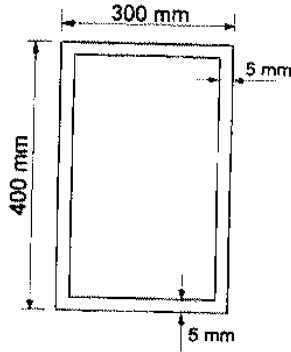
$$\left. \begin{array}{l} Y_e = 185 \text{ mm} \\ Y_p = 225 \text{ mm} \end{array} \right\} Y_p - Y_e = 40 \text{ mm}$$

$$M_p = ZF_y = (200 \times 20 \times 35 + 25 \times 20 \times 12.5 + 225 \times 20 \times 112.5) \times 240$$

$$= 652500 \times 240 = 156.6 \text{ kN.m}$$



۵۰- مقاومت پیچشی طراحی مقطع نشان داده شده در شکل مقابل بر حسب $kN.m$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ ($F_y=240 MPa$)



167 (۱)

152 (۲)

150 (۳)

136 (۴)

گزینه ۴

$$\left(2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70.7\right) < \left(\frac{h}{t} = \frac{400 - 10}{5} = 78\right) < \left(3.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 88\right)$$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.6 F_y \times 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{78}\right) = 130$$

$$C = 2(B - t)(H - t)t - 4.5(4 - \pi)t^3 = 2(300 - 5)(400 - 5)5 - 4.5(4 - \pi)5^3 = 1164766 \text{ mm}^3$$

$$\varphi T_n = 0.9 \times F_{cr} C = 0.9 \times 130 \times 1164766 = 136.27 \text{ kN.m}$$

۱۰-۲-۷-۴ اعضای تحت اثر لنگر پیچشی و ترکیب پیچش، خمش، برش یا بدون نیروی

محوری

۱۰-۲-۷-۴-۱ مقاومت پیچشی مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل

$C =$ ثابت پیچشی مقطع که برای مقاطع قوطی شکل به طور محافظه کارانه از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$C = 2(B - t)(H - t)t - 4.5(4 - \pi)t^3$$

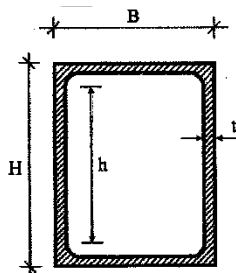
(۱۰-۲-۷-۴)

مقاومت پیچشی طراحی اعضای با مقطع لوله‌ای و قوطی شکل مساوی φT_n می‌باشد که در آن T_n ضریب کاهش مقاومت برای پیچش برابر 0.6 و T_n مقاومت پیچشی اسمی می‌باشد که بر اساس حالت‌های حدی تسلیم پیچشی و کمانش پیچشی با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$T_n = F_{cr} C$$

(۱۰-۲-۷-۴)

پارامترهای به کار رفته در روابط فوق مطابق شکل زیر است.



H - ضلع بزرگ

شکل ۱۰-۲-۷-۴-۱ مقطع قوطی شکل

برای مقاطع قوطی شکل، F_{cr} بر حسب مورد از روابط زیر به دست می‌آید.

$$\bullet \text{ برای } \frac{h}{t} \leq 2/45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} :$$

$$F_{cr} = 0.6 F_y$$

(۱۰-۲-۷-۴)

$$\bullet \text{ برای } 2/45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \leq 3/0.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} :$$

$$F_{cr} = \frac{0.6 F_y (2/45 \sqrt{E/F_y})}{(h/t)}$$

(۱۰-۲-۷-۴)

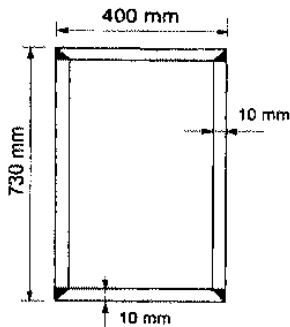
$$\bullet \text{ برای } 3/0.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \leq 260 :$$

$$F_{cr} = \frac{0.458 \pi^2 E}{(h/t)^2}$$

(۱۰-۲-۷-۴)

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۱- شکل مقابل یک مقطع قوطی ساخته شده با جوش قوس الکتریکی را نشان می دهد. مقاومت برشی طراحی این مقطع در امتداد محور ضعیف بر حسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ($F_y=240 \text{ MPa}$)



1590 (۱)

1765 (۲)

1840 (۳)

2045 (۴)

گزینه ۱

$$\left(1.1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{240}} = 71 \right) < \frac{h}{t_w} = \frac{710}{0.93 \times 10} = 76.34 < 1.37 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{240}}$$

$$C_v = \frac{1.1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{240}}}{\frac{h}{t_w}} = \frac{71}{76.34} = 0.93$$

$$\rightarrow \phi 0.6 F_y A_w C_v = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (2 \times 710 \times 0.93 \times 10) \times 0.93 = 1591.7 \text{ kN}$$

۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع نورد شده 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.

