

مرجع تخصصی مهندسی عمران

www.Mcivil.ir

دانلود (نوع پروژه های دانشجویی مهندسی عمران

فیلم های آموزشی نرم افزار

آکھی های استفاده ای عمران به صورت روزانه



بنام خدا

با سلام،

از خوانندگان محترم تقاضا دارم در صورت مشاهده هر گونه ایرادی از طریق صفحه زیر اطلاع دهنده تا پاسخها اصلاح شوند:

- کanal تلگرام ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران): @Nezam_hoseinzadehasl
- ارسال پرسش از طریق تلگرام: <https://telegram.me/mhoseinzadehasl>
- وبسایت شخصی: <http://www.hoseinzadeh.net/nezam.htm>

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

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

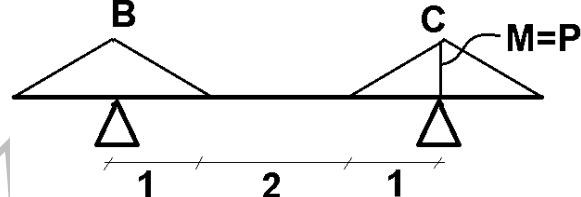
مسعود حسین زاده اصل

مشخص شده است.	
- در تیر با مقطع IPE180 شکل زیر، فرض کنید در نقاطی که با علامت \times مشخص شده است، مهارهای جانبی وجود دارد. مقدار ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی (C_b) در ناحیه BC به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (از وزن واحد طول تیر صرفنظر شود).	5 (۱)
	1.0 (۲)
	1.67 (۳)
	3 (۴)

گزینه ۱

با توجه به شکل زیر در فاصله نقاط B تا C مقدار قدر مطلق لنگر در یک چهارم ابتدایی، یک دوم میانی و سه چهارم طول تیر برابر با صفر است و بنابراین داریم:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M + 4M + 3M} = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max}} = 5$$



- در اصلاحیه مبحث دهم (به شکل زیر توجه کنید) برای C_b محدودیت ۳ قرار داده شده است. منتهی این محدودیت تنها برای مواردی عنوان شده که ضریب C_b بر اساس تبصره ۲ (با اعمال ضریب R_m) اصلاح شود.

در این سوال "طبق مبحث دهم" محدودیت ۳ برای C_b حاکم نیست و بنابراین مقدار $C_b=5$ خواهد بود.

۳-۱-۵-۲-۱۰ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمس حول محور

قوی و برای کلیه اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی (C_b)

در نمودار لنگر خمی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطه زیر تعیین می شود.

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

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

M_A = قدر مطلق لنگر خمی در نقطه $\frac{1}{4}$ طول مهارشده

M_B = قدر مطلق لنگر خمی در نقطه $\frac{1}{2}$ طول مهارشده

M_C = قدر مطلق لنگر خمی در نقطه $\frac{3}{4}$ طول مهارشده

تبصره ۱: برای تیرهای طرهای که انتهای آزاد آنها مهار نشده است، C_b مساوی واحد می باشد.

تبصره ۲: برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای مضاعف ضریب اصلاح کمانش

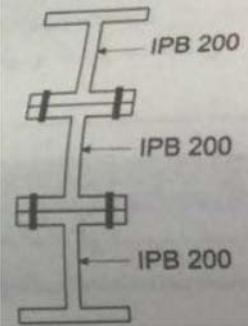
پیچشی - جانبی (C_b) باید به شرح زیر با ضریب R_m تشدید شود.

$$R_m = \frac{1}{5} + 2 \left(\frac{I_y \text{Top}}{I_y} \right)^2 \quad (2-5-2-10)$$

دید	شرح	غلط	صحیح
۲۳	صفحه ۶۲ سطر دوم از انتهای صفحه، تبصره ۲	با ضریب R_m تشدید شود	با ضریب R_m اصلاح شود. در هر صورت C_b اصلاح شده نباید از ۳ بزرگتر در نظر گرفته شود

کanal ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲- مطابق شکل زیر مقطع یک عضو خمشی از سه نیمرخ IPB200 که به یکدیگر پیچ شده‌اند، تشکیل شده است. چنانچه $F_y = 240 \text{ MPa}$ باشد، لنگر پلاستیک مقطع مرکب نسبت به محور قوی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید اجزای مقطع مرکب دارای عملکرد مشترک هستند).

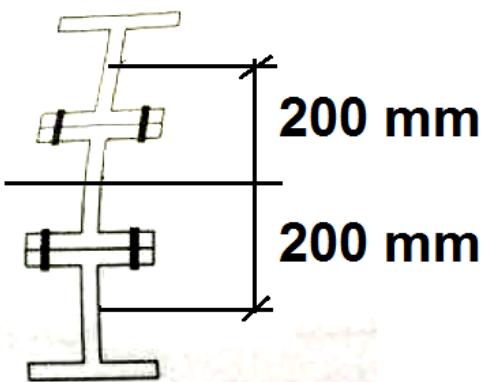
	IPB 200	460 kN.m (۱)
	IPB 200	900 kN.m (۲)
	IPB 200	600 kN.m (۳)
	IPB 200	529 kN.m (۴)

گزینه ۲

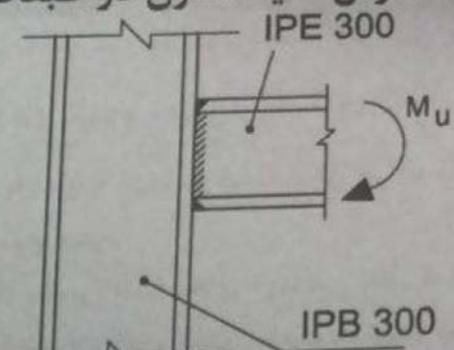
برای یافتن لنگر پلاستیک ابتدا باید اساس پلاستیک مقطع (Z) را بیاییم و می‌دانیم Z همان لنگر سطوح (لنگر اول سطح) مقطع می‌باشد:

$$Z = Z_{IPB200} + 2(A_{IPB200} \times 200) = 643000 + 2(7810 \times 200) = 3767000 \text{ mm}^3$$

$$M_p = ZF_y = 3767000 \times 240 = 904 \text{ kN.m}$$



۳- در اتصال گیردار و مستقیم تیر ۳۰۰ IPE به بال ستون IPB ۳۰۰، مقاومت طراحی در برابر تسليم موضعی جان ستون به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید ستون در طبقات میانی واقع بوده و $F_y = 240 \text{ MPa}$ است).

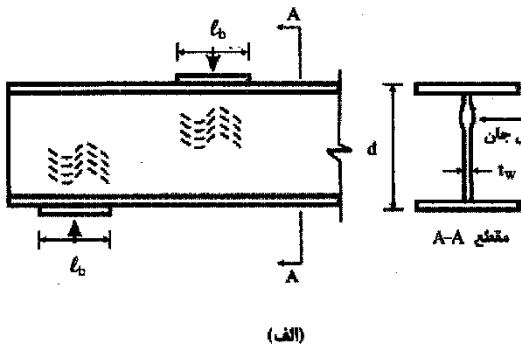


- | | |
|---|---------|
| ۱ | 410 kN |
| ۲ | 1400 kN |
| ۳ | 635 kN |
| ۴ | 607 kN |

گزینه ۳

در رابطه زیر ضخامت جان ستون برابر ۱۱ mm و ضخامت بال تیر برابر ۱۰.۷ mm و مقدار k نیز برابر ۴۶ mm می‌باشد.

$$\varphi R_n = R_n = 1 \times 240 \times 11(5 \times 46 + 10.7) = 635 \text{ kN}$$



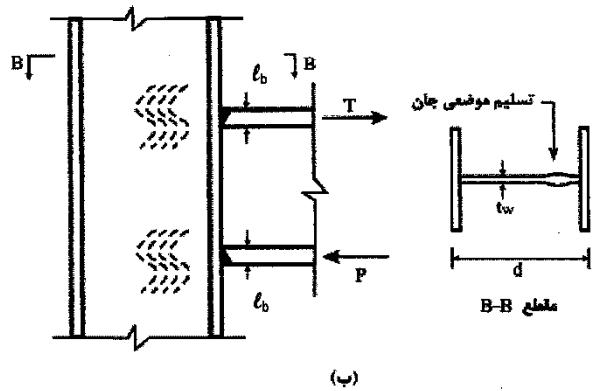
۱۰-۹-۲-۱۰ الزامات ویژه بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متتمرکز

۲-۱۰-۹-۲-۱۰ تسليم موضعی جان در مقابل نیروی متتمرکز کششی و فشاری

الزامات این بند برای نیروی کششی متتمرکز تکی، نیروی فشاری متتمرکز تکی و هر دو مولفه تسليم موضعی جان و کششی زوج نیروی متتمرکز کاربرده دارد (شکل ۱۷-۹-۲-۱).
مقاومت طراحی تسليم موضعی جان در مقابل نیروی متتمرکز کششی و فشاری مساوی φR_n می‌باشد که در آن φ ضریب کاهش مقاومت مساوی ۱ و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که براساس حالت حدی تسليم موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی که بار متتمرکز، در فاصله‌ای بزرگ‌تر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = F_{yw} t_w (\Delta k + l_b) \quad (24-9-2-10)$$



۲- در حالتی که بار متتمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا کوچک‌تر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = F_{yw} t_w (2/\Delta k + l_b) \quad (25-9-2-10)$$

در روابط فوق:

$$F_{yw} = \text{تنش تسليم فولاد جان}$$

t_w = ضخامت جان

d = ارتفاع کلی مقاطعه

k = فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای دو ماهیچه جان و بال در مقاطعه تور دشده و فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطعه ساخته شده از ورق.

l_b = طول اتكای بار متتمرکز (برای عکس العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر گرفته شود)

تبصره: در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت طراحی بیشتر باشد، تعییه یک جفت سخت‌کننده دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت موردنیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متتمرکز ضروری است. سخت‌کننده‌های تعییه شده باید الزامات بند ۷-۱۰-۹-۲-۱۰ را تأمین نمایند.

۴- اگر در یک اتصال پیچی با عملکرد اتکائی پیچ‌ها تحت اثر برش و کشش قرار گرفته باشند و در پیچ‌ها مقدار $\frac{\phi f_{ut}}{F_{nv}} = 0.25$ و $\frac{\phi f_{uv}}{F_{nt}} = 0.5$ باشد، آنگاه مقدار مقاومت مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟

$$0.75F_{nv}A_{nb} \quad (2)$$

$$0.525F_{nv}A_{nb} \quad (4)$$

$$0.3F_{nv}A_{nb} \quad (1)$$

$$0.4F_{nv}A_{nb} \quad (3)$$

گزینه ۱

$$\begin{aligned}\varphi F'_{nt}A_{nb} &= 0.75F'_{nt}A_{nb} = 0.75F_{nv} \left(1.3 - \frac{f_{ut}}{\varphi F_{nv}} \right) A_{nb} = 0.75F_{nv} \left(1.3 - \frac{1}{\varphi^2} \frac{\phi f_{ut}}{F_{nv}} \right) A_{nb} \\ &= 0.75F_{nv} \left(1.3 - \frac{1}{\varphi^2} 0.5 \right) A_{nb} = 0.75F_{nv} \left(1.3 - \frac{1}{0.75^2} 0.5 \right) A_{nb} = 0.3F_{nv}A_{nb}\end{aligned}$$

۴-۳-۹-۲-۱۰ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکائی

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

$$\phi R_{nt} = \phi F'_{nt} A_{nb} \quad (6-۹-۲-۱۰)$$

$$\phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_{nb} \quad (7-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[1/\beta - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right] \leq F_{nt} \quad (8-۹-۲-۱۰)$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left[1/\beta - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} \right] \leq F_{nv} \quad (9-۹-۲-۱۰)$$

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

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

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

f_{uv} = تنش برشی مورد نیاز

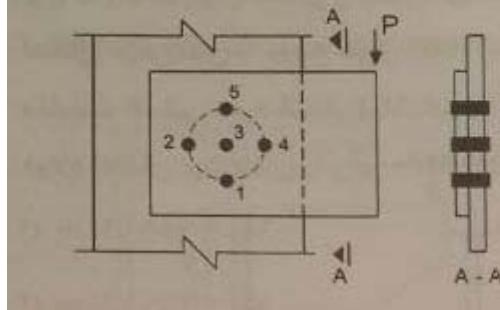
f_{ut} = تنش کششی مورد نیاز

A_{nb} = سطح مقطع اسمی پیچ

تبصره: در مواردی که تنش کششی یا برشی مورد نیاز کمتر از ۳۰ درصد تنش طراحی متناظر

باشد ($f_u \leq 0/۳\phi F_n$)، منظور کردن رابطه اندرکنش لازم نیست.

۵- در اتصال پیچی شکل روبرو، کمترین تنش برشی در کدامیک از پیچ‌ها به وجود می‌آید؟ (اتصال با عملکرد اتکایی فرض شود).

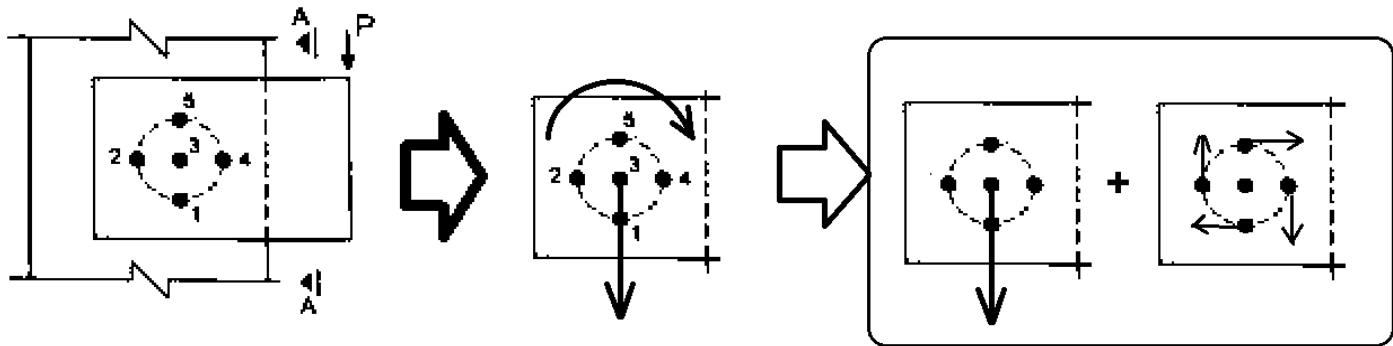


- ۱) قطعاً در پیچ شماره ۲
- ۲) قطعاً در پیچ شماره ۳
- ۳) قطعاً در پیچ شماره ۴
- ۴) در پیچ‌های شماره ۳ یا ۲

گزینه ۴

با توجه به شکل زیر در پیچ شماره ۲ (سمت چپ) برش ناشی از لنگر پیچش و نیروی برشی در جهت عکس هم هستند و بنابراین در این پیچ کمترین برش را خواهیم داشت.

از طرفی اگر خروج از مرکزیت بار زیاد باشد، مقدار لنگر پیچشی قابل توجه خواهد بود (و اثر برش در مقابل ان ناچیز خواهد بود) و ممکن است در پیچ ۳ نیروی برشی کمتری داشته باشیم (چون در پیچ شماره ۳ پیچش بی اثر است).



۶- در یک ساختمان مسکونی مقدار نیروی محوری یک ستون فولادی واقع در یک قاب خمی فولادی با شکل یذیری متوسط در هر دو راستای x و y , ناشی از بارهای مرده برابر 200 kN ناشی از بارهای زنده برابر 100 kN و ناشی از نیروی زلزله طرح در امتداد x با درنظر گرفتن برونو مرکزی اتفاقی برابر 700 kN و ناشی از نیروی زلزله طرح در امتداد y بدون درنظر گرفتن برونو مرکزی اتفاقی برابر 700 kN برآورد شده است. براساس این اطلاعات، حداقل مقاومت محوری مورد نیاز این ستون (P_u) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید فولاد مصرفی از نوع S235 است).

2400 kN (۲)

3020 kN (۱)

1200 kN (۴)

1700 kN (۳)

گزینه ۱

بسته به محل ساخت سازه دو پاسخ متفاوت بدست می‌اید:

اگر محل ساخت سازه در شهری با لرزه خیزی بسیار زیاد باشد داریم:

نیروی محوری ستون تحت ترکیب بار تشدید یافته:

$$P_u = 1.41P_D + P_L + \Omega_0 P_{EX} + 0.3\Omega_0 P_{EX} = 1.41 \times 200 + 100 + 3 \times 700 + 0.3 \times 3 \times 700 = 3112 \text{ kN}$$

اگر محل ساخت سازه در شهری با لرزه خیزی بسیار زیاد نباشد داریم:

نیروی محوری ستون تحت ترکیب بار تشدید یافته:

$$P_u = 1.2P_D + P_L + \Omega_0 P_{EX} + 0.3\Omega_0 P_{EX} = 1.2 \times 200 + 100 + 3 \times 700 + 0.3 \times 3 \times 700 = 3070 \text{ kN}$$

- ضریب 1.41 برای منظور کردن اثر زلزله قائم می‌باشد که برای سازه با کاربری مسکونی (با فرض $I=I$) و نیز $A=0.6$ بدست آمده است.

۵-۳-۱۰ الزامات لرزه‌ای ستون‌ها، وصله ستون‌ها، کف‌ستون‌ها و وصله تیرها

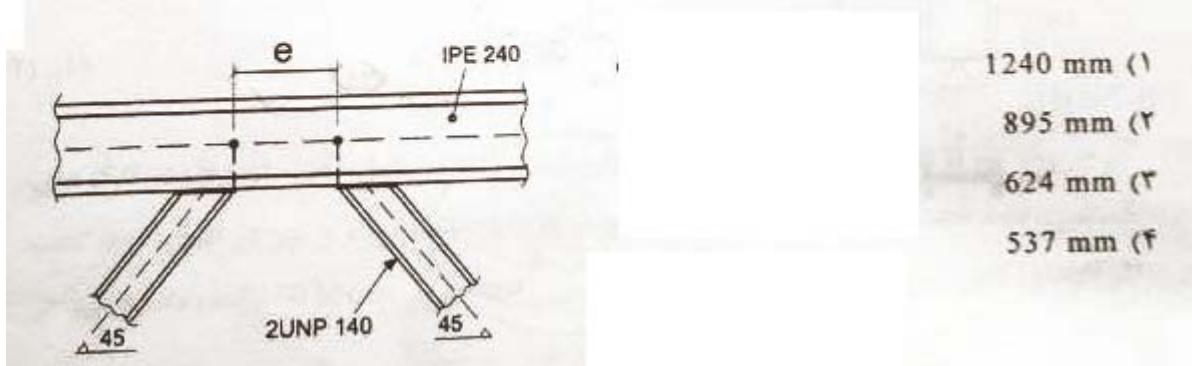
۱-۵-۳-۱۰ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون

۱-۱-۵-۳-۱۰ کلیه ستون‌ها (باربر و غیرباربر جانبی لرزه‌ای) باید الزامات فصل ۲-۱۰ را تأمین نمایند. ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین الزامات فصل ۲-۱۰ باید دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمی) ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته باشند.

تبصره ۱: برای ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای ستون قرار دارند، اثر لنگر خمی ناشی از این بار جانبی باید با نیروی محوری ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته به صورت توازن در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ترکیب نیروی زلزله راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات عمومی طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزله راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد.

۷- در شکل روبرو یکی از دهانه‌های یک قاب مهاربندی شده واگررا که در آن مقاطع اعضاً مهاربندی از دوبل ناودانی ۱۴۰ تشکیل شده است، نشان داده شده است. چنانچه تیر فاقد نیروی محوری باشد، حداکثر طول تیر پیوند برای آنکه تسلیم برشی حاکم بر مقاومت طراحی تیر پیوند باشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ($F_y = 240 \text{ MPa}$)



گزینه ۲

$$V_p = \frac{2M_p}{e} \rightarrow 0.6F_y A_{lw} = \frac{2F_y Z}{e} \rightarrow 0.6F_y (240 - 2 \times 9.8) \times 6.2 = \frac{2F_y \times 367000}{e}$$

$$e = 895 \text{ mm}$$

۳-۱۲-۳-۱۰ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی V_n $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر $0/9$ و V_n مقاومت برشی اسمی می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالتهای حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم برشی

$$V_n = V_p \quad (1-12-3-10)$$

ب) تسلیم خمشی

$$V_n = \frac{\tau M_p}{e} \quad (2-12-3-10)$$

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} 0.6 F_y A_{lw} & P_u / P_c \leq 0.15 \\ 0.6 F_y A_{lw} \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_c}\right)^2} & P_u / P_c > 0.15 \end{cases} \quad (3-12-3-10)$$

$$M_p = \begin{cases} F_y Z & P_u / P_c \leq 0.15 \\ F_y Z \left(\frac{1 - P_u / P_c}{0.15} \right) & P_u / P_c > 0.15 \end{cases} \quad (4-12-3-10)$$

$P_u =$ مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

$F_y A_g =$ مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر

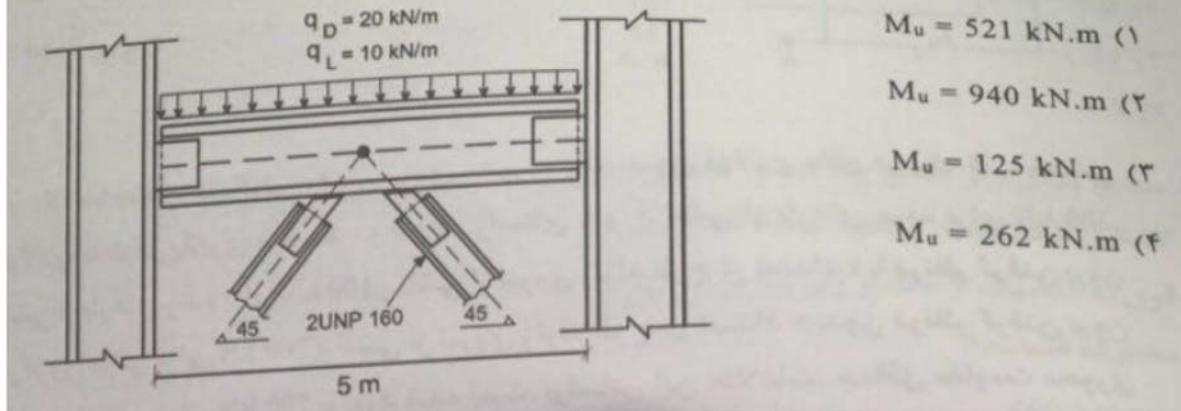
$A_{lw} =$ مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d - 2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $(d - 2t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل

$F_y =$ تنیش تسلیم فولاد تیر پیوند

$Z =$ اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

$e =$ طول تیر پیوند که برابر است با فاصله بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصله بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا برستون

- در شکل روبرو یکی از دهانه‌های یک قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندی همگرای ویژه از نوع ۸ و با کاربری مسکونی نشان داده شده است. چنانچه مقدار تنش فشاری مورد انتظار اعضای مهاربندی با مقطع دوبل UNP160 ناشی از کمانش برابر $0.9R_yF_y$ فرض شود. حداقل مقاومت خمشی مورد انتظار (M_u) تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (تنش تسليم فولاد اعضای مهاربندی را برابر ۲۴۰ MPa در نظر بگیرید).



