

بنام خدا

با سلام،

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

@Nezam_hoseinzadehasl

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

<https://telegram.me/mhoseinzadehasl>

۲- ارسال پرسش از طریق تلگرام:

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

۳- وبسایت شخصی:

در کانال فوق همچنین به سوالات مطرح در 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 برف گیر در محدوده شهرستان قزوین با گروه ناهمواری محیط متوسط و سقف شیب دار 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 نزدیک تر است؟ (شرایط لغزنده بودن برای بام برقرار نیست)

۱) 1.33 ۲) 1.10 ۳) 0.96 ۴) 1.26

گزینه ۴

طبق جزوه بارگذاری اینجانب:

۶-۷-۲ بار برف بام

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

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

که در آن:

۶-۷-۴ ضریب برف گیری C_e جدول ۶-۷-۲ ضریب برف گیری، C_e

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

۶-۷-۵ ضریب شرایط دمایی C_t

ضریب شرایط دمایی، C_t ، از جدول ۶-۷-۳، با توجه به شرایط مورد انتظار ساختمان در سال های عمر مفید، تعیین می شود.

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_t

۱٫۰	تمام ساختمان های به جز موارد زیر
۱٫۱	سازهایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی گراد نگهداری می شوند.
۱٫۲	سازهایی با زیر بام باز و سازهایی بدون گرمایش
۱٫۳	سازهایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگهداشته می شود

۶-۷-۶ ضریب شیب C_s

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

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

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

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

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

$$\rightarrow \text{بام شیب دار} \rightarrow \begin{cases} \begin{cases} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 5^\circ \\ C_t = 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 10^\circ \\ C_t \geq 1.2 \rightarrow \alpha_0 = 15^\circ \end{cases} & \text{بام لغزنده بدون مانع} \\ \begin{cases} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 30^\circ \\ C_t \geq 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 45^\circ \end{cases} & \text{بام غیر لغزنده و یا مانع دار} \end{cases}$$

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

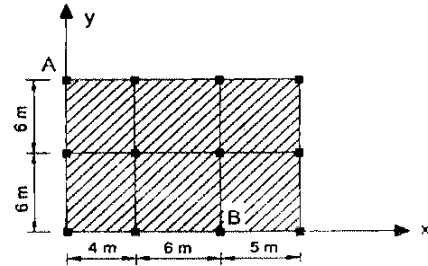
$$\rightarrow C_s = 1 \rightarrow \text{بام های کنگره ای و شیب دار دندانه ای}$$

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

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 $A_f=1$ و پیچش تصادفی منظور شده است. نیروی زلزله براساس 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

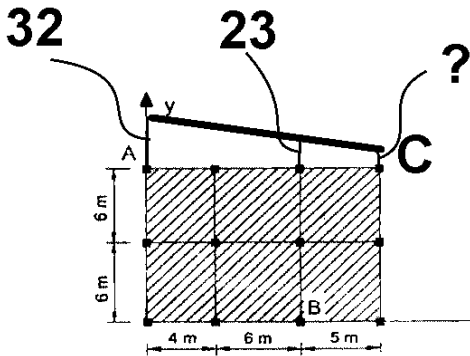
سازه تحت زلزله Y نامنظم پیچشی زیاد است ولی نامنظم شدید پیچشی نیست:

$$\Delta_A = 32 \text{ mm}$$

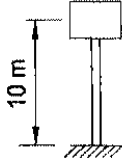
$$\Delta_B = 23 \text{ mm}$$

$$\Delta_C = \left(23 - \frac{32 - 23}{10} \times 5 \right) = 18.5 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_{max} = 32 \\ \Delta_{ave} = \frac{32 + 18.5}{2} = 25.25 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} = \frac{32}{25.25} = 1.267$$



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

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

متکی بر زمین

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

موضوع بند (۳-۵) 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

$$V_{u\min} = 0.09 W \quad (۳-۵)$$

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

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

1

۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمانی‌ها

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

سوم می‌باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه‌ها در بندهای (۲-۵) تا (۱۰-۵) 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) مجاز نمی‌باشد.