۱۰-۲-۶-۱ مقاومت برشی اسمی

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

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

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:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{با I شکل نورد شده}$$

$$C_v = 1 \quad \text{و} \quad \phi_v = 1 \quad (۲-۶-۲-۱۰)$$

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

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

$$C_v = 1 \quad (۳-۶-۲-۱۰)$$

$$\text{ب-۲) برای } 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{h/t_w} \quad (۴-۶-۲-۱۰)$$

۱۰-۲-۶-۵ مقاومت برشی اعضای با مقطع قوطی شکل

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع قوطی شکل باید بر اساس الزامات بند ۱۰-۲-۶-۱ با $A_w = 2ht$ تعیین شود. که در آن:

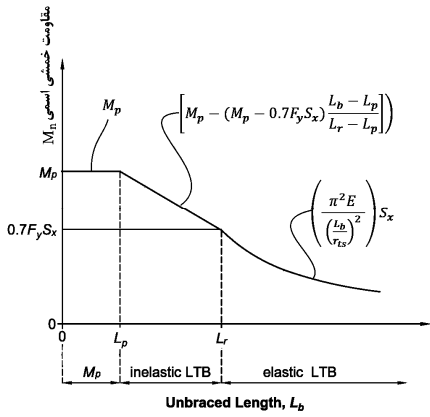
t = ضخامت طراحی جان های مقطع قوطی شکل مساوی 0.93 برابر ضخامت اسمی جان ها برای مقاطع قوطی شکل با جوش قوس الکتریکی و مساوی ضخامت اسمی جان ها برای مقاطع قوطی

شکل با جوش زیرپودری

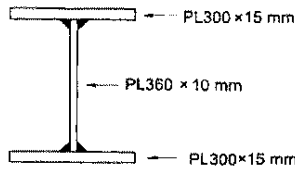
h = مطابق تعریف ارائه شده در بند ۱۰-۲-۶-۱ ب. در صورت مشخص نبودن شعاع گردی در محل اتصال جان ها به بال ها برای محاسبه h می توان بعد بیرونی (کلی) منهای سه برابر ضخامت بال

را در محاسبات منظور نمود.

و t_w باید برابر t و نیز k_v برابر 5 در نظر گرفته شود.



۵۲- مقطع تیر نشان داده شده در شکل زیر تحت خمش حول محور قوی قرار دارد. به ازای حدوداً چه طول مهارنشده این عضو، حالت حدی تسلیم خمشی و حالت حدی کمانش پیشگی جانبی غیرارجاعی به طور هم‌زمان حاکم بر طرح می‌شوند؟ ($F_y=240 \text{ MPa}$)



- (۱) ۱.۷۲ متر
(۲) ۴.۷۲ متر
(۳) ۲.۷۲ متر
(۴) ۳.۷۲ متر

گزینه ۴

اگر $L_b = L_p$ شود حالت مرزی اتفاق می‌افتد:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \sqrt{\frac{I_y = 2 \times \frac{15 \times 300^3}{12} + \frac{360 \times 10^3}{12}}{A = 2 \times 300 \times 15 + 360 \times 10}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3719 \text{ mm}$$

۱۰-۲-۵-۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و

اعضای با مقطع ناودانی فشرده تحت خمش حول محور قوی

L_r = طول مهارنشده عضو مطابق رابطه زیر، که مرز بین حالت حدی کمانش پیشگی - جانبی غیرارجاعی و ارتجاعی را مشخص می‌کند.