گزینه ۲

مساحت جفت ناوданی برابر $2400 \times 2 = 4800 \text{ mm}^2$ می‌باشد:

$$\begin{aligned} q &= 1.2D + L = 34 \text{ kN/m} \\ R_y F_y A_g &+ \frac{1}{3} \times \frac{1}{14} F_{cre} A_g = 0.3 \times 1.14 \times (0.9 R_y F_y) A_g \\ &= 0.3 \times 1.14 \times 0.9 \times 1.2 \times 240 \times 4800 = 425 \text{ kN} \\ &= 1.2 \times 240 \times 4800 = 1382 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 1.2D + L = 34 \text{ kN/m} \\ \frac{\sqrt{2}}{2} \times 1382 &= 974 \\ \frac{\sqrt{2}}{2} \times 425 &= 300 \end{aligned}$$

با توجه به شکل فوق، لنگر تیر برابر است با:

$$M_u = \frac{qL^2}{8} + \frac{(974 - 300) \times L}{4} = 34 \times \frac{5^2}{8} + \frac{(674) \times 5}{4} = 948 \text{ kN.m}$$

۲-۱۱-۳-۱۰ تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها

مقاومت‌های طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچکتر در نظر گرفته شوند.

(الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $\frac{1}{14} F_{cre} A_g$ می‌باشد.

(ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $\frac{1}{14} F_{cre} A_g$ می‌باشد.

که در آن:

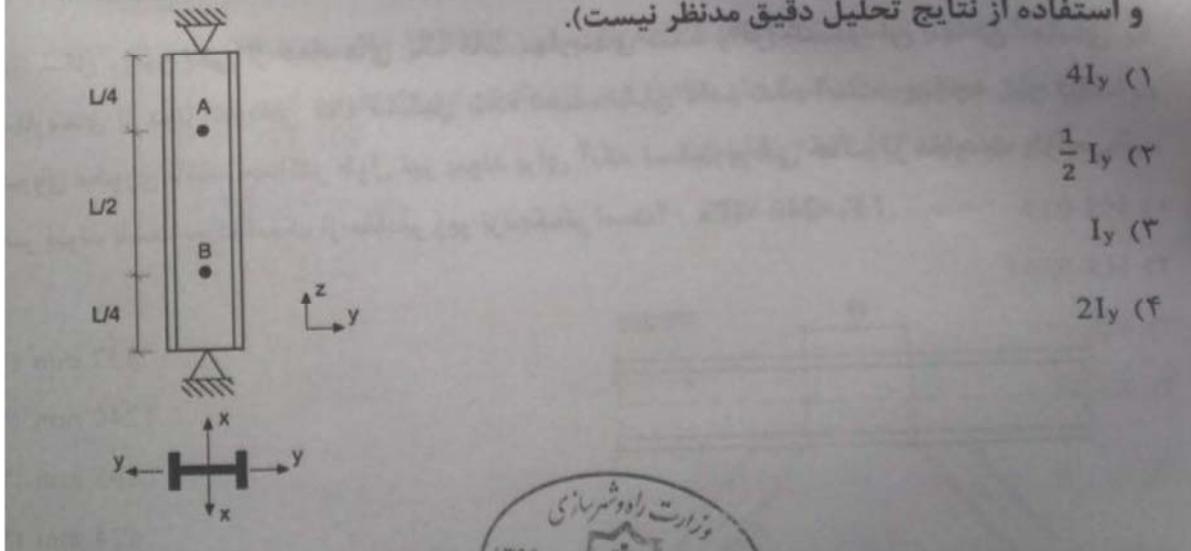
$$R_y = \text{نسبت تنش تسليم مورد انتظار به حداقل تنش تسليم فولاد مهاربندی مطابق مقادیر جدول} \\ .1-2-3-10$$

$F_y = \text{تنش تسليم فولاد مهاربندی.}$

$A_g = \text{سطح مقطع کلی عضو مهاربندی.}$

$M_u = \text{تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۴-۲-۱۰ با این شرط که در آن بجای} F_y \text{ استفاده شده باشد.}$

۹- ستون دو سر مفصل نمایش داده شده در شکل زیر دو تکیه‌گاه جانبی عمود بر جان در نقاط A و B دارد. حداقل مقدار I_x برای آنکه کمانش حول محور x تعیین‌کننده نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید کمانش پیچشی ستون در طراحی کنترل کننده نبوده و استفاده از نتایج تحلیل دقیق مدنظر نیست).



گزینه ۱

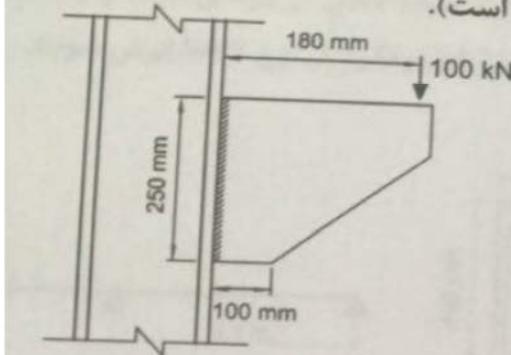
معیار اینکه ستون حول کدام محور کمانش می‌کند بر اساس لاغری ان حول دو محور تعیین می‌شود بنابراین باید لاغری را حول محورهای x و y بدست آوریم. لاغری حول محور x باید کمتر باشد تا حاکم نشود:

$$\lambda_x = \frac{k_x L}{r_x} \leq \lambda_y = \frac{k_y L}{r_y}$$

طول موثر کمانشی حول محور برابر کل طول ستون است (L) ولی حول محور y طول موثر برابر طول قسمت AB یعنی برابر $0.5L$ می‌باشد:

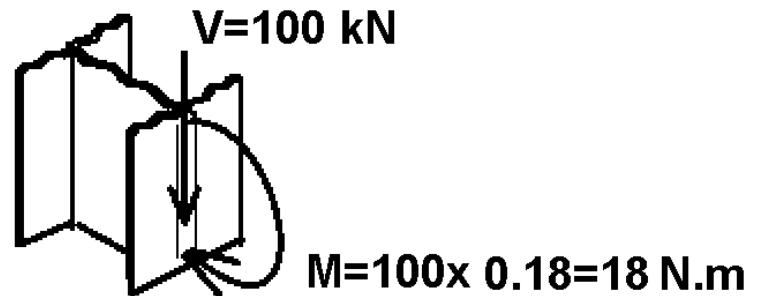
$$\lambda_x = \frac{L}{r_x} \leq \lambda_y = \frac{0.5L}{r_y} \quad \rightarrow \quad r_y \leq 0.5r_x \quad \rightarrow \quad \sqrt{\frac{I_y}{A}} \leq 0.5 \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \rightarrow \quad I_y \leq \frac{I_x}{4} \quad \rightarrow \quad 4I_y \leq I_x$$

۱- برای اتصال نشان داده شده در شکل زیر بدون توجه به مقاومت موجود فلز پایه و نیز بعد حداقل و حداقلتر جوش گوش، اندازه حداقل محاسباتی ساق جوش بر حسب میلی‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقاومت طراحی جوش گوش در واحد سطح 100 MPa در نظر بگیرید و فرض کنید دو طرف ورق جوش شده است).



- 18 (۱)
9 (۲)
13 (۳)
15 (۴)

گزینه ۳



اگر بعد موثر جوش برابر t باشد و با توجه به اینکه دو خط جوش داریم:

$$f_w = \sqrt{\left(\frac{Mc}{I}\right)^2 + \left(\frac{V}{A}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{18 \times 10^6 \times 125}{2 \left(\frac{t \times 250^3}{12}\right)}\right)^2 + \left(\frac{100000}{2(t \times 250)}\right)^2} = \frac{8642}{t} < 100 \text{ MPa}$$

$$t = 8.8 \text{ mm}$$

مقدار فوق مقدار بعد "موثر" جوش را نشان میدهد. ساق جوش برابر خواهد بود با:

$$a = \sqrt{2}t = 12.5 \text{ mm}$$

۱۱- حداقل مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر IPE300 به ستون در قاب خمشی معمولی از فولاد با تنش تسلیم $F_y=240 \text{ MPa}$ و تنش کشش نهایی $F_u=370 \text{ MPa}$ بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

200 (۴)

180 (۳)

150 (۲)

220 (۱)

گزینه ۴

$$M_u = 1.1R_yM_p = 1.1 \times 1.2 \times (Z F_y) = 1.1 \times 1.2 \times 628000 \times 240 = 198.9 \text{ kN.m}$$

۷-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی

۲-۷-۳-۱۰ اتصالات تیر به ستون

اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی معمولی باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) در طراحی اتصالات تیر به ستون و نیز وصلة تیرهای این نوع قاب‌های خمشی می‌توان محل تشکیل مفصل پلاستیک را در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفت.

ب) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) اتصال تیر به ستون باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$M_u = 1/1 R_y M_p \quad (1-7-3-10)$$

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شده مصالح تیر مطابق مقادیر

جدول ۱-۲-۳-۱۰

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون

پ) مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) اتصال تیر به ستون باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی

بارهای ثقلی ضربیداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و برش لرزه‌ای ناشی از

در دو انتهای تیر، تعیین شود.

۱۲- براساس تحلیل سازه لنگرهای خمشی منفی هر دو انتهای تیری از قاب خمشی مهارشده برای ترکیب بارهای مرده و زنده ضریب دار (با ضرایب مربوط به ترکیب بار مرده به اضافه بار زنده) در حدود 225 kN.m به دست آمده است. طول آزاد تیر برابر 8 متر و بار گستردگی یکنواخت مرده و زنده طراحی آن به ترتیب برابر 30 kN/m و 15 kN/m باشد. با فرض وجود مهار جانبی کافی برای تیر، برای ترکیب بر مرده و زنده و فقط براساس کنترل مقاومت خمشی تیر کدام مقطع دارای اینمنی کافی و در عین حال اقتصادی تر است؟ (فولاد مصرفی دارای تنفس تسليم $F_y = 240 \text{ MPa}$ است).

IPE400 (۲)

IPB260 (۴)

IPB240 (۱)

IPE360 (۳)

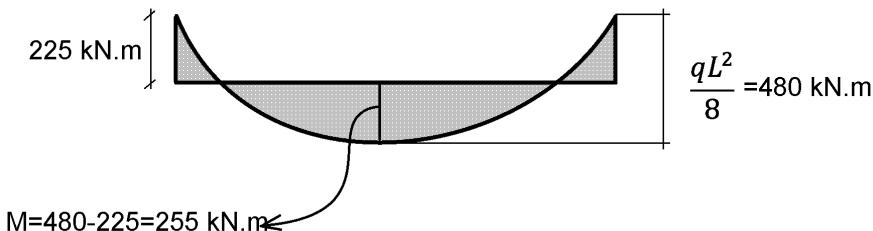
گزینه ۲

تحت ترکیب بار $1.2D + 1.6L$ مقدار کل لنگر وارد بر تیر (مجموع لنگر مثبت و منفی) برابر خواهد بود با:

$$M^+ + M^- = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{(1.2 \times 30 + 1.6 \times 15) \times 8^2}{8} = 480 \text{ kN.m}$$

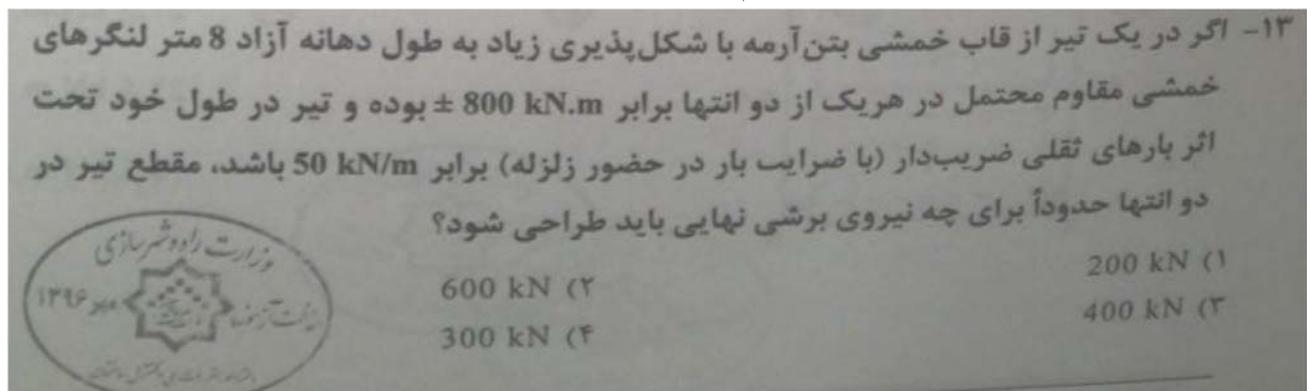
در نتیجه با توجه به شکل زیر حداکثر لنگر وارد بر تیر برابر است با:

$$M^+ = 480 - 225 = 255 \text{ kN.m}$$



تعیین مقطع لازم برای تیر:

$$\left. \begin{aligned} M_u &= 255 \times 10^6 \leq (\varphi Z F_y = 0.9 Z \times 240) & \rightarrow Z_{\text{لازم}} &= 1.18 \times 10^6 \text{ mm}^3 \\ Z_{IPE360} &= 1.019 \times 10^6 \\ Z_{IPE400} &= 1.3 \times 10^6 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{Use IPE400}$$



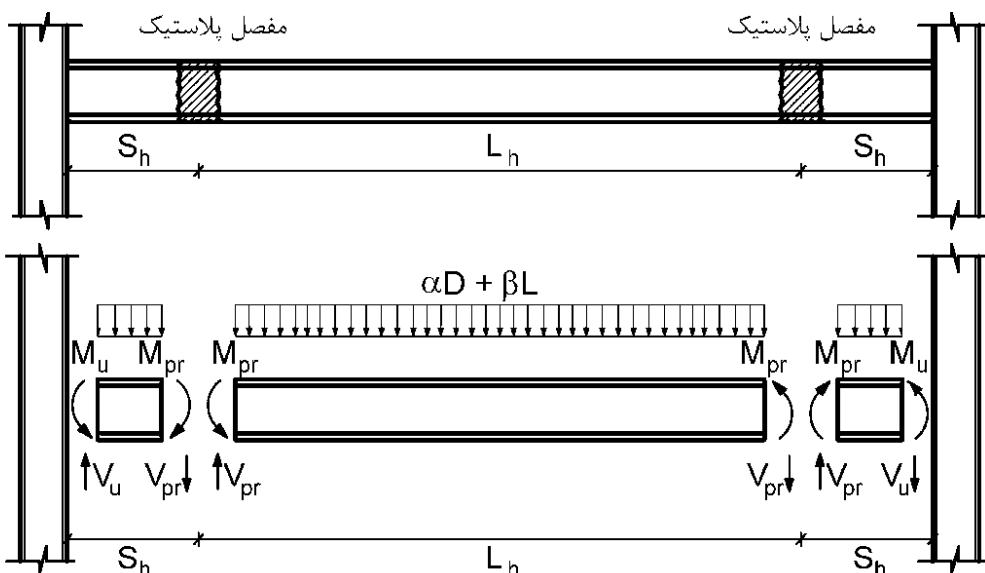
گزینه ۳

اگر فرض کنیم مقدار S_h در شکل زیر در مقایسه با طول تیر (8 m) کم باشد و با فرض اینکه $S_h = 0$ باشد داریم:

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} = \frac{2 \times 800}{8} + \frac{50 \times 8}{2} = 200 + 200 = 400 \text{ kN}$$

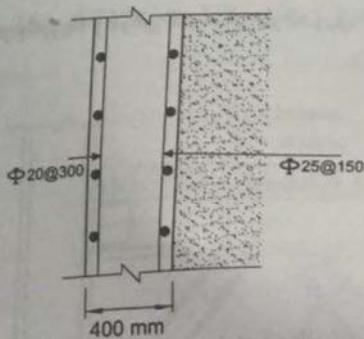
۳-۸-۳-۱۰ اتصال تیر به ستون

پ) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) و مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضربه داری که با نیروی زلزله ترکیب می شوند و اثرات لرزه ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr} = C_{pr}R_y M_p$ در محل های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شوند (شکل ۱-۸-۱۰). که در آن، R_y ، M_p و C_{pr} مطابق تعاریف بند ۲-۸-۳-۱۰ می باشد.



شکل ۱-۸-۱۰-۱ نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر جانبی

۱۴- شکل رو برو مقطع قائم از یک دیوار حائل را نشان می‌دهد. براساس محاسبات میلگردهای قائم در طرف خاک $\Phi 25@150\text{ mm}$ و در طرف دیگر $\Phi 20@300\text{ mm}$ به عنوان میلگرد فشاری انتخاب شده است. برای این دیوار کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟



- ۱) محصور کردن میلگردهای قائم الزامی است و از میلگردهای افقی دیوار می‌توان به این منظور استفاده کرد.
- ۲) محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی است.
- ۳) مقدار میلگردهای قائم محاسباتی بیش از مقادیر حداقل آینه‌نامه‌ای بوده و غیرمجاز است.
- ۴) محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت از نظر محاسباتی ضرورتی ندارد.

گزینه ۲

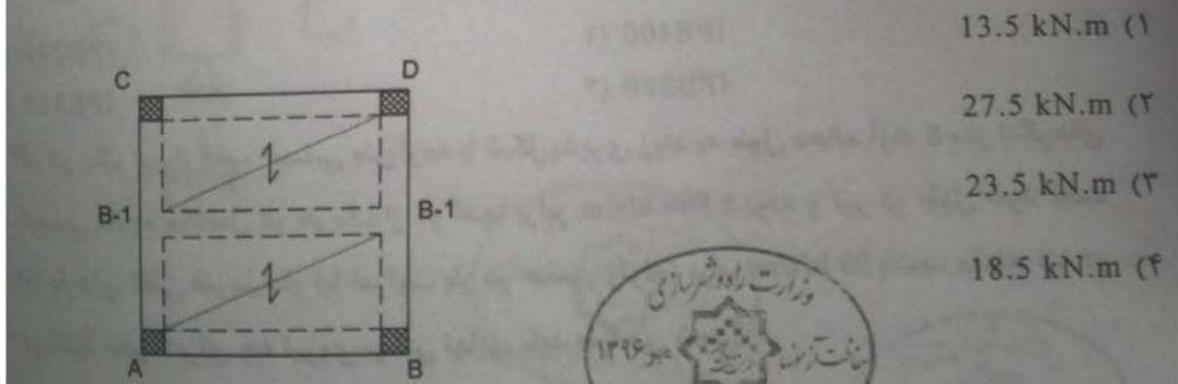
درصد میلگرد قائم در این دیوار برابر است با:

$$\rho_{قائم} = \left(\frac{\pi \times 12.5^2}{150 \times 400} \right) + \left(\frac{\pi \times 10^2}{300 \times 400} \right) = 0.0107$$

با توجه به اینکه درصد میلگرد قائم از یک درصد بیشتر است گزینه ۲ صحیح است.

۷-۴-۱۹-۹ در مواردی که مساحت مقطع کل آرماتور قائم از یک درصد مساحت کل مقطع کمتر است و یا در مواردی که بر اساس طراحی ساختمان، آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری مورد نیاز نیست، محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی نیست. برای مقادیر بیشتر میلگردهای قائم، آرماتوربندی دیوارها باید مشابه ستون‌ها باشد.

۱۵- شکل رو برو پلان تیرریزی یک ساختمان بتن آرمه را نشان می دهد. تحلیل سازه نشان می دهد که "T (لنگر پیچشی نهایی) ناشی از بارهای ثقلی در تیرهای B-1 ۲۳.۵ kN.m است. کمترین لنگر پیچشی نهایی که تیرهای B-1 را می توان برای آن طراحی کرد به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ (قطعه تیرهای B-1 دارای عرض ۴۰۰ mm و ارتفاع ۵۰۰ mm بوده و اثر تعديل لنگر پیچشی در آنها در اعضای مجاور درنظر گرفته خواهد شد. بتن از رده C25 با سنگدانه های معمولی و میلگرد از نوع S400 درنظر گرفته شود).