۴-۲-۵ وزن مؤثر لرزه‌ای، W

وزن مؤثر لرزه‌ای در این نوع ساختمانی‌ها 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)
بونکر، مخزن، ظرف یا کندی هوایی	برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن برروی پایه‌های مهاربندی نشده یا مهاربندی شده نامتقارن	۳ ۲ ۲	۲ ۲ ۲	۲/۵ ۲/۵ ۲/۵	۵۰ ۳۰ ۳۰
ظرف افقی جوش شده	با پایه زین‌شکل فولادی	۳	۲	۲/۵	

۳-۱-۱ نیروی برشی پایه V_u

(۱-۲)

$$V_u = CW \quad 3$$

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 محبت ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

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

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (۲-۳)$$

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

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

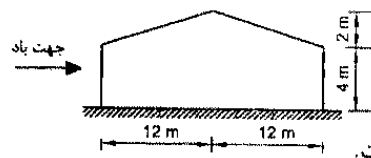
$$T = 0.48 \text{ Sec} \rightarrow V_u = \frac{ABI}{R_u} W = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1.4}{2} (885.2) = 542.185 \text{ kN}$$

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

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 نزدیک تر 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.

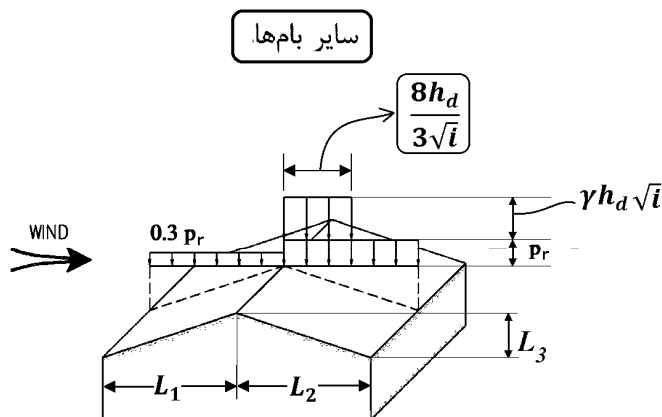
گزینه ۱

$$P_r = 1.2$$

$$\left. \begin{aligned} l_u = 12 \text{ m} \rightarrow h_d &= 0.12 \sqrt[3]{12} \sqrt[4]{100 \times 1.5 + 50} - 0.5 = 0.533 \text{ m} \\ \gamma &= 0.43 \times 1.5 + 2.2 = 2.845 \\ i &= \frac{2}{12} = 0.16667 \end{aligned} \right\} \gamma h_d \sqrt{i} = 0.619 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

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

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



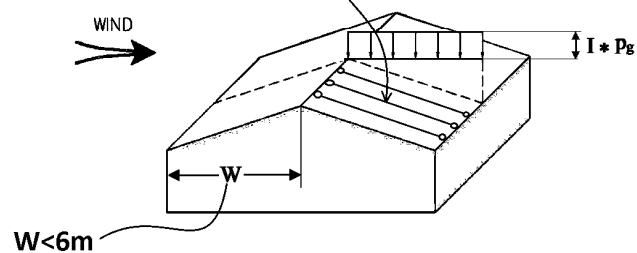
$$l_u: \begin{cases} L_2 < 6\text{m} \rightarrow l_u = 6\text{m} \\ L_2 \geq 6\text{m} \rightarrow l_u = L_1 \end{cases}$$

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

$$h_d = 0.12 \sqrt[3]{l_u} \sqrt[4]{100 \cdot P_g + 50} - 0.5$$

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

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



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 % نسبت به جرم کل	65%	70%	78%	79%	84%	87%	89%	91%	93%	96%
مجموع جرم مؤثر در راستای % 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.

۳-۴-۱-۲ 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.

۷-۴-۲ 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؟ (h_c عمق بحرانی گودبرداری و h عمق گود است)

- (۱) گود با شیب پایدار با عمق ۱۴ 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 ۱۰ 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	مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی همسایه
معمولی	کمتر از ۰/۵	کمتر از ۶ متر	صفر
زیاد	بین ۰/۵ تا ۲	بین ۶ تا ۲۰ متر	بین صفر تا ۲۰ متر
بسیار زیاد	بیشتر از ۲	بیشتر از ۲۰ متر	بیشتر از ۲۰ متر

h عمق گود مورد نظر است و h_c 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.

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:

۳-۳-۳-۵-۲ 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.

۳-۳-۳-۵-۳ برای تحلیل پایداری گود لازم است بار مرده ساختمان‌ها و ابنیه مجاور به طور کامل در نظر گرفته شود.

۳-۳-۳-۵-۴ 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
	موقت
شیب‌های خاکبرداری	۱/۳
پایداری کلی شیروانی	۱/۳
بالا آمدن کف گود	۱/۵

۳-۳-۳-۵-۵ در صورتی که گود موقت نباشد باید نیروی زلزله لحاظ شود و در انتخاب ضریب اطمینان مناسب، دوام مصالح نیز مورد توجه باشد.