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.

$$L_r = 1/\lambda \Delta r_{ts} \frac{E}{\sqrt{F_y}} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6/\lambda \left(\frac{\sqrt{F_y}}{E}\right)^2}} \quad (7-5-2-10)$$

F_{cr} = تنش کمانش الاستیک پیشگی - جانبی مطابق رابطه زیر:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.7 \lambda \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (8-5-2-10)$$

تبصره: در رابطه ۱۰-۲-۵-۸ عبارت زیر رادیکال را می‌توان به طور محافظه‌کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

E = مدول الاستیسیته فولاد

$$J = \left(\frac{1}{12} \sum (bt^3)\right) \text{ (مساوی)} \quad (9-5-2-10)$$

S_x = اساس مقطع الاستیک نسبت به محور X

h_o = فاصله مرکز تا مرکز بال‌ها

r_{ts} = شعاع ژیراسیون موثر طبق رابطه زیر:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y C_w}{S_x} \quad (9-5-2-10)$$

c = ضریبی است طبق روابط زیر:

$c=1$ برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن

$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$ برای مقاطع ناودانی

C_w = ثابت تابیدگی

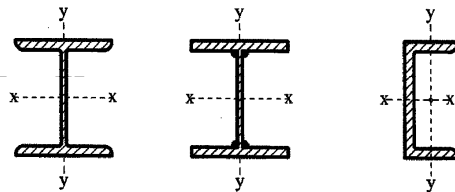
یادداشت: برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن، $C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$ بوده و لذا رابطه ۱۰-۲-۵-۹ برای مقاطع I شکل به صورت زیر ساده می‌شود.

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o^2}{4 S_x} \quad (10-5-2-10)$$

همچنین r_{ts} را می‌توان به طور محافظه‌کارانه شعاع ژیراسیون مقطعی شامل بال فشاری و یک ششم جان نسبت به محور مار بر جان در نظر گرفت.

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{h t_w}{2 b t_f}\right)}} \quad (11-5-2-10)$$

b_f و t_f = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع



(بال‌ها و جان فشرده) (بال‌ها و جان فشرده) (بال‌ها و جان فشرده)

مقاومت خمشی اسمی، M_n ، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس

حالت‌های حدی تسلیم و کمانش پیشگی - جانبی در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (3-5-2-10)$$

در رابطه فوق:

M_p = منگنه پلاستیک

F_y = تنش تسلیم فولاد

Z_x = اساس مقطع پلاستیک حول محور X

ب) حالت حدی کمانش پیشگی - جانبی

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

ب-۲) برای $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (4-5-2-10)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (5-5-2-10)$$

در رابطه فوق:

L_b = فاصله بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییر مکان جانبی بال فشاری یا از

پیشگی کل مقطع جلوگیری شده است که در این بخش برای اختصار و سادگی به عنوان

فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی نامگذاری می‌شود.

L_p = طول مهارنشده عضو مطابق رابطه زیر، که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش

پیشگی - جانبی غیرارجاعی را مشخص می‌کند.

$$L_p = 1/\lambda \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6-5-2-10)$$

۵۳- در کدامیک از موارد زیر مقدار ضریب نامعینی را نمی توان همواره برابر واحد در نظر گرفت؟

- ۱) طراحی اعضای طره‌ای برای مؤلفه قائم زلزله
- ۲) طراحی اعضای مهاربندی در کلیه ساختمان‌های دارای مهاربند معمولی در هر دو راستا
- ۳) کنترل مقاومت محوری ستون‌های فولادی در برابر نیروی محوری ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته
- ۴) طراحی ستون‌های یک ساختمان دوطبقه با سیستم سازه‌ای از نوع قاب خمشی ویژه در هر دو راستا

گزینه ۲

دقت شود که ضریب نامعینی تنها به زلزله های افقی اعمال می شود و در زلزله قائم لازم نیست ضرب شود.

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۲-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بارجانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با ۱/۲ افزایش داده شود.

۳-۳-۲-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابر با ۱/۰ منظور شود:

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر از تراز پایه

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر $\Delta - P$

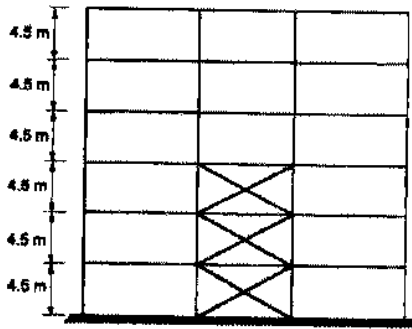
ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۳-۱۵)

چ- در کلیه اعضای که مشمول طراحی برای زلزله تشدید یافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.