گزینه ۴

تیر B-1 تحت اثر لنگر پیچشی همسازی قرار دارد و با دوران پیچشی تیر B-1 لنگر وارد بر ان کاهش میابد (قابل کاهش است) بنابراین می توان آنرا برای لنگر پیچشی کمتری مطابق بند زیر طراحی کرد.

$$T_u = 0.67 T_{cr} = 0.67 \left(\frac{A_c^2}{P_c} \right) \times 1.9 \times (0.2 \times 0.65\sqrt{25}) \\ = 0.67 \left(\frac{(400 \times 500)^2}{2(400 + 500)} \right) \times 1.9 \times (0.2 \times 0.65\sqrt{25}) = 18.39 kN.m$$

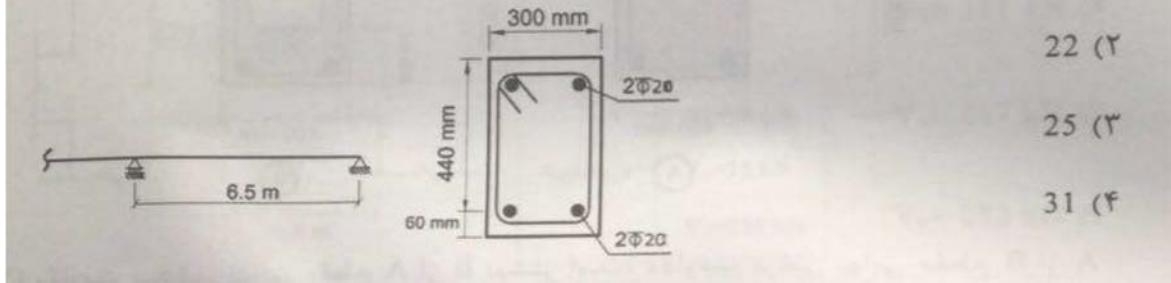
۲-۱۱-۱۵-۹ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز پخش لنگرهای داخلی در عضوی از یک ساختمان نامعین موجود باشد، می توان مقدار T_u را به $67T_{cr}$ کاهش داد به شرطی که اثر لنگرها و برش های تعديل شده عضو در سایر اعضای مجاور با استفاده از روابط تعادل، محاسبه و در طراحی به کار گرفته شود.

۱-۷-۱۵-۹ در صورتی که مقدار T_u از مقدار $25T_{cr}$ کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار T_{cr} از رابطه (۱۵-۹) به دست می آید:

$$T_{cr} = \left(\frac{A_c}{P_c} \right)^{1/9} \lambda \nu_c \quad (15-15-9)$$

۱۶- در تیر یک ساختمان اداری مطابق شکل زیر، تغییر مکان آنی وسط دهانه برای بارهای مرده برابر $\Delta_D = 9.2 \text{ mm}$ و برای بارهای زنده برابر $\Delta_L = 6.9 \text{ mm}$ براساس تحلیل با سختی مؤثر محاسبه شده است. در صورتیکه بار مرده به عنوان بار دائمی سازه باشد، تغییر شکل کل نهایی وسط دهانه تیر بر حسب میلی متر در طول عمر مفید سازه ناشی از بارهای مرده و زنده به کدامیک از موارد زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).

۳۵ (۱)



۲۲ (۲)

۲۵ (۳)

۳۱ (۴)

گزینه ۴

به تغییر شکل فوق باید تغییر شکل ناشی از خروش اضافه شود.

اضافه افتادگی دراز مدت (تغییر شکل ناشی از خروش) برابر است با:

$$\Delta_{\text{اضافه افتادگی}} = \lambda \times \Delta_{\text{ دائمی}} = \left(\frac{\xi}{1 + 50\rho'} \right) \times \Delta_{\text{ دائمی}} = \left(\frac{2}{1 + 50 \left(\frac{2 \times 314}{300 \times 440} \right)} \right) \times 9.2 = 14.86 \text{ mm}$$

تغییر شکل کل نهایی تیر برابر خواهد بود با:

$$\Delta_{\text{اضافه افتادگی}} + \Delta_{\text{مرده}} + \Delta_{\text{زنده}} = 6.9 + 9.2 + 14.86 = 30.96 \text{ mm}$$

۳-۴-۲-۱۷-۹ تغییر شکل اضافی ایجاد شده در اعضاء در طول زمان را که معمولاً «اضافه افتادگی دراز مدت» نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از

حاصل ضرب تغییر شکل آنی ناشی از بار دائمی در ضریب λ که از رابطه (۵-۱۷-۹) مشخص شده

است، به دست آورد:

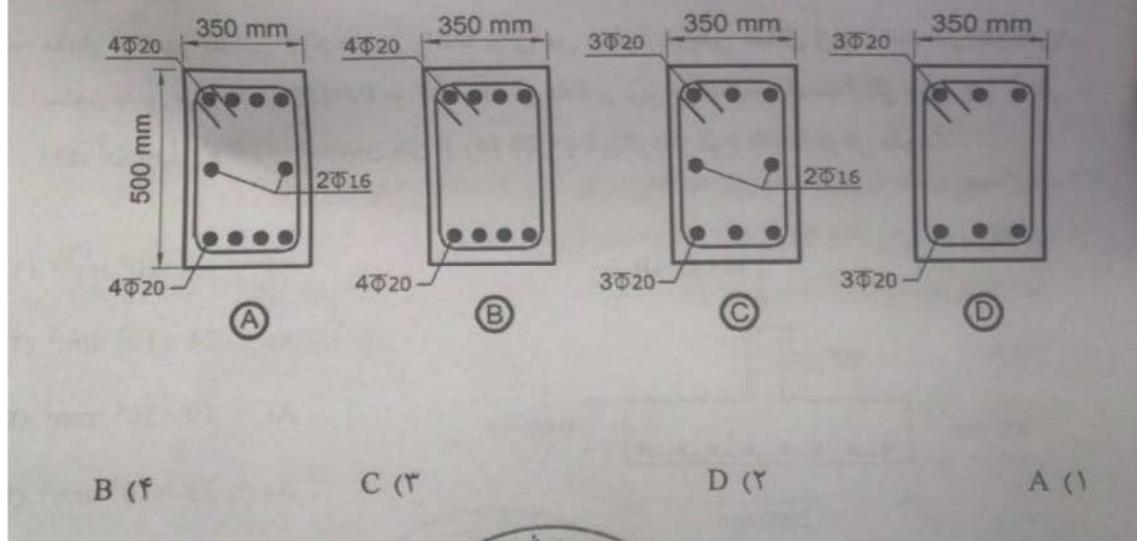
$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (5-17-9)$$

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

جدول ۵-۱۷-۹-۰ مقدار ضریب λ وابسته به زمان

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

- ۱۷- یک تیر بتقی تحت خمش و پیچش قرار دارد. در صورتیکه مساحت آرماتورهای لازم برای خمش در بالا و پایین مقطع برابر $A_s = A's = 900 \text{ mm}^2$ و مساحت آرماتورهای طولی لازم برای پیچش برابر $A_l = 1000 \text{ mm}^2$ باشد، کدامیک از فولادگذاری‌های طولی زیر صحیح‌تر است؟
 (فاصله خاموت‌ها ۱۰۰ میلی‌متر و پوشش میلگرد طولی ۵۰ میلی‌متر است).



گزینه ۱

شکل‌های B و D قابل قبول نیستند. چون آماتور گونه ندارند و بنابراین فاصله میلگردها از یکدیگر در این مقاطع بیش از ۳۰ سانتی‌متر می‌باشد.

مقاطع C نیز قابل قبول نیست. چون مساحت میلگردی که قرار داده شده است، کم است.

جمع مساحت میلگردها در محیط مقطع باید حداقل برابر مقدار زیر باشد:

کل مساحت قرار گرفته در محیط مقطع = مساحت میلگرد خمشی بال + مساحت میلگرد خمشی پایین + مساحت میلگرد طولی پیچشی

$$= A_s + A'_s + A_l = 900 + 900 + 1000 = 2800 \text{ mm}^2$$

مجموع مساحت قرار داده شده در مقطع C برابر $6 \times 314 + 2 \times 3.14 \times 8^2 = 2285 \text{ mm}^2$ می‌باشد.

مجموع مساحت قرار داده شده در مقطع A برابر $8 \times 314 + 2 \times 3.14 \times 8^2 = 2913 \text{ mm}^2$ می‌باشد.

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

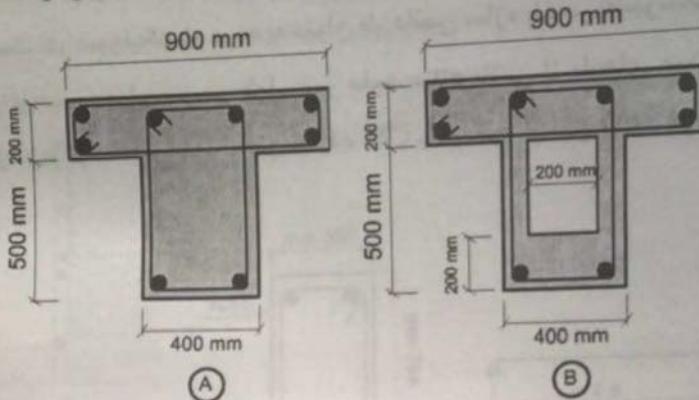
$$A_l = \left(\frac{A_t}{S_n} \right) P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{y1}} \right) \quad (19-15-9)$$

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

فاصله این آرماتورها نباید بیش از ۳۰۰ میلی‌متر از یکدیگر بوده و باید دور تا دور مقطع در داخل محیط خاموت بسته پیچشی به طور یکنواخت به نحوی توزیع شوند که حداقل یک میلگرد طولی

به قطر معادل $\frac{S_n}{16}$ یا بیشتر در هر گوش خاموت‌های پیچشی قرار گیرد.

۱۸- در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر و براساس مقررات ملی ساختمان در صورتی که آرماتورگذاری مقاطع زیر یکسان باشد، کدامیک از جملات زیر صحیح‌تر است؟



۱) مقاومت پیچشی نهایی مقاطع A از B بیشتر است، مقاومت برشی نهایی مقاطع B از A بیشتر است.

۲) مقاومت پیچشی نهایی مقاطع B از A بیشتر است. مقاومت برشی نهایی مقاطع A از B بیشتر است.

۳) مقاومت پیچشی نهایی و مقاومت برشی نهایی مقاطع A و B یکسان است.

۴) مقاومت پیچشی نهایی مقاطع A و B برابر است، مقاومت برشی نهایی مقاطع A از مقاطع B بیشتر است.

گزینه ۴

مقاومت پیچشی مقاطع با سوراخ همانند مقاومت پیچشی مقاطع بدون سوراخ محاسبه می‌شود:

A_{oh} = مساحت سطح محصور شده به وسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقاطع، شامل سطح سوراخها (در صورت وجود)، میلی‌متر مربع

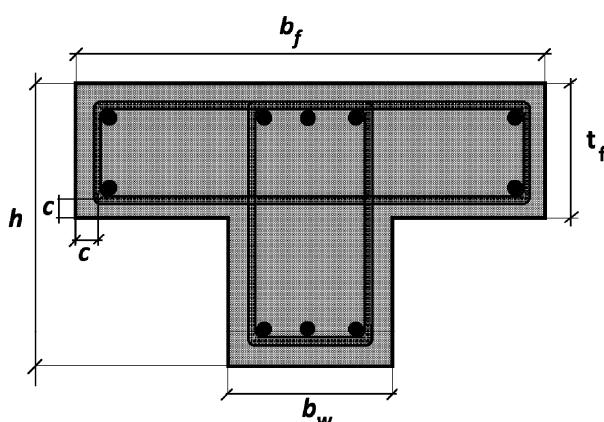
با فرض اینکه پوشش بتن تا محور ارماتورهای عرضی برابر $45+5=50\text{ mm}$ باشد، داریم:

$$A_{oh} = 300 \times 450 + 100 \times 800 = 215000 \quad P_h = (800 + 600) \times 2 = 2800 \text{ mm} \quad \left\{ \frac{0.5A_{oh}}{P_h} = 38.39 \text{ mm} \right.$$

فاصله اضلاع خاموت از وجه درونی در مقاطع داده شده برابر 50 mm می‌باشد و بنابراین همانند مقاطع توپر محاسبه خواهد شد.

۴-۸-۱۵-۹ در مقاطع توخالی تحت اثر پیچش، فاصله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی تا

وجه درونی مقاطع نباید کمتر از $\frac{A_{oh}}{P_h} / 5$ باشد.



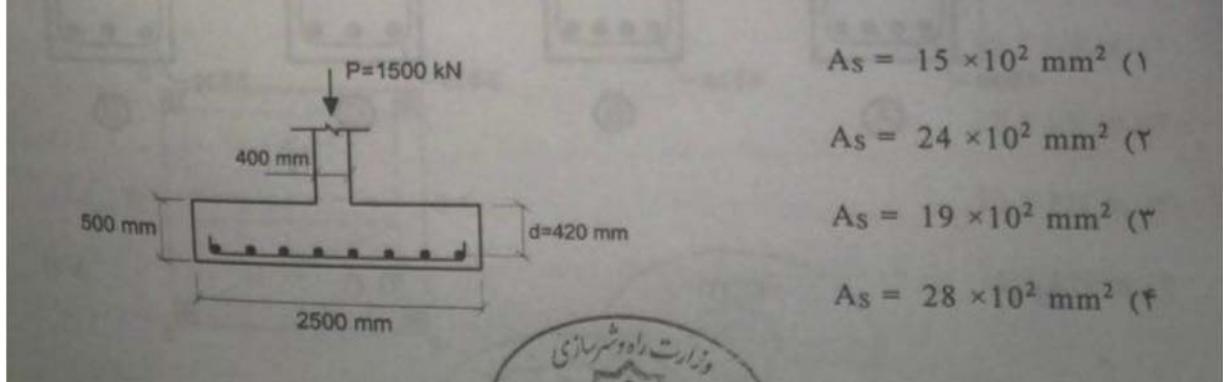
$$A_c = b_w h + t_f (b_f - b_w)$$

$$P_c = 2 b_f + 2h$$

$$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - b_w)$$

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

۱۹- مقدار آرماتور خمچی لازم در هر زاستا برای پی منفرد مربعی شکل زیر تحت بار طراحی ستون بتنی برابر $P_u = 1500 \text{ kN}$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (از وزن پی و بار روی آن صرفنظر شود. همچنین بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



گزینه ۲

$$q_u = \frac{1500}{2.5 \times 2.5} = 240 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

در محاسبات زیر (با توجه به درصد پایین میلگرد لازم) به صورت تقریبی بازوی خمچ (Z) برابر $Z = 0.95d$ فرض شده است:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{240 \times 1.05^2}{2} = 132.3 \text{ kN.m} < (M_r = A_s F_{yd} Z = A_s \times 0.85 \times 400 \times (0.95 \times 420))$$

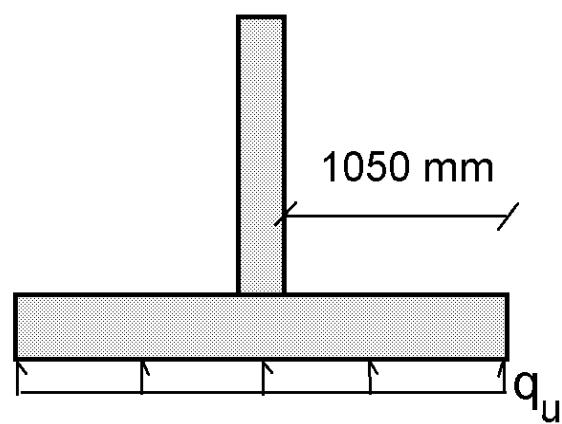
$$A_s = \frac{132.3 \times 10^6}{0.85 \times 400 \times (0.95 \times 420)} = 975 \text{ mm}^2$$

مساحت فوق مربوط به مساحت میلگردها در یک متر عرض پی است. با توجه به اینکه عرض پی برابر 2.5 متر می باشد، مساحت کل لازم در عرض 2.5 m برابر است با:

$$A_s = 975 \times 2.5 = 2438 \text{ mm}^2$$

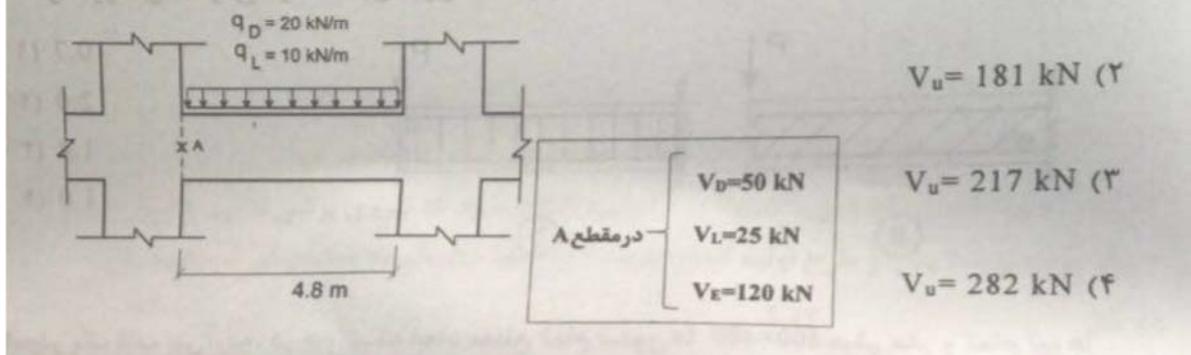
کنترل آرماتور حداقل:

$$\frac{A_s}{bh} \geq \frac{0.16\sqrt{f_{cd}}}{F_{yd}} = 0.0019 \rightarrow \frac{A_s}{2500 \times 500} \geq 0.0019 \rightarrow A_s \geq 2375 \text{ mm}^2$$



-۲۰ در تیر شکل زیر در یک قاب بتونی با شکل پذیری متوسط مقادیر برش حاصل از تحلیل در نقطه A مشخص است. در صورتیکه لنگرهای مقاوم اسمی تیر در هر دو انتهای آن برابر باشد، مقدار برش طراحی حداقل در نقطه A به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (بتن از رده C25 و حیلگرد از نوع S400 فرض شود).

$$V_u = 293 \text{ kN} \quad (1)$$



گزینہ ۴

$$V_u = \text{Min} \left\{ \frac{\frac{2M_n}{L} + \frac{q_u L}{2}}{4.8} = \frac{2 \times 520}{4.8} + \frac{(20 + 1.2 \times 10) \times 4.8}{2} = 293.46 \text{ kN}, V_D + 1.2V_L + 0.84 \times 2V_E = 50 + 1.2 \times 25 + 0.84 \times (2 \times 120) = 281.6 \text{ kN} \right\} = 281.6 \text{ kN}$$

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

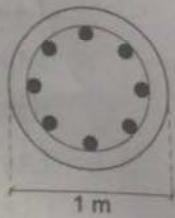
۹-۲۳-۳-۵-۱ در اعضای تحت خمش و تحت نیروی محوری و خمش در قاب‌ها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۱-۱۵-۹) صورت گیرد. مقدار γ در این رابطه نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود:

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 مفصل‌های 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 نششم مقررات ملی ساختمان منظور شود.