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

۶-۵-۲ تغییرمکان جانبی

۶-۵-۳ از روش منحنی‌های $p-y$ می‌توان در تحلیل استفاده نمود، به شرط آنکه از منحنی‌های مناسب برای خاک‌های اصطکاکی و چسبنده استفاده گردد.

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 ۶-۶-۳ قابل قبول است.

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 اینصورت 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.

۶-۶-۲ نشست گروه شمع

نشست گروه شمع با توجه به نکات زیر تعیین گردد.

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.

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 دراز مدت خاک‌های چسبنده چند درصد بار زنده باید اعمال شود؟

۳۳ (۲)

۵۰ (۱)

۴ صفر

۲۵ (۳)

گزینه ۱

۷-۴-۵-۱ روش تنش مجاز

۷-۴-۵-۱-۱ 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.

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

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

۱-۲-۳-۴-۵ 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 کافی (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 ۸-۳-۱۲ 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

بپوشانند.

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؟

- ۱) 250 ۲) 300 ۳) 350 ۴) 400

گزینه ۲

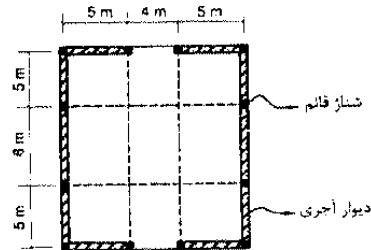
۸-۴-۵ ضوابط ویژه برای مناطق با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد

۸-۴-۵-۲ حداقل ابعاد ستون

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

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 ۴

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

در راستای x داریم:

$$\frac{(5 + 5 + 5 + 5)t}{16 \times 14} > 0.04 \rightarrow t > 0.448 \text{ m}$$

در راستای y داریم:

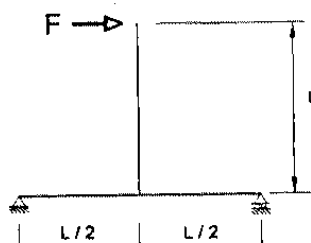
$$\frac{(16 + 16)t}{16 \times 14} > 0.04 \rightarrow t > 0.28 \text{ m}$$

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)



$$\frac{5 FL^3}{12 EI} \quad (۱)$$

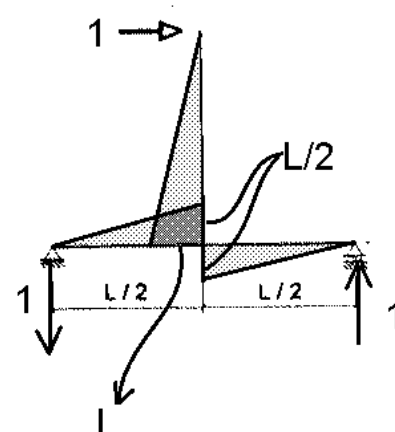
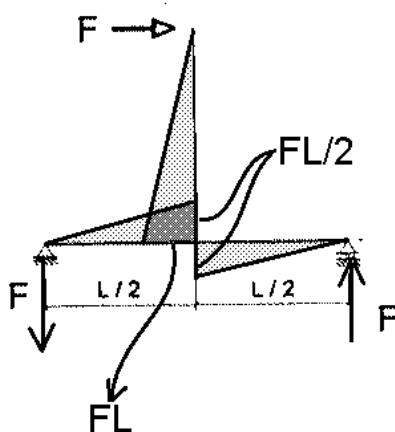
$$\frac{FL^3}{2 EI} \quad (۲)$$

$$\frac{7 FL^3}{12 EI} \quad (۳)$$

$$\frac{11 FL^3}{24 EI} \quad (۴)$$

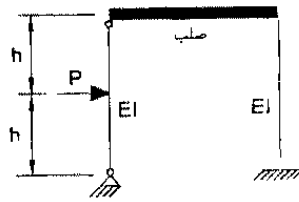
گزینه ۱

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

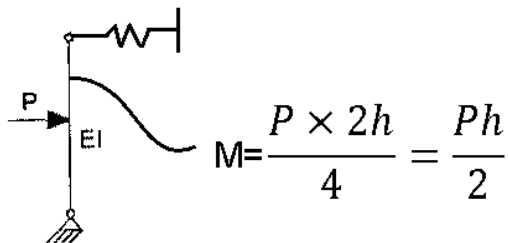
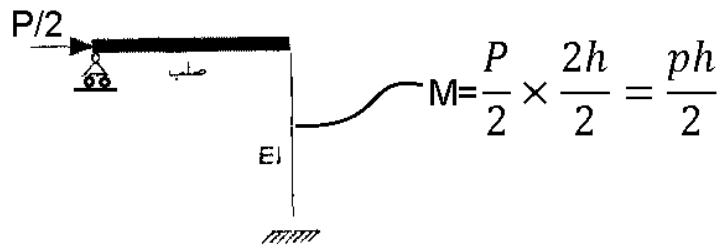


کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

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

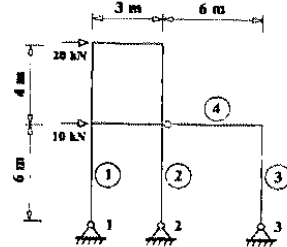
(۱) ph (۲) $ph/2$ (۳) $ph/4$ (۴) $ph/8$

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)



۷.۲ kN (۱)

۱۵ kN (۲)

۱۵.۸ kN (۳)

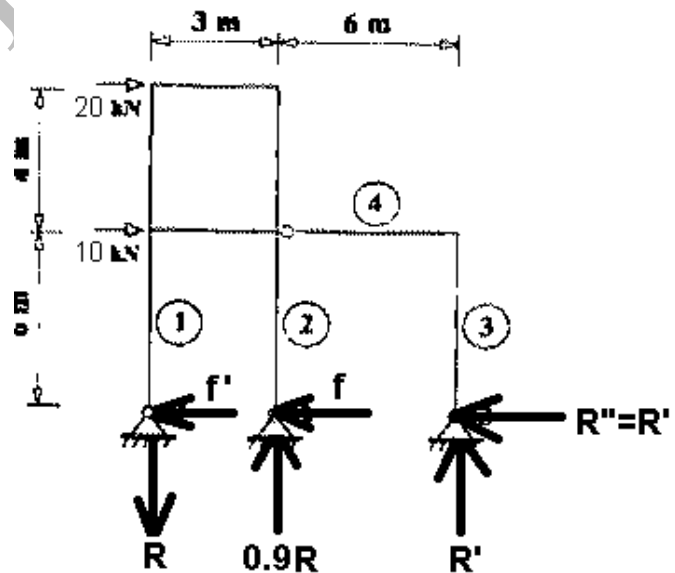
۱۱.۴ kN (۴)

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

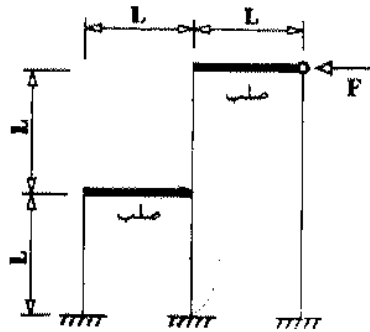
$$\sum M_1 = 0 \rightarrow 10 \times 6 + 20 \times 10 - 0.9R \times 3 - 0.1R \times 9 = 0 \rightarrow R = 72.22 \text{ kN}$$

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 E و I فرض شود. همچنین در تحلیل از تغییرشکل‌های محوری و برشی اعضا و نیز از وزن سازه صرف‌نظر نمایید.)



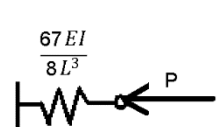
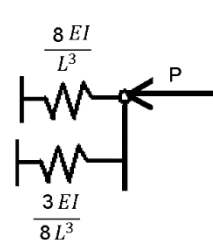
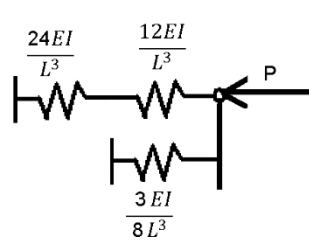
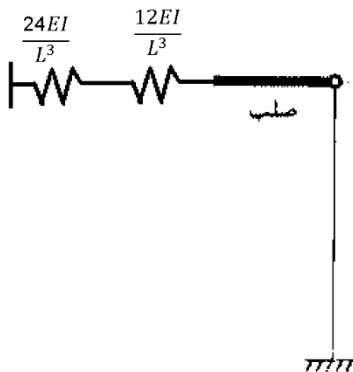
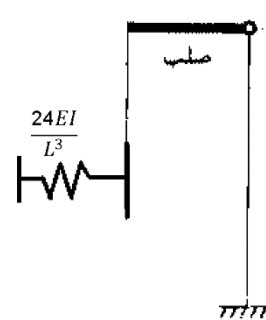
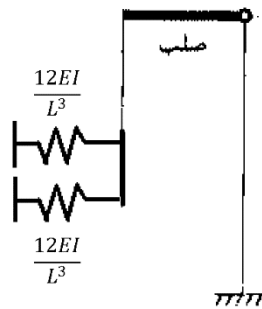
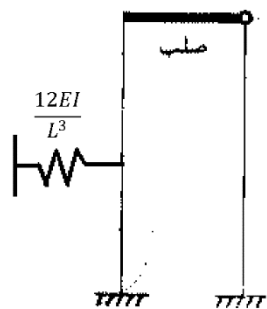
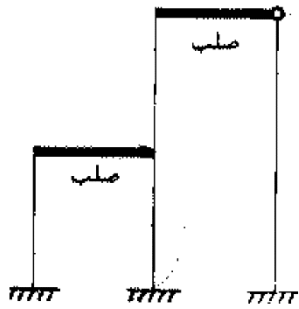
$$\frac{3 FL^3}{67 EI} \quad (۱)$$