۵۴- در شکل زیر یک قاب فولادی با دو سیستم سازه‌ای مختلف در ارتفاع برای تحمل بار جانبی نشان داده شده است. چنانچه ارتفاع و وزن موثر تمام طبقات یکسان فرض شود، پریرود تجربی این قاب به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض شود جداگرهای میان‌قاب‌ی مانعی برای حرکت قاب ایجاد نمی‌کنند)



(۱) 0.35 ثانیه

(۲) 0.45 ثانیه

(۳) 0.55 ثانیه

(۴) 0.77 ثانیه

گزینه ۴

$$\left. \begin{aligned} T_{\text{بادبندی}} &= 0.05(H = 27)^{0.75} = 0.592 \text{ Sec} \\ T_{\text{قاب خمشی}} &= 0.08(H = 27)^{0.75} = 0.947 \text{ Sec} \end{aligned} \right\} T = \frac{0.592 + 0.947}{2} = 0.77$$

۳-۳-۵-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع استفاده شده باشد، برای تعیین نیروی جانبی زلزله باید الزامات زیر رعایت گردد:

۳-۳-۵-۱ حالت کلی

الف- زمان تناوب اصلی سازه باید مطابق ضوابط بند (۳-۳-۳) تعیین گردد. در مواردی که از روابط تجربی استفاده می‌شود، این زمان باید برابر با متوسط وزنی زمان‌های تناوب هر یک از سیستم‌ها در ارتفاع کل سازه در نظر گرفته شود.

۵۵- یک ساختمان مسکونی منظم دو طبقه با ارتفاع 6 متر از تراز پایه با سیستم قاب خمشی فولادی متوسط بر روی خاک نوع IV و در منطقه با خطر نسبی متوسط طراحی شده است. در کدامیک از شرایط زیر می توان از طراحی همین سازه استفاده نمود؟ (مقاومت خاک را یکسان فرض نمایید)

- ۱) بر روی خاک نوع IV و منطقه با خطر نسبی زیاد
- ۲) بر روی خاک نوع I و منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد
- ۳) بر روی خاک نوع II و منطقه با خطر نسبی زیاد
- ۴) بر روی خاک نوع III و منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد

گزینه ۳

$$T_{\text{قاب خمشی}} = 0.08(6)^{0.75} = 0.306 \text{ Sec}$$

$$T_{\text{قاب خمشی با میانقاب}} = 0.8 \times 0.08(6)^{0.75} = 0.24 \text{ Sec}$$

دوره تناوب سازه به گونه ای است که در همه شرایط داریم:

$$T_0 < T < T_s$$

بنابراین ضریب N در تمامی موارد برابر یک است.

با تغییر نوع خاک و منطقه تنها پارامترهای A و B تغییر می کنند:

$$AB = 0.25 \times 3.25 = 0.8125$$

خاک IV و A=0.25

$$AB = 0.3 \times 2.75 = 0.825$$

گزینه ۱) خاک IV و A=0.3

$$AB = 0.35 \times 2.5 = 0.875$$

گزینه ۲) خاک I و A=0.35

$$AB = 0.3 \times 2.5 = 0.75$$

گزینه ۳) خاک II و A=0.3

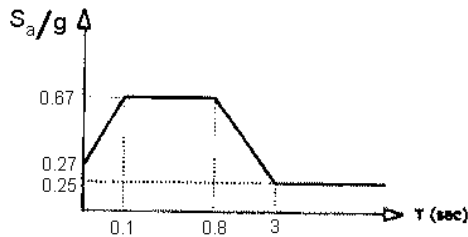
$$AB = 0.35 \times 2.75 = 0.96$$

گزینه ۴) خاک III و A=0.35

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

۵۶- برای احداث یک بیمارستان سه طبقه به ارتفاع ۱۴ متر از تراز پایه در شهر کرمان طیف طرح ویژه ساختگاه به شکل زیر حاصل شده است. در صورتی که سیستم باربر جانبی ساختمان سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی ویژه با دیوار برشی بتنی ویژه باشد، و ساختمان مورد نظر منظم باشد، حداقل نیروی جانبی زلزله به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (W وزن مؤثر لرزه‌ای این ساختمان، خاک محل از نوع II و S_a معرف شتاب طیفی است)