- ۱) $1,2\Delta D + 1,\Delta L + 1,\Delta (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
 - ۲) $D + 1,2L + 1,2(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + 1,2(W \text{ یا } \cdot, \Delta E)$
 - ۳) $\cdot, \Delta D + 1,2(W \text{ یا } \cdot, \Delta E)$
 - ۴) $1,2\Delta D + 1,\Delta L + 1,\Delta (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + 1,\Delta (H \text{ یا } \cdot, \Delta F)$
 - ۵) $\cdot, \Delta D + 1,\Delta (H \text{ یا } \cdot, \Delta F)$
 - ۶) $D + 1,2L + 1,2(L_r \text{ یا } S) + T$
 - ۷) $1,2\Delta D + 1,\Delta T$

- ۲۱- یک شمع کششی درجا با مقطع دایره‌ای به قطر یک متر تحت نیروی بالابرند نهایی برابر $N_u = 1100 \text{ kN}$ قرار دارد. مقدار مساحت آرماتورهای لازم طولی در آن بر حسب میلی‌مترمربع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



۱) 7850

۲) 3235

۳) 3925

۴) 5233

گزینه ۳

$$(N_u = 1100 \times 10^3) \leq (A_s F_{yd} = A_s \times 0.85 \times 400) \rightarrow A_s \text{ لازم} = 3235 \text{ mm}^2$$

کنترل حداقل فولاد:

$$\frac{A_s}{A_g} \geq 0.005 \rightarrow \frac{A_s}{\pi \times 500^2} \geq 0.005 \rightarrow A_s \geq 3925 \text{ mm}^2$$

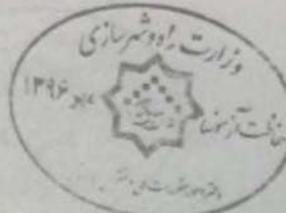
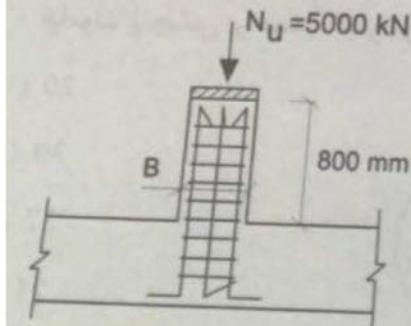
۶-۵-۲۰-۹ حداقل و حداکثر نسبت آرماتور طولی شمع‌های پیش ساخته و شمع‌های درجا با قطر

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

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

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

۲۲- در صورتیکه نیروی محوری طراحی برای یک پدستال بتنی با شکل پذیری معمولی مطابق شکل زیر برابر $N_u = 5000 \text{ kN}$ باشد، حداقل بعد مقطع این پدستال مربعی برحسب میلی متر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک نر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S340 فرض شود).



$$B = 460 \quad (1)$$

$$B = 690 \quad (2)$$

$$B = 425 \quad (3)$$

$$B = 530 \quad (4)$$

گزینه ۳

حداقل بعد یک عضو فشاری زمانی بدست می‌اید که بیشترین درصد مجاز میلگرد در آن قرار داده شود. با توجه به اصلاحیه مبحث نهم حداقل درصد میلگرد مجاز برای اعضای فشاری برابر ۸ درصد می‌باشد. بنابراین با فرض اینکه میلگرد طولی پدستال برابر ۸ درصد باشد، داریم:

$$5000 \times 10^3 \leq 0.8[0.81 \times 0.65 \times 25 \times B^2 + (0.85 \times 340 - 0.81 \times 0.65 \times 25) \times (0.08 \times B^2)]$$

$$5000 \times 10^3 \leq 28.18B^2 \rightarrow 421 \leq B$$

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

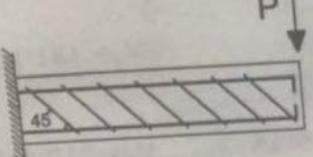
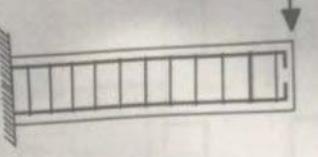
$$N_{r_{max}} = 0.8 [\alpha \phi f_c (A_g - A_s) + \phi f_y A_s] \quad \text{در صورت استفاده از تنگ‌های موازی} \quad (4-14-9)$$

$$N_{r_{max}} = 0.85 [\alpha \phi f_c (A_g - A_s) + \phi f_y A_s] \quad \text{در صورت استفاده از دوربیچ}$$

۴-۱۴-۹ در قطعات میله‌ای تحت اثر توازن فشار محوری و خمسم، نیروی محوری مقاوم هر مقطع، در هر حالت باید بیشتر از مقدار بدست آمده از بند ۳-۱۴-۹ در نظر گرفته شود.

رشه عمران (محاسبات)

۳۳- در یک تیر بتنی طرهای برای مقاوم نمودن تیر در مقابل نیروی برشی از آرماتورگذاری برشی مطابق شکل های زیر استفاده شده است. با فرض یکسان بودن A_{sv} و S_n و f_{yv} در هر دو حالت، نسبت نیروهای برشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای در حالت (a) به نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای در حالت (b) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (مقادیر آرماتورهای مصرفی در حد قابل قبول است و راستای نیروی P همواره به سمت پایین است).


(a)

(b)

0.7 (۱)
2.0 (۲)
1.4 (۳)
1.0 (۴)

گزینه ۳

با توجه به روابط زیر در حالتی که خاموت ها مورب هستند، مقاومت برشی خاموت ها با نسبت زیر افزایش میابد:

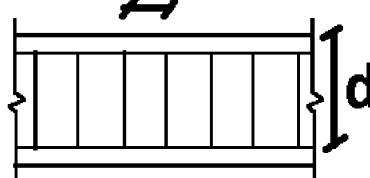
$$(S \sin \alpha + C \cos \alpha) = \sqrt{2} = 1.4$$

۲-۴-۱۵-۹ نیروهای برشی مقاوم انواع آرماتورها

مقدار V_s در حالات مختلف براساس بندهای ۱-۲-۴-۱۵-۹ تا ۶-۲-۴-۱۵-۹ محاسبه می شوند.

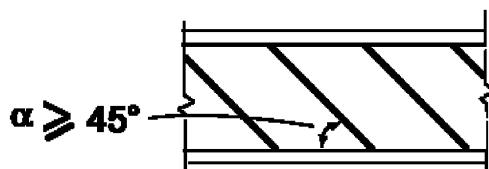
۱-۲-۴-۱۵-۹ وقتی که از آرماتور برشی عمود بر محور عضو استفاده می شود:

$$V_s = \phi_s A_{sv} f_{yv} \frac{d}{S_n} \quad (10-15-9)$$



۲-۴-۱۵-۹ وقتی که از خاموت های مایل به عنوان آرماتورهای برشی استفاده می شود:

$$V_s = \phi_s A_{sv} f_{yv} (\sin \alpha + \cos \alpha) \frac{d}{S_n} \quad (11-15-9)$$



۲۴- در یک قاب بتن آرمه، در صورتیکه ابعاد مقطع تمام ستون‌ها 400×400 میلی‌متر و تمام تیرها 400×600 میلی‌متر ($h = 600 \text{ mm}$, $b = 400 \text{ mm}$) باشد، ضریب طول مؤثر ستون AB در صفحه قاب به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (قاب مهارنشده فرض شود و استفاده از نتایج تحلیل دقیق مدنظر نیست).



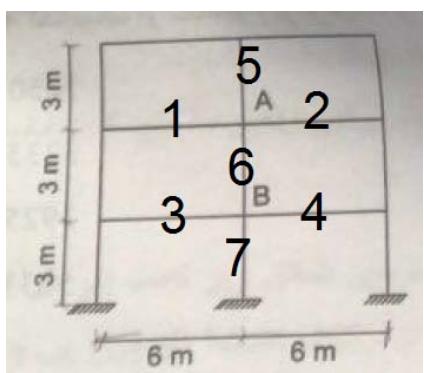
گزینه ۱

$$\Psi_A = \Psi_B = \frac{0.7 \left(\left(\frac{EI}{L} \right)_5 + \left(\frac{EI}{L} \right)_6 \right)}{0.35 \left(\left(\frac{EI}{L} \right)_1 + \left(\frac{EI}{L} \right)_2 \right)} = \frac{0.7}{0.35} \times \frac{\left(\frac{400^4}{3} \right) + \left(\frac{400^4}{3} \right)}{\left(\frac{400 \times 600^3}{6} \right) + \left(\frac{400 \times 600^3}{6} \right)} = 4 \times \left(\frac{4}{6} \right)^3 = \frac{32}{27} = 1.19$$

$$\Psi_m = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2} = 1.19 \quad \rightarrow \quad k = \left(1 - 0.05 \Psi_m \right) \sqrt{1 + \Psi_m} = 1.4$$

 ۳-۵-۱۶-۹ مقدار k در قطعات فشاری مهار نشده‌ای که در دو انتهای مقید باشند با استفاده از

رابطه (۴-۱۶-۹) یا رابطه (۵-۱۶-۹) به دست می‌آید:

 در مواردی که $\Psi_m < 2$ باشد:


$$k = (1 - 0.05 \Psi_m) \sqrt{1 + \Psi_m} \geq 1 \quad (4-16-9)$$

 و در مواردی که $\Psi_m \geq 2$ باشد:

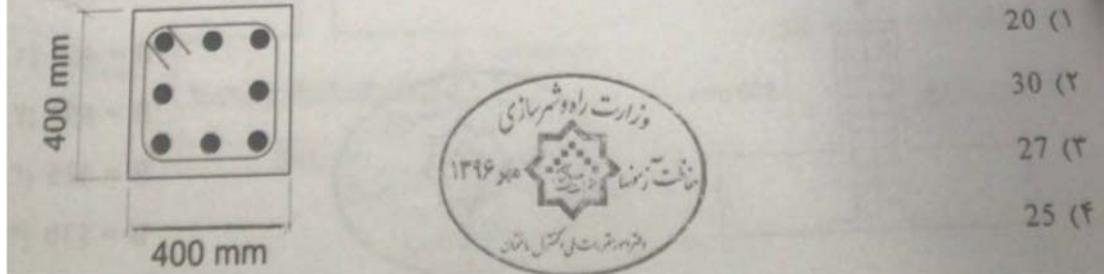
$$k = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_m} \quad (5-16-9)$$

 Ψ = نسبت مجموع سختی ستون‌ها به مجموع سختی تیرهای منتهی به یک گره در یک صفحه

 Ψ_m = متوسط مقدار Ψ در دو انتهای عضو فشاری

 Ψ_{\min} = کوچکترین مقدار Ψ در دو انتهای عضو فشاری

۲۶- در یک مقطع بتن آرمه به ابعاد خارجی 400×400 میلی‌متر در صورتیکه آرماتور طولی $\Phi 16$ و پوشش بتن روی آرماتورهای عرضی ($\Phi 10 @ 150 \text{ mm/c}$) برابر 40 میلی‌متر و تنفس جاری شدن آرماتورهای طولی و عرضی برابر 340 MPa باشد، لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط خاموت پیچشی بر حسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



گزینه ۴

$$T_s = 2 \times 0.85 \times (0.85 A_{oh}) A_t \frac{F_{yv}}{S_n} = 2 \times 0.85 (0.85 \times 310 \times 310) \times (\pi \times 5^2) \frac{340}{150} = 24.7 \text{ kN.m}$$

$$A_c = bh$$

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

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

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

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

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

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

در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق‌تر مقدار A_o را می‌توان $85 A_{oh}$ / ۰ منظور نمود.

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

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

بررسی کفایت مساحت آرماتورهای طولی:

$$A_l = \frac{\pi \times 5^2}{150} [4(310)] \frac{340}{340} = 648 \text{ mm}^2$$

مساحت میلگردهای طولی برابر $8 \times \pi \times 8^2 = 1600 \text{ mm}^2$ که بیشتر از مقدار لازم است.

۲۶- یک عضو بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل ($d = 600 \text{ mm}$, $b = 400 \text{ mm}$) و دارای $8\Phi 20$ به عنوان آرماتور کششی به طور همزمان تحت اثر لنگر خمی $M_u = 120 \text{ kN.m}$ و نیروی برشی $V_u = 240 \text{ kN}$ قرار دارد. در صورتیکه نوع بتن C20 و رده فولاد S400 باشد، مقدار نیروی برشی تأمین شده توسط بتن بر حسب کیلونیوتون با جزئیات دقیق‌تر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱۶۹ (۴)

۱۵۶ (۳)

۱۸۴ (۲)

۱۶۳ (۱)

گزینه ۱

$$v_c = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{20} = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = \left(\frac{240 \times 0.6}{120} \right) = 1.2$$

در رابطه دقیق مقدار $\frac{V_u d}{M_u}$ باید بزرگ‌تر از یک منظور شود. کنترل مقدار

$$V_c = \left(0.95 \times 0.58 + 12 \times \left(\frac{8 \times 314}{400 \times 600} \right) (1) \right) \times 400 \times 600 = 162 \text{ kN}$$

مقدار $\frac{V_u d}{M_u}$ بیش از یک می باشد و بنابراین در رابطه دقیق به جای $\frac{V_u d}{M_u}$ باید مقدار یک قرار داده شود:

۲-۲-۳-۱۵-۹ مقدار V_c را می‌توان با جزئیات دقیق‌تر مطابق بندهای ۹-۱۵-۱-۲-۳-۱۵-۹ و محاسبه نمود.

۱-۲-۳-۱۵-۹ برای اعضایی که تحت اثر همزمان برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = (0.95 v_c + 12 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \quad (7-15-9)$$

مقدار V_c در هر حال نباید بزرگ‌تر از $75 V_c b_w d / 1$ در نظر گرفته شود.

در محاسبه V_c از رابطه (۷-۱۵-۹) کمیت $\frac{V_u d}{M_u}$ باید بزرگ‌تر از واحد اختیار شود. لنگر خمی

نهایی M_u لنگری است که همزمان با نیروی برشی نهایی V_u بر مقطع مورد نظر اثر می‌کند.

۱۰۷ (۱)	-	۲۷ - شالوده منفرد با بتن از رده C30 را در نظر بگیرید. اگر در نظر باشد که از بتن C25 استفاده شده و ابعاد پلان شالوده تغییر داده نشود، مقدار عمق مؤثر d (فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی) حدوداً چند درصد اضافه شود که نیروی برشی مقاوم تأمین شده یک طرفه توسط بتن از طرح اولیه کمتر نشود؟ (از رابطه ساده‌تر مقاومت برشی استفاده شود).
۱۲ (۴)	10 (۳)	5 (۲)
20 (۱)		
		گزینه ۳

$$(0.2\varphi_c \sqrt{30})bd_1 = (0.2\varphi_c \sqrt{25})bd_2 \rightarrow \sqrt{30}d_1 = \sqrt{25}d_2 \rightarrow 1.095d_1 = d_2$$

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

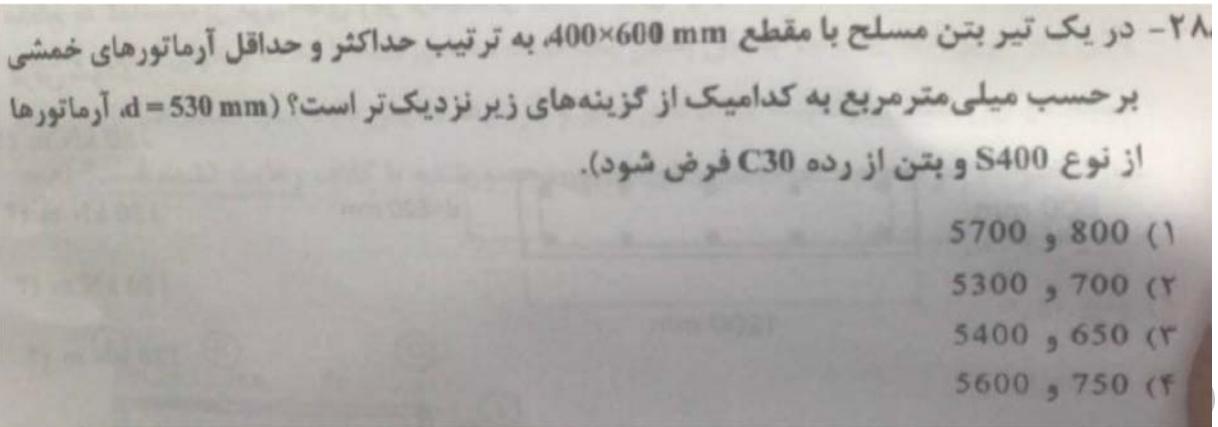
۱-۳-۱۵-۹ V_c را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۱-۱-۳-۱۵-۹ تا ۱-۱-۳-۱۵-۹ و یا با جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۲-۳-۱۵-۹ محاسبه نمود.

۴-۱۵-۹ برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c b_w d \quad (۴-۱۵-۹)$$

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

$$v_c = \cdot / 2\varphi_c \sqrt{f_c} \quad (۴-۱۵-۹)$$



پاسخ در گزینه ها نیست.

با توجه به جداول انتهای جزو بتن ویژه محاسبات بندۀ برای بتن C30 و میلگرد S400 داریم:

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{min} = 0.0035 \\ \rho_{max} = 0.0193 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} A_{s-min} = 0.0035 \times 400 \times 530 = 742 \text{ mm}^2 \\ A_{s-max} = 0.0193 \times 400 \times 530 = 4091 \text{ mm}^2 \end{array}$$

نحوه محاسبه مساحت آرماتور حداقل اعضای خمشی در اصلاحیه مبحث نهم تغییر کرده است و ظاهرا طراح سوال از این موضوع اطلاع نداشته است:

متن مبحث نهم در ص ۱۹۶ به صورت زیر میباشد:

۵-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات خمشی

۱-۵-۱۴-۹ حداقل مقدار آرماتور کششی

در قطعات میله‌ای تحت خمش و یا تحت خمش و نیروی محوری فشاری توأم که در آنها نیروی محوری کمتر از هر دو مقدار $N_{rb} / 0.15 \phi_c f_c A_g$ و $N_{rb} / 0.15 \phi_c f_c A_s$ است. مقدار A_s باید به گونه‌ای باشد که روابط (۵-۱۴-۹) و (۶-۱۴-۹) برقرار گردد:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} \quad (5-14-9)$$

$$\rho \leq 0.025 \quad (6-14-9)$$

متن اصلاحیه این صفحه:

اصلاحیه مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۲

ردیف	شرح	متن اصلی	اصلاحیه
۷	صفحه ۱۹۶ رابطه (۵-۱۴-۹)	$\frac{x}{d} \leq \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}}$	$\frac{x}{d} \leq \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_t}$ در رابطه فوق ε_t کرنش خالص کششی در دورترین لایه آرماتورهای کششی بوده و مقدار آن نباید از $400/000$ کمتر باشد.

۱- مقطع تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده به طول دهانه ۸ متر دارای ممان اینرسی ترک نخورده برابر $I_g = 120 \times 10^8 \text{ mm}^4$ و ممان اینرسی مقطع ترکخورده برابر $I_{cr} = 50 \times 10^8 \text{ mm}^4$ می‌باشد. تیر تحت بار مرده گستردہ یکنواخت 20 kN/m (شامل وزن تیر) دارای جابجایی قائم آنی در وسط تیر برابر 8 mm می‌باشد اگر بار مرده گستردہ یکنواخت به دو برابر افزایش یابد، جابجایی آنی (ارتجاعی) تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (لنگر خمشی نظریه ترکخورده مقطع تیر برابر $M_{cr} = 80 \text{ kN.m}$ فرض شود).

- (۱) ۱۶.۰ میلی‌متر
- (۲) ۲۰.۰ میلی‌متر
- (۳) ۱۸.۵ میلی‌متر
- (۴) ۱۷.۵ میلی‌متر

گزینه ۳

با افزایش بار وارد شده، لنگر وارد بر تیر (Ma) نیز افزایش یافته و در نتیجه ممان اینرسی موثر مقطع کاهش می‌ابد:
محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گستردہ 20 kN/m :

$$M_a = \frac{qL^2}{8} = \frac{20 \times 8^2}{8} = 160 \text{ kN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{cr} = 80 \text{ kN.m} \\ I_g = 120 \times 10^8 \\ I_{cr} = 50 \times 10^8 \end{array} \right\} I_e = 50 \times 10^8 + (120 \times 10^8 - 50 \times 10^8) \left(\frac{80}{160} \right)^3 = 58.75 \times 10^8$$

 محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گستردہ 40 kN/m :

$$M_a = \frac{qL^2}{8} = \frac{40 \times 8^2}{8} = 320 \text{ kN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{cr} = 80 \text{ kN.m} \\ I_g = 120 \times 10^8 \\ I_{cr} = 50 \times 10^8 \end{array} \right\} I_e = 50 \times 10^8 + (120 \times 10^8 - 50 \times 10^8) \left(\frac{80}{320} \right)^3 = 51.09 \times 10^8$$

۲-۴-۲-۱۷-۹ ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترکخورده آنها به شرح الف و ب این بند محاسبه می‌شود:

الف) در وسط دهانه اعضا با تکیه‌گاه‌های ساده و در تکیه‌گاه اعضا طرهای از رابطه (۱-۱۷-۹) محاسبه می‌شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^4 \quad (1-17-9)$$

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

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad (2-17-9)$$

بنابراین پس از افزایش بار ممان اینرسی مقطع کاهش می‌ابد و در نتیجه مقدار خیز در حالت دوم بیش از دو برابر خواهد بود:

$$\Delta_{\text{حالت دوم}} = \Delta_{\text{حالت اول}} \times \frac{58.75}{51.09} \times 2 = 8 \times 2.3 = 18.39 \text{ mm}$$

- ۳۰- در مورد تعدادی از ستون های یک ساختمان دوطبقه بتن آرمه با شکل پذیری زیاد، که ضابطه ستون قوی تیر ضعیف را ارضا نمی کنند، کدام عبارت صحیح است؟
- ۱) رعایت ضابطه فوق در سازه های با شکل پذیری زیاد الزامی نیست.
 - ۲) قطعاً اشکال دارد و در سازه های با شکل پذیری زیاد مقاومت خمشی ستون ها باید حداقل نصف مقاومت خمشی تیرها باشد.
 - ۳) اشکالی ندارد، مشروط بر اینکه در تمام طول آن ستون ها از میلگرد گذاری عرضی ویژه استفاده شود.
 - ۴) رعایت ضابطه فوق در شکل پذیری زیاد برای تمام ستون ها الزامی است.

گزینه ۳

۴-۲-۴-۲۳-۹ حداقل مقاومت خمشی ستون ها

۱-۴-۲-۴-۲۳-۹ در تمامی اتصالات تیرها به ستون ها، به جز موارد گفته شده در بند های

۳-۴-۲-۴-۲۳-۹ و ۲-۴-۲-۴-۲۳-۹ لنگرهای خمشی مقاوم ستون ها باید در رابطه (۵-۲۳-۹)

صدق کنند:

$$\sum M_c \geq 1/2 \sum M_b \quad (5-23-9)$$

در این رابطه:

$\sum M_b$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند.

جمع لنگرهای تیرها در رابطه (۵-۲۳-۹) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۵-۲۳-۹) باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قاب، عمل نمایند برقرار باشد.

۴-۲-۴-۲-۴-۲۳-۹ چنانچه تعداد ستون های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می تواند رابطه (۵-۲۳-۹) را ارضا نکند.