$$\frac{5 FL^3}{12 EI} \quad (۲)$$

$$\frac{23 FL^3}{48 EI} \quad (۳)$$

$$\frac{15 FL^3}{24 EI} \quad (۴)$$

گزینه ۱



۱۹- برای تیر بتنی درجا با تکیه‌گاه ساده تحت بار گسترده یکنواخت، تغییر شکل 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)

(۲) 0.0040

(۱) 0.0035

(۴) 0.0070

(۳) 0.0055

گزینه ۲

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

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^۳، از رابطه

(۹-۱۳-۱) تعیین می‌گردد:

$$E_c = (3300 \cdot \sqrt{f_c} + 6900) \left(\frac{\gamma_c}{23} \right)^{1/5} \quad (9-13-1)$$

۹-۱۳-۷-۲-۳ 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 (۹-۱۳-۵) مشخص شده

است، به دست آورد:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (9-13-5)$$

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

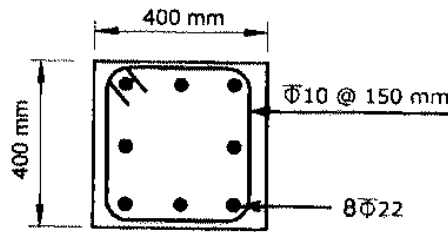
می‌شود:

جدول ۹-۱۷-۰ 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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

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)



(۱) 2356 kN

(۲) 2982 kN

(۳) 3312 kN

(۴) 3982 kN

گزینه ۳

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

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

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

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

۳-۴-۱۴-۹ در قطعات میله ای تحت اثر فشار محوری، حداکثر نیروی محوری مقاوم، در صورت استفاده از تنگ های موازی به ۸۰ درصد و در صورت استفاده از دورپیچ، به ۸۵ درصد مقداری که بر اساس فرضیات بند ۳-۱۴-۹ به دست می آید، محدود می گردد. 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:

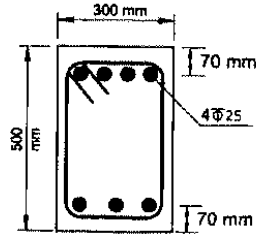
$$N_{rmax} = 0.8 [\alpha \phi f_c (A_g - A_{st}) + \phi f_y A_{st}] \quad \text{در صورت استفاده از تنگ های موازی} \quad (۴-۱۴-۹)$$

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

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

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c$$

۲۱- در یک قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط، یک تیر بتنی درجا در محل تکیه گاه دارای مقطعی با جزییات شکل زیر می باشد. 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 نزدیک تر است؟ (فولاد میلگردها S400 و بتن از نوع C25 می باشد. 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:

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

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

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

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

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

۲-۱-۳-۲۳-۹ آرماتورهای طولی و عرضی

۲-۲-۱-۳-۲۳-۹ در تکیه گاه های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول عضو، نباید از یک پنجم حداکثر مقاومت خمشی هر یک از دو انتهای عضو کمتر باشد. ۳-۲-۱-۳-۲۳-۹ در هر عضو خمشی حداقل یک پنجم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه گاه ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.

۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان های با شکل پذیری زیاد

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

۲-۱-۴-۲۳-۹ آرماتور طولی

۲-۲-۱-۴-۲۳-۹ در تکیه گاه های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت هر تکیه گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان تکیه گاه باشد. ۳-۲-۱-۴-۲۳-۹ مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نیابستی کمتر از یک چهارم مقاومت خمشی حداکثر تکیه گاه باشد.

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

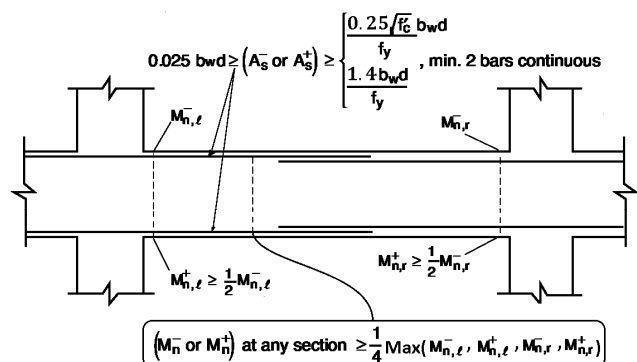
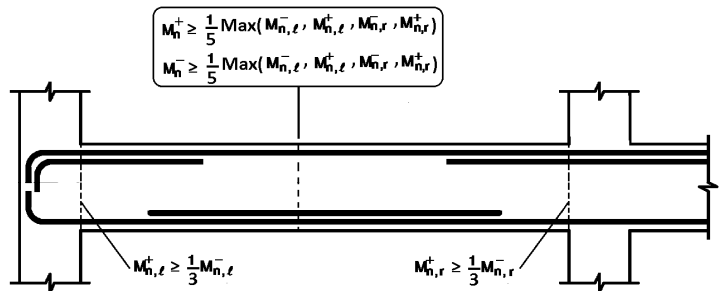
الف- در ستون های داخلی وقتی که تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی با چهار برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده اند.

ب- در ستون های 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 شده اند.

پ- در ستون های 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 شده اند.

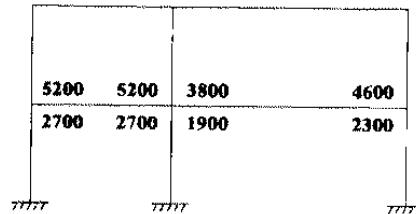
ت- در ستون های خارجی وقتی که تیر عرضی وجود ندارد: تمامی میلگردهایی که در عرض ستون واقع شده اند.

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



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۲- شکل زیر یک قاب بتن آرمه با شکل پذیری زیاد را نشان می دهد. اعداد بالا و پایین تیر طبقه اول به ترتیب سطح مقطع میلگردهای بالا و پایین تیر در محل تکیه گاه را بر حسب میلی متر مربع نشان می دهد. به لحاظ لرزه ای، نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال ستون میانی، چند برابر بیشترین نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال ستون های کناری است؟ (از برش در ستون ها صرف نظر و ابعاد مقطع تیر و عمق مؤثر آن در هر دو دهانه یکسان فرض شود). نزدیکترین گزینه به جواب را انتخاب کنید.



۱ (۲)

۲ (۱)

۳ 1.873

۴ 1.365

گزینه ۴

نیروی برشی مؤثر به ستون میانی:

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

نیروی برشی مؤثر به ستون کناری:

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

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

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۴ اتصالات تیر به ستون در قاب ها

۹-۲۳-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۳-۴-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون ها در قاب ها 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.

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

$1/47 f_{yd}$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در

ستون های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می شود در

تیرهای دو سمت اتصال مفصل های پلاستیک با ظرفیت های خمشی مثبت یا منفی، برابر با

لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr} ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت های 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)

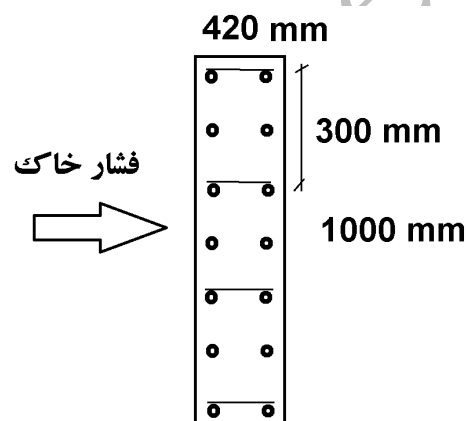
540 (۴)

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:

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

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 این نیرو برابر یکی از دو مقدار بدست آمده از روابط (۹-۱۴-۴) خواهد بود:

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

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

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

$$\beta_1 = 0.97 - 0.025 f_c$$

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 ۵۰۰ میلی‌متر با آرماتور $\Phi 10$ دورپیچ با گام ۶۰ میلی‌متر (محور تا محور) مفروض است. در صورتی که پوشش بتن برابر ۵۰ میلی‌متر باشد، نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۰.۰۱۸ (۲)

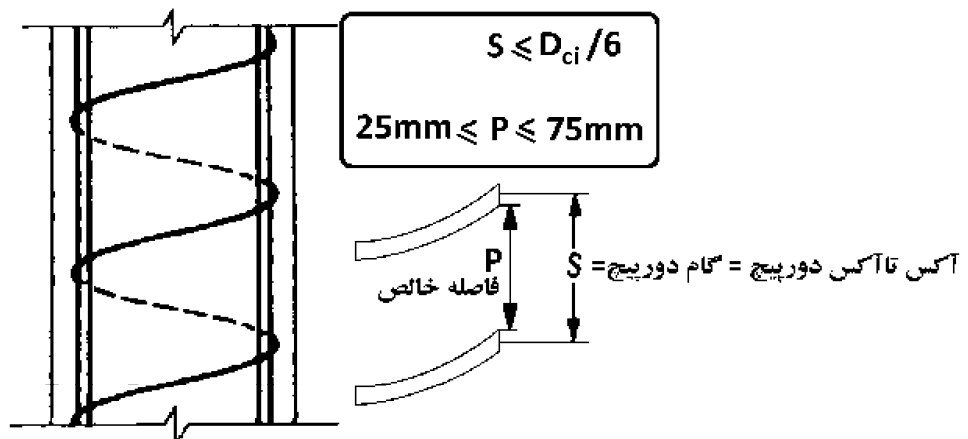
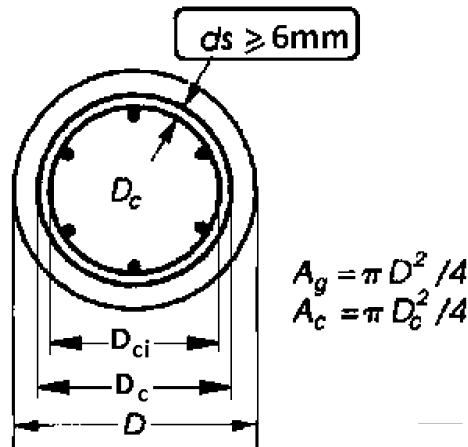
۰.۰۲۱ (۱)

۰.۰۱۰ (۴)

۰.۰۱۳ (۳)

گزینه ۳

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



ستونهای با شکل پذیری معمولی
ستونهای با شکل پذیری متوسط
ستونهای غیر لرزه ای



$$\rho_s = \frac{\pi(d_s)^2}{D_c S} \geq \frac{.6 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yd}}}{.18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}}}$$

ستونهای با شکل پذیری زیاد



$$\rho_s = \frac{\pi(d_s)^2}{D_c S} \geq \left| \begin{array}{l} .18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \\ .6 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \end{array} \right|$$

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؟

(۱) 4.00

(۲) 3.50

(۳) 3.40

(۴) 3.80

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 حداکثر آرماتور برشی

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

$$(A_{sv} + 2A_t)_{\min} = 0.6 \sqrt{f_c} \frac{b_w S_n}{f_{yv}} \quad (۹-۱۵-۱۴)$$

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

۹-۱۵-۱۰ محدودیت های آرماتورهای پیچشی

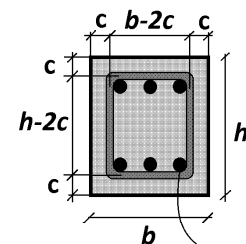
۹-۱۵-۱۰-۵ حداکثر فاصله بین خاموت های بسته پیچشی از رابطه (۹-۱۵-۲۰) تعیین می گردد:

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

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 می آید.

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{\lambda \sqrt{A_{oh}}} \leq 0.25 f_{cd} \quad (۹-۱۵-۲۱)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{\lambda \sqrt{A_{oh}}}\right)^2} \leq 0.25 f_{cd} \quad (۹-۱۵-۲۲)$$



$$A_c = bh$$

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

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

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

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

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

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)

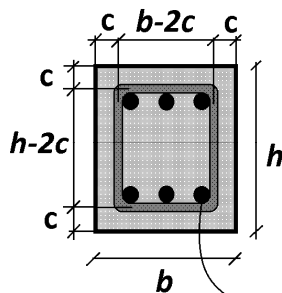
41 (۳)

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.

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

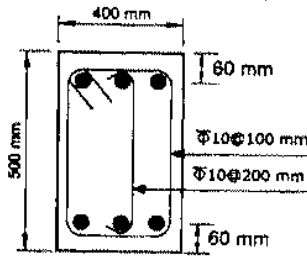
در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق تر مقدار A_o را می‌توان $0.85 A_{oh}$ منظور نمود.

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

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

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

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)

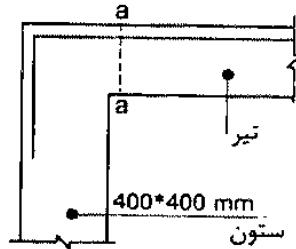
385 kN (۴)

گزینه ۳

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

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

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)



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

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

۹-۲۱-۷ طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش

۹-۲۱-۷-۱ 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.

$$l_{dh} = \left[\frac{0.74 k_1 k_2 \beta \lambda \frac{f_{yd}}{f_{cd}}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b$$

(۹-۲۱-۵)

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

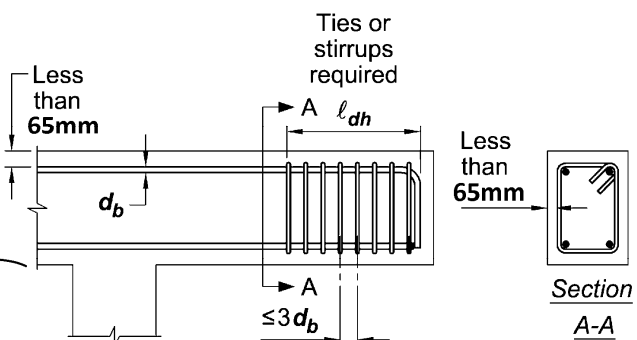
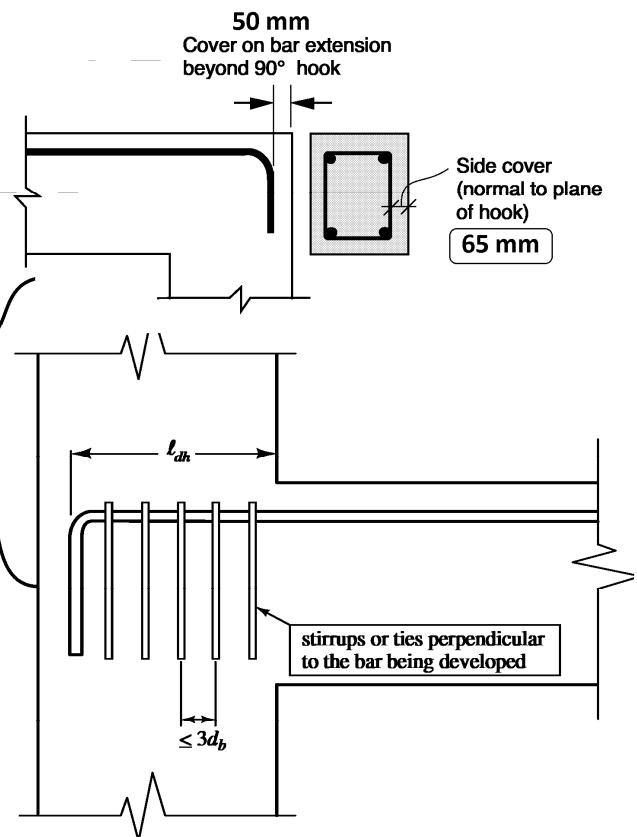
ضریب k_1 در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلابهای با خم ۱۸۰ درجه پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب، مساوی یا بیشتر از ۶۵ میلی‌متر و در قلابهای با خم ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب به ترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و ۵۰ میلیمتر 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 ۱/۷ در نظر گرفته شود.

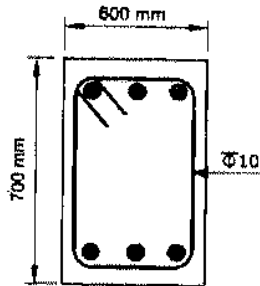
ضریب λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با یک می‌باشد.

۹-۲۱-۷-۲ در انتهای غیرممتد 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.



www.hoseinzadeh.net

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 $d/2$ می باشد که با توجه به اینکه تقریباً $d=630$ می باشد، حداکثر فواصل 315 mm می باشد.

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

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

۱۰-۱۵-۹ محدودیت‌های آرماتورهای پیچشی

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

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