$$V_u = 0.13 W \quad (۱)$$

$$V_u = 0.12 W \quad (۲)$$

$$V_u = 0.11 W \quad (۳)$$

$$V_u = 0.16 W \quad (۴)$$

گزینه ۱

$$T_{\text{تجربی}} = 0.05H^{0.75} = 0.05 \times 14^{0.75} = 0.362 \text{ sec}$$

$$\left. \begin{aligned} AB_{\text{استاندارد}} &= 0.35 \times 2.5 = 0.875 \\ S_{a_{\text{ساختگاه}}} &= AB_{\text{ساختگاه}} = 0.67 \end{aligned} \right\} B = \text{Max} \left(0.8 \times AB_{\text{استاندارد}}, AB_{\text{ساختگاه}} \right) = 0.7$$

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W = \frac{0.7 \times 1.4}{7.5} W = 0.13W$$

۲-۵-۲ طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله‌های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختگاه، و با به‌کارگیری نسبت میرائی ۵ درصد تعیین می‌گردد. در صورتی که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرائی متفاوتی را ایجاب کند، می‌توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت ۱ و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ ضرب گردد.

مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود.

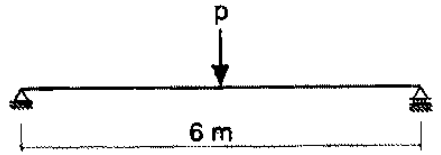
جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

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

۵۷- براساس روش ضرایب بار و مقاومت و با در نظر گرفتن کلیه بارهای مرده، زنده و زلزله، لنگر طراحی تیر دوسر ساده فولادی نشان داده در شکل زیر که مربوط به محل‌های اجتماع عمومی یک مدرسه در شهر تهران است، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ P_D معرف بار متمرکز ناشی از بارهای مرده و P_L معرف بار متمرکز ناشی از بارهای زنده است. در محاسبات از وزن تیر صرف‌نظر شود.

$$P_L = 45 \text{ kN} \quad \text{و} \quad P_D = 150 \text{ kN}$$



$$M_u = 411 \text{ kN.m} \quad (۱)$$

$$M_u = 394 \text{ kN.m} \quad (۲)$$

$$M_u = 378 \text{ kN.m} \quad (۳)$$

$$M_u = 342 \text{ kN.m} \quad (۴)$$

گزینه ۱

• با توجه به اینکه وزن خود تیر قابل صرف نظر کردن است، کل بار وارد شده بر تیر از نوع متمرکز می باشد و بنابراین در محاسبه زلزله قائم آن باید کل سربار منظور شود. تیرهایی که بیش از نیمی از بار وارد بر آنها متمرکز باشد، مشمول حالت پ می شود. در این تیر اگر از وزن تیر صرف نظر شود ۱۰۰ درصد بار وارد بر آن متمرکز می باشد.

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۳-۱-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در ۳-۳-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

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.

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

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

$$F_{Vu} = 0.6 AIW_p$$

(۳-۱۰)

در این رابطه:

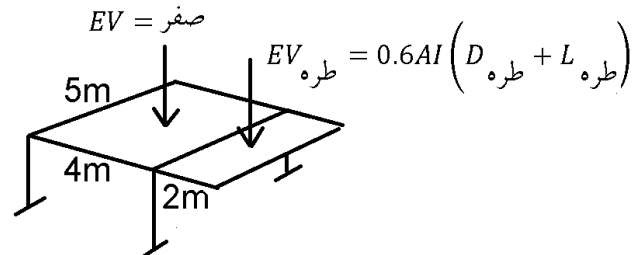
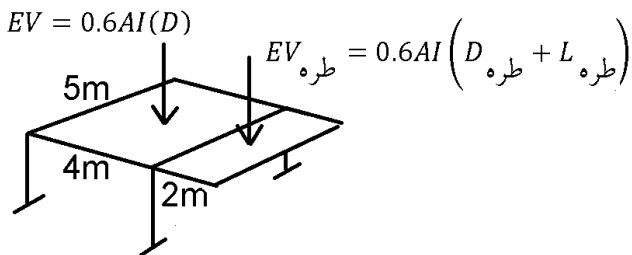
A و مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

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

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

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

به شکل زیر توجه کنید. در شکل بار طره مشمول حالت "ت" می شود و بار گذاری زلزله قائم به صورت زیر خواهد بود:



مناطق با خطر نسبی بسیار زیاد

سایر مناطق

$$M_D = \frac{P_D L}{4} = \frac{150 \times 6}{4} = 225 \text{ kN.m}$$

لنگر ناشی از بار مرده:

$$M_L = \frac{P_L L}{4} = \frac{45 \times 6}{4} = 67.5 \text{ kN.m}$$

لنگر ناشی از بار زنده:

لنگر ناشی از بار زلزله قائم:

$$M_{EV} = \frac{P_{EV} L}{4} = \frac{(0.6 AI W_p) \times 6}{4} = \frac{(0.6 \times 0.35 \times 1.2 \times (150 + 45)) \times 6}{4} = 73.71 \text{ kN.m}$$

$$1.2 M_D + M_L + M_{EV} = 1.2 \times 225 + 67.5 + 56.7 = 411 \text{ kN.m}$$

ترکیب بار:

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۸- یک ساختمان مسکونی دو طبقه با ارتفاع ۸ متر از تراز پایه در امتداد اصلی X دارای سیستم قاب خمشی بتنی متوسط و در امتداد اصلی Y دارای سیستم دیوارهای باربر از نوع دیوار برشی بتن آرمه متوسط است. در صورتی که نوع خاک محل پروژه III باشد، نسبت برش پایه در امتداد X به برش پایه در امتداد Y به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

- ۱) 1.20 ۲) 1.00 ۳) 0.80 ۴) 0.75

گزینه ۲

با توجه به ارتفاع کم سازه دوره تناوب تجربی آیین نامه در هر دو جهت مابین T_0 و T_s قرار خواهد گرفت:

$$T_{\text{قاب خمشی بتنی}} = 0.05H^{0.9} = 0.32 \text{ sec}$$

$$T_{\text{دوگانه}} = 0.05H^{0.75} = 0.237 \text{ sec}$$

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

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

مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۵-۳)، به غیر از سیستم

کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۵-۳)$$

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

۲-۳-۱ 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.

$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned} \quad (۲-۲)$$

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله / ۲۷

در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار و ضرایب C_d و Ω_0 مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود.

تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار

ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر

اختیار گردد.

توجه شود که بنابند فوق ضرایب رفتار در دو جهت برابر $Ru=4$ خواهد بود.

$$\left. \begin{aligned} \frac{(B_1)_X}{(B_1)_Y} = \frac{(S_X + 1)}{(S_Y + 1)} = 1 \\ N_X = N_Y = 1 \\ R_X = 5 \\ R_Y = 4 \end{aligned} \right\} \left. \begin{aligned} \left(\frac{ABI}{R}\right)_X = 1 \\ \left(\frac{ABI}{R}\right)_Y \end{aligned} \right\} R_X = R_Y = 4$$

۵۹- در یک ساختمان مسکونی منظم با سیستم قاب خمشی بتنی ویژه به ارتفاع 24 متر از تراز پایه، مقادیر زمان تناوب اصلی سازه براساس دو نوع تحلیل با سختی‌های کاهش یافته اعضا، به شرح جدول زیر به دست آمده است. حداکثر زمان تناوب برای محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی طرح در تحلیل استاتیکی معادل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (اثر جداگرهای میان‌قابی ناچیز فرض شود)

تحلیل	سختی تیر	سختی ستون	زمان تناوب (ثانیه)
1	$0.35 I_g$	$0.7 I_g$	1.612
2	$0.5 I_g$	I_g	1.425

$$T = 1.612 \text{ sec (1)}$$

$$T = 1.425 \text{ sec (2)}$$

$$T = 1.092 \text{ sec (3)}$$

$$T = 0.837 \text{ sec (4)}$$

گزینه ۲

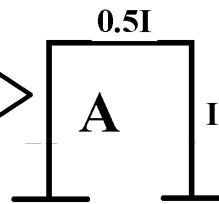
۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eH} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۱-۳) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۱-۳-۳) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود.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

ابتدا دوره تناوب سازه از سازه A استخراج میشود سپس زلزله دریافت محاسبه شده و به سازه B اعمال می‌شود تغییر مکانها باید از سازه B استخراج شود

۳-۳-۳ سختی مقاطع بتن آرمه در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان‌های بتن آرمه اثر ترک خوردگی اعضا در سختی خمشی آنها باید در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان سختی مؤثر اعضا را برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