۳-۴-۲-۴-۲۳-۹ ستون های قاب های یک و دو طبقه و نیز ستون های طبقه آخر در قاب های چند

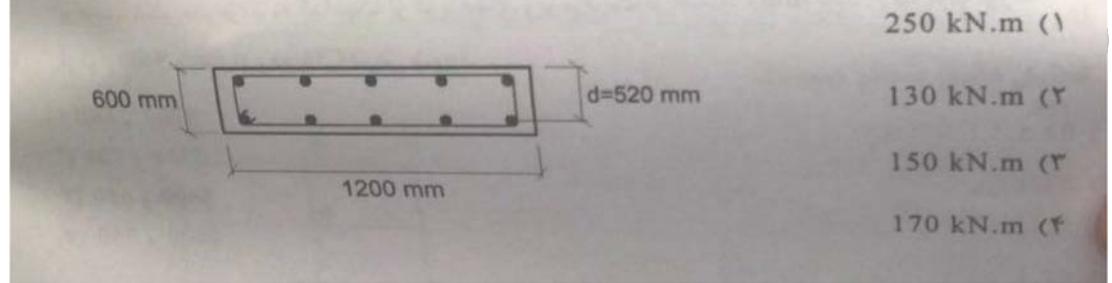
طبقه می توانند رابطه (۵-۲۳-۹) را ارضا نکنند. در این صورت این ستون ها باید ضابطه بند

۴-۴-۲-۴-۲۳-۹ را ارضا کنند. این ستون ها مشمول ضابطه بند ۵-۴-۲-۴-۲۳-۹ نمی شوند.

۴-۴-۲-۴-۲۳-۹ چنانچه ستونی رابطه (۵-۲۳-۹) را ارضا نکند، باید در تمام طول دارای میلگرد گذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بند های ۹-۴-۲-۴-۲۳-۹ تا ۹-۳-۲-۴-۲۳-۶ باشد.

۵-۴-۴-۴-۲۳-۹ چنانچه ستونی ضابطه بند ۹-۴-۲-۴-۲۳-۹ را تأمین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت ساختمان در مقابل بار جانبی زلزله صرف نظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط بند ۹-۴-۲۳-۹ را تأمین نماید.

۳۱- شکل زیر مقطعی از یک شالوده نواری که هم در بالا و هم در پایین آن از $5\Phi 16$ (طولی) استفاده شده است را نشان می‌دهد. حداقل لنگر خمشی نهایی (M_u) قابل قبول برای این مقطع به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



گزینه ۴

محاسبه درصد میلگرد مقطع:

$$\rho = \frac{5 \times \pi \times 8^2}{1200 \times 520} = 0.00161$$

مقاومت خمشی مقطع برابر است با:

$$M_r = A_s F_{yd} d \left(1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right) = \rho F_{yd} b d^2 \left(1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right)$$

$$M_r = 0.00161 \times (0.85 \times 400) \times 1200 \times 520^2 \times \left(1 - \frac{1}{2 \times 0.81} \times 0.00161 \times \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 25} \right) \\ = 173.9 \text{ kN.m}$$

۳۲- در نظر است یک ساختمان با بلوک سیمانی دو طبقه محصور شده با کلاف (بدون زیرزمین) به ابعاد 25×25 متر در شهر اهر استان آذربایجان شرقی ساخته شود. چنانچه دیوارهای به کار رفته در هر دو راستای ساختمان کاملاً مشابه هم باشند، در کل این ساختمان حداقل چند متر مربع از فضای طبقه اول را باید به دیوار سازه‌ای اختصاص داد؟ (گزینه نزدیک را انتخاب نمایید).

- (۱) ۱۲۵ متر مربع
- (۲) ۶۲.۵ متر مربع
- (۳) ۷۵ متر مربع
- (۴) ۱۰۰ متر مربع

گزینه ۱

اهر در منطقه لرزه خیزی زیاد قرار دارد و بنابراین در صد دیوار در "هر راستا" در طبقه اول آن باید حداقل ۱۰ درصد باشد و با توجه به اینکه جمع مساحت دیوارها (دو راستا) را خواسته است، باید مقدار محاسبه شده دو برابر شود:

$$2(0.1 \times 25 \times 25) = 125 m^2$$

۶- مقدار دیوار سازه‌ای در هر طبقه و در هر یک از امتدادهای طولی و عرضی ساختمان نسبت به کل دیوارها در آن امتداد، باید از مقادیر مندرج در جدول (۳-۷) و متناظر با خطر نسبی منطقه کمتر باشد.

جدول ۳-۷ حداقل مقدار دیوار سازه‌ای در هر امتداد ساختمان برای مناطق مختلف خطرنسبی

خطر نسبی مناطق						نوع و تعداد طبقات	
خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		ساختمان آجری			
زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه اول				
-	% 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	

-۳۲- در شهر گرمسار در ساخت یک فروشگاه یک طبقه مستطیل شکل به ارتفاع ۳.۵ متر و به طول ۱۵.۳۵ متر در جهت شرقی - غربی و عرض ۱۰.۳۵ متر در جهت شمالی - جنوبی قرار است از سیستم مصالح بنایی کلافدار استفاده شود. دیوارهای چهار طرف آجری به عرض ۳۵۰ میلی متر بوده و در محل تلاقی محورهای چهار دیوار در چهار گوشه کلاف قائم بتون در نظر گرفته شده و کلافهای بتونی با مقطع 200×200 میلی متر نیز به فواصل محور تا محور ۵ متر در داخل دیوارها قرار خواهد داشت در ضلع شمالی سه پنجره به طول ۲.۱ متر و ارتفاع ۱.۶ متر به طور قرینه و در وسط ضلع جنوبی در ورودی به ارتفاع ۲.۵ متر در نظر گرفته شده است. همچنین در ضلع جنوبی دو پنجره مشابه پنجرهای ضلع شمالی نیز در دو طرف در بین کلافهای قائم به صورت متقارن قرار خواهند داشت. حداکثر طول بازشوی در حدوداً چند متر می‌تواند باشد؟ (فروشگاه فاقد دیوارهای داخلی بوده و بدون زیرزمین می‌باشد).

22 (e)

2.0 (3)

1.8 (2)

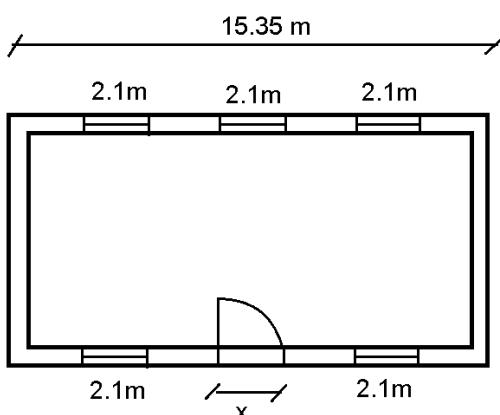
2.5 (1)

۳

گرمسار در منطقه لرزو خیزی زیاد قرار دارد و بنابراین درصد دیوار در "هر راستا" در طبقه اول آن باید حداقل ۴ درصد باشد

$$\frac{(15.35 - 6.3) \times 0.35 + (15.35 - 2.1 - 2.1 - x) \times 0.35}{15.35 \times 10.35} > 0.04 \rightarrow x = 2.04 \text{ m}$$

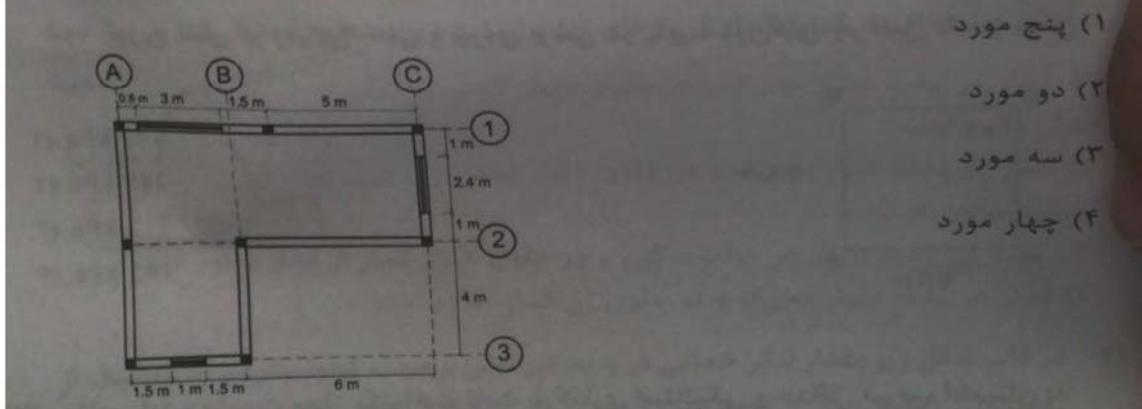
اگر طول دیوار از ۲ متر بیشتر شود، حداقل مساحت دیوار تامین نمی شود



جدول ۷-۳ حداقل مقدار دیوار سازه‌ای در هر امتداد ساختمان برای مناطق مختلف خطرنسبی

خطر نسبی مناطق						نوع و تعداد طبقات	
خطر نسبی کم و متوسط			خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد				
زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم	زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم		
-	%3	%5	-	%4	%6	یک طبقه	ساختمان آجری
%3	%5	%6	%4	%6	%8	دو طبقه	
-	%5	%8	-	%6	%10	یک طبقه	ساختمان با بلوك
%5	%8	%9	%6	%10	%12	دو طبقه	
-	%4	%5	-	%5	%6	یک طبقه	ساختمان سنگي
%4	%6	%6	%5	%8	%8	دو طبقه	

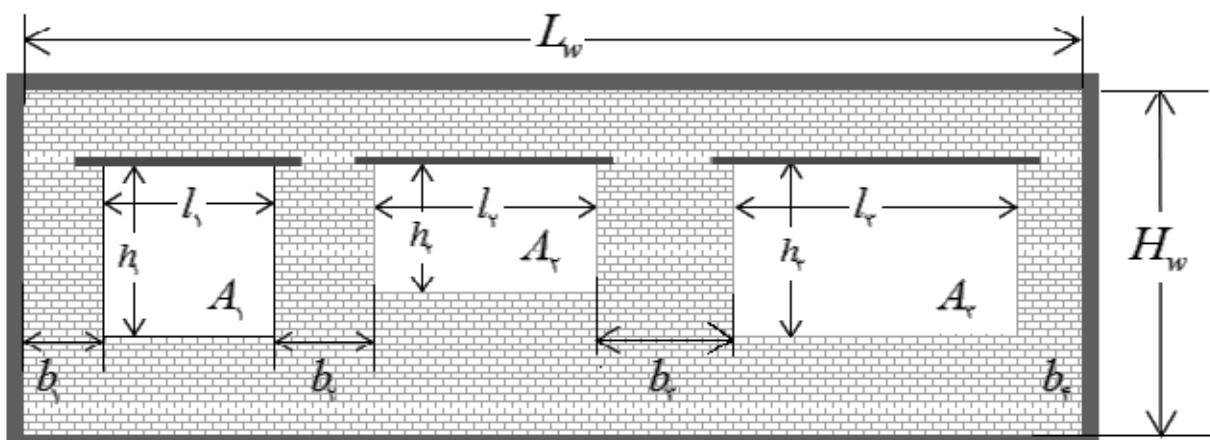
۳۴- پلان زیر مربوط به یک ساختمان بنائی یک طبقه محصور شده با کلاف و دارای ارتفاع ۳.۴ متر است. در این شکل موقعیت کلاف های قائم و بازشوها نمایش داده شده است. حداقل در چند مورد ضوابط مربوط به ساختمان های بنایی محصور شده با کلاف رعایت نشده است؟ (همه دیوارها باربر هستند).



گزینه ۱

- ۱- در محور ۲ یک دیوار ۶ متری (بدون کلاف میانی) داریم. در حالیکه اگر طول دیوار سازه ای بیش از ۵ متر باشد، نیاز به کلاف قائم دارد.
- ۲- در محور ۱ طول بازشو بیش از ۲.۵m است و بنابراین در طرفین بازشو نیاز به کلاف قائم داریم که قرار داده نشده است.
- ۳- فاصله بازشوی ۳ متری از ابتدای دیوار کمتر از ۷۵ cm است (۵۰ cm) و بنابراین طرفین بازشو نیاز به کلاف قائم دارد.
- ۴- در محور C طول بازشو (۲.۴ m) بیش از نصف طول دیوار ($\frac{4.4}{2} = 2.2 m$) می باشد و بنابراین طرفین این بازشو نیز نیاز به کلاف قائم دارد.

۵- سازه دارای پیش آمدگی است و طبقه بند ۱-۲-۲-۷ از استاندارد ۲۸۰۰ باید توسط درز انقطاع جدا شود



در صورت عدم تحقق شرایط فوق

$$A_i + A_r + A_t \leq \frac{1}{3} (L_w \times H_w)$$

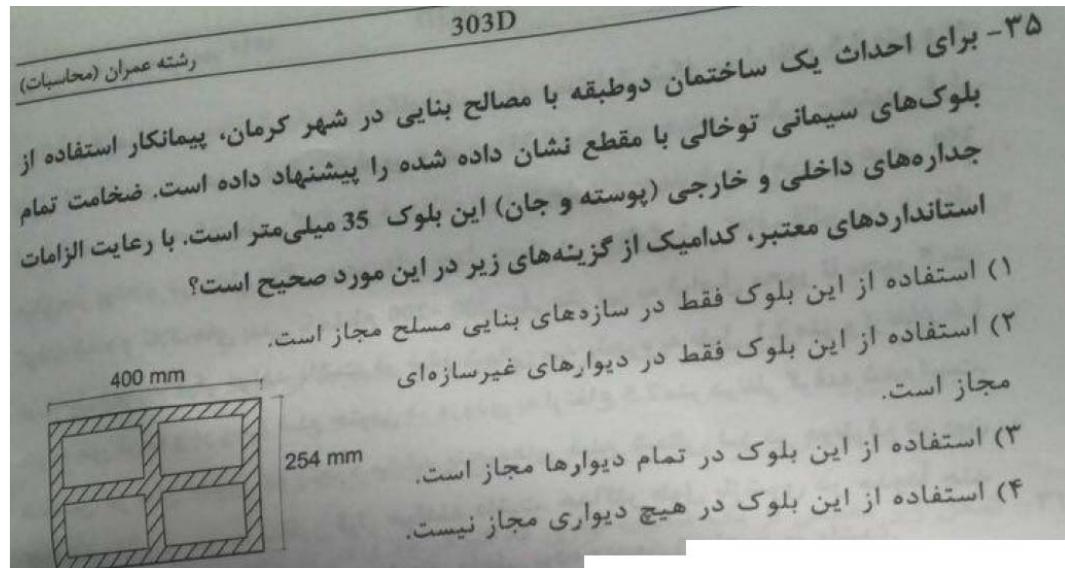
$$l_1 + l_2 + l_3 \leq \frac{1}{3} L_w$$

$$b_i \geq -\frac{2}{3}h_i, \geq 75 cm$$

$$b_r \geq -\frac{2}{3}h_r, \geq -\frac{1}{6}(l_r + l_t) \quad h_r \leq 2/5 m$$

$$b_t \geq -\frac{2}{3}h_t, \geq -\frac{1}{6}(l_1 + l_2)$$

$$b_t \geq -\frac{2}{3}h_t, \geq 75 cm \quad l_t \leq 2/5 m$$



گزینه ۳



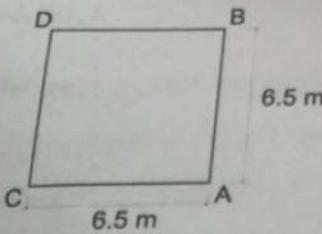
۲-۴-۲-۸ بلوک سیمانی

جدول ۲-۸: ضوابط ضخامت جان‌ها و پوسته‌ها

عرض بلوک سیمانی (میلی‌متر)	حداصل ضخامت پوسته (میلی‌متر) ^(۱)	حداصل ضخامت جان (میلی‌متر) ^(۲)	ضخامت جان معادل (میلی‌متر بر طول) ^(۳)
۱۰۲ و ۷۶/۲	۲۰	۲۰	۱۲۶
۱۵۲	۲۵	۲۵	۱۸۸
۲۰۳	۳۲	۲۵	۱۸۸
۲۵۴ و بزرگتر	۳۲	۲۹	۲۰۹

- (۱) برای بلوک‌های سیمانی کاملاً دوغاب شده ضخامت پوسته و جان نباید کمتر از ۱۶ میلی‌متر باشد.
- (۲) برای بلوک‌های سیمانی با فاصله بین جان‌ها کمتر از ۲۵ میلی‌متر، حداصل ضخامت جان ۲۰ میلی‌متر می‌باشد.
- (۳) بلوک‌های سیمانی دوغاب شده کامل یا به شکل جزئی، از این ضوابط مستثنی هستند. در این موارد برای محاسبه ضخامت جان معادل باید طول دوغاب شده از طول بلوک کسر شود.

۳۶ - ابعاد شالوده منفرد برای یک جرثقیل برجی، براساس ترکیبات بار طراحی به روش تنש مجاز و با این فرض که در ترکیب بار کنترل کننده، تنش زیر پی در ضلع CD برابر با صفر و در ضلع AB برابر 250 kPa باشد، 6.5×1.6 متر اعلام شده است. اگر در عمل ابعاد پی اجرا شده $7.5 \times 7.5 \times 1.6$ متر باشد، تنش حداکثر در زیر پی، تحت ترکیب بارگذاری کنترل کننده مورد نظر به گدامیک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ (ضریب بار مرده در ترکیب بحرانی مورد نظر برابر واحد و وزن مخصوص بتن 25 kN/m^3 فرض شده و از وزن خاک روی پی صرف نظر شود. توزیع تنش در زیر پی خطی و نیروی برشی در پای ستون های جرثقیل ناچیز فرض شود).



- 148 kPa (۱)
- 288 kPa (۲)
- 217 kPa (۳)
- 185 kPa (۴)

گزینه ۴

با استفاده از دو معادله زیر مقدار P و M وارد بر پی اولیه را بدست می آوریم:

$$\frac{\sigma_{min} + \sigma_{max}}{2} = \frac{P}{A} \rightarrow \frac{0 + 250}{2} = \frac{P}{6.5^2} \rightarrow P = 5281 \text{ kN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{6M}{bh^2} \rightarrow 250 = \frac{5281}{6.5^2} + \frac{6M}{6.5^3} \rightarrow M = 5721 \text{ kN.m}$$

پس از افزایش ابعاد پی، با احتساب وزن ان نیز افزایش میابد. مقدار وزن افزوده شده برابر است با:

$$(7.5^2 - 6.5^2) \times 1.5 \times 25 = 525 \text{ kN}$$

تنش حداکثر برابر است با:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{6M}{bh^2} = \frac{5281 + 525}{7.5^2} + \frac{6 \times 5712}{7.5^3} = 93 + 81 = 181 \text{ kPa}$$

۳۷- مقادیر اولیه نشست مجاز یکنواخت تحت بارگذاری استاتیکی و حداقل ضریب اطمینان به روش تنش مجاز برای واژگونی یک پی منفرد روی خاک ماسه‌ای در شرایط استاتیکی به ترتیب برابر است با:

۲) ۲۵ میلی‌متر و ۲

۴) ۲۰ میلی‌متر و ۲

۱) ۲۰ میلی‌متر و ۳

۳) ۲۵ میلی‌متر و ۳

گزینه ۲

۴-۴-۷ نشست مجاز

۱-۴-۴-۷ مقادیر مجاز اولیه برای نشست یکنواخت و غیر یکنواخت در جدول ۴-۷ و مقادیر مجاز اولیه برای چرخش در جدول ۴-۷ ارائه شده است.

جدول ۴-۷ مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

نشست مجاز (میلی‌متر)		نوع پی	خاک
یکنواخت	غیر یکنواخت		
۲۵	۲۰	منفرد و نواری	ماسه
۵۰	۲۰	شبکه‌ای و گسترده	
۶۵	۲۵	منفرد و نواری	
۶۵-۱۰۰	۲۵	شبکه‌ای و گسترده	رس

جدول ۴-۷ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد-نواری)

ترواش		بروشی					نوع گسیختگی
فشار رو به بالا	رگاب	پایداری کلی	واژگونی	ظرفیت باربری	لغزش		
۱/۵	۴	۱/۵	۲	۳	۱/۵	ضریب اطمینان	

-۳۸- برای اولین لایه زمین از تراز شروع فونداسیون عمیق به عمق ۵۰ متر ظرفیت برشی باربری متوسط جداره شمع که از روش تحلیلی به دست آمده است برابر 15 kPa و پس از آن برای عمق تا ۲۵ متری از شروع شمع ظرفیت باربری جداره شمع برابر 20 kPa برآورده شده است. شمع از نوع بتنی در جاریز به قطر 800 میلی متر می باشد. اگر حداقل بار قائم فشاری در شرایط استاتیکی با روش تنش مجاز برابر 240 kN برای شمع محاسبه شده باشد، حداقل طول قابل قبول شمع بر حسب متر به کدام مقدار نزدیکتر خواهد بود؟ (در محاسبات از وزن شمع و مقاومت نوک آن صرف نظر نمایید).

۲۱.۶ (۴)

۱۲.۷ (۳)

۱۱.۶ (۲)

۲۵ (۱)

گزینه ۴

اگر طول کلی شمع را برابر x فرض کنیم، مقاومت جداره برابر است

$$R_s = 15^{kPa} \times 10^m \times (\pi \times 0.8^m) + 20^{kPa} \times (x - 10)^m \times (\pi \times 0.8^m)$$

با توجه به ضریب اطمینان ۴ داریم:

$$\frac{15^{kPa} \times 10^m \times (\pi \times 0.8^m) + 20^{kPa} \times (x - 10)^m \times (\pi \times 0.8^m)}{4} = 240 \rightarrow x = 21.6 \text{ m}$$

۳-۱-۴-۶-۷ استفاده از روابط تحلیلی

باربری فشاری R_c را می توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$R_c = R_b + R_s \quad (۳-۶-۷)$$

در این رابطه:

R_b مقاومت نوک شمع و R_s مقاومت جداره شمع است که مقادیر آنها را می توان با استفاده از روابط زیر به دست آورد:

$$R_b = q_b A_b \quad (۳-۶-۷)$$

$$R_s = \sum_{i=1}^n q_{si} A_{si} \quad (۴-۶-۷)$$

جدول ۱-۶-۷-۱ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش تنش مجاز)

ضریب اطمینان (F.S.)	روش تعیین ظرفیت باربری	نوع بار اعمالی
۳	کوبشی	فشاری/اکششی
۴	در جاریز	
۲/۸	آزمایش نفوذ مخروط	
۲/۲	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/اکششی)	
۲/۵	آزمایش بارگذاری دینامیکی	
۲/۵	فقط روش تحلیلی	جانبی
۲	آزمایش استاتیک (جانبی)	

۳۹- برای شرایط استاتیکی و لرزه‌ای سازه‌های نگهبان با دیوارهای وزنی، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

- ۱) ضریب اطمینان واژگونی در حالت استاتیکی ۲ و در حالت لرزه‌ای ۱.۲ می‌باشد.
- ۲) ضریب اطمینان پایداری در لغزش در حالت استاتیکی ۳ و در حالت لرزه‌ای ۲ می‌باشد.
- ۳) ضریب اطمینان واژگونی در حالت استاتیکی ۳ و در حالت لرزه‌ای ۲ می‌باشد.
- ۴) ضریب اطمینان پایداری در لغزش در حالت استاتیکی ۲ و در حالت لرزه‌ای ۱.۲ می‌باشد.

گزینه ۱

۷-۵-۵ روش‌های طراحی سازه‌های نگهبان

طراح می‌تواند هر یک از دو روش تنش مجاز و یا حالات حدی را انتخاب کند و جهت طراحی دیوار استفاده نماید.

۷-۵-۵-۱ تنش مجاز

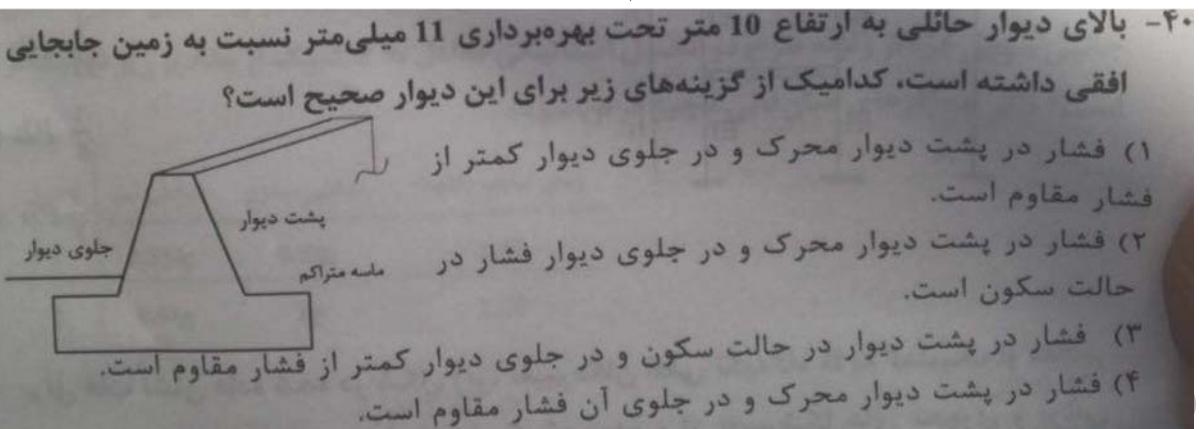
حداقل ضرایب اطمینان برای انواع سازه‌های نگهبان در زیر ارائه شده است.

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

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

جدول ۷-۵-۳ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی

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



گزینه ۱

$$\frac{\Delta}{H} = \frac{11}{10000} = 0.0011$$

۲-۴-۵-۷ تعیین فشار خاک در حالات مختلف

۱-۲-۴-۵-۷ فشار خاک در حالت سکون

این فشار در حالت ایجاد می شود که دیوار نسبت به خاک پشت دیوار تقریباً هیچ حرکتی ندارد و خاک در این وضعیت در حالت تنش سکون قرار دارد. فشار در حالت سکون عموماً در شرایطی که حرکت جانبی دیوار نسبت به زمین کمتر از ۵٪ برابر ارتفاع آن است، ایجاد می گردد.

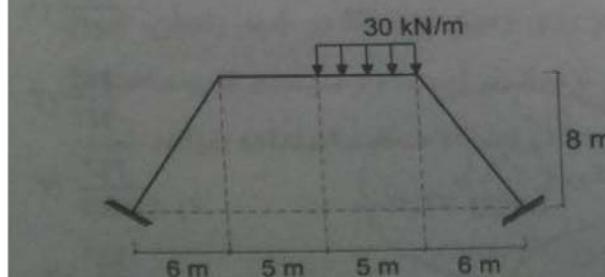
۲-۲-۴-۵-۷ فشار در حالت محرک و مقاوم خاک

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

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

نوع خاک	Δ_x / H	
	محرك	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

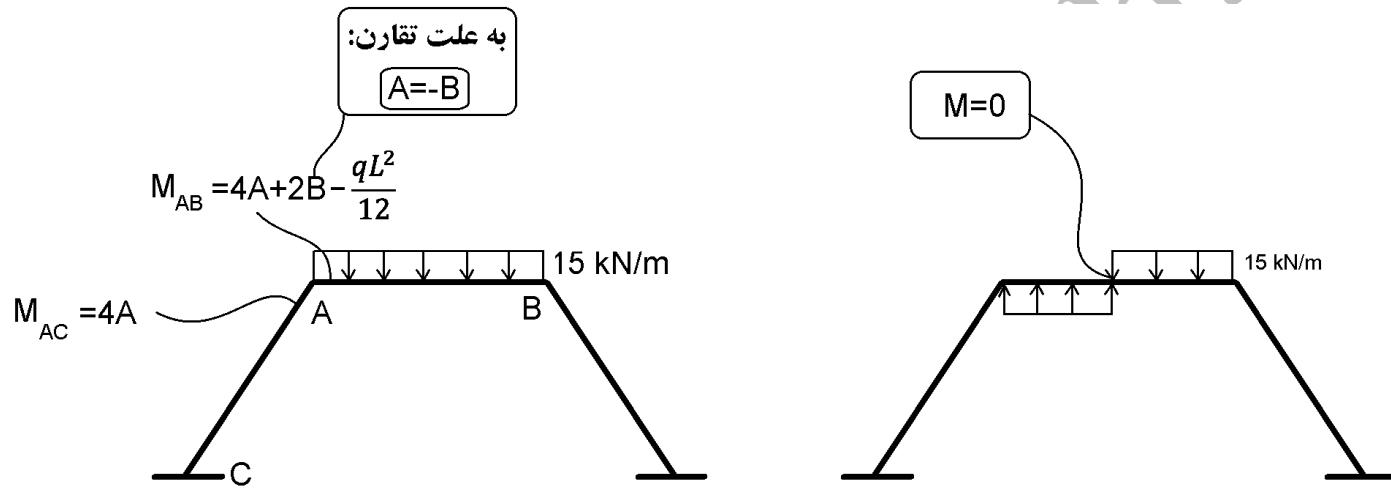
۴۱- در قاب شکل زیر مقدار لنگر خمی در وسط تیر افقی بر حسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (تمام اعضاء دارای صلبیت خمی یکسانی می‌باشند).



- ۸۷ (۱)
۱۳۳ (۲)
۱۲۵ (۳)
۱۰۴ (۴)

گزینه ۴

سازه را به مجموع دو سازه متقارن و پادمتقارن تبدیل می‌کنیم:



با توجه به اینکه طول و مشخصات اعضاء یکسان است، با استفاده از روش شبیه افت و نوشتن معادلات در نقطه A می‌توان مقدار لنگر در انتهای تیر (M_{AB}) را بدست آورد. در گره A مجموع لنگرها باید صفر باشد

$$(4A) + \left(4A + 2B - \frac{qL^2}{12} \right) = 0 \quad \xrightarrow{B=-A} \quad A = \frac{qL^2}{72}$$

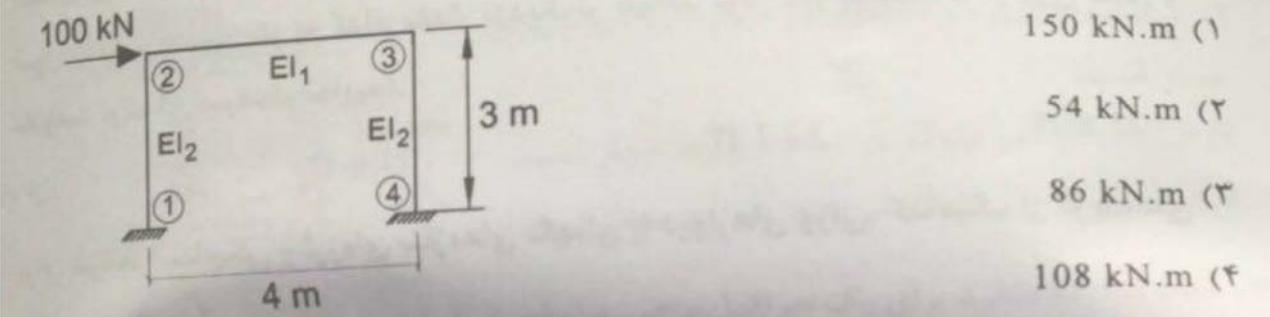
پس از یافتن A می‌توان لنگر M_{AB} را بدست آورد:

$$M_{AB} = \left(4A + 2B - \frac{qL^2}{12} \right) = -\frac{qL^2}{18}$$

پس از یافتن لنگر انتهای تیر، لنگر وسط برابر خواهد بود با:

$$M_{\text{وسط}} = \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^2}{18} = \frac{5}{72} qL^2 = \frac{5}{72} \times 15 \times 10^2 = 104 \text{ kN.m}$$

۴۲- تحلیل الاستیک مرتبه اول سازه شکل زیر، با فرض بی نهایت بودن سختی محوری تیر، نشان می دهد که جابجایی قائم گره ۰.۱۲ میلی متر است. لنگر در تکیه گاه شماره ۴ به کدامیک از گزینه های زیر تزدیک تر است؟ (برای ستون ها $E \cdot A = 8 \times 10^5 \text{ kN}$ فرض شده، از تغییر شکل های برشی صرف نظر شود. E مدول الاستیسیته و A سطح مقطع عضو است).



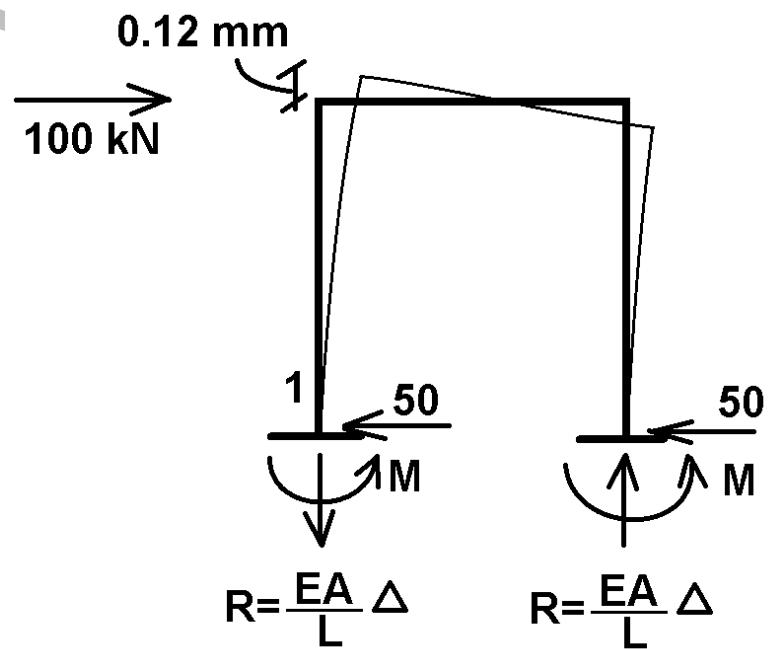
گزینه ۳

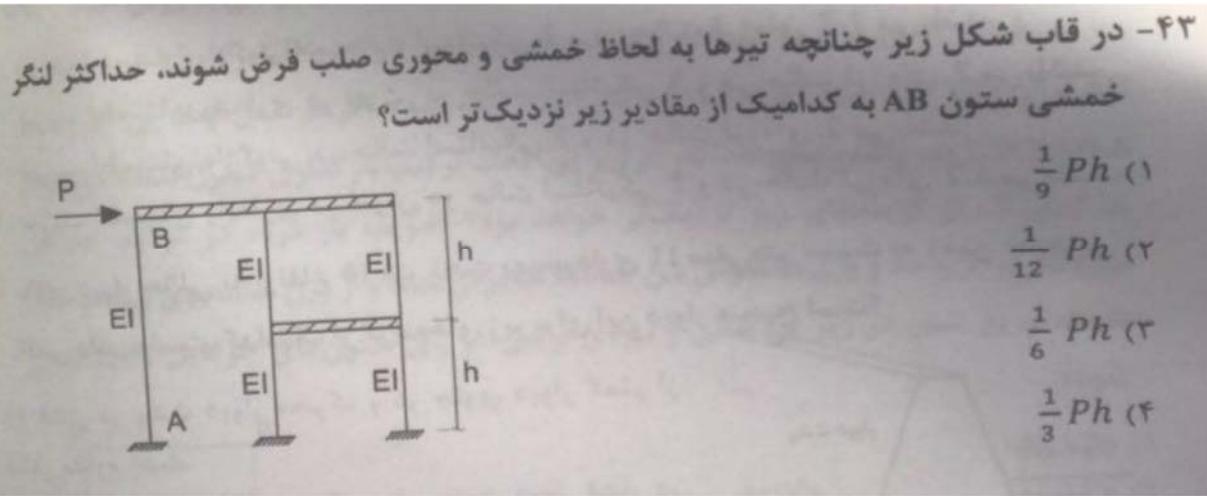
تحت بار جانبی ستون سمت راست تحت کشش و ستون سمت چپ تحت فشار قرار میگیرد. با توجه به میزان افزایش طول ستون نیروی محوری آن بدست می آید:

$$R = \frac{EA}{L} \Delta = \frac{8 \times 10^5}{3000} \times 0.12 = 32 \text{ kN}$$

پس از یافتن عکس العمل ها می توان با لنگر گیری حول تکیه گاه ۱ مقدار لنگرهای تکیه گاهی را بدست آورد:

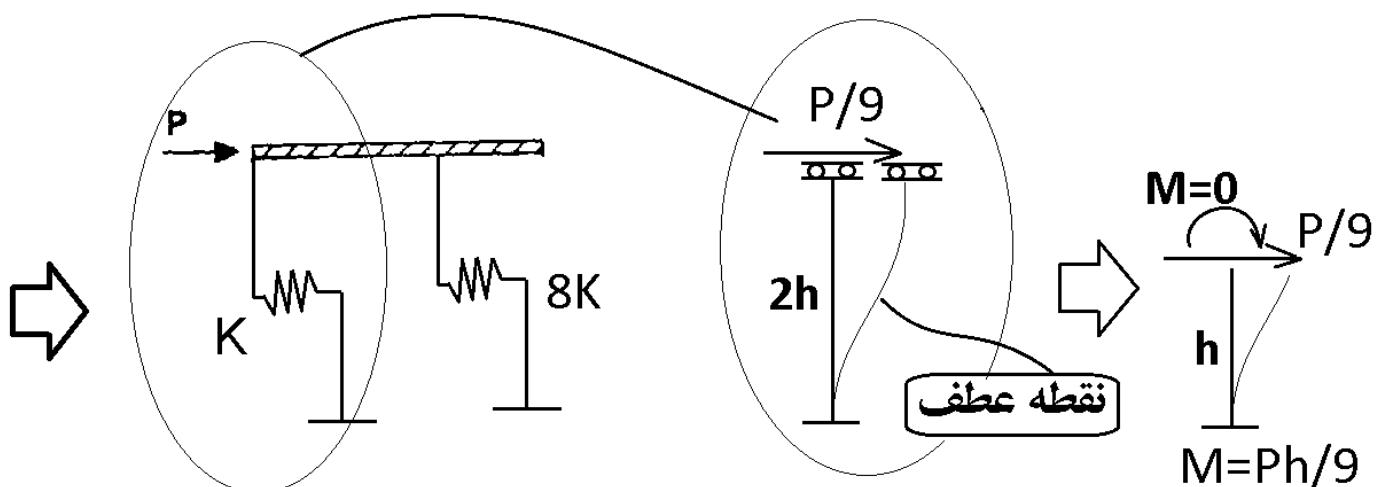
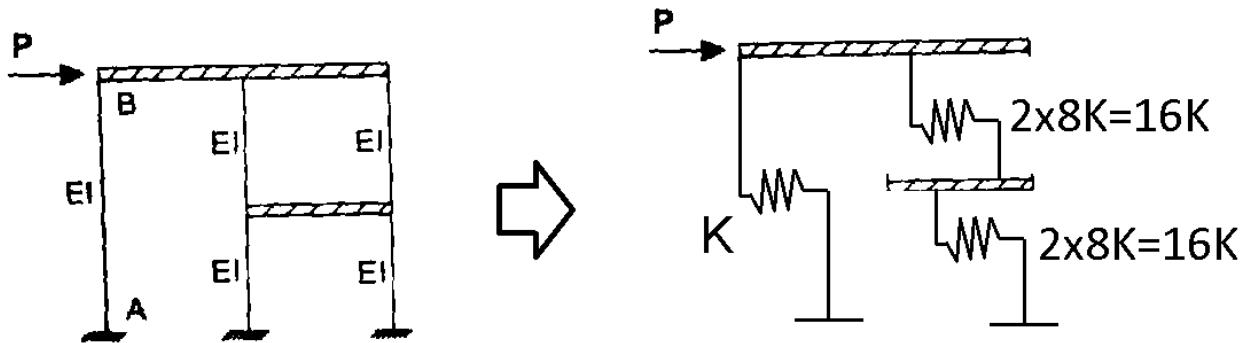
$$M + M + R \times 4^m - 100 \times 3^m = 0 \rightarrow M = 86 \text{ kN.m}$$



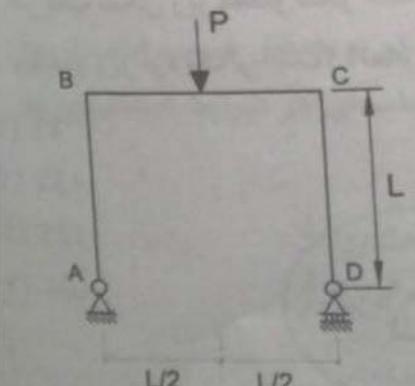


گزینه ۱

اگر سختی ستون سمت چپ را برابر با K فرض کنیم، به صورت نسبی، سختی هر یک از ستونهای سمت راست برابر $8K$ خواهد بود (چون طول آنها نصف ستون سمت چپ می‌باشد).



۴۴- برای قاب نشان داده شده در شکل زیر، تغییر مکان افقی تکیه گاه D به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ EI در تمام اعضا یکسان بوده و از تغییر شکل‌های محوری و برشی صرف نظر شود).



$$\frac{PL^3}{12EI} \quad (1)$$

$$\frac{PL^3}{8EI} \quad (2)$$

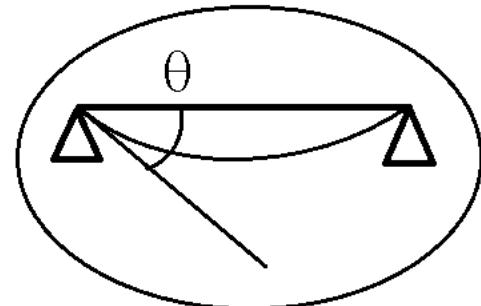
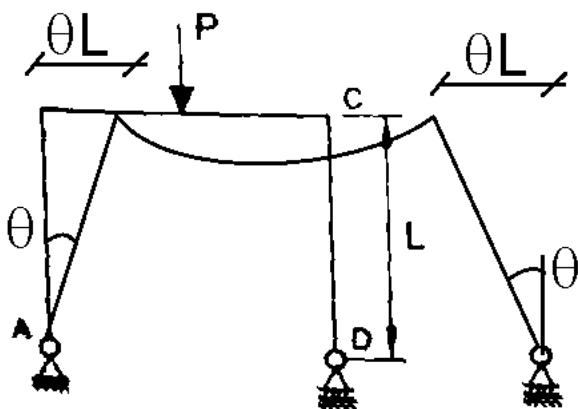
$$\frac{PL^3}{16EI} \quad (3)$$

$$\frac{PL^3}{4EI} \quad (4)$$



گزینه ۲

$$\Delta_D = 2\theta L = 2 \left(\frac{PL^2}{16EI} \right) L = \frac{PL^3}{8EI}$$



۴۵- چنانچه مقدار برش پایه یک ساختمان فولادی منظم ۱۰ طبقه از روی زمین با وزن مؤثر لرزه‌ای و ارتفاع یکسان در کلیه طبقات و زمان تناوب اصلی برابر ۱.۵ ثانیه، مساوی «۷» باشد، نسبت مجموع نیروهای جانبی پنج طبقه فوقانی به مجموع نیروهای جانبی پنج طبقه تحتانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۳ (۴)

۴ (۳)

۵ (۲)

۲ (۱)

گزینه ۳

 ضریب K برابر است با

$$K = 0.5 \times 1.5 + 0.75 = 1.5$$

$$\left. \begin{array}{l} f_6 + f_7 + f_8 + f_9 + f_{10} = \frac{W \times h^{1.5}(6^{1.5} + 7^{1.5} + 8^{1.5} + 9^{1.5} + 10^{1.5})}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \\ f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5 = \frac{W \times h^{1.5}(1^{1.5} + 2^{1.5} + 3^{1.5} + 4^{1.5} + 5^{1.5})}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \end{array} \right\}$$

$$= \frac{f_6 + f_7 + f_8 + f_9 + f_{10}}{f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5} = \frac{(6^{1.5} + 7^{1.5} + 8^{1.5} + 9^{1.5} + 10^{1.5})}{(1^{1.5} + 2^{1.5} + 3^{1.5} + 4^{1.5} + 5^{1.5})} = 4.05$$

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

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

$$F_{u_i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (6-3)$$

در این رابطه:

 F_{u_i} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

 h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

 n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

$$K = 0.5T + 0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (7-3)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از $1/5$ ثانیه و بزرگ‌تر از $2/5$ ثانیه باید به ترتیب برابر با $1/10$ و $2/10$ در نظر گرفته شود.

۴۶- یک ساختمان اداری با سیستم قاب خمی فولادی ویژه به ارتفاع ۴۵ متر از تراز پایه بر روی خاک نوع II در شهر ارومیه واقع شده است. در صورتی که زمان تناوب تحلیلی سازه ۱.۵ ثانیه و وزن مؤثر لرزه‌ای آن 90000 kN باشد، نیروی برش پایه استاتیکی (V_s) سازه بر حسب به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ساختمان دارای جدآگرهای میان‌قابی بوده و مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمی‌کند و $\rho = 1$ است).

4800 (۴) 4200 (۳) 3800 (۲) 5300 (۱)

گزینه ۲

ارومیه در منطقه با لرزه خیزی زیاد قرار دارد.

ابتدا دوره تناوب را محاسبه می‌کنیم:

$$T = \min \left(T_{\text{تجربی}} \text{ و } 1.25T_{\text{تجربی}} \right) = \min \left(1.5 \text{ و } 1.25 \times 0.8 \times 0.08 \times 45^{0.75} \right) = \min \left(1.5 \text{ و } 1.38 \right) = 1.387$$

سپس بر اساس دوره تناوب، مقدار B بدست می‌آید:

$$\rightarrow B_1 = (1 + S) \left(\frac{T_s}{T} \right) = (1 + 1.5) \left(\frac{0.5}{1.387} \right) = 0.9$$

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.5} (1.387 - 0.5) + 1 = 1.177$$

$$V = \frac{ABI}{R_u} W = \frac{0.3 \times 0.9 \times 1.177 \times 1}{7.5} \times 90000 = 0.042 \times 90000 = 3813 \text{ kN}$$

کترل زلزله حداقل:

$$V = 0.12AIW = 0.12 \times 0.3 \times 1W = 0.036W$$

$B=B_1N$

$B_1=S_0+(S-S_0+1)(T/T_0)$	$0 < T < T_0$
$B_1=S+1$	$T_0 < T < T_s$
$B_1=(S+1)(T_s/T)$	$T > T_s$

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

S_0	S	خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
		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

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N=1 \quad T < T_s$$

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

$$N=1.7 \quad T > 4 \text{ sec}$$

ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم

$$N=1 \quad T < T_s$$

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

$$N=1.4 \quad T > 4 \text{ sec}$$

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمی

۱- در مواردی که جدآگرهای میان‌قابی مانع برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند:

- در قاب‌های فولادی

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

(۳-۳)

۲- در مواردی که جدآگرهای میان‌قابی مانع برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند:

مقدار T باید برابر با 80 درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

۴۷- در یک بیمارستان پنج طبقه به ارتفاع 24 متر از تراز پایه و با سیستم قاب خمشی بتنی ویژه در هر دو راستای اصلی، مقادیر زمان تناوب اصلی سازه براساس دو نوع تحلیل با سختی‌های کاهش یافته اعضا به شرح جدول زیر است. حداکثر زمان تناوب برای تعیین تغییر مکان جانی نسبی در اثر زلزله طرح در تحمل استاتیکی معادل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (اثر جداگرهای میان‌قابی ناچیز فرض شود).

	زمان تناوب (ثانیه)	سختی ستون	سختی تیر	تحلیل
1	0.35Ig	0.7Ig	1.43	
2	0.5Ig	Ig	1.20	

- (۱) 0.87 ثانیه
 (۲) 1.40 ثانیه
 (۳) 1.20 ثانیه
 (۴) 1.09 ثانیه

گزینه ۴

با توجه به کاربری سازه (بیمارستان) برای محاسبه نیروی زلزله جهت محاسبه دریفت سازه نمی‌توان مستقیماً از دوره تناوب تحلیل استفاده نمود.

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

$$T = \text{Min} \left(T_{\text{تجربی}}, 1.25T_{\text{تحلیل}} \right) = \text{Min}(1.2, 1.25 \times 0.05 \times 24^{0.9}) = \text{Min}(1.2, 1.09) = 1.09$$

۴۸- با فرض برقراری شرایط استفاده از روش ساده‌شده تحلیل و طراحی برای یک ساختمان مسکونی سه‌طبقه به ارتفاع دهمتر از تراز پایه بر روی زمین نوع III در شهر زنجان، ضریب زلزله براساس این روش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (از سیستم قاب ساختمانی فولادی با مهاربندی همگرای معمولی فولادی در هر دو امتداد متعامد استفاده خواهد شد).

0.28 (۴) 0.24 (۳) 0.17 (۲) 0.35 (۱)

گزینه ۴

$$C = \frac{ABIF}{R_u} = \frac{0.3 \times (1 + 1.75) \times 1 \times 1.2}{3.5} = 0.283$$

۱۳-۳ روش ساده‌شده تحلیل و طراحی

۱۳-۳-۱ نیروی برش پایه

نیروی برشی پایه از رابطه (۱-۳) محاسبه می‌شود، با این تفاوت که در این روش C ، ضریب زلزله، از رابطه (۱۷-۳) به دست می‌آید،

$$C = \frac{ABIF}{R_u} \quad (17-3)$$

A و R_u ضرایب تعریف شده در بند (۱-۳-۳) می‌باشند.

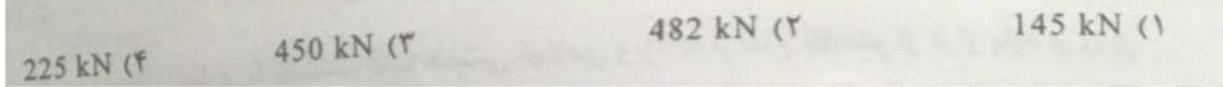
B: ضریب بازتاب ساختمان است که در روش ساده‌شده برابر $B=S+1$ در نظر گرفته می‌شود. ضریب S با توجه به نوع زمین و پهنه‌بندی خطر زلزله با استفاده از جدول (۲-۲) تعیین می‌شود.

F: ضریبی است که برای ساختمان‌های ۱ الی ۳ طبقه به ترتیب برابر ۱، ۱/۱ و ۱/۲ در نظر گرفته می‌شود.

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

		خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
S_0	S	S_0	S			
1	۱/۵	1	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
1	۱/۵	1	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

۴۹- مقدار نیروی افقی وارد بر دیافراگم سقف طبقه چهارم یک ساختمان اداری شش طبقه در شهر مشهد با مشخصات زیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید وزن مؤثر لرزه‌ای هر طبقه ۱۵۰۰ کیلونیوتن، زمان تناوب اصلی ساختمان ۰.۶ ثانیه، ارتفاع طبقات ۴ متر و مقدار نیروی برش پایه برابر ۲۰۰۰ کیلونیوتن است. همچنین فرض نمایید دیافراگم‌ها صلب بوده و ساختمان قادر خرپشته است).



گزینه ۳

 محاسبه مقدار ضریب K

$$K = 0.75 + 0.5T = 1.05$$

ابتدا نیروی زلزله طرح وارد بر طبقات را محاسبه می‌کنیم:

$$F_{pu4} \frac{\sum_{j=i}^n F_{uj}}{\sum_{j=i}^n W_i} W_i = \frac{F_{u4} + F_{u5} + F_{u6}}{W + W + W} W = \frac{F_{u4} + F_{u5} + F_{u6}}{3}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{3} \times \frac{W \times h^{1.05} (4^{1.05} + 5^{1.05} + 6^{1.05})}{Wh^{1.05} \times (1^{1.05} + 2^{1.05} + 3^{1.05} + 4^{1.05} + 5^{1.05} + 6^{1.05})} V_u \\ &= \frac{1}{3} \times \frac{(4^{1.05} + 5^{1.05} + 6^{1.05})}{(1^{1.05} + 2^{1.05} + 3^{1.05} + 4^{1.05} + 5^{1.05} + 6^{1.05})} \times 2000 = 481 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

۶-۳-۳ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان نیروی برشی پایه V_u ، که طبق بند (۱-۱-۳-۳) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (6-3)$$

در این رابطه:

$$F_{pui} = \left(\frac{\sum_{j=i}^n F_{uj}}{\sum_{j=i}^n W_j} \right) W_i \quad (15-3)$$

 F_{pui} : نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند (۱-۱-۳-۳-۳)

 نیروی جانبی در تراز طبقه i

کنترل حداقل و حداکثر:

F_{uj} و W_i : به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۶-۳-۳) در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0.5 AIW_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

$$0.5AIW_i = 0.5 \times 0.3 \times 1 \times 1500 = 225 \text{ kN}$$

$$AIW_i = 0.3 \times 1 \times 1500 = 450 \text{ kN}$$

۵۰- دیوار جانپناه طرہ‌ای با وزن 2.5 کیلوسیوتن برمترمربع و ارتفاع 1.8 متر را در بام یک ساختمان ده طبقه مسکونی واقع در شیراز درنظر بگیرید. لنگر خمشی ناشی از نیروی زلزله برای طراحی در حد مقاومت تکیه‌گاه این دیوار به کدامیک از مقادیر زیر بر حسب kN.m/m نزدیک‌تر است؟ (خاک از نوع II فرض شود).

۳.۷ (۴)

۴.۰۵ (۳)

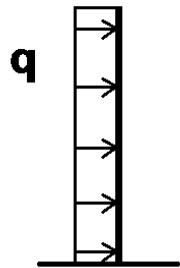
۴.۸ (۲)

۲.۲۵ (۱)

گزینه ۴

$$q_{pu} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.3 \times (1 + 1.5) \times 2.5 \times 1}{2.5} (1 + 2 \times 1) = 2.25 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_u = \frac{q_{pu} L^2}{2} = \frac{2.25 \times 1.8^2}{2} = 3.645 \text{ kN.m}$$



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

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

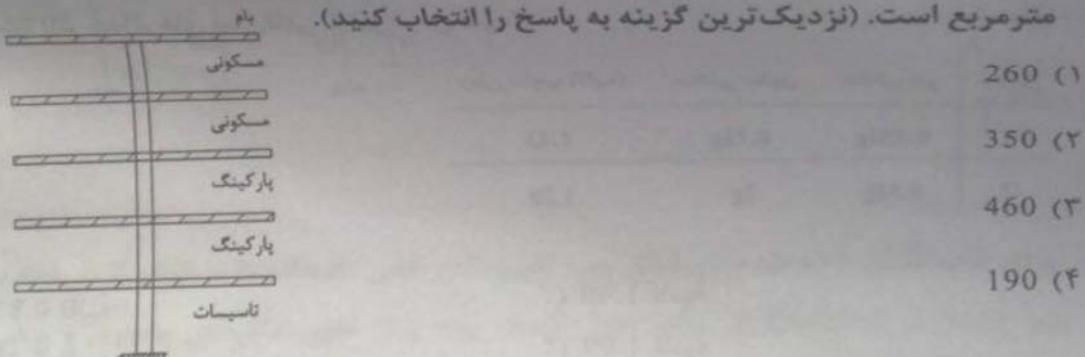
ضریب رفتار جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴)

ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

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

- ۵۱ - شکل زیر ستون میانی یک ساختمان را نشان می‌دهد که دارای دو طبقه پارکینگ و یک طبقه تأسیسات است. سطح بارگیر ستون در هر طبقه ۳۰ مترمربع می‌باشد. ستون پایین ترین طبقه را برای حداقل چه بار زنده‌ای بر حسب کیلونیوتن می‌توان طراحی نمود؟ فرض کنید بار زنده یام، طبقات مسکونی و پارکینگ به ترتیب ۱.۵، ۲ و ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است. (نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید).



گزینه؟

مترمربع کاهش یافته بار زنده بام:

$$\left. \begin{array}{l} A_{T-Bam} = 30 \text{ m}^2 \\ R_1 = 1.2 - 0.0111A_T = 0.867 \\ R_2 = 1 \end{array} \right\} L_r = L_0 R_1 R_2 = 1.5 \times 0.867 \times 1 = 1.3 \frac{kN}{m^2}$$

مترمربع کاهش یافته بار زنده مسکونی:

$$\left. \begin{array}{l} A_T = \left(2 \text{ طبقه} \right) \times (30 \text{ m}^2) = 60 \text{ m}^2 \\ K_{LL} = 4 \end{array} \right\} L = L_0 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4 \times 60}} \right] = 0.545L_0 = 0.545 \times 2 = 1.09 \frac{kN}{m^2}$$

مترمربع تیغه بندی مسکونی:

$$L_{part} = 1 \frac{kN}{m^2}$$

کاهش بار زنده پارکینگ:

۶-۵-۷-۴ محل عبور و یا پارک خودروهای سواری

بارهای زنده محل عبور و یا پارک خودروهای سواری کاهش داده نمی‌شود.

استثناء: کاهش بارهای زنده اعضاًی که بار ۲ طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند، به میزان ۲۰٪ مجاز می‌باشد.

بار کل وارد بر پای ستون برابر خواهد بود با:

$$P = \left[\left[(30 \text{ m}^2) \times 0.8 \times 5 \right] + \left[(30 \text{ m}^2) \times (1.09 + 1) \right] + \left[(30 \text{ m}^2) \times 1.3 \right] \right] \times 2 \text{ طبقه پارکینگ}$$

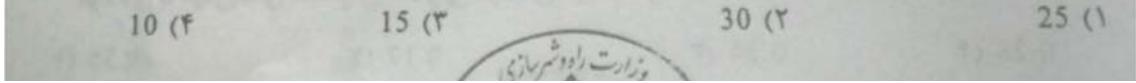
$$= 240 \text{ kN} + 125.4 \text{ kN} + 39 \text{ kN} = 404.4 \text{ kN}$$

- در صورتی که اثر تیغه بندی منظور نشود، پاسخ برابر ۳۴۴.۴ kN خواهد بود (گزینه ۲).

- احتمالاً طرح وزن زنده مربوط به تیغه بندی را فراموش کرده است.

کanal ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۲- دیوار آجری به ضخامت ۳۵ میلیمتر و به طول ۱۶ متر متعلق به سطح بیرونی طبقه همکف یک مدرسه یک طبقه به ارتفاع ۵ متر می‌باشد. چنانچه مقدار فشار مبنای باد برابر 0.383 kN/m^2 باشد، نیروی باد جهشی رو به دیوار بر حسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



گزینه ۱

- در صورت سوال باید مشخص شود که محل ساخت سازه در زمین "پرتراکم" است یا زمین "باز"

$$p = I_w q C_e C_g C_p$$

در صورتی که مدرسه در زمین پرتراکم (داخل شهر) باشد، مقدار C_e برابر خواهد بود با:

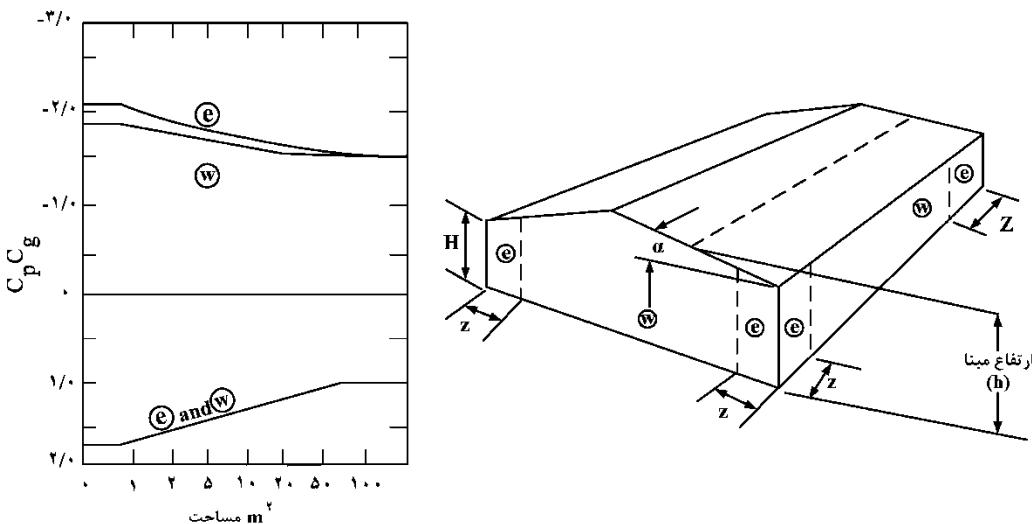
$$C_e = \text{Max}\left(0.7, 0.7\left(\frac{h}{12}\right)^{0.3}\right) = 0.7$$

سطح دیوار برابر $80 \text{ m}^2 = 5 \times 16 = 80 \text{ m}^2$ می باشد و با توجه به نمودار شکل زیر مقدار $C_g C_p = 1$ می باشد.

بنابراین:

$$p = I_w q C_e C_g C_p = 1.15 \times 0.383 \times 0.7 \times 1 = 0.308 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P = pA = 0.308 \times 80 = 24.66 \text{ kN}$$



شکل ۶-۳-۱۰- ضرایب ترکیبی بیشینه فشار و باد جهشی خارجی، $C_p C_g$ ، روی دیوارهای منفرد برای طراحی اجزاء سازه‌ای و پوسته خارجی و نما

- (۱) این ضرایب برای هر شبیه بامی (α) اعمال می‌شود.
- (۲) محور افقی در نمودار، مساحت تحت طراحی در ناحیه مشخص شده است.
- (۳) عرض ناحیه انتهایی z برابر 10% کمترین بعد افقی یا 40% ارتفاع، H ، هر کدام کمتر باشد، است. این عرض، نباید از 4% بعد افقی کوچکتر یا ۱ متر اختیار شود.
- (۴) ترکیب فشار خارجی و داخلی باید برای دستیابی به بحرانی‌ترین حالت بارگذاری، ارزیابی شود.
- (۵) ضرایب مثبت نشان دهنده نیروهای رو به سطح هستند، در حالی که ضرایب منفی، نیروهای دور از سطح را نشان می‌دهند. هر المان سازه‌ای باید برای هر دوی این نیروها طراحی شود.

۵۳- چنانچه بار زنده ناشی از وزن مسافران آسانسور یک ساختمان برابر ۶ کیلونیوتن باشد، در طراحی و محاسبه سازه‌های نگهدارنده این آسانسور مقدار بار زنده حداقل چقدر باید درنظر گرفته شود؟

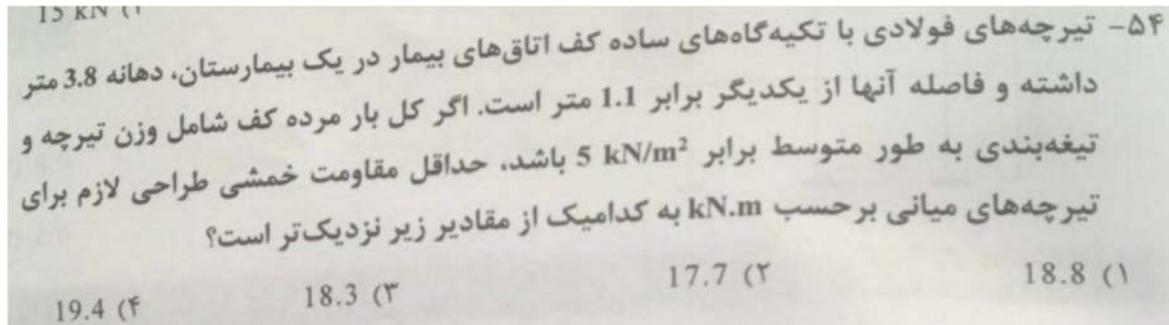
۱۸ kN (۱)
9 kN (۲)
12 kN (۳)
15 kN (۴)

۵۴- قبیله‌های قابل استفاده

گزینه ۳

۶-۵-۴ سازه‌های نگهدارنده آسانسورها: وزن اتاق، ماشین‌آلات، وزنه تعادل و بار زنده ناشی از وزن مسافران و وسایل باید در ضریب ۲ ضرب شوند، مگر آنکه بارهای اسمی ارائه شده توسط سازنده در ضریبی حداقل برابر این مقدار ضرب شده باشد.

www.hoseinzadeh



گزینه؟

با توجه به گوته بودن طول تیرچه ممکن است لنگر ناشی از بار متumer کز بیشتر از لنگر ناشی از بار گستردہ باشد.
با توجه به اینکه عرض بار گیر تیرچه 1.1m است، لنگر ناشی از بار گستردہ را با لنگر بار متumer کز مقایسه می کنیم:

$$\frac{PL}{4} = \frac{4.5 \times 3.8}{4} = 4.275 \text{ kN.m}$$

$$\frac{qL^2}{8} = \frac{(2 \times 1.1) \times 3.8^2}{8} = 3.97 \text{ kN.m}$$

لنگر ناشی از بار متumer کز زنده بیشتر است و باید اثر بار متumer کز (4.275) منظور شود

ردیف	نوع کاربری	بار گستردہ کیلونیوتن بر مترمربع	بار متumer کز کیلونیوتن
۱۰	بیمارستان‌ها و مراکز درمانی		
۱-۱۰	اتاق‌های بیمار	۲	۴.۵

باید منطقه ساخت مشخص شود.

اگر سازه در یک منطقه با لرزه خیزی بالا ساخته شود، برای طراحی تیرچه‌ها باید زلزله قائم منظور شود در غیر این صورت لازم نیست.

در این حالت بار گستردہ ناشی از زلزله قائم برابر خواهد بود با:

$$E_V = 0.6AI(D) = 0.6 \times 0.35 \times 1.4 \times (5) = 1.47$$

حل مساله با فرض اینکه سازه در تهران (A=0.35) ساخته می شود:

$$M_D = \frac{q_DL^2}{8} = \frac{(5 \times 1.1) \times 3.8^2}{8} = 9.93 \text{ kN.m}$$

$$M_L = 4.275 \text{ kN.m}$$

$$M_{EV} = \frac{q_{EV}L^2}{8} = \frac{(1.47 \times 1.1) \times 3.8^2}{8} = 2.92 \text{ kN.m}$$

یافتن لنگر مورد نیاز طراحی:

$$\left. \begin{aligned} 1.4M_D &= 1.4 \times 9.93 = 13.89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ 1.2M_D + 1.6M_L &= 1.2 \times 9.93 + 1.6 \times 4.275 = 18.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ 1.2D + L + E_V &= 1.2 \times 9.93 + 4.275 + 2.92 = 19.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{aligned} \right\} M_u = 19.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

• اگر سازه در شهری با A=0.3 باشد، گزینه ۱ صحیح خواهد بود.

۵۵- ارتفاع یک سازه غیرساختمانی مشابه ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی معمولی از تراز پایه ۲۰ متر بوده و زمان تناوب اصلی این سازه برابر ۰.۴۵ ثانیه محاسبه شده است. این سازه در شهر اراک بر روی خاک نوع II قرار است ساخته شود و دارای گروه اهمیت متوسط می‌باشد. ضریب زلزله طرح این سازه حدوداً چه مقدار باید در نظر گرفته شود؟ (نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید).

۰.۰۳ (۴)

۰.۱۸ (۳)

۰.۲۵ (۲)

۰.۳۰ (۱)

گزینه ۲

$$C = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1}{2.5} = 0.25$$

جدول ۱-۵ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برای نیروی جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲	۵/۵	مهاربندی همگرای ویژه فولادی	سیستم قاب ساختمانی
۱۵ [۱]	۳/۵	۲	۳/۵	مهاربندی همگرای معمولی فولادی	
۵۰	۲/۵	۲	۲/۵	مهاربندی همگرای معمولی فولادی با افزایش ارتفاع مجاز	
بدون محدودیت	۲	۱/۵	۲	مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع)	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	متوسط	
۸۰	۳	۲/۵	۳	متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	
بدون محدودیت	۲	۱/۵	۲	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	سیستم قاب خمشی
۱۵ [۲]	۳	۳	۳/۵	معمولی	
۵۰	۲/۵	۲	۲/۵	معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	ویژه	
۳۵	۴/۵	۳	۵	متوسط	
۵۰	۲/۵	۲	۳	متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	
بدون محدودیت	۱	۱	۱	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	
۱۵	۲/۵	۳	۳	معمولی (با محدودیت ارتفاع)	بنزآرمه
۳۰	۱	۱	۱	معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	
بدون محدودیت	۳/۵	۲	۴	قفسه‌های خود استای فولادی	

۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

۱-۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها مطابق فصل سوم می‌باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه‌ها در بندگاهی (۲-۵) تا (۱۰-۲) آورده شده است.

۲-۲-۵ روش تحلیل: در سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی آنها از $5/5$ 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 پارامترهای نیروی جانبی

در این سازه‌ها پارامترهای R_u , C_d , Ω_0 با استفاده از جدول (۱-۵) تعیین می‌شود.

۶-۲-۵ حداقل نیروی جانبی، پرش پایه

پرش پایه در این سازه نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$V_{u\min} = 0.12 AIW \quad (1-5)$$

۷-۲-۵ نیروی جانبی در سازه‌های صلب

سازه‌های صلب به سازه‌های اطلاق می‌شود که زمان تناوب نوسان اصلی آنها کمتر از 0.06 ثانیه باشد. نیروی جانبی این سازه‌ها از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

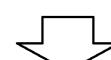
$$V_u = 0.3 A(S + 1)W \quad (2-5)$$

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

T < 0.06

0.06 ≤ T ≤ 0.5

0.5 < T



$$V_u = 0.3 A(S + 1)W$$



$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W$$



تحلیل دینامیکی الزامی است

۵۶- برای بام ساختمان مستطیلی شکل با عرض ۱۵ متر قرار است زهکش فرعی به قطر ۱۰۰ میلی متر و ارتفاع ۱۰۰ میلی متر از سطح بام تعییه شود. چنانچه شدت بارندگی طرح برابر ۸۰ میلی متر بر ساعت باشد، به ازای حدوداً چه طولی از طول بام ناشی از آب باران برابر ۱.۲۹ کیلونیوتن بر مترمربع می‌شود؟

۱۵ متر

۱۸ متر

۲۴ متر

۱۲ متر

گزینه ۳

$$\begin{aligned} d_s &= 100 \\ R &= 1.29 \end{aligned} \quad d_h = 29 \text{ mm}$$

با توجه به جدول

$$d_h = 29 \text{ mm} \quad Q = 0.0051 + \frac{(29 - 25)}{(50 - 25)} \times (0.0107 - 0.0051) = 0.006$$

$$Q = 0.278 \times 10^{-6} A_i \rightarrow A = 269 \text{ m}^2 \quad \xrightarrow{A=15L} \quad L = \frac{269}{15} = 17.93 \text{ m}$$

۴-۸-۶ بارهای ناشی از باران طرح

عمق آب، d_s ، در بالای محل ورودی شبکه زهکشی فرعی یعنی ارتفاع هیدرولیکی، تابعی از شدت بارش باران در محل، i ، مساحت بامی که شبکه زهکشی در آن مورد استفاده قرار گرفته و همچنین اندازه شبکه زهکشی می‌باشد. دبی جریان داخل یک شبکه زهکشی منفرد به صورت رابطه زیر است.

i=80

$$Q = 0.278 \times 10^{-6} A_i \quad (4-8-6)$$

هر بخش از بام باید به گونه‌ای طراحی شود که در صورت مسدود شدن شبکه زهکشی اصلی برای آن بخش، بار کل آب باران جمع شده روی بام به علاوه بار یکنواخت ایجاد شده جریان طرح به واسطه آبی که در روی دهانه ورودی شبکه زهکشی فرعی بالا آمده است را بر مبنای رابطه زیر تحمل کند.

1.29

100

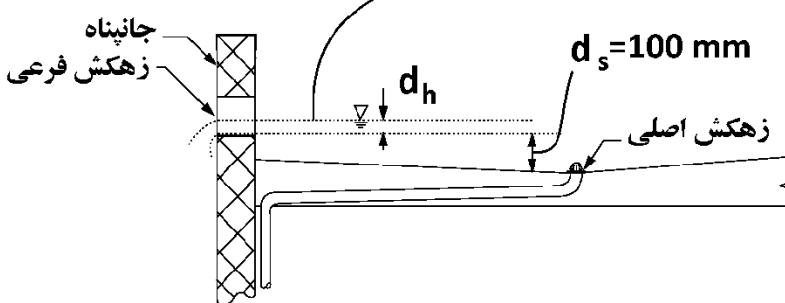
$$R = 0.1(d_s + d_h) \quad (2-8-6)$$

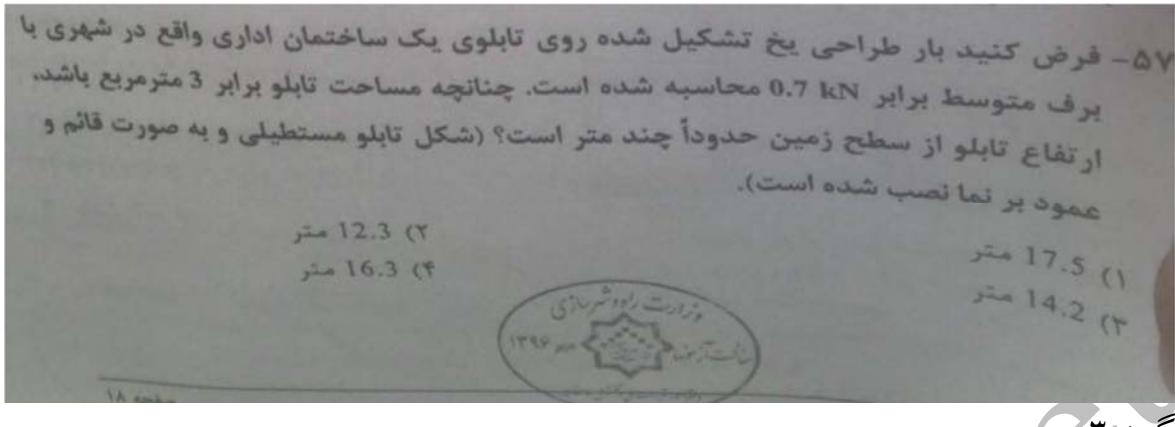
جدول ۱-۸-۶ دبی جریان، Q ، شبکه‌های زهکشی مختلف بر حسب مترمکعب بر ثانیه

در ارتفاع‌های هیدرولیکی، d_s ، گوناگون بر حسب میلی‌متر

نوع شبکه zecheshi فرعی	$Q (m^3 / s)$							
	$d_h (mm)$	۲۵	۵۰	۷۵	۱۰۰	۱۲۵	۱۷۵	۲۰۰
zechesh با قطر ۱۰۰ میلی‌متر	۰,۰۰۵۱	۰,۰۱۰۷	-	-	-	-	-	-
zechesh با قطر ۱۵۰ میلی‌متر	۰,۰۰۶۳	۰,۰۱۲۰	۰,۰۲۴۰	-	-	-	-	-

سطح آب به علت گرفتگی در
zechesh اصلی بالا آمده است





$$\begin{aligned} V_i \times (0.9 \times 10) &= 0.7 \text{ kN} \quad \rightarrow V_i = 0.078 \text{ m}^3 \\ \xrightarrow{V_i = 0.8\pi t_d A_s} 0.078 &= 0.8\pi t_d \times 3^m \quad \rightarrow t_d = 0.010316 \text{ m} = 10.316 \text{ mm} \\ \xrightarrow{t_d = 2tl_i F_z} 10.316 &= 2 \times 5 \times 1 \times F_z \quad \rightarrow F_z = 1.0316 \\ \xrightarrow{F_z = \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.1}} 1.03 &= \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.1} \quad \rightarrow Z = 13.6 \text{ m} \end{aligned}$$

۶-۹ بار یخ

در محاسبه وزن یخ جوی می‌توان وزن مخصوص متوسط یخ را نه دهم وزن مخصوص آب درنظر گرفت. حجم یخ، V_i ، برای ورق‌ها و اجزای سه بعدی بزرگ ماند گنبد و کره از رابطه ۶-۹-۶ حاصل می‌شود.

$$V_i = \pi t_d A_s \quad (6-9-6)$$

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

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

$$t_d = \gamma t I_i F_z \quad (6-9-6)$$

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

A_i : مساحت یک طرف ورق برای ورق‌های مستوی و مساحت بزرگترین مقطع جزء سه بعدی نظیر گنبد و کره

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

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

$$t_d = \gamma t I_i F_z \quad (6-9-6)$$

۶-۹-۶ ضریب ارتفاع

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

$$F_z = \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.1} \quad (6-9-6)$$

لازم نیست مقدار F_z را از $1/4$ بیشتر درنظر گرفت.

- مناطق ۱ و ۲ - برف کم و نادر

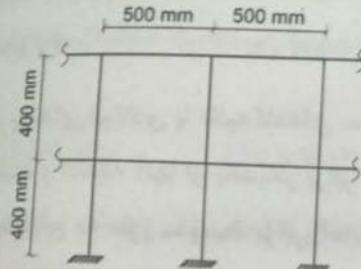
- منطقه ۳ - برف متوسط

- منطقه ۴ - برف زیاد

- منطقه ۵ - برف سنگین

- منطقه ۶ - برف فوق سنگین

۵۸- هریک از تکیه‌گاه‌های نرده حفاظ فولادی در شکل روی حدوداً باید برای چه لنگر خمینی ضریب دار بر حسب kN.m طرح شود؟ (اتصالات اعضاً افقی نرده به اعضای قائم به صورت مفصلی در نظر گرفته شود).



۰.۵ (۱)

۱.۳ (۲)

۰.۸ (۳)

۰.۳ (۴)

گزینه ۲

با توجه به اینکه فاصله میله‌های قائم از هم برابر ۰.۵m است، طول بارگیر هر کدام از آنها برابر ۰.۵m خواهد بود.
اگر بارگستره ۰.۷۵ kN/m را قرار دهیم، نیروی برآیند این بارگستره برای هر میله برابر خواهد بود با:

$$P = 0.75 \frac{kN}{m} \times 0.5m = 0.375 kN$$

بنابراین اثر بارگستره کمتر از مقدار بار متتمرکز (1kN) خواهد بود.

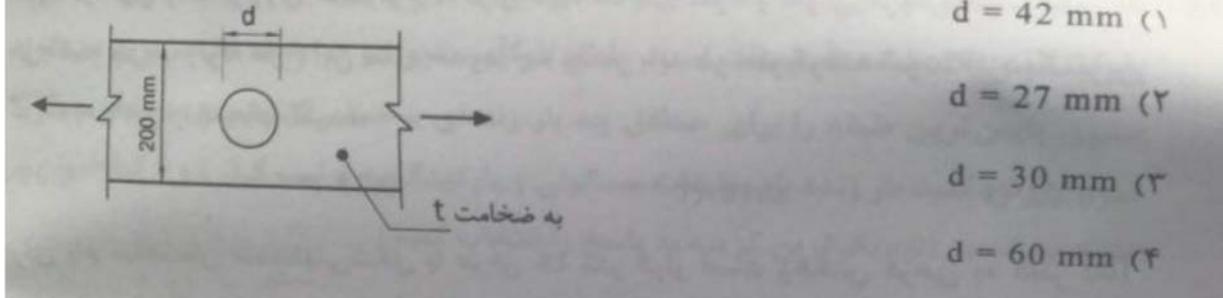
نتیجه اینکه لنگر وارد بر هر میله برابر خواهد بود با:

$$M_L = 1^{kN} \times 0.8m = 0.8 kN.m \rightarrow M_u = 1.6M_L = 1.6 \times 0.8 = 1.28 kN.m$$

۶-۴-۵-۱ بارهای واردہ بر سیستم‌های نرده و نرده حفاظ

سیستم نرده و یا نرده حفاظ باید طوری طراحی شود که یک بار متتمرکز ۱ کیلونیوتن وارد بر هر نقطه و در هر جهتی از آن را به نحوی که سبب ایجاد حداکثر اثر بار بر روی اجزای سازه‌ای مربوطه شوند، تحمل کرده و آن را توسط تکیه‌گاه‌های خود به سازه منتقل نماید. همچنین نرده و یا نرده حفاظ باید طوری طراحی شود که یک بارگستره ۷۵,۰ کیلونیوتن بر متر طول را در هر جهتی در امتداد نرده و یا نرده حفاظ تحمل کند. این بار لازم نیست که به صورت همزمان با بار متتمرکز گفته شده قبلی در نظر گرفته شود.

- در تسمه کششی شکل زیر حداقل قطر اسمی سوراخ، که برای عبور تأسیسات تعیین شده است، برای آنکه در تعیین مقاومت کششی طراحی تسمه بتوان از وجود سوراخ در تسمه چشم پوشی کرد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ($F_y = 240 \text{ MPa}$, $F_u = 370 \text{ MPa}$)



گزینه ۱

$$0.9A_gF_y < 0.75A_nF_u \rightarrow 0.9 \times (200t) \times 240 < 0.75 \left(200 - d\right)t \times 370$$

$$\rightarrow 44.3 > d \quad \begin{matrix} \text{محاسبه} \\ \text{اسمی} \end{matrix} \quad \rightarrow d_{\text{محاسبه}} = d_{\text{اسمی}} + 2 \text{ mm} \quad \rightarrow d_{\text{اسمی}} = 42.3 \text{ mm}$$

۴-۳-۲-۱۰ مقاومت کششی

مقاومت کششی طراحی ($\phi_t P_n$) در اعضای تحت کشش باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کلی (A_g) و گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو (A_n) و مقطع خالص موثر (A_e) در نظر گرفته شود.

الف) برای تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$\phi_t = 0.9 \quad \text{و} \quad P_n = F_y A_g \quad (4-3-2-10)$$

ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو:

$$\phi_t = 0.75 \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_n \quad (5-3-2-10)$$

در روابط فوق:

A_g = سطح مقطع کلی عضو

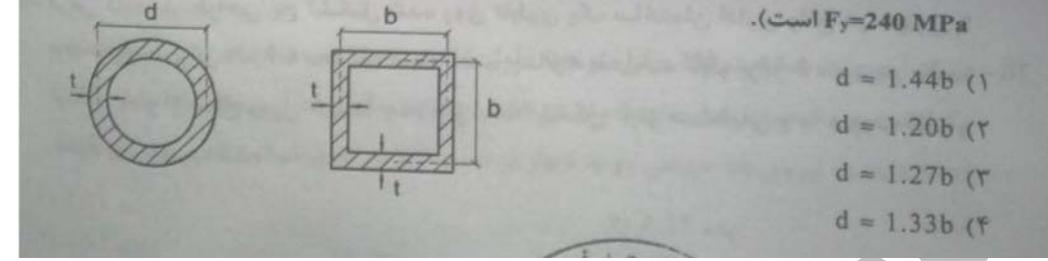
F_y = تنش تسلیم فولاد

F_u = تنش کششی نهایی فولاد

P_n = مقاومت کششی اسمی عضو

کanal ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۶- فرض کنید در یک ستون دو سر مفصل فولادی به طول L حالت حدی کمانش خمی استیک تعیین کننده مقاومت محوری فشاری عراحت آن است ($F_e = 0.44 F_y$). به ازای کدامیک از مقادیر زیر مقاومت محوری فشاری طراحی خصوص مذکور برای هر دو مقطع جدار نازک نشان داده شده در شکل زیر حدوداً یکسان است؟ (فرض کنید هر دو مقطع دارای اجزای لاغر بوده و $F_y = 240 \text{ MPa}$ است).



گزینه ۲

$$\begin{aligned}
 (F_{cr}A_g)_{\text{لوله}} &= (F_{cr}A_g)_{\text{باکس}} \rightarrow (0.877F_e A_g)_{\text{لوله}} = (0.877F_e A_g)_{\text{باکس}} \\
 &\rightarrow \left(\left(\frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \right) A_g \right)_{\text{لوله}} = \left(\left(\frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \right) A_g \right)_{\text{باکس}} \\
 \left(\frac{A_g}{\lambda^2} \right)_{\text{لوله}} &= \left(\frac{A_g}{\lambda^2} \right)_{\text{باکس}} \rightarrow \left(\frac{A_g}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \right)_{\text{لوله}} = \left(\frac{A_g}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \right)_{\text{باکس}} \rightarrow (r^2 A_g)_{\text{لوله}} = (r^2 A_g)_{\text{باکس}} \\
 &\rightarrow \left(\left(\frac{I}{A_g} \right) A_g \right)_{\text{لوله}} = \left(\left(\frac{I}{A_g} \right) A_g \right)_{\text{باکس}} \rightarrow (I)_{\text{لوله}} = (I)_{\text{باکس}}
 \end{aligned}$$

ممان اینرسی مقطع جدار نازک برابر مشتق ممان اینرسی مقطع توپر است:

$$\begin{aligned}
 \rightarrow \left(\frac{\pi r^4}{4} \right)' &= \left(\frac{b^4}{12} \right)' \rightarrow \pi r^3 r' = \frac{b^3 b'}{3} \rightarrow \pi r^3 t = \frac{b^3 (2t)}{3} \\
 \rightarrow r^3 &= \frac{2b^3}{3\pi} \rightarrow r = 0.596b \rightarrow rd = 1.193b
 \end{aligned}$$

۴-۴-۲-۱۰ کمانش خمی

مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری، P_n ، با مقطع بدون اجزای لاغر بر اساس کمانش خمی با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (4-4-2-10)$$

که در آن:

$$A_g = \text{مسطح مقطع کلی عضو}$$

 F_{cr} = تنش فشاری ناشی از کمانش خمی که از روابط زیر به دست می‌آید.

$$\text{(الف) اگر } \frac{F_y}{F_e} \leq 2/25 \text{ یا } \frac{KL}{r} \leq 4/71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ باشد:}$$

$$F_{cr} = \left[\cdot / \gamma \Delta \lambda^{F_e} \right] F_y \quad (2-4-2-10)$$

$$\text{(ب) اگر } \frac{F_y}{F_e} > 2/25 \text{ یا } \frac{KL}{r} > 4/71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ باشد:}$$

$$F_{cr} = \cdot / \gamma \gamma \gamma F_e \quad (3-4-2-10)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$