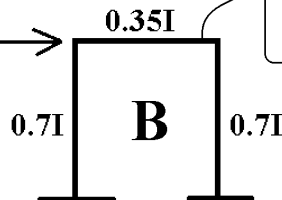
- در تیرها $I_e = 0.5I_g$
- در ستون‌ها و دیوارها $I_e = I_g$

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



تابع دوره تناوب T

$$E\text{-drift} = \frac{ABI}{R} W$$



۳-۵-۳ در سازه‌های بتن آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده مقاطع را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها $I_g 0.35$ ، برای ستون‌ها $I_g 0.7$ ، و برای دیوارها $I_g 0.35$ یا $I_g 0.7$ نسبت به میزان ترک خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر P-Δ نیز صرف‌نظر کرد.

$$T_{\text{زلزله دریافت}} = 1.425 = 1.425 \text{ sec}$$

$$\left. \begin{aligned} T_{\text{قاب خمشی بتنی تجربی}} &= 0.05H^{0.9} = 0.873 \text{ sec} \\ T_{\text{قاب خمشی بتنی تحلیلی}} &= 1.425 \end{aligned} \right\} T_{\text{زلزله طرح}} = \text{Min}(1.25 \times 0.873, 1.425) = 1.092 \text{ sec}$$

• برای توضیحات بیشتر در مورد نحوه محاسبه تغییر مکان جانبی به جزوه ایتبس اینجانب مراجعه نمایید.

۶- بر روی بام ساختمان مسکونی چهارطبقه‌ای در اصفهان به ارتفاع 14 متر از تراز پایه و بر روی زمین نوع III در نظر است قطعه‌ای غیرسازه‌ای طرفی به ارتفاع 2 متر و وزن 4 kN به صورت مهارنشده نصب شود. اگر جرم قطعه در ارتفاع یکنواخت باشد، لنگر خمشی انتقال یافته از پای قطعه به بام ناشی از زلزله (در حد مقاومت) بر حسب kN.m حدوداً چقدر باید در نظر گرفته شود؟ (مقدار ضریب اهمیت قطعه غیرسازه‌ای برابر یک فرض شود)

2.8 (۱) 6.5 (۴) 3.3 (۳) 4.4 (۴)

گزینه ۳

$$V_{pu} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.25 \times (1 + 1.75) \times 4 \times 1}{2.5} (1 + 2) = 330 \text{ kN}$$

$$M = V_{pu} \times 1 = 330 \text{ kN.m}$$

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.

$$V_{pu} = \frac{0.4 a_p A (1 + S) W_p I_p}{R_{pu}} \left(1 + 2 \frac{Z}{H} \right) \quad (1-4)$$

در این رابطه:

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

A = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

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

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

R_{pu} = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

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

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

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

H = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

جدول ۱-۴ ضرایب اجزای معماری

R_{pu}	a_p	جزء معماری
۱/۵	۱	۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیفه - دیوار غیرمسلح مصالح بتایی - انواع دیگر دیوار و تیفه
۲/۵	۲/۵	۲- اجزای طرفی 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 طرفی نظیر جان‌پناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.

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

$$V_{pu}(\text{min}) = 0.3A(1 + S)I_p W_p \quad (2-4)$$

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

$$V_{pu}(\text{max}) = 1.6A(1 + S)I_p W_p \quad (3-4)$$

البته با توجه به بند زیر نیازی به محاسبه نیروی فوق برای این سازه نیست:

فصل چهارم

ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای

۱-۴ کلیات

۱-۴-۱ تعریف

اجزای غیرسازه‌ای در ساختمان‌ها به اجزایی اطلاق می‌شود که به سازه اصلی متکی‌اند ولی در تحمل بار جانبی زلزله به آن کمک نمی‌کنند. اجزای معماری مانند دیوارها، نماها و سقف‌های کاذب و نیز تأسیسات مکانیکی و برقی همراه با نگهدارنده‌ها و ادوات اتصال آنها جزو این گروه محسوب می‌شوند.

۱-۴-۲ محدوده کاربرد

ضوابط این فصل کلیه ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد، زیاد و ساختمان‌های با اهمیت متوسط با تعداد طبقات هشت و بیشتر، بجز موارد عنوان شده در زیر، را شامل می‌شود: