



MOSTAFA DOGOHARANI

آکادمی مهندس دوگوهرانی

پاسخنامه تشریحی
آزمون محاسبات مهر ماه ۱۴۰۲



www.dogoharani.com



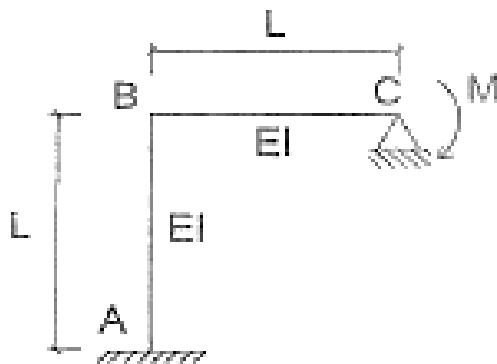
[dogoharani.ir](https://www.instagram.com/dogoharani.ir)



[Dogoharani_Support](https://t.me/Dogoharani_Support)



۱. در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود و صلبیت خمشی و طول اعضا یکسان باشد مقدار لنگر خمشی در تکیه گاه A چقدر خواهد بود؟



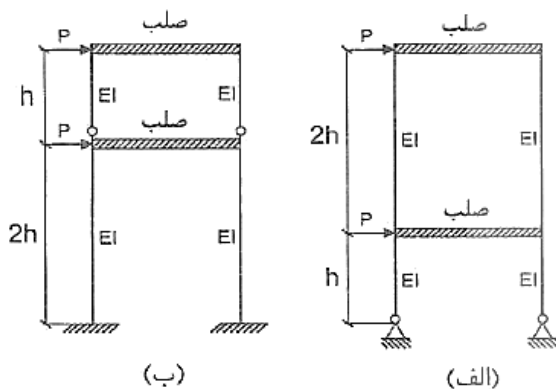
$$\begin{aligned}\theta_B^L &= \theta_B^R \\ \frac{-M_B L}{4EI} &= \frac{+M_B L}{3EI} - \frac{+ML}{6EI} \\ \frac{7M_B L}{12EI} &= \frac{ML}{6EI} \rightarrow M_B = \frac{2M}{7} \\ M_A &= \frac{M_B}{2} = \frac{M}{7}\end{aligned}$$

MOSTAFA DOGOHARANI





۲. در شکل زیر در هر دو سازه (الف) و (ب) تیرها کاملاً صلب و صلیبت خمشی ستونها یکسان و برابر ۲ است. اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی



ستون ها و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود کدام یک از عبارت های زیر صحیح است؟

- (۱) حداکثر تغییر مکان جانبی قاب (ب) بیش از حداکثر تغییر مکان در قاب (الف) است.
- (۲) در قاب (ب) تغییر مکان جانبی نسبی طبقه اول کمتر از حداکثر تغییر مکان جانبی طبقه دوم است.
- (۳) حداکثر تغییر مکان جانبی قاب (الف) بیش از حداکثر تغییر مکان جانبی قاب (ب) است.
- (۴) در قاب (الف) تغییر مکان جانبی نسبی طبقه اول کمتر از حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه دوم است.

گزینه ۱

$$\text{الف} \quad K = \frac{12EI}{L^3} \rightarrow \begin{cases} K_2 = 2 \times \frac{12EI}{(2h)^3} = \frac{3EI}{h^3} \\ K_1 = 2 \times \frac{3EI}{h^3} = \frac{6EI}{h^3} \end{cases}$$

$$\Delta_1 = \frac{V_1}{K_1} = \frac{2P}{\frac{6EI}{h^3}} = \frac{Ph^3}{3EI}$$

$$\Delta_2 = \frac{V_2}{K_2} = \frac{P}{\frac{3EI}{h^3}} = \frac{Ph^3}{3EI}$$

$$\Delta_r = 2 \times \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{2Ph^3}{3EI}$$

$$\text{ب} \quad K = \frac{12EI}{L^3} \rightarrow \begin{cases} K_2 = 2 \times \frac{3EI}{h^3} = \frac{6EI}{h^3} \\ K_1 = 2 \times \frac{12EI}{(2h)^3} = \frac{3EI}{h^3} \end{cases}$$

$$\Delta_1 = \frac{V_1}{K_1} = \frac{2P}{\frac{3EI}{h^3}} = \frac{2Ph^3}{3EI}$$

$$\Delta_2 = \frac{V_2}{K_2} = \frac{P}{\frac{6EI}{h^3}} = \frac{Ph^3}{6EI}$$

$$\Delta_r = \frac{2Ph^3}{3EI} + \frac{Ph^3}{6EI} = \frac{5Ph^3}{6EI}$$





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

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

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

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

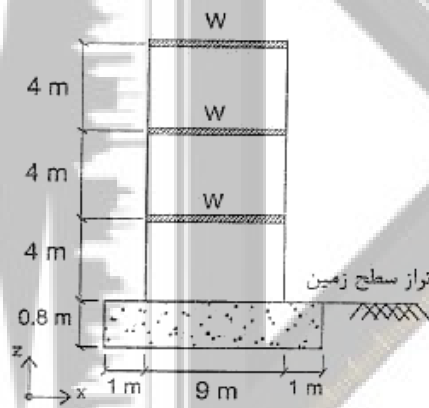
n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

$$K=0.5T+0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (۳-۷)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از 0.5 ثانیه و بزرگ‌تر از 2.5 ثانیه باید به ترتیب برابر با 1.0 و 2.0 در نظر گرفته شود.

۳. در شکل زیر نمای یک ساختمان مسکونی سه طبقه با زمان تناوب اصلی 0.3 ثانیه نشان داده شده است. وزن مؤثر لرزه ای طبقات یکسان و برابر W و وزن مؤثر شالوده برابر $1/3$ کل وزن مؤثر لرزه ای ساختمان است. اگر در روش تحلیل استاتیکی معادل مقدار ضریب زلزله در حد مقاومت برابر 0.2 باشد براساس این اطلاعات در امتداد ضریب اطمینان این ساختمان در مقابل واژگونی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ $\rho = 1$



(۱) ۲.۷۱

(۲) ۳.۶۲

(۳) ۴.۱۷

(۴) ۳.۱۳

$$T=0.3s \leq 0.5s \rightarrow K=1$$

$$F_1 = \frac{wh}{wh + w \frac{2h}{3} + w \frac{3h}{3}} \times 0.2 \times 3w = 0.1w$$

$$F_2 = \frac{w \frac{2h}{3}}{wh + w \frac{2h}{3} + w \frac{3h}{3}} \times 0.2 \times 3w = 0.2w$$

$$F_3 = \frac{w \frac{3h}{3}}{wh + w \frac{2h}{3} + w \frac{3h}{3}} \times 0.2 \times 3w = 0.3w$$

$$w_p = \frac{3w}{3} = w$$

$$FS = \frac{M_R}{M_H}$$

$$FS = \frac{4w \times 5.5}{(0.1w \times 4.8) + (0.2w \times 8.8) + (0.3w \times 12.8)} = 3.62$$



۳-۱-۱ نیروی برشی پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۱-۳)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه (۳-۱) به دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW$$

(۳-۱)

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی در حد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب $1/4$ تقسیم شود.

W : وزن مؤثر لرزه‌ای. شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰

۴. در یک ساختمان اداری ۵ طبقه با زیربنای کل حدوداً ۱۰۰۰ متر مربع مجموع انواع مختلف بارها به شرح زیر محاسبه شده است:

5000KN : مجموع بارهای مرده تمامی طبقات از جمله بام (به غیر از وزن اسکلت)

1000KN : وزن مؤثر کل اسکلت

2500KN : مجموع بارهای زنده تمامی طبقات (به غیر از بام)

300KN : کل بار زنده بام

300KN : کل بار برف بام (منطقه با برف زیاد)

800KN : مجموع بار مؤثر دیوارهای تقسیم‌کننده از نوع زنده

1500KN : مجموع بار مؤثر دیوارهای پیرامونی و دست اندازها

اگر ضریب زلزله (C) این ساختمان ۰.۱۵ باشد مقدار نیروی برشی پایه برشی پایه در حد مقاومت به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید ساختمان فاقد زیرزمین بوده و در روی سطح زمین احداث می‌شود. $\rho = 1$

(۱) 1242KN

(۲) 1233KN

(۳) 1338KN

(۴) 1329KN

$$W = (5000 + 1000 + 1500 + 800) + 0.2 \times 2500 + 0.2 \times \max(300, 300) = 8860KN$$

$$V_u = CW = 0.15 \times 8860 = 1329KN$$





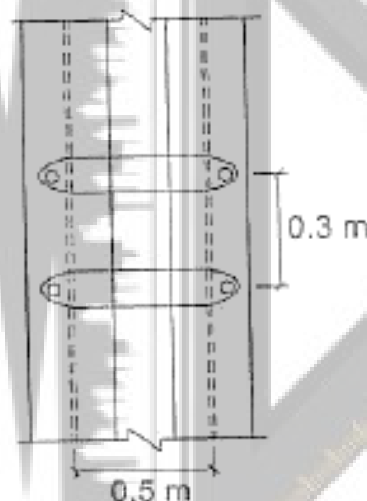
۴-۵-۷-۴ بار وارد بر نردبان ثابت

حداقل بار زنده روی نردبان ثابت برابر با یک بار متمرکز ۱/۳۵ کیلونیوتن است که باید در هر نقطه‌ای و هر امتدادی که بیشترین اثر بار را بر روی عضو مورد نظر ایجاد کند، وارد گردد. این بار باید در هر سه متر از طول نردبان اعمال شود. موقعی که انتهای بالایی پایه‌های نردبان ثابت از سقف طبقه یا محل اتکا بالاتر قرار گیرد، بخش امتداد یافته هر پایه باید بتواند بار زنده متمرکز ۰/۴۵ کیلونیوتن در هر امتدادی و در هر ارتفاعی تا بالای پایه را تحمل کند.

$$q_L = 1.36 \text{ KN} \rightarrow P_u = 1.6 \times 1.36 = 2.16 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{PL}{4} = \frac{2.16 \times 0.5}{4} = 0.27 \text{ KN.m}$$

۵. در شکل زیر یک نردبان ثابت با اعضای فولادی نشان داده شده است. در طراحی به روش LRFD مقاومت خمشی مورد نیاز اعضا افقی نردبان به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید انتهای بالایی پایه‌های نردبان ثابت بالای تراز سقف طبقه یا محل اتکا قرار نمی‌گیرد. همچنین اتصال اعضای افقی به پایه‌های قائم را مفصلی فرض نموده و از وزن اعضای نردبان صرف نظر نمائید.



(۱) 0.2 KN.m

(۲) 0.24 KN.m

(۳) 0.17 KN.m

(۴) 0.27 KN.m

مطابق مبحث ۶ - صفحه ۲۸ - گزینه ۴





۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B = B_1 N \quad (۱-۲)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

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

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

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N &= 1.7 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned} \quad (۳-۲)$$

۶. فرض کنید قرار است یک ساختمان از نوع قاب خمشی فولادی متوسط با کاربری مسکونی بر روی خاک نوع I در شهر تهران ساخته شود حداکثر ارتفاع مجاز این ساختمان از روی تراز پایه برای آنکه بتوان بدون هرگونه تغییر سازه آن را در همین شهر بر روی خاک نوع II نیز احداث نمود به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید در هر دو حالت برای محاسبه نیروی زلزله از زمان تناوب تجربی بدون هرگونه افزایش و از روش استاتیکی معادل استفاده میشود و جداگرهای میانقاب‌ی مانعی برای حرکت قاب ایجاد نمی‌کنند. همچنین فرض کنید در هر دو حالت تنش مجاز خاک یکسان بوده و ساختمان فاقد زیرزمین است و نیز برش پایه حداقل تعیین کننده نیست. مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ - صفحه ۱۴-گزینه ۳

(۱) ۱۱.۵

(۲) ۹.۵

(۳) ۸.۵

(۴) ۱۰.۵

$$(V_u)_{II} \leq (V_u)_I \rightarrow \left(\frac{ABI}{R_u} \right)_{II} \leq \left(\frac{ABI}{R_u} \right)_I$$

تمامی پارامترها به جز B با هم برابرند

$B_{II} \leq B_I \rightarrow$ برای بدست آوردن حداکثر ارتفاع

$$((S + 1)N)_{II} = ((S + 1)N)_I$$

تنها در صورتی برقرار است که پارامتر B وابسته به مقادیر T_0, T_s نباشد پس:

$$\frac{II}{I} \rightarrow 0.1 < 0.08 \times H^{0.75} < 0.5 \rightarrow 1.34 < H < 11.5$$

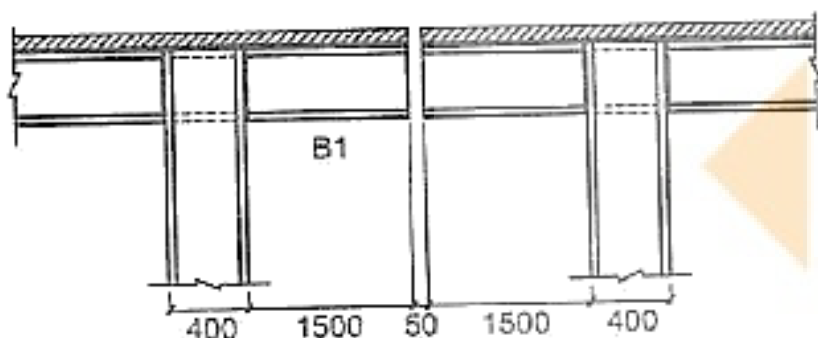
$$\frac{I}{I} \rightarrow 0.1 < 0.08 \times H^{0.75} < 0.4 \rightarrow 1.34 < H < 8.5$$

$$H_{\max} = 8.5m$$





۷. در شکل زیر بخشی از قاب فولادی که روی آن محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر ۹۰ kN است نشان داده شده است (از درز برای کنترل آثار ناشی از تغییرات دما استفاده می شود) چنانچه با توجه به سطح بارگیر هر قاب شدت بار یکنواخت مرده وارد به تیر طره B1 (شامل وزن تیر) 16kN/m و شدت بار یکنواخت زنده ناشی از بار گسترده کف با توجه به کاربری آن 24 kN/m فرض شود در طراحی به روش LRFD مقاومت خمشی و برشی مورد نیاز تیر طره (B1) فقط تحت بارهای مرده و زنده (اعم از گسترده یا متمرکز) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟ بال و جان تیرهای طره مستقیماً به ستون وصل شده اند و اتصال تیر طره به ستون گیردار است. در شکل ابعاد به میلی متر هستند.



$$M = \frac{qL^2}{2}, V = qL$$

$$M_D = \frac{16 \times 1.5^2}{2} = 18 \text{ kN.m}$$

$$V_D = 16 \times 1.5 = 24 \text{ kN}$$

$$M_{L1} = \frac{24 \times 1.5^2}{2} = 27 \text{ kN.m}$$

$$M_{L2} = PL = 30 \times 1.5 = 45 \text{ kN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{L1} = 27 \text{ kN.m} \\ M_{L2} = 45 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{MAX}} M_L = 45 \text{ kN.m}$$

$$V_{L1} = 24 \times 1.5 = 36 \text{ kN}$$

$$V_{L2} = P = 30 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_{L1} = 36 \text{ kN} \\ V_{L2} = 30 \text{ kN} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{MAX}} V_L = 36 \text{ kN}$$

$$M_D = 1.2 \times 18 + 1.6 \times 45 = 94 \text{ kN.m}$$

$$V_D = 1.2 \times 24 + 1.6 \times 36 = 86.4 \text{ kN}$$





۸. یک ساختمان فولادی از نوع قاب خمشی ویژه با کاربری مسکونی واقع بر روی خاک نوع II و منطقه با خطر نسبی متوسط و با زمان تناوب اصلی برابر ۱.۰ ثانیه مفروض است. اگر این ساختمان در منطقه با خطر نسبی زیاد ساخته شود و زمان تناوب اصلی وزن مؤثر لرزه ای و نوع خاک محل احداث آن تغییر نکند. در روش تحلیل الاستاتیکی معادل، مقدار نیروی برشی پایه حدوداً چند درصد افزایش می یابد؟

۱۲.۵

۲۵

۲۰

۱۵

$$R_u = 7.5, I = 1, A = 0.25, T = 1s$$

$$B_1 = (1.5 + 1) \frac{0.5}{1} = 1.25$$

$$N = \frac{0.4}{4 - 0.5} (1 - 0.5) + 1 = 1.057$$

$$B = 1.25 \times 1.057 = 1.32$$

$$V_{u1} = \frac{0.25 \times 1.32 \times 1 \times W}{7.5} = 0.044W$$

$$V_{u \min} = 0.12 \times 0.25 \times 1 \times W = 0.03W$$

$$R_u = 7.5, I = 1, A = 0.3, T = 1s$$

$$B_1 = (1.5 + 1) \frac{0.5}{1} = 1.25$$

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.5} (1 - 0.5) + 1 = 1.1$$

$$B = 1.25 \times 1.1 = 1.375$$

$$V_{u1} = \frac{0.3 \times 1.375 \times 1 \times W}{7.5} = 0.055W$$

$$V_{u \min} = 0.12 \times 0.3 \times 1 \times W = 0.036W$$

$$\frac{V_{u2}}{V_{u1}} = \frac{0.055W}{0.044W} = 1.25$$





۹. برای ساخت یک سازه نگهداری لوله ها (پایپ رکها) از سیستم قاب خمشی فولادی معمولی استفاده شده است. در صورتی که اتصال تیرها به ستون ها از نوع پیچی با اتصالات گیردار فلنجی که در محل اجرا میشود. باشد حداکثر ارتفاع مجاز آن از روی تراز پایه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(۱) ۱۰,۵ متر

(۲) ۱۵ متر

(۳) ۲۰ متر

(۴) ۳۰ متر

[۱] برای سازه نگهدارنده لوله ها "پایپ رکها" تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر مجاز است.
[۲] برای "پایپ رکها" تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر مجاز است. در صورتی که اتصالات خمشی که در محل انجام می شوند، از نوع پیچی با اتصالات گیردار فلنجی باشند، ارتفاع "پایپ رکها" می تواند ۳۰ متر باشد.

مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ - صفحه ۷۲ - گزینه ۴

تبصره- "پایپ رکها" از نوع سازه های مشابه ساختمان محسوب می شوند. در این سازه ها نباید از اصطکاک لوله ها، ناشی از بارهای ثقیل، برای مقابله با نیروی زلزله استفاده کرد.

MOSTAFA DOGOHARANI





۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

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

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

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

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

$$F_{vu} = 0.6 A I W_p$$

(۳-۱۰)

$$q_{vu} = 0.6 A I W_p, W_p = W_D + W_L \rightarrow (L > 15m)$$

$$q_{vu} = 0.6 \times 0.3 \times 1 \times (40 + 50) = 16.2 \text{ KN} / m$$

$$R_A = \frac{16.2 \times 16}{2} = 129.6$$

$$V_B = 16.2 \times 4 - 129.6 = 64.8 \text{ KN}$$

۱۰. در پهنه با خطر نسبی زیاد تیری در ساختمان مسکونی با دهانه ۱۶ متر به صورت دو سر مفصل تحت اثر بار مرده شامل وزن (تیر) و زنده یکنواخت بدون ضریب به ترتیب ۵۰ kN/m و ۴۰ kN/m قرار دارد مقدار برش تیر ناشی از نیروی قائم زلزله (بدون ضریب) در فاصله ۴ متری از تکیه گاه تیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(۱) 130 kN

(۲) 76 kN

(۳) 65 kN

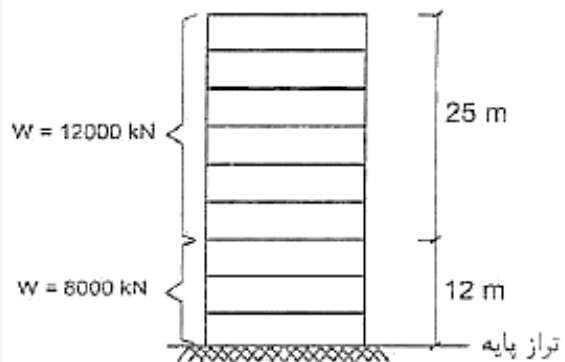
(۴) 36 kN

مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ - صفحه ۴۱ - گزینه ۳





۱۱. سازه مسکونی شکل زیر واقع در شهر تهران را با دو سیستم سازه ای متفاوت در نظر بگیرید سیستم سازه تحتانی از نوع دیوار باربر همراه با دیوار برشی بتن آرمه ویژه و سازه فوقانی از نوع قاب خمشی بتن آرمه ویژه میباشد. مقدار نیروی برشی زلزله در تراز پایه برای طراحی سازه فوقانی به روش استاتیکی معادل به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ شرایط ترکیب سیستم به صورت دو مرحله ای فراهم نبوده و زمان تناوب تجربی به دست آمده نباید افزایش داده شود زمین نوع II بوده و برای هر دو قسمت $\rho = 1$ فرض شود.



(۱) 1725 KN

(۲) 2445 KN

(۳) 1045 KN

(۴) 1175 KN

$$T_{BOT} = 0.05 \times 37^{0.75} = 0.75s$$

$$T_{TOP} = 0.05 \times 37^{0.9} = 0.129s$$

$$R_{uBOT} = 5, R_{uTOP} = 7.5$$

$$T = \frac{12}{37} \times 0.75 + \frac{25}{37} \times 0.129 = 1.115s$$

$$B_1 = (1.5 + 1) \frac{0.5}{1.115} = 1.12$$

$$N = \frac{0.7}{3.5} (1.115 - 0.5) + 1 = 1.123$$

$$\rightarrow B = B_1 N = 1.26$$

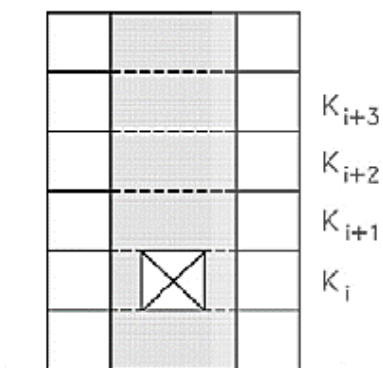
$$V_u = \frac{0.35 \times 1.26 \times 1}{7.5} \times (1200 + 800) = 1176 \text{ KN}$$

پ- در ساختمان هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات این قسمت مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 مربوط به همین قسمت مورد استفاده قرار می گیرد. ولی حالت نیروهای عکس العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/ρ قسمت فوقانی به R_u/ρ قسمت تحتانی ضرب شده اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اضافه شود. این نسبت در هر حال نباید کوچکتر از ۱/۰ باشد.





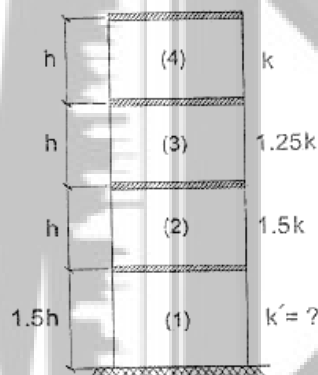
ب- احداث ساختمان‌های با نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "شدید پیچشی" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی زمین‌های نوع I، II و III مجاز است.



$$K_i < 0.6 K_{i+1} \text{ یا } K_i < 0.7/3(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$$

طبقه خیلی نرم

۱۲. فرض کنید در یک ساختمان مسکونی ۴ طبقه سختی طبقات مطابق شکل زیر است. حداقل سختی جانبی طبقه اول (K') برای آنکه احداث این ساختمان در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد بر روی زمین نوع IV مجاز باشد مطابق کدام یک از گزینه‌های زیر است؟ ساختمان به لحاظ پیچشی منظم فرض شود.



(۱) $0.9K$

(۲) $1.05K$

(۳) $0.875K$

(۴) K

مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ - صفحه ۱۰ - گزینه ۱

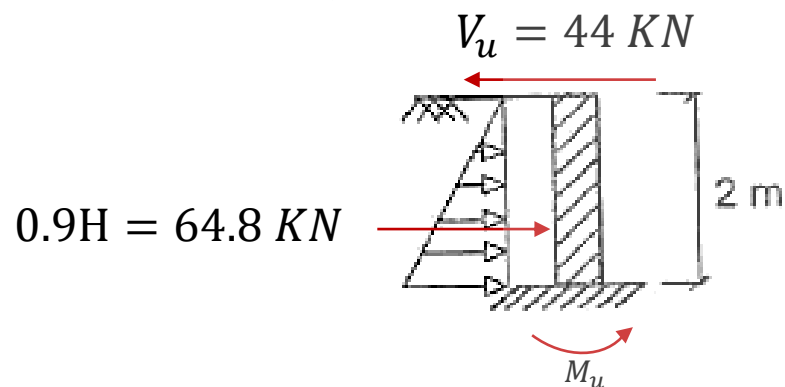
ساختمان باید فاقد طبقه خیلی نرم باشد.

$$K' > 0.6 \times 1.5K \rightarrow K' > 0.9K$$

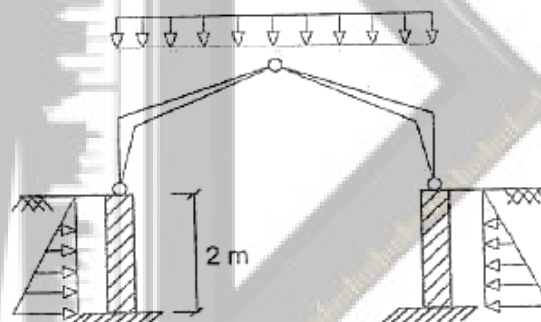
$$K' > 0.7 \frac{1.5K + 1.25K + K}{3} \rightarrow K' > 0.875K \left. \vphantom{K' > 0.7 \frac{1.5K + 1.25K + K}{3}} \right\} \rightarrow K' > 0.9K$$

MOSTAFA DOGOHARANI





۱۳. در شکل زیر یکی از قاب های میانی یک سالن صنعتی خاص نشان داده شده است که در آن قاب های فولادی روی پدستال هایی بنتی که همواره تحت فشار جانبی خاک هستند قرار می گیرند. رانش (برش در راستای افقی) پای هر کدام از ستون های قاب فولادی تحت بار مرده ۱۰ kN و تحت بار یکنواخت برف ۲۰ kN بوده و از طرفی کل فشار جانبی خاک بر هر پدستال که توزیع آن مثلی فرض میشود ۷۲ kN است. فقط تحت اثر بار مرده، برف و فشار خاک مقاومت خمشی مورد نیاز M_u (بدون توجه به نیروی محوری) جهت طراحی پدستال به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



(۱) 165kN.m

(۲) 45kN.m

(۳) 12kN.m

(۴) 88kN.m

مطابق مبحث ۶ - صفحه ۱۱ - گزینه ۲

ت) در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا مواد انباشته، H ، اثر آن ها را باید به صورت زیر منظور نمود:

ت-۱) اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر بارها باشد، اثر بار H باید با ضریب $1/6$ در ترکیب بارها منظور شود.

ت-۲) اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H ، اثر آن باید با ضریب $0/9$ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرف نظر گردد.

$$V_u = 1.2D + 1.6S = 1.2 \times 10 + 1.6 \times 20 = 44 \text{ kN}$$

$$0.9H = 0.9 \times 72 = 64.8 \text{ kN}$$

$$M_u = -64.8 \times \frac{2}{3} + 44 \times 2 = 44.8 \text{ kN.m}$$





۳-۱۳-۱ نیروی برش پایه

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

$$C = \frac{ABIF}{R_u} \quad (۳-۱۷)$$

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

B: ضریب بازتاب ساختمان است که در روش ساده شده 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.

۳-۱۳-۲ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برش پایه که طبق بند فوق محاسبه شده است، مطابق رابطه (۳-۱۸) در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد.

$$F_i = \frac{W_i}{W} V_u \quad (۳-۱۸)$$

در این رابطه W_i بخشی از وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان است که به تراز طبقه i نسبت داده شده است.

۱۴. ساختمان سه طبقه مسکونی با وزن مؤثر لرزه ای W و ارتفاع h برای کلیه طبقات مستقر بر خاک نوع II در یزد مفروض است حداقل نسبت d (عرض ساختمان) به h چقدر می تواند باشد تا این ساختمان براساس روش ساده شده استاندارد ۲۸۰۰ در برابر واژگونی مقاوم باشد؟ در محاسبات زمان تناوب اصلی را ۰.۲۵ در نظر بگیرید $R_u=5$ بوده و فرض کنید این ساختمان شرایط لازم برای کاربرد روش ساده شده را دارد. همچنین فرض نمائید ساختمان بر روی سطح زمین واقع بوده ات از وزن شالوده و خاک روی آن صرف نظر شود و محاسبه لنگر واژگونی نسبت به سطح زمین مدنظر است.

۰.۵۵ ۰.۶۰ ۰.۴۵ ۰.۵

مطابق ۲۸۰۰ - صفحه ۵۵ - گزینه ۲

$$V_u = CW$$

$$C = \frac{ABIF}{R}$$

$$B = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$$

$$F = 1.2$$

$$V_u = \frac{ABIF}{R} W = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1 \times 1.2}{5} 3W = 0.45W$$

$$F_1 = F_2 = F_3 = \frac{W}{3W} \times 0.45W = 0.15W$$

$$F.S = \frac{M_R}{M_H} = 1$$

$$F.S = \frac{3W \times \frac{d}{2}}{0.15W \times h + 0.15W \times 2h + 0.15W \times 3h} = 1$$

$$\frac{d}{h} = \frac{0.9}{1.5} = 0.6$$





۱-۲-۲-۶ ارزیابی پایداری شیبها به منظور بررسی استعداد زمین لغزش در مواردی که توپوگرافی سطحی و لایه‌بندی خاک نامنظمی شدید نداشته باشد، پاسخ زمین‌های شیبدار به زلزله طرح می‌تواند با استفاده از تحلیل شبه استاتیکی ساده‌شده محاسبه گردد. در غیر این صورت باید از روش‌های تحلیل دینامیکی نظیر المان محدود یا مدل بلوک صلب لغزنده و دیگر روش‌ها استفاده گردد. در آنالیز شبه‌استاتیکی، نیروهای اینرسی لرزه‌ای طرح که بر توده خاک وارد می‌شوند، باید محاسبه گردند.

$$F_H = k_h W_s \quad (۲-۶)$$

$$k_h = 0.5A \quad (۳-۶)$$

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق جدول (۱-۲)

F_H : نیروی افقی ناشی از زلزله

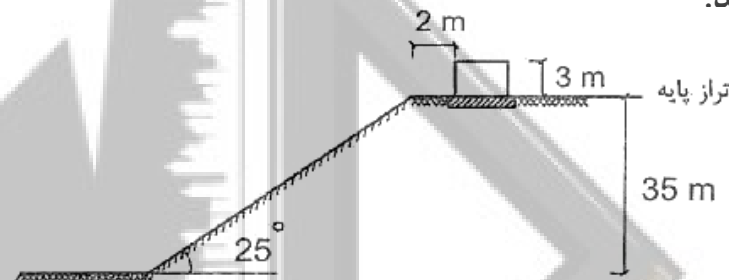
k_h : ضریب مؤلفه افقی زلزله

W_s : وزن توده لغزشی

۳-۶ بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی

افزایش نیروی طراحی لرزه‌ای در بررسی پایداری شیبها و طراحی سازه‌های واقع بر شیبها یا نزدیک آنها باید از طریق ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی (S_T) برای شیبهای با ارتفاع بیش از ۳۰ متر و با زاویهٔ میانگین بیش از ۱۵° صورت گیرد. در تحلیل پایداری شیبها ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در مقدار k_h ضرب می‌گردد. حداقل مقادیر ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در پایداری شیبها و طراحی سازه‌های واقع بر یا نزدیک شیبها در جدول (۲-۶) ارائه گردیده است. این ضریب بزرگ‌نمایی فقط در ثلث فوقانی ارتفاع شیبها اعمال می‌گردد.

۱۵. مواد حداقل ضریب زلزله یک سازه مسکونی یک طبقه به ارتفاع ۳ متر با سیستم قاب خمشی بتنی متوسط در شهر تهران که بر روی خاک تپ ۱۱ و هندسه شکل زیر قرار دارد. حدوداً چقدر است؟ فرض نمایید زمان تناوب تحلیلی سازه ۰.۳۰ ثانیه بوده و جداگرهای میان قابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمی‌کنند.



۰.۲۱

۰.۱۷۵

۰.۱۹۲

۰.۲۳

مطابق ۲۸۰۰- صفحه ۸۴ - گزینه ۱

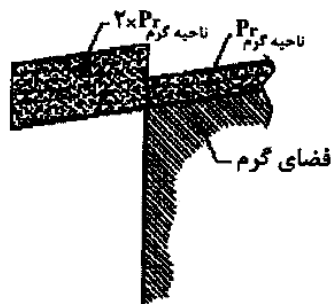
$$F_H = CW = K_H W_s$$

$$\rightarrow C = K_H S_T = 0.5 A S_T = 0.5 \times 0.35 \times 1.2 = 0.21$$

جدول ۲-۶ ضرایب بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی

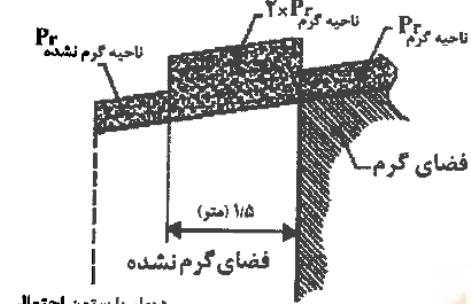
شکل شیب	میانگین زاویه شیب (β)	S_T
	> 15	$\geq 1/2$
	۱۵ تا ۳۰	$\geq 1/2$
	> 30	$\geq 1/4$





۱/۵ (متر) < پیش آمدگی بام

(۱)



دیوار یا ستون احتمالی

۱/۵ (متر) > پیش آمدگی بام

(۲)

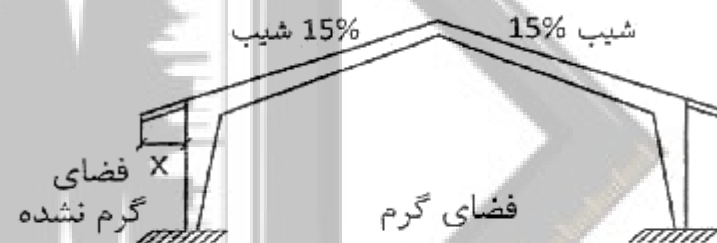
۱۶. در شکل زیر فرض نمایید طول طره لبه پایین پام (X) به دلایلی از ۱.۲ m به ۱.۸ m افزایش یافته است. لنگر خمشی این تیر طره ناشی از بار برف (Pr) حدوداً چند درصد افزایش می یابد؟ در این طره امکان تجمع برف وجود داشته و به منظور سهولت انجام محاسبات در تمامی شرایط مقدار Cs در طول طره برابر ۱.۰ در نظر گرفته شود.

۷۰

۱۲۵

۹۰

۵۵



$$M_1 = \frac{2P_r x^2}{2} = P_r x^2 = 1.44 P_r$$

$$M_2 = \frac{2P_r \times 1.5^2}{2} + P_r \times 0.3 \times (1.5 + \frac{0.3}{2}) = 2.745 P_r$$

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{2.745 P_r}{1.44 P_r} = 1.9$$

مطابق مبحث ۶- صفحه ۵۲ - گزینه ۳





۱۷-۳-۳-۷ الزامات و مبنای در طراحی و اجرای گودها در این مبحث برای گودبرداری‌های کمتر از ۲۰ متر است و اکیداً توصیه می‌شود از احداث گود با عمق بیشتر از ۲۰ متر احتراز شود. در صورت ضرورت احداث گودهای عمیق‌تر موارد زیر باید انجام پذیرد:

- ضرورت احداث توسط شورای عالی شهرسازی به تصویب برسد.
- مقادیر مجاز تغییر شکل‌ها ۲۰٪ کاهش و ضرایب اطمینان پایداری و مقاومتی ۲۰٪ افزایش پیدا کند.
- تعداد گمانه‌ها نسبت به جدول ۷-۲-۱ پنجاه درصد افزایش پیدا کند.
- مطالعه جامع جریان‌های آب زیرزمینی در محدوده‌ای که شامل ساختگاه می‌شود، در طول دوران گودبرداری، ساخت و بهره برداری از ساختمان انجام پذیرد و گزارش آن ارائه گردد.
- مطالعه اثرات زیست محیطی احداث این گودها انجام پذیرد.
- مطالعه کامل بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه در شرایط استاتیکی و دینامیکی انجام شود.
- پایش گود با روش‌های پیشرفته و تجهیزات کامل در دوران ساخت انجام پذیرد و گزارش آن هر دو هفته یکبار ارائه شود.

۱۷- در خصوص احداث یک گود با عمق ۳۰ متر برای سطح اشغال ۸۰۰ متر مربع کدام یک از عبارت‌های زیر صحیح است؟

- (۱) برای این گود مطالعه کامل بررسی اندرکنش خاک و سازه در شرایط استاتیکی و دینامیکی الزامی است.
- (۲) تعداد گمانه‌های این گود نسبت به گودهای با عمق کمتر از ۲۰ متر باید حداقل دو برابر شود.
- (۳) مقدار مجاز تغییر شکل‌های این گود نسبت به گودهای با عمق کمتر از ۲۰ متر باید ۲۰ درصد افزایش یابد.
- (۴) مقدار ضریب اطمینان پایداری این گود نسبت به گودهای با عمق کمتر از ۲۰ متر باید ۲۰ درصد کاهش یابد.

مطابق مبحث ۷ - صفحه ۳۱ - گزینه ۱





۱۸ - در خصوص تحلیل پایداری و تغییر شکل گوده‌های موقت (کمتر از یک سال) کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح نیست؟

- (۱) برای تحلیل گوده‌های موقت در نظر گرفتن بار زلزله الزامی نیست.
- (۲) برای تحلیل پایداری گوده‌های موقت استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت مجاز است.
- (۳) برای تحلیل پایداری گوده‌های موقت استفاده از روش تنش مجاز است.
- (۴) ضریب اطمینان گوده‌های موقت برای پایداری کلی در هیچ شرایطی نباید کمتر از ۱.۵ در نظر گرفته شود.

مطابق مبحث ۷ - صفحات ۳۵ و ۳۶ - گزینه ۴

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

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

۴-۷-۳-۳-۷ تحلیل پایداری با روش‌های تعادل حدی و بر اساس روش تنش مجاز انجام می‌گیرد. در این روش، حداقل ضرایب اطمینان به شرط موقت بودن گود (کمتر از یک سال) به شرح جدول ۳-۳-۷ می‌باشد. استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت نیز مجاز است.

۶-۷-۳-۳-۷ برای تحلیل گود در شرایط موقت در نظر گرفتن بار زلزله الزامی نیست.





۱۹. در طراحی یک دیوار سازه نگهبان به صورت خاک مسلح از مصالح ژئوسنتتیک به عنوان مسلح کننده استفاده شده است در صورتی که برای طراحی از روش تنش مجاز استفاده شود و ضرایب اطمینان جزئی در مقاومت کششی مسلح کننده ها به صورت زیر باشد کدام یک از مقادیر زیر میتواند به عنوان حداکثر مقاومت کششی مجاز مسلح کننده ها در نظر گرفته شود؟ در پاسخ ها T_{ult} مقاومت کششی نهایی تضمین شده کارخانه سازنده مسلح کننده ها است.

ضریب اطمینان فساد بیولوژیکی برابر ۱،۰

ضریب اطمینان خوردگی شیمیایی برابر ۱،۳

ضریب اطمینان خزش برابر ۲،۵

ضریب اطمینان آسیب دیدگی ناشی از نصب برابر ۱،۲

(۱) $0.25 T_{ult}$

(۲) $0.4 T_{ult}$

(۳) $0.75 T_{ult}$

(۴) $0.33 T_{ult}$

مطابق مبحث ۷- صفحه ۶۹ - گزینه ۲

پ-۱ ضریب اطمینان مقاومت کششی مجاز مسلح کننده ها

برای فلزات از ضریب اطمینان $1/5$ تا $1/7$ (با توجه به خوردگی محیط) استفاده می شود. برای ژئوسنتتیک ها می توان ضریب اطمینان را بر اساس ضرایب اطمینان جزئی به صورت زیر محاسبه کرد:

$$T_a = T_{ult} \left(\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right) \quad (1-5)$$

FS_{id} = ضریب اطمینان احتمال آسیب دیدگی ناشی از نصب (۱/۱ تا ۱/۵ با توجه به روش اجرا)

FS_{cr} = ضریب اطمینان خزش (۱ تا ۳) با توجه به نوع مصالح

FS_{cd} = ضریب اطمینان خوردگی یا شیمیایی (حدود ۱ تا ۱/۵ با توجه به محیط)

FS_{bd} = ضریب اطمینان فساد بیولوژیکی (حدود ۱ تا ۱/۳)

T_a = مقاومت کششی مجاز

T_{ult} = مقاومت کششی نهایی

در هر حال ضریب اطمینان مقاومت کششی مسلح کننده ها باید بین $1/5$ تا $2/5$ انتخاب شوند.

$$1.5 < FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd} < 2.5$$

$$F.S_{TOTAL} = 1.2 \times 2.5 \times 1.3 \times 1 = 3.9 > 2.5 \rightarrow F.S = 2.5$$

$$T_a = \frac{T_{ult}}{F.S} = \frac{T_{ult}}{2.5} = 0.4 T_{ult}$$





$$S = P' \tan(\delta)$$

الف-۱-۳: خاک در شرایط زهکشی شده

که در این رابطه P' : مؤلفه قائم بارهای طراحی مؤثر وارد به پی است.

δ : زاویه اصطکاک بین سطح زیرین سازه پی با خاک است. در پی‌های ساخته شده با بتن درجا δ برابر با

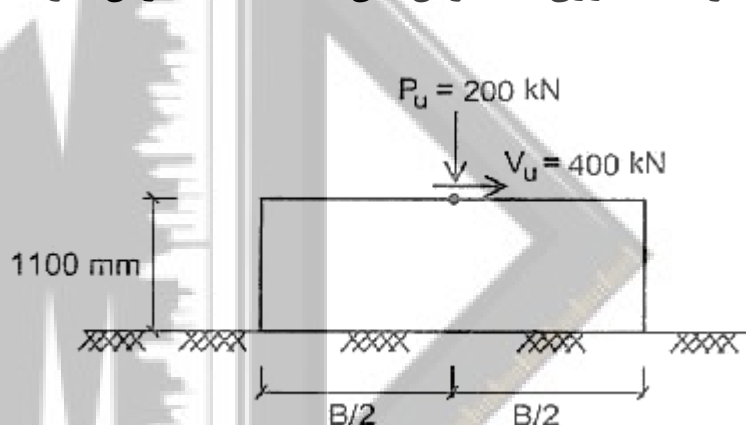
زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و در پی‌های با بتن پیش ساخته معادل $\frac{2}{3}\phi$ است.

در رابطه فوق همانطوری که مشاهده می‌شود هرگونه چسبندگی مؤثر، C ، نادیده گرفته شده است.

جدول ۷-۶ ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی

ضرایب کاهش مقاومت	نوع حالت حدی
۱	پایداری کلی
۰/۵	ظرفیت باربری
۰/۷۵	واژگونی
۱	لغزش

۲۰. مطابق شکل زیر یک پین منفرد و مربع بشی تحت اثر نیروهای ضریب P_u و V_u قرار دارد که از بارهای زنده و مرده ناشی شده اند. در صورتی که خاک زیر پی از نوع زهکشی شده با زاویه اصطکاک داخلی 32° درجه باشد تنها بر اساس کنترل لغزش، حداقل بعد پی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ وزن مخصوص بتن 25 kN/m^3 فرض شود.



(۱) 3.25 m

(۲) 3.65 m

(۳) 4.8 m

(۴) 4 m

$$V_u \leq \phi S \xrightarrow{\phi=1} V_u \leq 1 \times P' \tan \delta = (P_u + W_p) \tan \delta$$

$$\xrightarrow{\delta=\phi=32^\circ} 400 \leq (200 + (B \times B \times 1.1) \times 25) \tan 32^\circ$$

$$B \geq 4m$$

مطابق مبحث ۷ - صفحه ۴۱ - گزینه ۴





۲۱. در شرایطی که حرکت (تغییر شکل افقی) دیواری به ارتفاع ۶ متر نسبت به خاک ۱۰ میلی متر باشد برای اینکه میزان فشار وارده از خاک در حالت محرک باشد کدام گزینه زیر صحیح است؟

(۱) خاک پشت دیوار باید از نوع ماسه متراکم باشند.

(۲) خاک پشت دیوار باید از نوع ماسه سست باشد.

(۳) خاک پشت دیوار باید از نوع رس متراکم باشد.

(۴) خاک پشت دیوار باید از نوع رس نرم باشد.

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

نوع خاک	$\Delta x / H$	
	محرک	مقاوم
ماسه متراکم	+ / ۰.۰۱	+ / ۰.۱
ماسه با تراکم متوسط	+ / ۰.۰۲	+ / ۰.۲
ماسه سست	+ / ۰.۰۴	+ / ۰.۴
لای متراکم	+ / ۰.۰۲	+ / ۰.۲
رس متراکم	+ / ۰.۱	+ / ۰.۵
رس نرم	+ / ۰.۲	+ / ۰.۶

مطابق مبحث ۷ - صفحه ۵۷ - گزینه ۱

$$\frac{\Delta x}{H} = \frac{10}{6000} = 1.667 \times 10^{-3} > 0.001 \rightarrow \text{ماسه متراکم}$$





۲۲- در مورد ساختمانهای بنایی با کلاف کدام یک از گزینه های زیر صحیح است؟

(۱) در اینگونه ساختمان ها اگر ساختمان فقط دارای یک طبقه روی زمین بوده و ارتفاع طبقه از روی کلاف زیر دیوار یا پی بتنی تا زیر سقف برابر ۴ متر باشد، ضخامت دیوارهای سازه ای را می توان برابر ۲۵۰ میلی متر در نظر گرفت.

(۲) با تعبیه کلاف افقی اضافی در داخل دیوارها میتوان این نوع ساختمانها را در دو طبقه با ارتفاع هر طبقه برابر ۵ متر اجرا نمود به شرطی که ساختمان فاقد زیرزمین بوده و در تراز سطح زمین اجرا شده باشد.

(۳) در اینگونه ساختمان ها اجرای شالوده میتواند به صورت خشکه چینی با سنگ انجام شود.

(۴) در اینگونه ساختمان ها اگر اختلاف سطح در طبقه برابر ۵۰۰ میلی متر باشد. می توان در انتهای هر قسمت از سقف یک کلاف افقی مجرا در دیوار حد فاصل دو قسمتی که اختلاف سطح دارند اجرا نمود و دو قسمت را از طریق درز لرزه ای از یکدیگر جدا نمود.

مطابق مبحث ۸ - صفحات ۱۰۶ و ۱۰۷ و ۱۰۹ و ۱۱۲ - گزینه ۴

۵- حداکثر نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار سازه ای ۱۵ می باشد. همچنین، عرض (ضخامت) دیوار سازه ای در طبقات نباید از ۲۰۰ میلی متر و در زیر زمین از ۳۲۰ میلی متر کمتر باشد.

$$\frac{h}{t} \leq 15 \rightarrow \frac{4}{t} \leq 15 \rightarrow t \geq 266mm$$

۴- تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید بیش از ۸ متر باشد.

۷- اجرای شالوده به صورت خشکه چینی با سنگ مجاز نمی باشد.

۸-۵-۴-۴ اختلاف سطح سقف در طبقه

حتی المقدور از ایجاد اختلاف سطح در طبقه پرهیز شود. چنانچه اختلاف سطح در طبقه بیشتر از ۶۰۰ میلی متر نباشد، باید در انتهای هر قسمت از سقف یک کلاف افقی مجرا در دیوار، حد فاصل دو قسمتی که اختلاف سطح دارند، اجرا شود و یا اینکه دو قسمت ساختمان به وسیله درز لرزه ای از یکدیگر جدا شوند. چنانچه اختلاف سطح بیش از ۶۰۰ میلی متر باشد، لازم است دو قسمت ساختمان بوسیله درز لرزه ای از یکدیگر جدا شوند.





۲۳. در مورد ساختمان های بنایی مسلح کدام یک از گزینه های زیر صحیح نیست؟

(۱) برای تعیین نیروی زلزله این ساختمان ها در طراحی به روش مقاومت نهایی مقدار ضریب رفتار برابر ۴ است.

(۲) در طراحی اعضای بنایی مسلح کمترین مقاومت خمشی اسمی در امتداد عضو نباید کمتر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی اسمی در امتداد عضو باشد.

(۳) در اینگونه ساختمان ها زمانی که طول دهانه تیر از ۸ برابر عمق مؤثر آن (d) بیشتر باشد. حداکثر مقدار مجاز خیز تحت بارهای بهره برداری مرده و زنده برابر $\frac{l}{240}$ (طول دهانه تیر = l) است.

(۴) در تحلیل و طراحی اینگونه ساختمان ها در تراز هر طبقه حداقل ۸۰ درصد ساختی جانبی طبقه باید توسط دیوارهای باربر برشی تامین شود.

مطابق مبحث ۸ - صفحات ۶۶ و ۶۷ و ۷۹ و ۸۴

۸-۴-۲-۷ ضریب رفتار

ضریب رفتار برای ساختمان بنایی مسلح جهت طراحی به روش مقاومت نهایی برابر با چهار (۴) می باشد. $R_H =$

۸-۴-۲-۱ مقاومت خمشی اسمی

مقاومت خمشی اسمی (M_H) یک مقطع باید بر اساس فرضیات طراحی بند ۸-۴-۱ و ضوابط این بخش تعیین شود. کمترین مقاومت خمشی اسمی در امتداد عضو نباید کمتر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی اسمی در امتداد عضو باشد.

۸-۴-۲-۹ سختی جانبی

در تراز هر طبقه، حداقل ۸۰ درصد سختی جانبی طبقه باید توسط دیوارهای باربر برشی تامین شود.

۸-۴-۵-۲ محدودیت خیز

۱- خیز محاسبه شده برای تیر نباید از $l/600$ (طول دهانه = l)، تحت بارهای بهره برداری مرده و زنده، فراتر رود.

۲- خیز تیر زمانی که طول دهانه آن از ۸ برابر عمق مؤثر آن (d) بیشتر نباشد نیاز به کنترل ندارد.

MOSTAFA DOGOHARANI





۸-۴-۶-۹-۲ میلگردگذاری دیوار

کلیه دیوارها باید در دو راستای افقی و قائم میلگردگذاری شوند. در میلگردگذاری دیوارها رعایت ضوابط زیر الزامی است:

۷- قطر میلگرد نباید از ۱۰ میلی‌متر کمتر باشد (به‌غیر از میلگرد بستر که ممکن است به عنوان تمام یا بخشی از حداقل میلگرد مورد نیاز، در نظر گرفته شود).

رد گزینه های ۳ و ۴ $d \geq 10mm$

۵- فاصله میلگردهای قائم نباید از یک‌سوم طول دیوار، یک‌سوم ارتفاع دیوار و یا ۶۰۰ میلی‌متر بیشتر شود.

۶- فواصل میلگردهای افقی نباید از یک‌سوم طول دیوار، یک‌سوم ارتفاع دیوار و یا ۶۰۰ میلی‌متر فراتر رود. این میلگردها باید به‌طور یک‌نواخت در دیوار پخش شده و در دوغاب مدفون شوند.

$$S_{\max} = \min \left\{ \frac{h}{3}, \frac{L}{3}, 600mm \right\} = \min \left\{ \frac{4000}{3}, \frac{2500}{3}, 600 \right\} = 600mm$$

۱- مساحت میلگرد افقی و قائم هر کدام نباید کمتر از ۰/۰۰۰۷ مساحت کل مقطع، به ترتیب، قائم و عرضی دیوار باشد. همچنین، مجموع مساحت میلگردهای افقی و قائم باید حداقل

$$\left(\frac{A_v}{S} \right)_{\min} = 0.0007t = 0.0007 \times 350 = 0.245 mm^2/mm$$

$$\left(\frac{A_v}{S} \right)_m = 0.245 \times 1.5 = 0.3675$$

$$\left(\frac{A_v}{S} \right)_{\min} = \left(\frac{A_v}{S} \right)_{\min} = 0.245$$

$$\left(\frac{A_v}{S} \right)_A + \left(\frac{A_v}{S} \right)_B \geq 0.002t = 0.002 \times 350 = 0.7$$

۲۴. در یک دیوار آجری با مصالح بنایی مسلح به طول ۲.۵ و ارتفاع ۴ m و با مقطع افقی شکل زیر که مقدار آرماتورهای قائم و افقی به دست آمده از طراحی به ترتیب ۱۵ برابر و ۱.۵ برابر مقادیر آرماتورهای حداقل دیوار باشد کدام یک از گزینه های زیر میتواند به عنوان آرماتورهای قائم و افقی مناسب دیوار باشد؟ در شکل اندازه ها به میلی متر است.



۱) A: $\Phi 10@200$ mm , B: $\Phi 10@250$ mm

۲) A: $\Phi 10@200$ mm , B: $\Phi 10@300$ mm

۳) A: $\Phi 8@125$ mm , B: $\Phi 8@150$ mm

۴) A: $\Phi 10@300$ mm , B: $\Phi 8@150$ mm

مطابق مبحث ۸ - صفحه ۹۰ و ۹۱ - گزینه ۱

گزینه ۱:

$$\left(\frac{A_v}{S} \right)_B = \frac{\frac{\pi}{4} 10^2}{250} = 0.3141 \rightarrow OK$$

$$\left(\frac{A_v}{S} \right)_A = \frac{\frac{\pi}{4} 10^2}{200} = 0.3927 \rightarrow OK$$

$$\rightarrow 0.3141 + 0.3927 = 0.7068 \rightarrow OK$$

گزینه ۲:

$$\left(\frac{A_v}{S} \right)_B = \frac{\frac{\pi}{4} 10^2}{300} = 0.2618 \rightarrow OK$$

$$\left(\frac{A_v}{S} \right)_A = \frac{\frac{\pi}{4} 10^2}{200} = 0.3927 \rightarrow OK$$

$$\rightarrow 0.2618 + 0.3927 = 0.6545 \rightarrow NOT OK$$



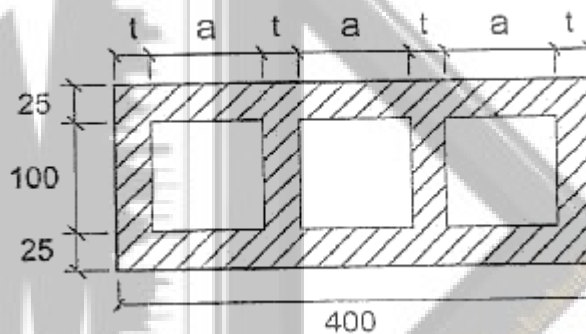


جدول ۸-۲-۱ ضوابط هندسی گروه‌های مختلف آجر رسی و بلوک‌های سیمانی

آجر رسی یا بلوک سیمانی						
توخالی						سوراخ‌دار
بلوک سیمانی			آجر رسی			
نوع ۳	نوع ۲	نوع ۱	نوع ۳	نوع ۲	نوع ۱	
حجم فضاهای خالی نسبت به حجم کل						
$> 60\%$	$> 50\%$	$> 25\%$	$> 55\%$	$> 45\%$	$> 25\%$	$\leq 25\%$
و	و	و	و	و	و	
$\leq 70\%$	$\leq 60\%$	$\leq 50\%$	$\leq 70\%$	$\leq 55\%$	$\leq 45\%$	
حجم هر فضای خالی نسبت به حجم کل						
محدود به مساحت (رجوع به بند)	$\leq 12/5$	$\leq 12/5$	محدود به مساحت	$\leq 12/5$	$\leq 12/5$	≤ 10
مساحت هر فضای خالی						
برای چندحفره: ۲۸۰۰ میلی‌متر مربع $\leq$	محدود به حجم	محدود به حجم	برای چندحفره: ۲۸۰۰ میلی‌متر مربع $\leq$	محدود به حجم	محدود به حجم	محدود به حجم
برای تک حفره: ۱۸۰۰۰ میلی‌متر مربع $\leq$	(رجوع به بند)		برای تک حفره: ۱۸۰۰۰ میلی‌متر مربع $\leq$	(رجوع به بند)		
مجموع ضخامت جان‌ها و پوسته‌ها در هر امتداد نسبت به کل طول یا عرض در همان امتداد						
بدون محدودیت	≥ 20	≥ 30	بدون محدودیت	≥ 20	≥ 30	≥ 30

۱- واحدهای مصالح بنایی توخالی نوع ۲ و ۳، تنها در دیوارهای غیرسازه‌ای مجاز است.

۲۵. یک بلوک سیمانی دیواری توخالی دارای مقطع شکل زیر و بعد عمود بر صفحه برابر 200 mm است. حداکثر بعد قابل قبول برای آنکه بتوان از این بلوک‌ها در دیوارهای سازه‌ای برابر استفاده نمود به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ابعاد روی شکل به میلی‌متر است.



(۱) 70 mm

(۲) 100 mm

(۳) 93 mm

(۴) 75 mm

مطابق مبحث ۸ - صفحه ۳۰ - گزینه ۴

$$\frac{3 \times 100a \times 200}{400 \times 150 \times 200} \leq 0.5 \rightarrow a \leq 100mm$$

$$\frac{100a \times 200}{400 \times 150 \times 200} \leq 0.125 \rightarrow a \leq 75mm$$

$$\frac{4t}{400} \geq 0.3 \rightarrow t \geq 30mm \rightarrow 400 = 3a + 4(30) \rightarrow a \leq 93.33$$

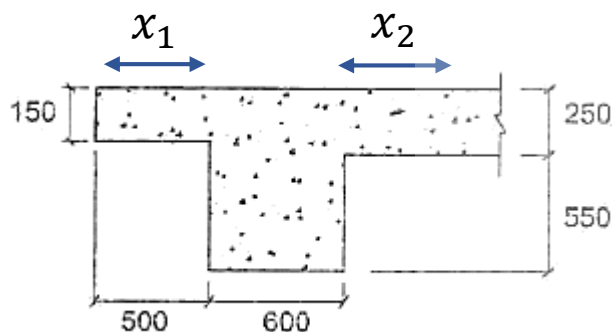
min $\rightarrow a = 75mm$





۹-۱۰-۲-۸ تیر در سیستم تیر-دال

تیر در دال‌ها شامل جان تیر و قسمتی از دال است که در هر سمت تیر دارای عرضی برابر با تصویر مایل ۴۵ درجه‌ای آن قسمت از جان تیر باشد که در زیر یا در روی دال، هرکدام ارتفاع بیشتری دارد، قرار می‌گیرد. عرض دال در هر سمت جان باید کوچک‌تر یا مساوی چهار برابر ضخامت دال در نظر گرفته شود.



۲۶. در سیستم تیر - دال شکل زیر که به طور هم زمان بتن ریزی می شوند. سطح مقطع تیر T شکل که در تعیین نسبت سختی خمشی مقطع تیر به دال (α_f) کاربرد دارد. حدوداً چند میلی متر مربع است؟ در شکل ابعاد به میلی متر بوده و دال دو طرفه فرض شود. همچنین فرض نمائید طول دهانه آزاد تیر برابر ۶ متر است.



(۱) $7425 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۲) $5425 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۳) $6175 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(۴) $6925 \times 10^2 \text{ mm}^2$

مطابق مبحث ۹ - صفحه ۱۵۷ - گزینه ۴

$$X_1 = \min \{4h_f, h_w, 500\text{mm}\} = \min \{4 \times 150, 650, 500\} = 500\text{mm}$$

$$X_2 = \min \{4h_f, h_w\} = \min \{4 \times 250, 550\} = 550\text{mm}$$

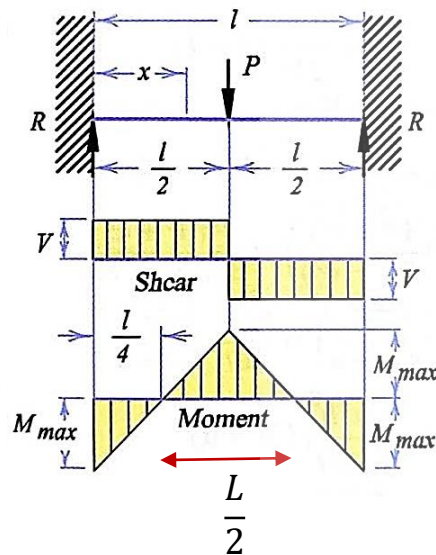
$$S_{total} = (600 \times 800) + (150 \times 500) + (250 \times 550) = 692500\text{mm}^2$$





الف- اعضای میله‌ای

اعضایی هستند که در آن‌ها یکی از ابعاد به طور قابل ملاحظه از دو بعد دیگر بزرگ‌تر باشد؛ و دو بعد اخیر اختلاف چندانی با هم نداشته باشند. در این اعضا فاصله‌ی بین دو مقطع با لنگرهای خمشی صفر باید حداقل دو برابر ارتفاع عضو باشد. تیرها، ستون‌ها، مهار بندها، و قوس‌ها از جمله اعضای میله‌ای می‌باشند.



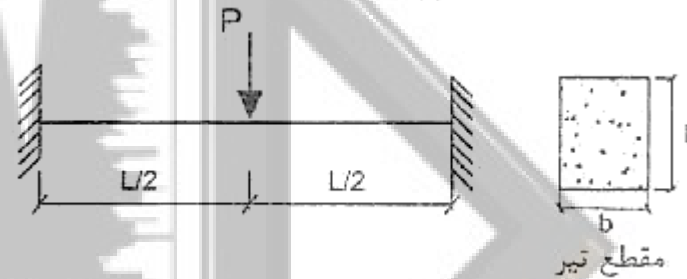
۲۷. در تیر بتنی شکل زیر حداکثر ارتفاع مقطع تیر (h) برای آنکه مدل سازی این تیر به عنوان یک عضو میله ای قابل قبول باشد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید وزن واحد طول تیر در مقایسه با آثار نیروی متمرکز P بسیار ناچیز است

0.4L

0.25L

0.2L

0.5L



مطابق مبحث ۹ - صفحه ۸۳ - گزینه ۲

$$\frac{L}{2} \geq 2h$$

$$h \leq \frac{L}{4} \rightarrow h \leq 0.25L$$

MOSTAFA DOGOHARANI





۹-۲۰-۷-۹-۲ مقاومت برشی اسمی دیوار V_n نباید از مقدار رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۸) بیش‌تر در نظر گرفته شود:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (9-20-19)$$

در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق (الف) تا (پ) این بند محاسبه می‌شود:

الف- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگ‌تر یا مساوی ۲ است: $\alpha_c = 0.17$

ب- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچک‌تر یا مساوی ۱/۵ است: $\alpha_c = 0.25$

پ- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

$$[1] \rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{13.75}{5.5} = 2.5 \geq 2 \rightarrow \alpha_c = 0.17$$

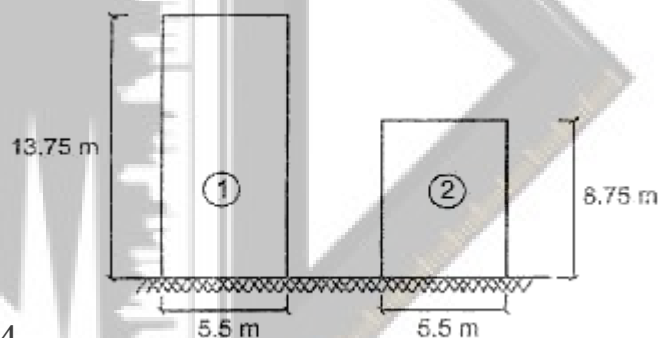
$$[2] \rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{8.75}{5.5} = 1.59 \rightarrow \frac{1.6 - 1.5}{2 - 1.5} = \frac{\alpha_c - 0.25}{0.17 - 0.25} \rightarrow \alpha_c = 0.234$$

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{(\alpha_{c1} \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv1}}{(\alpha_{c2} \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv2}} = \frac{(0.17 \times 1 \times \sqrt{30} + 0.007 \times 400) h_1 \times L}{(0.234 \times 1 \times \sqrt{30} + 0.007 \times 400) h_2 \times L} = 1$$

$$\frac{h_1}{h_2} = 1.088 \approx 1.1$$

۲۸. در شکل زیر نمای دو دیوار برشی بتنی با شکل پذیری زیاد نشان داده شده است که دارای مقطع مستطیلی بوده و نسبت سطح مقطع آرماتورها در هر دو امتداد افقی و قائم $(\rho_l \text{ و } \rho_t)$ هر دو دیوار ۰.۰۰۷ است. اگر مقاومت برشی اسمی هر دو دیوار مساوی باشد. نسبت ضخامت دیوار (۱) به ضخامت دیوار (۲) به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ از اثر بار محوری بر مقاومت برشی صرف نظر شود بتن از نوع معمولی است.

$$f_c = 30 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}$$



(۱) 1.3

(۲) 1.2

(۳) 1

(۴) 1.1

مطابق مبحث ۹ - صفحه ۳۹۶ - گزینه ۴





۹-۱۰-۶-۳ انتقال لنگر خمشی ضریبدار در اتصالات دال به ستون

الف- در مواردی که بارهای ثقیلی، باد یا زلزله موجب میشوند که در اتصال دال به ستون بدون تیر، لنگر ضریب دار نامتعادل، M_{sc} ، ایجاد شود، باید بخشی از این لنگر معادل $\gamma_f M_{sc}$ با عملکرد خمشی، و باقی‌مانده‌ی آن از طریق اثر نیروی برشی که اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود با اثر خروج از مرکزیت آن به ستون منتقل می‌گردد.

مقدار γ_f از رابطه‌ی (۹-۱۰-۱) محاسبه می‌شود:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (9-10-1)$$

ب- بخشی از M_{sc} که به دلیل خروج از مرکزیت برش انتقال مییابد ($\gamma_v M_{sc}$) باید در مرکز سطح مقطع بحرانی اعمال شود. γ_v از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (9-10-2)$$

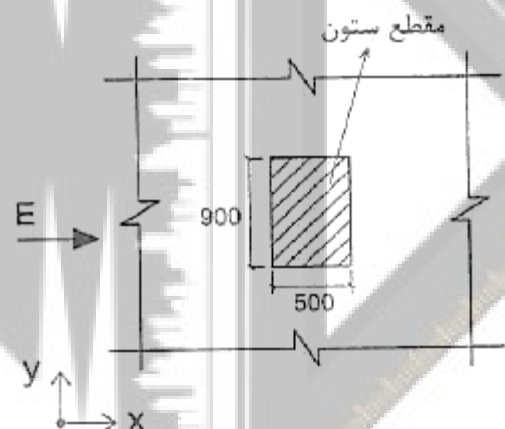
$$b_1 = 500 + d = 500 + 300 = 800$$

$$b_2 = 900 + d = 900 + 300 = 1200$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{800}{1200}}} = 0.65$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - 0.65 = 0.35$$

۲۹. فرض کنید در سیستم دال ستون (بدون تیر و دارای ستون میانی مطابق شکل زیر) تحت‌اثر نیروی زلزله در امتداد x و در محل اتصال دال به ستون لنگر ضریب دار نامتعادل M_u ایجاد شده است. حداقل چه میزان از این لنگر باید از طریق اثر نیروی برشی که اطراف ستون در دال ایجاد میشود با اثر خروج از مرکزیت آن به ستون منتقل گردد؟ در عرض مؤثر دال $\epsilon_t \cong \epsilon_{ty} + 0.006$ بوده و عمق مؤثر دال بشی برابر 300 mm فرض شود در شکل ابعاد به میلیمتر بوده و دال دوطرفه فرض شود.



$$0.65M_u \quad (1)$$

$$0.35M_u \quad (2)$$

$$0.45M_u \quad (3)$$

$$0.55M_u \quad (4)$$

مطابق مبحث ۹ - صفحه ۱۶۲ - گزینه ۲





۳-۴-۱۵-۹ طراحی سازه‌ای شمع به روش طرح مقاومت

۱-۳-۴-۱۵-۹ طراحی شمع‌ها به روش طرح مقاومت با ضوابط این بخش برای همه‌ی انواع شمع‌ها مجاز می‌باشد.

۲-۳-۴-۱۵-۹ طراحی شمع‌ها به روش طرح مقاومت، باید مطابق بخش ۵-۱۲-۹ با استفاده از ضرایب کاهش مقاومت جدول ۳-۱۵-۹ برای نیروی محوری بدون لنگر، و ضرایب مقاومت جدول ۲-۷-۹ برای کشش، برش و ترکیب نیروی محوری و لنگر باشد. رعایت مفاد بند ۲-۳-۳-۸-۹ در طراحی شمع‌ها الزامی نیست.

۳-۳-۸-۹ حداکثر مقاومت فشاری محوری

۱-۳-۳-۸-۹ به منظور در نظر گرفتن خروج از محوری اتفاقی، مقاومت فشاری اسمی، P_n ، نباید از $P_{n,max}$ ، مطابق رابطه‌های زیر تجاوز کند.

- برای ستون با تنگ بسته:

$$P_{n,max} = 0.8P_0 \quad (\text{الف-۵-۸-۹})$$

- برای ستون با دورپیچ:

$$P_{n,max} = 0.85P_0 \quad (\text{ب-۵-۸-۹})$$

- برای اعضای شالوده‌ی عمیق با تنگ بسته:

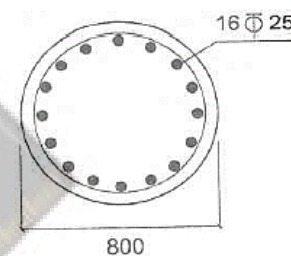
$$P_{n,max} = 0.8P_0 \quad (\text{پ-۵-۸-۹})$$

در این رابطه‌ها، P_0 مقاومت فشاری اسمی تحت اثر بار محوری بدون خروج از مرکزیت بوده و به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (\text{۶-۸-۹})$$

۳۰. برای طراحی یک شالوده مطابق شکل زیر از شمع‌های در جاریز بدون غلاف با تنگ بسته استفاده شده است. در طراحی به روش طرح مقاومت بر اساس کنترل شمع در برای نیروی محوری فشاری بدون در نظر گرفتن لنگر، حداکثر نیروی محوری ضریب دار (P_u) قابل تحمل توسط شمع به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ شرایط خاک خوب و سیستم اجرایی با کیفیت خوب فرض شود. در شکل ابعاد به میلی متر است.

$$f_c = 30 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}$$



$$11350 \text{ KN} \quad (۱)$$

$$6930 \text{ KN} \quad (۲)$$

$$14180 \text{ KN} \quad (۳)$$

$$12600 \text{ KN} \quad (۴)$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$P_n = 0.8 \left[0.85f_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \right]$$

$$P_n = 0.8 \left[0.85 \times 30 \left(\frac{\pi \times 800^2}{4} - 16 \left(\frac{\pi \times 25^2}{4} \right) \right) + 16 \left(\frac{\pi \times 25^2}{4} \right) \times 400 \right] = 12602618 \text{ N}$$

$$\phi = 0.55 \rightarrow P_u \leq 0.55 \times 12602618 = 6931440 \text{ N} \approx 6930 \text{ KN}$$

جدول ۳-۱۵-۹ ضرایب کاهش مقاومت محوری فشاری ϕ برای شمع‌ها

نوع شمع	ضرایب کاهش مقاومت محوری فشاری برای شمع‌ها
شمع درجا ریز بدون غلاف	۰/۵۵





۳-۵-۶-۱۱-۹ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ باشد، حداکثر فاصله‌ی افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر بیشتر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار d و ۶۰۰ میلی متر بیشتر باشد. اگر $V_s > 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ باشد، حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کمترین مقدار $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر بیشتر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کمترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی متر بیشتر باشد.

پ- در انتهای میلگردهای قطع شده در ناحیه‌ای به طول حداقل $0.75d$ ، آرماتور عرضی به صورت خاموت یا دورگیر اضافه بر آن چه برای تحمل برش و پیچش لازم است، تأمین شود. سطح مقطع

آرماتور عرضی اضافی لازم باید حداقل برابر با $\frac{0.41b_ws}{f_y}$ باشد. همچنین فاصله‌ی میلگردهای عرضی

از یک دیگر در این ناحیه نباید بیشتر از $\frac{d}{8\beta_b}$ باشد؛ که β_b نسبت آرماتور قطع شده به کل آرماتور کششی مقطع است.

$$\left. \begin{aligned} S &\leq \min\left(\frac{d}{2}, 600\text{mm}\right) \\ S &\leq \frac{d}{8\beta_b} \xrightarrow{\beta_b=0.375} S \leq \frac{d}{8 \times 0.375} = \frac{d}{3} \end{aligned} \right\} \rightarrow S \leq \min\left(\frac{d}{3}, 600\text{mm}\right)$$

۳۱. در یک تیر بتنی مربوط به یک قاب خمشی معمولی در ناحیه کششی و در محل قطع آرماتورهای تحت کشش ناشی از خمش نیروی برشی مقاوم مقطع در محل قطع آرماتور به اندازه ۲۰ درصد بیش از نیروی برشی نهایی موجود در مقطع است برای آنکه در ناحیه کششی قطع آرماتورهای کششی مجاز باشد علاوه بر تأمین آرماتورهای عرضی اضافی به صورت خاموت یا (دورگیر در انتهای میلگردهای قطع شده در ناحیه به طول حداقل $0.75d$ در امتداد طول عضو حداکثر فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر در این ناحیه مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ فرض نمائید میزان آرماتورهای قطع شده در ناحیه کششی $V_u < 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ در صد کل آرماتورهای کششی بوده و در ناحیه مورد نظر $V_u < 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$ است. همچنین فرض کنید به لحاظ محاسباتی فاصله خاموتها در ناحیه مورد نظر بیش از $1/2$ است.

$$\begin{aligned} &\min\left(\frac{d}{2}, 300\text{mm}\right) \\ &\min\left(\frac{d}{2}, 600\text{mm}\right) \\ &\min\left(\frac{d}{3}, 600\text{mm}\right) \\ &\min\left(\frac{d}{4}, 300\text{mm}\right) \end{aligned}$$

مطابق مبحث ۹ - صفحه ۲۰۷ و ۲۰۴ - گزینه ۳





۳۲. در خصوص کنترل برش در ناحیه اتصال تیر به ستون قاب های خمشی بتنی کدام یک از عبارت های زیر صحیح است؟

مقدار V_u قاب های خمشی متوسط بر اساس ضوابط قاب های خمشی ویژه تعیین می شود.

مقدار V_u قاب های خمشی متوسط بر اساس ضوابط قاب های خمشی معمولی تعیین می شود.

مقدار ϕV_n قاب های خمشی متوسط بر اساس ضوابط قاب های خمشی معمولی تعیین می شود.

مقدار ϕV_n قاب های خمشی متوسط بر اساس ضوابط قاب های خمشی ویژه تعیین می شود.

مطابق مبحث ۹ - صفحه ۳۵۹ - گزینه ۲

۷-۴-۵-۲۰-۹ برش در ناحیه اتصال تیر به ستون

۱-۷-۴-۵-۲۰-۹ مقاومت برشی اتصالات درجا ریز تیر به ستون باید رابطه ی $\phi V_n \geq V_u$ را

تامین کند.

۳-۳-۲۰-۹ اتصالات تیر به ستون در قاب های با شکل پذیری کم

اتصالات تیر به ستون باید مطابق فصل ۹-۱۶ بوده و برش اتصال V_u باید در صفحه ی افقی در

وسط ارتفاع اتصال تیر به ستون، و با منظور نمودن نیروهای کششی و فشاری ناشی از لنگرهای

اسمی تیر، M_n ، محاسبه گردد.

۲-۷-۴-۵-۲۰-۹ در ناحیه ی گره بر اساس بند ۳-۳-۲۰-۹ تعیین می شود.

۳-۷-۴-۵-۲۰-۹ ϕ بر اساس بند ۴-۷-۹ برای برش تعیین می شود.

۴-۷-۴-۵-۲۰-۹ در ناحیه ی گره بر اساس بند ۴-۵-۶-۲۰-۹ تعیین می شود.





۳۳. فرض نمائید برای طراحی اعضای یک سازه بتنی استفاده از روش خرابایی بست و بند الزامی است. در این روش نسبت مقاومت فشاری مؤثر بتن (f_{ce}) در سازه های با شکل پذیری زیاد به مقاومت فشاری مؤثر تن در سازه های با شکل پذیری کم مطابق با کدام یک از گزینه های زیر است؟

۰,۸

۱,۲۵

۱,۱

۰,۷۵

مطابق مبحث ۹ - صفحه ۵۵۷ و ۵۵۸ و ۵۷۰ - گزینه ۱

۹-۳-۸ طرح مقاوم در برابر زلزله با استفاده از روش بست و بند

۹-۳-۴-۱-۳ مقاومت فشاری مؤثر بتن، f_{ce} ، در هر انتهای بست از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_s f'_c \quad (۹-۳-۴)$$

در رابطه‌ی فوق، β_s و β_c ضریب‌های اصلاح مقاومت مؤثر بتن در بست هستند که بر اساس جدول‌های ۹-۳-۱ و ۹-۳-۲ محاسبه می‌شوند. در این ضریبها اثرات ترک خوردگی، آرماتورهای عرضی و تقید انتهایی بست بر روی مقاومت فشاری مؤثر بتن در نظر گرفته شده‌اند.

۹-۳-۸-۱ در طراحی اعضای یک سیستم مقاوم لرزه‌ای با شکل پذیری خیلی زیاد یا زیاد با روش بست و بند، علاوه بر ضوابط فصل ۹-۲۰، باید ضوابط ۹-۳-۸-۲ تا ۹-۳-۸-۵ نیز برآورده گردند.

۹-۳-۸-۲ مقاومت بست

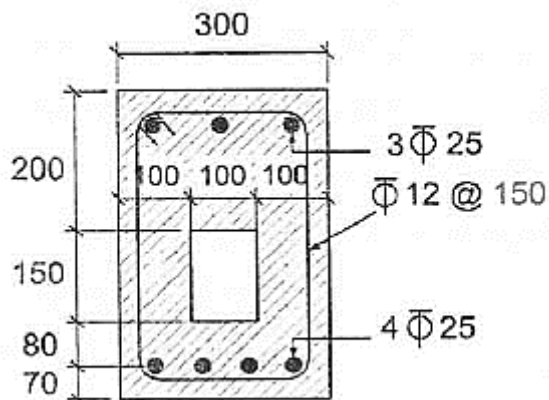
۹-۳-۸-۱-۲ مقاومت فشاری مؤثر به دست آمده در بخش ۹-۳-۴-۱ باید در ضریب ۰/۸

ضرب شود.





۳۴. مطابق شکل زیر در مقطع یک تیر بتنی برای عبور لوله ها یک حفره مستطیلی شکل شده ایجاد شده است. مقاومت خمشی اسمی این مقطع به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ از اثر آرماتورهای ناحیه فشاری (آرماتورهای طولی فوقانی) در مقاومت خمشی صرف نظر نمائید بتن معمولی از رده C30 و فولاد میلگردها S400 هستند در شکل ابعاد به میلی متر است.



275 KN

250 KN

325 KN

295 KN

$$a = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f'_c b} = \frac{400 \times 4 \times \frac{\pi}{4} \times 25^2}{0.85 \times 30 \times 300} = 102 < 200 \rightarrow \text{تیر عملکرد مستطیلی دارد}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \xrightarrow{d=200+150+80=430} \rho = \frac{4 \times \frac{\pi}{4} \times 25^2}{300 \times 430} = 0.0153$$

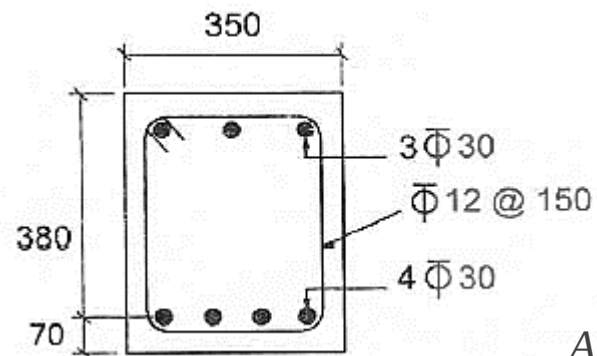
$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.5 \frac{\rho f_y}{\alpha_1 f'_c} \right)$$

$$M_n = 0.0153 \times 400 \times 300 \times 430^2 \left(1 - 0.5 \frac{0.0153 \times 400}{0.85 \times 30} \right) = 298.73 \text{ KN} \cdot \text{m}$$





۳۵. یک تیر بتنی مطابق شکل زیر تحت لنگر خمشی قرار دارد. بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورهای ناحیه فشاری آرماتورهای طولی فوقانی کدام یک از گزینه های زیر صحیح می باشد؟ بتن معمولی از رده C30 و فولاد میلگردها S400 می باشند. در شکل ابعاد به میلی متر است.



$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4 \times \frac{\pi}{4} \times 30^2}{350 \times 380} = 0.0213$$

$$\rho_{\max} = \alpha_1 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y + 0.003} \xrightarrow{S400} \rho_{\max} = 0.375 \alpha_1 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} = 0.375 \times 0.85 \times 0.8357 \times \frac{30}{400} = 0.02$$

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \alpha_1 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.8357 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.032$$

$$\rho_{\max} < \rho < \rho_b \rightarrow \epsilon_{ty} < \epsilon_s < \epsilon_{ty} + 0.003$$

$$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$$

$$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$$

$$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$$

$$\epsilon_t < \epsilon_{ty} - 0.003$$

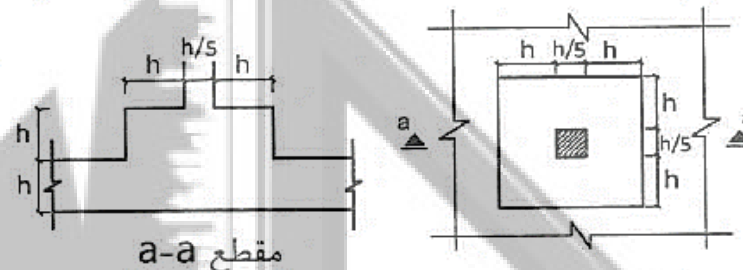




جدول ۹-۱۵-۱ محل مقطع بحرانی اعضای متکی به شالوده

عضو متکی	محل مقطع بحرانی
ستون یا ستون پایه	تیر ستون یا ستون پایه
ستون با کف ستون فولادی	وسط فاصله تیر ستون و لبه کف ستون فولادی
دیوار منشی	تیر دیوار
دیوار مصالح بنایی	وسط فاصله مرکز و تیر دیوار بنایی

۳۶. در شالوده پله ای شکل زیر اگر در هر مقطعی از شالوده عمق مؤثر برابر 0.9 عمق کلی آن مقطع فرض شود. مساحت مؤثر در تعیین مقاومت برشی اسمی دو طرفه این شالوده به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



- $11.16h^2$
- $7.2h^2$
- $14.4h^2$
- $27.3h^2$

۹-۱۵-۲-۶-۲ موقعیت مقطع بحرانی را برای برش ضریب دار در برش یک طرفه می توان به فاصله d از محل مقطع بحرانی M_u مطابق بندهای ۹-۴-۹ و ۹-۱۰-۶-۴ و در برش دو طرفه به فاصله $d/2$ از محل مقطع بحرانی M_u مطابق بند ۹-۱۰-۶-۴-۱ تعیین نمود.

مطابق مبحث ۹ - صفحات ۲۵۴ و ۱۲۵ - گزینه ۱

۹-۸-۵-۲ مقاطع بحرانی برای برش دو طرفه

۹-۸-۵-۲-۱ مقطع بحرانی برای برش دو طرفه، سطح جانبی منشوری است که وجوه آن موازی با نیروی برشی بوده و محل آن ها باید طوری در نظر گرفته شود که محیط قاعده ای آن، b_0 حداقل باشد؛ ولی لازم نیست فاصله وجوه منشور از هر یک از موارد زیر کم تر از $0.5d$ در نظر گرفته شود.

الف- لبه ها و یا گوشه های ستون ها، بارهای متمرکز یا نواحی تکیه گاهی؛

ب- محل تغییر در ضخامت دال یا پی نظیر لبه های سر ستون، کنیبه یا کلاهک های برشی. عمق منشور در مقطع بحرانی برابر d است که برابر با متوسط عمق مؤثر دو جهت متعامد در نظر گرفته می شود.

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 0.9h = 0.9 \times 2h = 1.8h \\ X = 0.2h + 2\left(\frac{d}{2}\right) = 0.2h + 1.8h = 2h \\ P = 4X = 4 \times 2h = 8h \\ A_1 = 8h \times d = 8h \times 1.8h = 14.4h^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 0.9h \\ X = 2.2h + 2\left(\frac{d}{2}\right) = 0.2h + 0.9h = 3.1h \\ P = 4X = 4 \times 3.1h = 12.4h \\ A_2 = 12.4h \times 0.9h = 11.16h^2 \end{array} \right.$$

$$\min \{A_1, A_2\} = 11.16$$





۳۷. حداکثر مقدار مجاز ضریب اصلاح اندازه برای محاسبه مقاومت برشی دو طرفه تامین شده توسط بتن در یک دال به ضخامت ۳۰۰ میلیمتر که تنش برشی اسمی تامین شده توسط آرماتورهای برشی آن برابر $v_s = 0.29\sqrt{f'_c}$ است، مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ فرض نمائید الزامات مربوط به جزئیات بندی خاموتها به طور کامل تامین شده است.

الف) طراحی و جزئیات خاموتها بر اساس بند ۹-۱۰-۷-۳ بوده و $A_v / s \geq 0.17\sqrt{f'_c} b_0 / f_{yt}$ باشد.

ب) گل میخ برشی صاف سر دار با طول ساق حداکثر ۲۵۰ میلی متر با طراحی و جزئیات منطبق بر بند ۹-۱۰-۷-۳ بوده و $A_v / s \geq 0.17\sqrt{f'_c} b_0 / f_{yt}$ باشد.

$$V_s = \frac{A_v}{s} f_{yt} d = v_s b_0 d = 0.29\sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$v_s = 0.29\sqrt{f'_c} \geq 0.17\sqrt{f'_c} \rightarrow \lambda_s = 1$$

0.9

0.95

1

0.85

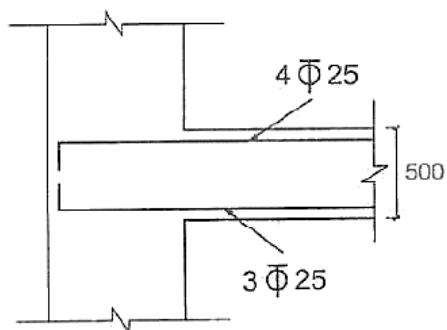
مطابق مبحث ۹ - صفحه ۱۲۸ - گزینه ۳





۳۸. در شکل زیر نسبت $\frac{V_u}{\phi V_n}$ در ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب خمشی متوسط به نسبت $\frac{V_u}{\phi V_n}$ در اتصال تیر به ستون در قاب خمشی ویژه چه مقدار است در هر دو حالت از آثار نیروی برشی ستون صرف نظر شود ابعاد تیر برابر 500×500 mm و ابعاد ستون برابر 700×700 mm فرض شود. در شکل ابعاد به میلیمتر است.

$$f_y = 400 \text{ MPa}, f'_c = 30 \text{ MPa}$$



$$V_{u, \text{motevaset}} = 4 \times 491 \times 400$$

$$V_{u, \text{vizhe}} = 1.25 \times 4 \times 491 \times 400 = 1.25 V_{u, \text{motevaset}}$$

$$\frac{\frac{V_{u, \text{motevaset}}}{0.75 V_n}}{\frac{1.25 V_{u, \text{motevaset}}}{0.85 V_n}} = 0.906$$





۹-۱۱-۸-۲-۲ آرماتورهای توزیع شده در وجوه کناری تیرهای عمیق باید مطابق ضوابط (الف) و (ب) باشند:

الف- مساحت آرماتورهای برشی توزیع شده در راستای عمود بر محور طولی تیر، A_v ، حداقل باید $0.0025b_w s$ باشد؛ که در آن s ، فاصله‌ی آرماتورهای برشی عرضی است.

ب- مساحت آرماتورهای برشی توزیع شده در راستای موازی با محور طولی تیر، A_{vh} ، حداقل باید $0.0025b_w s_2$ باشد؛ که در آن s_2 ، فاصله‌ی آرماتورهای برشی طولی است.

۹-۱۱-۸-۵-۲ فاصله‌ی آرماتورهای برشی طولی و عرضی در تیر عمیق، نباید از مقادیر $d/5$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

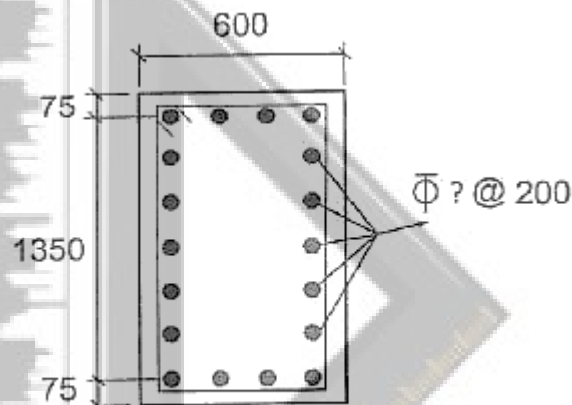
۳۹. حداقل قطر مورد نیاز آرماتور برشی توزیع شده در راستای موازی با محور طولی تیر عمیق شکل زیر مطابق با کدام یک از گزینه های زیر است در شکل ابعاد به میلی متر است.

Ø12

Ø14

Ø16

Ø10



مطابق مبحث ۹- صفحه ۲۱۳ - گزینه ۲

$$S = 200 \leq \min \left\{ \frac{1350 + 75}{5} = 285, 300 \right\}$$

$$A_v = 2 \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \geq 0.0025 \times 200 \times 600$$

$$d_b \geq 13.83 \text{ mm} \rightarrow \phi 14$$

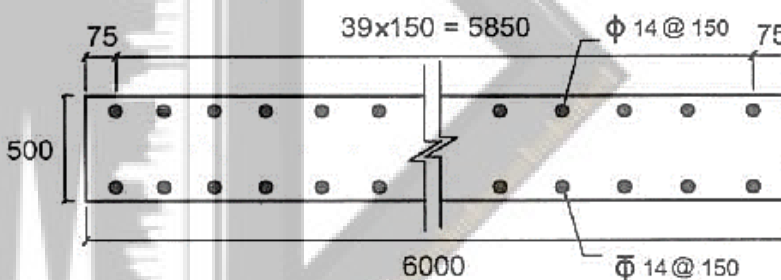
MOSTAFA DOGOHARANI





۴۰. مقطع ستون یک دیوار برشی با شکل پذیری زیاد به ارتفاع 16.5m که از پایین سازه تا بالای دیوار به طور موثر ادامه دارد در شکل زیر نشان داده شده است. این دیوار به گونه ای طراحی شده است که در آن یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری وجود دارد و در این مقطع بحرانی مقاومت مورد نیاز باشی از اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری به مقاومت طراحی نظیر آن برابر ۰.۹۵ است. فقط با این اطلاعات در مقطع بحرانی دیوار حداقل چه مقدار میلگرد طولی دیگر باید به میلگردهای موجود در مقطع عمومی اضافه شود؟ ابعاد روی شکل به میلی متر است نزدیک ترین به پاسخ را انتخاب نمایید.

۴۰. مقطع ستون یک دیوار برشی با شکل پذیری زیاد به ارتفاع 16.5m که از پایین سازه تا بالای دیوار به طور موثر ادامه دارد در شکل زیر نشان داده شده است. این دیوار به گونه ای طراحی شده است که در آن یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری وجود دارد و در این مقطع بحرانی مقاومت مورد نیاز باشی از اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری به مقاومت طراحی نظیر آن برابر ۰.۹۵ است. فقط با این اطلاعات در مقطع بحرانی دیوار حداقل چه مقدار میلگرد طولی دیگر باید به میلگردهای موجود در مقطع عمومی اضافه شود؟ ابعاد روی شکل به میلی متر است نزدیک ترین به پاسخ را انتخاب نمایید.



1300 mm²

0

2500 mm²

3100 mm²

مطابق مبحث ۹ - صفحه ۳۸۲ - گزینه ۳

الف- درصد حداقل آرماتورهای طولی در ناحیه ای در هر انتهای دیوار به طول $0.15l_w$ و عرضی

برابر با ضخامت دیوار، برابر $\frac{0.50\sqrt{f'_c}}{f_y}$ باشد.

ب- آرماتورهای طولی مورد نیاز بر اساس بند (الف) باید به اندازه ی حداقل l_w و یا $\frac{M_u}{3V_u}$ در بالا و پایین مقطع بحرانی دیوار ادامه داشته باشند.

پ- نباید بیش تر از ۵۰٪ آرماتورهای مورد نیاز در بند (الف) در یک مقطع قطع شوند.

$$\rho_{\min} = \frac{0.5\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$A_s = \rho_{\min} \times 0.15w \times t = \frac{0.5\sqrt{30}}{400} \times 0.15 \times 6000 \times 500 = 3081 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{total}} = 2A_s = 2 \times 3081 = 6162 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2 \times 6 \times \frac{\pi}{4} \times 14^2 \times 2 = 3693 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{total}} - A_s = 6162 - 3693 = 2469 \text{ mm}^2$$





۴۱. حداقل مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای دورپیچ ها یا دورگیرهای دایروی ستون به قطر ۱۵۰۰ میلیمتر هرگاه $P_u = 20000 \text{ KN}$ باشد به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ پوشش آرماتور عرضی را ۵۰ میلیمتر فرض کنید.

۴۱. حداقل مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی برای دورپیچ ها یا دورگیرهای دایروی ستون به قطر ۱۵۰۰ میلیمتر هرگاه $P_u = 20000 \text{ KN}$ باشد به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ پوشش آرماتور عرضی را ۵۰ میلیمتر فرض کنید.

$$F_c = 30 \text{ MPa}, f_{yt} = 400 \text{ MPa}$$

۱) $\Phi 20 @ 80 \text{ mm}$

۲) $\Phi 20 @ 100 \text{ mm}$

۳) $\Phi 16 @ 75 \text{ mm}$

۴) $\Phi 18 @ 80 \text{ mm}$

الف- در صورتی که $P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ و $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$ باشد، مقدار ρ_s باید برابر با بیشترین مقدار از دو رابطه‌ی (۷-۲۰-۹) و (۸-۲۰-۹) باشد.

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (7-20-9)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (8-20-9)$$

ب- در صورتی که $P_u > 0.3 A_g f'_c$ و یا $f'_c > 70 \text{ MPa}$ باشد، مقدار ρ_s باید علاوه بر مقدار حداکثر به دست آمده از روابط (۷-۲۰-۹) و (۸-۲۰-۹)، از مقدار محاسبه شده از رابطه‌ی (۹-۲۰-۹) نیز بیشتر باشد.

$$\rho_s = 0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (9-20-9)$$

$$\rho_s \geq \max \left\{ \begin{aligned} &0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.45 \left(\frac{\frac{\pi}{4} 1500^2}{\frac{\pi}{4} (1500 - 2 \times 50)^2} - 1 \right) \frac{30}{400} = 0.005 \\ &0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.12 \frac{30}{400} = 0.009 \\ &0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} = 0.35 \times 1 \times \frac{2000}{400 \times \frac{\pi}{4} (1500 - 2 \times 50)^2} = 0.0114 \end{aligned} \right.$$

$$k_f = \frac{30}{175} + 0.6 = 0.78 \geq 1 \rightarrow k_f = 1$$

$$\rho_s = \frac{\pi \times d_s^2}{1400 \times S} \geq 0.0114 \rightarrow \frac{d_s^2}{S} \geq 5.09$$

$$1 \rightarrow \frac{d_s^2}{S} = \frac{18^2}{80} = 4.05 \leq 5.09 \rightarrow \text{NOT OK}$$

$$2 \rightarrow \frac{d_s^2}{S} = \frac{20^2}{80} = 5 \geq 5.09$$

$$2 \rightarrow \frac{d_s^2}{S} = \frac{20^2}{100} = 4 \leq 5.09 \rightarrow \text{NOT OK}$$

$$2 \rightarrow \frac{d_s^2}{S} = \frac{16^2}{75} = 3.41 \leq 5.09 \rightarrow \text{NOT OK}$$

مطابق مبحث ۹ - صفحه ۳۷۰ - گزینه ۱





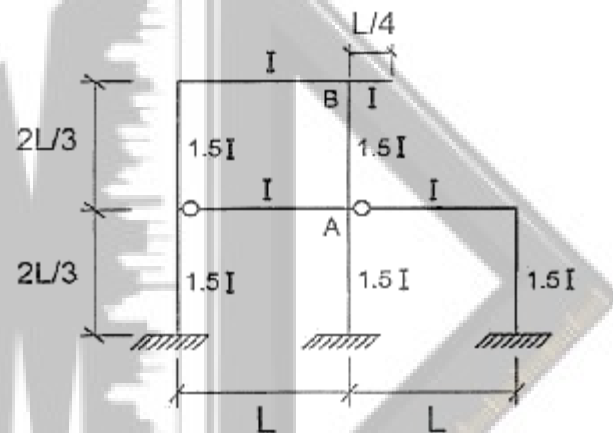
۴۲. در قاب فولادی شکل زیر بر اساس روش طول مؤثر مقدار ضریب طول مؤثر ستون AB برای کمانش در صفحه قاب به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(۱) 1.89

(۲) 2.13

(۳) 1.67

(۴) 1.40



مطابق مبحث ۱۰ - صفحه ۵۳۸ - گزینه ۲

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_c : \text{ستون های متصل به گره } A}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_b : \text{تیرهای متصل به گره } A} \quad (۱۰-۳)$$

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_c : \text{ستون های متصل به گره } B}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_b : \text{تیرهای متصل به گره } B} \quad (۱۰-۲)$$

E = مدول الاستیسیته فولاد

I = ممان اینرسی تیرها و ستون ها حول محور عمود بر صفحه کمانش

L = طول اعضاء

یادداشت: برای محاسبه G_A و G_B از روابط فوق ملاحظات زیر باید مورد توجه قرار گیرند:

- (۱) برای انتهای گیردار ستون که ضریب G به صورت نظری صفر است، برابر یک فرض شود.
- (۲) برای انتهای مفصلی ستون که ضریب G به صورت نظری بی نهایت است، برابر ۱۰ فرض شود.
- (۳) هرگاه تیر متصل به عضو فشاری، طره ای باشد، EI/L آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته شود.
- (۴) هرگاه انتهای نزدیک تیر، مفصلی باشد، EI/L آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته شود.
- (۵) هرگاه انتهای دور تیر، مفصلی باشد، EI/L آن تیر باید در ضریب ۰.۵ ضرب شود.
- (۶) هرگاه دوران انتهای دور تیر، کاملاً مقید باشد، EI/L آن تیر باید در ضریب ۲/۳ ضرب شود.

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \geq 1.0$$

(۱۰-۲)

$$G_A = \frac{E \left(\frac{1.5I}{2L/3} + \frac{1.5I}{2L/3} \right)}{E \left(0.5 \frac{I}{L} + 0 \right)} = 9$$

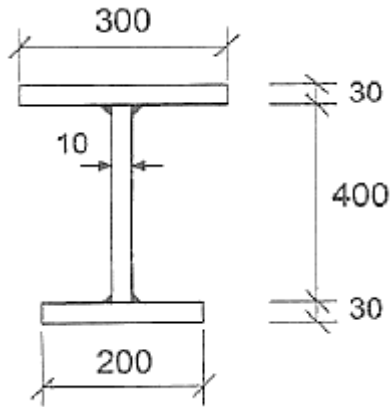
$$G_A = \frac{E \left(\frac{1.5I}{2L/3} \right)}{E \left(\frac{I}{L} + 0 \right)} = 2.25$$

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + (G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} = 2.13$$





۴۳. لنگر پلاستیک مقطع نشان داده شده در شکل زیر مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است. $F_y = 360 \text{ MPa}$



1224 KN.m

816 KN.m

1537 KN.m

1122 KN.m

$$A_1 = A_2$$

$$30 \times 300 + 10 \times y = 10 \times (400 - y) + 30 \times 200 \rightarrow y = 50$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$Z_x = 300 \times 30 \times 65 + 50 \times 10 \times 25 + 350 \times 10 \times 175 + 200 \times 30 \times 365 = 34 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$M_p = 34 \times 10^5 \times 360 \times 10^{-6} = 1224 \text{ KN.m}$$

MOSTAFA DOGOHARANI





۴-۵-۳-۱۰ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده تحت اثر خمش حول محور قوی

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

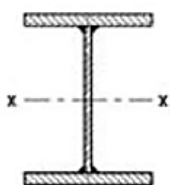
$$(۳-۵-۳-۱۰)$$

در رابطه فوق:

$$M_p = \text{لنگر پلاستیک}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم مشخصه فولاد}$$

$$Z_x = \text{اساس مقطع پلاستیک حول محور } x \text{ (محور قوی)}$$

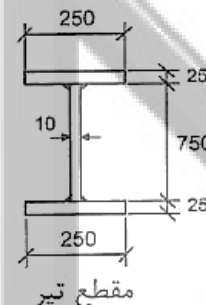
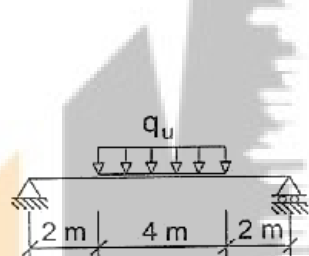


بال‌ها و جان فشرده

جدول ۳-۲-۱۰: نسبت‌های بهنا به ضخامت اجزای فشاری با یک لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت بهنا به ضخامت		نسبت بهنا به ضخامت	شرح اجزاء	حالت
	بال‌ها (غیر فشرده و لایه)	جان (غیر فشرده)			
	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بال‌های مقطع I شکل مورد شده و تودانی‌ها و سیرهای	۱۰
	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	h/t_w	جان مقطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	۱۵

۴۴. در صورتی که تیر شکل زیر در سرتاسر طول خود از مهار جانبی کافی برخوردار باشد با استفاده از روش LRFD و براساس فقط کنترل مقاومت خمشی حداکثر بار گسترده نهایی (qu) قابل تحمل توسط تیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ از وزن واحد طول تیر صرف نظر شود. $F_y=240 \text{ MPa}$ در شکل ابعاد به میلی متر است.

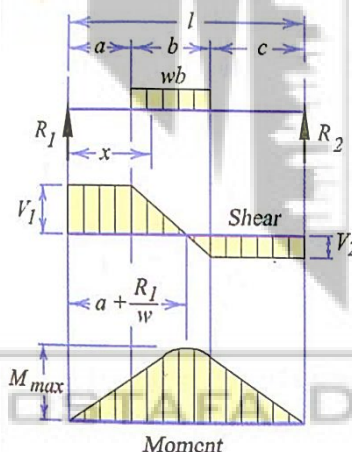


325 KN/m

250 KN/m

300 KN/m

225 KN/m



$$M_{\max} \left(\text{at } x = a + \frac{R_1}{w} \right) \dots \dots = R_1 \left(a + \frac{R_1}{2w} \right) \rightarrow M_u = 6q_u \rightarrow q_u = \frac{1350}{6} = 225 \text{ KN}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{250}{25} = 10 \rightarrow \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} = 10.96 \xrightarrow{\frac{b}{t} \leq \lambda_p} \text{فشرده}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{750}{10} = 75 \rightarrow \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{240}} = 108.5 \xrightarrow{\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p} \text{فشرده}$$

$$Z_x = 2 \times \frac{750}{2} \times 10 \times \frac{375}{2} + 2 \times 250 \times 25 \times \left(375 + \frac{25}{2} \right) = 625 \times 10^4$$

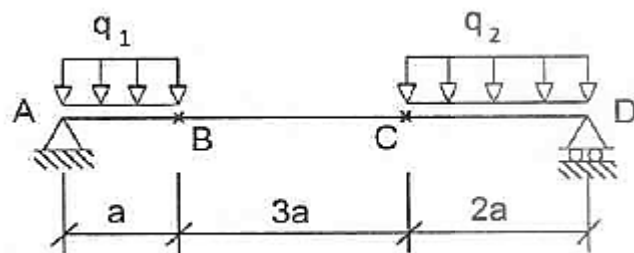
$$M_n = 625 \times 10^4 \times 240 \times 10^{-6} = 1500 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.9 \times 1500 = 1350 \text{ KN.m}$$





۴۵. در تیر دوسر ساده شکل زیر در نقاط A, B, C و D تیر دارای تکیه گاه جانبی است. به ازای چه مقدار $\frac{q_1}{q_2}$ ضریب اصلاح کمانش جانبی پیچشی (Cb) در ناحیه BC برابر یک خواهد بود؟ از وزن واحد طول نیز صرف نظر نموده و فرض کنید تیر دارای دو محور تقارن است.



2

$2\sqrt{2}$

4

$\sqrt{2}$

$$(C_b)_{BC} = 1 \rightarrow MB = MC$$

$$R_A \times 6a = q_1 \times a \times 5.5a + q_2 \times 2a \times a \rightarrow R_A = \frac{a}{6} (5.5q_1 + 2q_2)$$

$$R_D \times 6a = q_1 \times a \times 0.5a + q_2 \times 2a \times 5a \rightarrow R_D = \frac{a}{6} (0.5q_1 + 10q_2)$$

$$\frac{a}{6} (5.5q_1 + 2q_2) \times a - 0.5q_1 a^2 = \frac{a}{6} (0.5q_1 + 10q_2) \times 2a - 2q_2 a^2$$

$$\rightarrow \frac{q_1}{q_2} = 4$$

MOSTAFA DOGOHARANI





۱۰-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کماتش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \quad (۱۰-۲-۶-۱۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد جان

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

C_{v1} = ضریب مقاومت برشی جان به شرح زیر:

$$C_{v1} = \begin{cases} 1.1 & \text{برای } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \\ \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} & \text{برای } \frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \end{cases}$$

$$C_{v1} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \quad (۱۰-۲-۶-۴)$$

در روابط فوق، K_v ضریب کماتش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود:

- برای جان مقاطع بدون سخت‌کننده:

$$K_v = 5.34 \quad (۱۰-۲-۶-۵)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h \leq 3$:

$$K_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (۱۰-۲-۶-۶)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h > 3$:

$$K_v = 5.34 \quad (۱۰-۲-۶-۷)$$

۴۶. فرض کنید مقاومت برشی اسمی تیر شکل زیر در حالتی که در طول آن از سخت‌کننده های عرضی استفاده نشود برابر V_n است برای آنکه مقاومت برشی اسمی این تیر ۱.۵ برابر شود. حداکثر فاصله سخت‌کننده های عرضی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟
حل براساس رویکرد بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی مدنظر بوده و $F_y = 240 \text{ MPa}$ است. فرض کنید فاصله سخت‌کننده های عرضی در طول تیر یکسان است. در شکل ابعاد به میلی متر است.

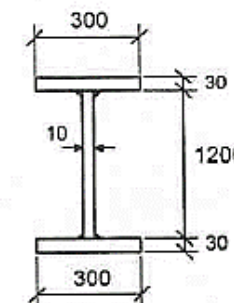
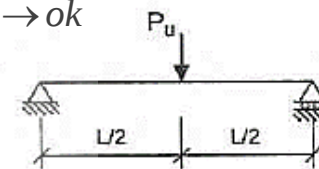
$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{t_w} &= \frac{1200}{10} = 120 \\ 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} &= 1.1 \sqrt{\frac{5.34 \times 2 \times 10^5}{240}} = 73.38 \end{aligned} \right\} \rightarrow \frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$$

$$C_{v1} = \frac{1.1}{120} \sqrt{\frac{5.34 \times 2 \times 10^5}{240}} = 0.61$$

$$V_{n2} = 1.5 V_{n1} \rightarrow C_{n2} = 1.5 C_{n1} \rightarrow C_{n2} = 1.5 \times 0.61 = 0.915$$

$$C_{v2} = \frac{1.1}{120} \sqrt{\frac{K_v \times 2 \times 10^5}{240}} = 0.915 \rightarrow K_v = 11.96$$

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 11.96 \rightarrow a = 1017.6 \text{ mm} \leq 3h \rightarrow \text{ok}$$





ت-۱) در نواحی لنگر خمشی مثبت

برش افقی مورد نیاز کل (V_h) بین تیر فولادی و دال بتنی در فاصله نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر در حالت عملکرد مختلط کامل باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار به دست آمده از حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

۱- خردشدگی بتن مطابق رابطه زیر:

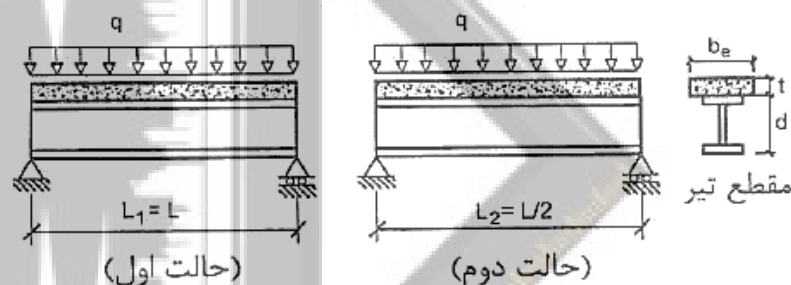
$$V_h = 0.85f'_c A_c \quad (20-8-2-10)$$

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطه زیر:

$$V_h = F_y A_s \quad (21-8-2-10)$$

توضیح: در ناحیه لنگر خمشی مثبت (فاصله بین نقطه حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطه لنگر خمشی صفر) چنانچه مقدار $\sum Q_n$ مساوی یا بیش از V_h باشد تیر دارای عملکرد مختلط کامل، کمتر از V_h و مساوی یا بیشتر از $0.25V_h$ باشد تیر دارای عملکرد مختلط ناقص و کمتر از $0.25V_h$ باشد تیر بدون عملکرد مختلط در نظر گرفته می‌شود.

۴۷. فرض کنید تیر مختلط نشان داده شده در حالت اول دارای عملکرد مختلط کامل است. اگر طول این تیر نصف شود (حالت دوم) و همچنان تیر دارای عملکرد مختلط کامل باشد و پهنای مؤثر تغییر نکند تعداد کل گل میخ‌های مورد نیاز در حالت دوم نسبت به حالت اول چه مقدار تغییر می‌کند؟ در هر دو حالت مشخصات مقطع فولادی ضخامت دال بتنی مشخصات گل میخ و مقدار بار گسترده یکنواخت یکسان فرض شود.



(۱) تغییر نمی‌کند.

(۲) نصف می‌شود.

(۳) دو برابر می‌شود.

(۴) ¼ برابر می‌شود.

$$V_h = \min \begin{cases} 0.85f'_c A_c \\ F_y A_s \end{cases}$$

تعداد گل‌میخ‌ها تغییر نمی‌کند $\longrightarrow$ عدم وابستگی برش افقی در حالت عملکرد مختلط کامل به طول تیر $\longrightarrow$

MOSTAFA DOGOHARANI





تبصره ۱: برای جوش‌های گوشه‌ای که در آن‌ها تمامی خطوط جوش موازی یکدیگر بوده و نیروی وارد بر مرکز ثقل آن‌ها نسبت به خطوط طولی جوش دارای زاویه θ باشد، به‌عنوان یک گزینه دیگر طراحی، مقاومت اسمی فلز جوش گوشه را می‌توان از طریق رابطه زیر نیز تعیین نمود:

$$R_n = F_{nw} A_{we}$$

(۴-۹-۲-۱۰)

که در آن:

$$F_{nw} = 0.60 F_{ue} (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta)$$

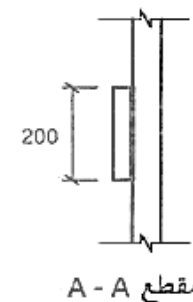
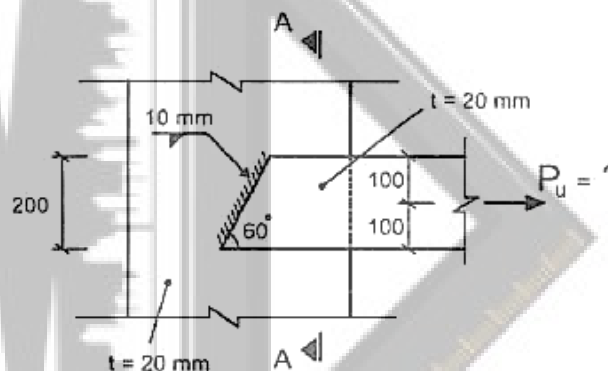
(۵-۹-۲-۱۰)

که در آن:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$

θ = زاویه بین امتداد نیروی وارد بر مرکز ثقل جوش‌ها نسبت به خطوط طولی جوش‌ها

۴۸. فقط براساس کنترل مقاومت جوش حداکثر مقدار قابل قبول P_u به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بزرگ ترین مقدار قابل قبول ممکن مدنظر بوده و $F_{ue} = 420 \text{ Mpa}$ و $F_y = 240 \text{ Mpa}$ با نوع St37 است. در شکل ابعاد به میلی متر است فولاد مصرفی از نوع



410 KN

577 KN

433 KN

309 KN

مطابق مبحث ۱۰ - صفحه ۲۰۳

$$R_n = 0.6 F_{ue} (1 + \sin^{1.5} 60) = 0.8418 F_{ue}$$

$$L_w = \frac{200}{\sin 60} = 230.94 \text{ mm}$$

$$P_u = 0.75 \times 230.94 \times 0.8418 \times 420 \times 0.707 \times 10 \times 10^{-3} = 432.95 \text{ kN}$$

MOSTAFA DOGOHARANI





۱۰-۳-۲-۱۴ الزامات لرزه‌ای کف‌ستون‌ها

ب) مقاومت خمشی موردنیاز

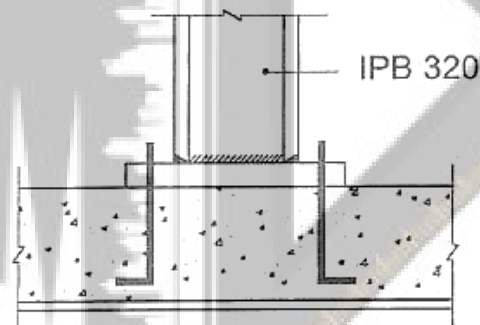
مقاومت خمشی موردنیاز کف‌ستون‌های اعضای باربر لرزه‌ای باید به شرح زیر براساس مجموع مقاومت موردنیاز خمشی اعضای فولادی متصل به کف‌ستون در نظر گرفته شود:

۱- برای مهاربندها، مقاومت خمشی موردنیاز اتصال عضو مهاربندی به کف‌ستون در صورت عدم رعایت جزئیات سازگاری ورق اتصال با کماتش خارج از صفحه؛

۲- برای ستون‌های دارای اتصال خمشی به شالوده، کوچک‌ترین دو مقدار حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون مطابق رابطه $1.1R_y F_y Z / \alpha_s$ و لنگر خمشی محاسبه‌شده براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تسدید یافته.

توضیح: برای ستون‌های دارای اتصال مفصلی، از مقاومت خمشی موردنیاز ستون صرف‌نظر می‌شود.

۴۹. در شکل زیر اتصال خمشی (گیردار) ستون به شالوده در یک قاب خمشی ویژه نشان داده شده است لنگر ناشی از حالت بارگذاری مرده برابر 100 KN.m لنگر ناشی از حالت بارگذاری زنده برابر 50 KN.m و لنگر ناشی از حالت بارگذاری زلزله برابر 150 KN.m به دست آمده است مقاومت خمشی مورد نیاز کف ستون به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید لنگر ناشی از بار زنده چه در مقدار و چه در ضریب بار غیر قابل کاهش بوده و $F_y = 240 \text{ MPa}$ است محاسبات به روش LRFD مدنظر بوده و مقاومت خمشی مورد نیاز کف ستون در امتداد محور قوی ستون مدنظر است.



680 KN.m

650 KN.m

516 KN.m

620 KN.m

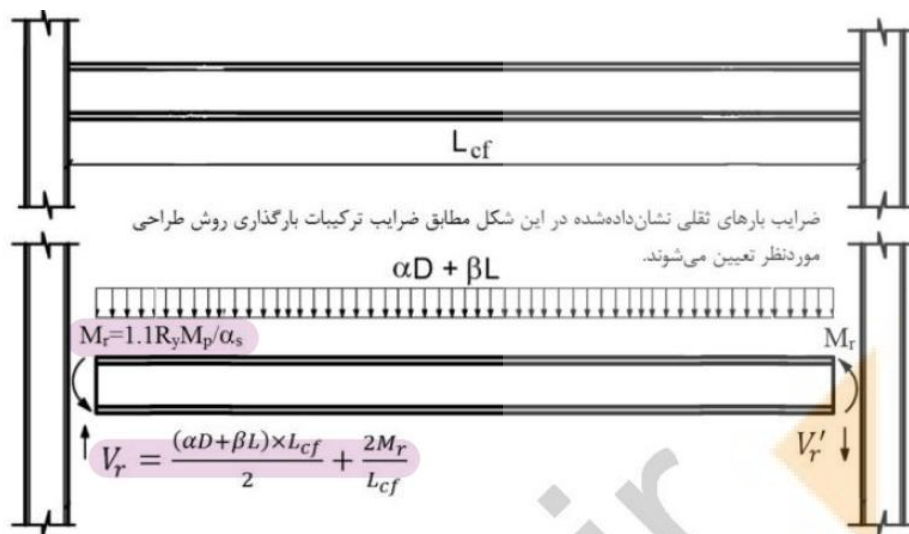
مطابق مبحث ۱۰ - صفحه ۲۸۱ - گزینه ۴

$$M_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.1R_y \frac{F_y Z}{\alpha_s} \\ 1.2M_D + M_L + \Omega_0 M_E \end{array} \right.$$

$$M_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.1 \times 1.2 \times \frac{240 \times 2149 \times 10^3}{1} = 680.8 \text{ KN.m} \\ 1.2M_D + M_L + \Omega_0 M_E \xrightarrow{\Omega_0=3} 1.2 \times 100 + 50 + 3 \times 150 = 620 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

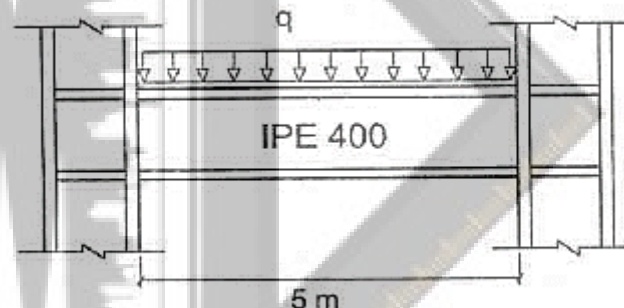
$$M_u = 620 \text{ KN.m}$$





شکل ۱۰-۳-۱: نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی معمولی

۵۰. مطابق شکل زیر در یک قاب خمشی معمولی برای اتصال گیردار تیر به ستون از اتصال مستقیم تقویت شده جوشی (WUE-W) استفاده شده است اگر مقدار بار گسترده یکنواخت ناشی از حالت بارگذاری مرده برابر 40 KN/m و مقدار بار گسترده یکتوار ناشی از حالت بارگذاری زنده برابر 20 KN/m و مقطع تیر IPE400 باشد در طراحی به روش LRFD مقاومت برشی مورد نیاز تیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید بار زنده چه در مقدار و چه در ضریب بار غیر قابل کاهش بوده و $F_y = 240 \text{ MPa}$ است.



336 KN.m

166 KN.m

380 KN.m

210 KN.m

مطابق مبحث ۱۰ - صفحه ۲۸۵ - گزینه ۱

$$\left. \begin{aligned} M_r &= 1.1 R_y \frac{M_p}{\alpha_s} \\ M_p &= F_y Z = 240 \times 1307 \times 10^3 \end{aligned} \right\} \rightarrow M_r = 1.1 \times 1.2 \times \frac{313680 \times 10^3}{1} \times 10^{-6} = 414.06 \text{ KN.m}$$

$$V_r = \frac{(1.2D + L) L_{cf}}{2} + \frac{2 M_r}{L_{cf}} = \frac{(1.2 \times 40 + 20) 5}{2} + \frac{2 \times 414.06}{5} = 335.8 \text{ KN}$$



۱۰-۳-۲-۱-۴ تنش مورد انتظار مصالح

الف) تنش تسلیم مورد انتظار فولاد: تنش تسلیم مورد انتظار فولاد برابر $R_y F_y$ بوده که در آن F_y تنش تسلیم مشخصه فولاد و R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد است که برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به کاررفته در طی روند تولید فولاد در کارخانه‌ها بستگی دارد و مقدار آن باید مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

الف) اگر $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$) باشد:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad (۱۰-۳-۲-۱۰)$$

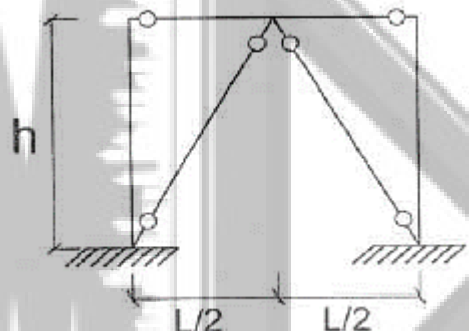
ب) اگر $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$) باشد:

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (۱۰-۳-۲-۱۰)$$

جدول ۱۰-۳-۲-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و بتن

مقادیر R_t و R_y فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
1.1	1.25	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
1.1	1.2	سایر مقاطع نورد شده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی
1.1	1.15	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها
1.2	1.2	میلگردها

۵۱. در قاب مهاربندی شده همگرای ویژه شکل زیر اگر مقطع اعضای مهاربندی از نوع قوطی شکل نورد شده بوده و در آنها $F_{cr} = 0.75 F_y$ می باشد. مقدار F_{cre} اعضای مهاربندی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



0.75Fy

0.87Fy

0.94Fy

0.81Fy

مطابق مبحث ۱۰ - صفحات ۶۹ و ۲۵۱ - گزینه ۲

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \left\{ \rightarrow \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = 0.75 F_y \rightarrow \frac{F_y}{F_e} = 0.687 \right.$$

$$F_{cr} = 0.75 F_y$$

$$F_{cre} = \left(0.658 \frac{R_y F_y}{F_e}\right) R_y F_y = \left(0.658^{1.25 \times 0.687}\right) 1.25 \times F_y = 0.87 F_y$$





۱۰-۳-۴-۳-۱ دوران تیر پیوند

دوران پلاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن (γ_p)، نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

الف) 0.08 رادیان برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا کمتر از $1.6M_p/V_p$ باشد.

ب) 0.02 رادیان برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا بزرگتر از $2.6M_p/V_p$ باشد.

که در آن:

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند

تبصره ۱: در صورتی که مقدار طول تیر پیوند بین دو مقدار $1.6M_p/V_p$ و $2.6M_p/V_p$ باشد، برای تعیین مقدار مجاز دوران پلاستیک تیر پیوند می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده نمود.

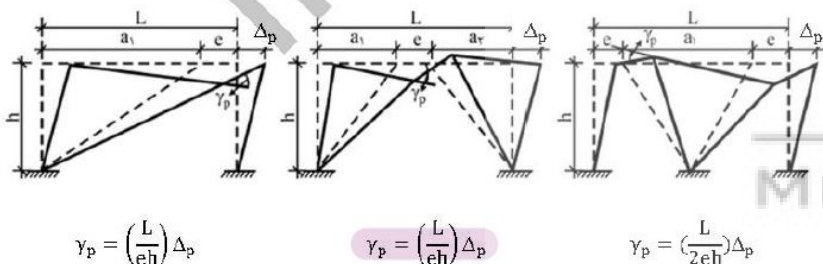
تبصره ۲: دوران پلاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن (γ_p) باید براساس تغییرمکان

جانبی نسبی پلاستیک طبقه (Δ_p) محاسبه شود. به تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی

طبقه (Δ_M) منهای تغییرمکان جانبی نسبی الاستیک آن، تغییرمکان جانبی نسبی

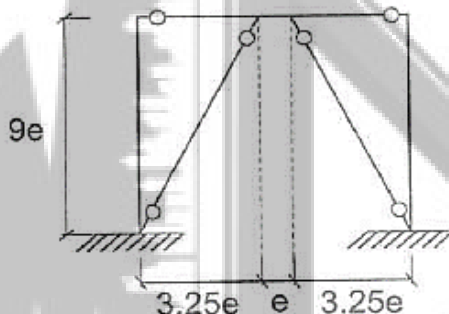
پلاستیک طبقه گفته می‌شود. دوران پلاستیک تیر پیوند می‌تواند براساس روابط مندرج

در شکل ۱۰-۳-۴-۳-۲ تعیین شود.



شکل ۱۰-۳-۴-۳-۲: دوران پلاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن (γ_p)

۵۲. در قاب مهاربندی شده و اگرایی شکل زیر $e = 2.1 \frac{M_p}{V_p}$ است. حداکثر تغییرمکان جانبی الاستیک طبقه ناشی از زلزله طرح (Δ_e) برای آنکه دوران پلاستیک تیر پیوند قابل قبول باشد به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟



0.025e

0.015e

0.020e

0.05e

مطابق مبحث ۱۰ - صفحه ۳۳۹ - گزینه ۳

$$\frac{1.6M_p}{V_p} < e < \frac{2.6M_p}{V_p} \rightarrow \gamma_p = 0.176 - 0.06 \frac{V_p \times e}{M_p}$$

$$\gamma_p = 0.176 - 0.06 \frac{V_p}{M_p} \times 2.1 \frac{M_p}{V_p} = 0.05$$

$$\gamma_p = \frac{L}{h} \Delta_p \rightarrow \Delta_p = \frac{e \times 9e}{2(3.25e) + e} \times 0.05 = 0.06e$$

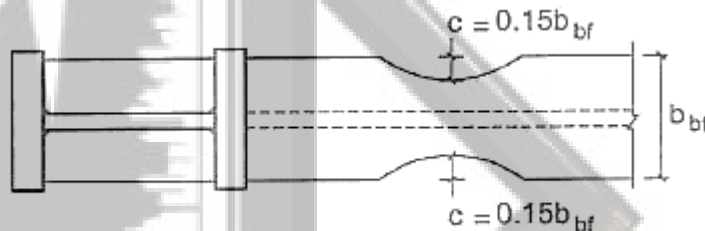
$$\left. \begin{aligned} \Delta_M &= C_d \Delta_e \xrightarrow{C_d=4} \Delta_M = 4\Delta_e \\ \Delta_M &= \Delta_e + \Delta_p \end{aligned} \right\} \rightarrow 4\Delta_e = \Delta_e + \Delta_p \rightarrow \Delta_e = \frac{\Delta_p}{3} = 0.02e$$





تبصره: در قاب‌های دارای این نوع اتصالات، در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه باید آثار مقطع کاهش‌یافته لحاظ شود. در این کنترل به‌جای مدل‌سازی ناحیه کاهش‌یافته، می‌توان تغییرمکان جانبی نسبی را در حالتی که ناحیه کاهش‌یافته مدل نشده است، با ضریب 1.1 برای حالت نظیر $c = 0.25b_{bf}$ تشدید نمود. برای سایر مقادیر c می‌توان از درون‌یابی خطی بین آن‌ها و $c = 0.25b_{bf}$ بهره برد. c پارامتری است که در شکل ۱۰-۳-۷-۲ نشان داده شده و محدودیت‌های آن در بخش ۱۰-۳-۷-۱ بیان شده است.

۵۳. در یک قاب خمشی فولادی ویژه برای اتصال تیرها به ستونها از اتصال گیردار RBS استفاده شده است. اگر در مدل سازی این قاب ناحیه کاهش یافته مدل نشده باشد و مقدار $c = 0.15b_{bf}$ باشد در این صورت تغییرمکان جانبی نسبی طبقات که از تحلیل قاب به دست آمده است باید حداقل چند درصد افزایش یابد؟



6.6

3.33

10

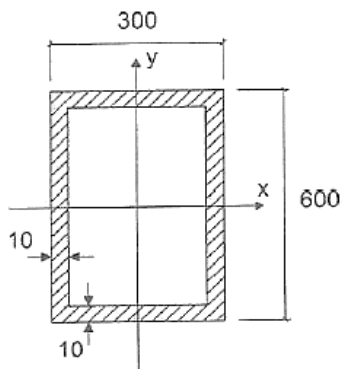
6

$$\left. \begin{array}{l} C = 0 \rightarrow \alpha = 1 \\ C = 0.15b_{bf} \rightarrow \alpha = ? \\ C = 0.25b_{bf} \rightarrow \alpha = 1.1 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = (1.1 - 1) \frac{0.15}{0.25} = 0.06$$





۵۴. مقطع جعبه ای ساخته شده شکل زیر تحت نیروی محوری فشاری قرار دارد. فرض کنید این ستون غیر باربر لرزه ای بوده و صرفاً تحت بارهای نقلی قرار دارد ضرایب طول مؤثر این ستون برابر $K_x = K_y = 1.0$ و طول ستون برابر ۶ متر است. مقاومت فشاری اسمی مقطع برحسب کیلونیوتن به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ ضخامت جداره مقطع ۱۰ میلی متر فولاد از نوع S235 و محاسبات به روش LRFD مورد نظر است. در شکل ابعاد به میلی متر است.



$$\frac{b}{t} = \frac{600 - (2 \times 10)}{10} = 58 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{لاغر}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{300 - (2 \times 10)}{10} = 28 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{غیر لاغر}$$

$$I_x = \frac{300 \times 600^3}{12} - \frac{280 \times 580^3}{12} = 847.4 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{300^3 \times 600}{12} - \frac{280^3 \times 580}{12} = 289 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A = 600 \times 300 - 580 \times 280 = 17600 \text{ mm}^2$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 219.43 \text{ mm}, r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 128.14 \text{ mm}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1 \times 600}{219.43} = 27.34, \lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1 \times 600}{128.14} = 46.82$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_x, \lambda_y \} = 46.82$$

$$\lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \begin{cases} F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 900.47 \\ F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y = 210.68 \end{cases}$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 43.47 \rightarrow \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{er}}} = 43.47 \sqrt{\frac{235}{210.68}}$$

$$b_e = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}$$

$$c_1 = 0.2, c_2 = 1.38$$

$$F_{el} = \left(1.38 \times \frac{43.47}{58} \right)^2 \times 235 = 251.39 \text{ MPa}$$

$$b_e = 600 \left(1 - 0.2 \sqrt{\frac{251.39}{210.68}} \right) \sqrt{\frac{251.39}{210.68}} = 512.2 \text{ mm}$$

$$A_{ce} = 15844 \text{ mm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_{ce} = 3338 \text{ KN}$$

3352

3710

4136

3017





۱۰-۲-۴-۷-۱ اعضای دارای اجزای لاغر به استثنای مقاطع توخالی دایره‌ای

پهنای مؤثر کاهش یافته (b_e) در اجزای این مقاطع از روابط زیر محاسبه می‌شود. این روابط برای محاسبه ارتفاع مؤثر جان اجزای لاغر (h_e)، یا عمق مؤثر تیغه مقاطع سپری (d_e) نیز قابل استفاده هستند.

الف) اگر $\lambda \leq \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$ باشد:

$$b_e = b$$

(۱۰-۲-۴-۲۱)

ب) اگر $\lambda > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$ باشد:

$$b_e = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}$$

(۱۰-۲-۴-۲۲)

در روابط فوق:

b = پهنای جزء (در محاسبه h_e یا d_e از پارامترهای h یا d که به ترتیب ارتفاع جان یا عمق تیغه هستند، استفاده شود)

c_1 = ضرایب تأثیر نقص اولیه که از جدول ۱۰-۲-۴-۲ به دست می‌آید.

λ = نسبت پهنای به ضخامت جزء

λ_r = حداکثر نسبت پهنای به ضخامت جزء که از جدول ۱۰-۲-۴-۱ به دست می‌آید.

F_{el} = تنش کمانش الاستیک موضعی که از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$F_{el} = \left(c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 F_y$$

(۱۰-۲-۴-۲۳)

۱۰-۲-۴-۷ اعضای فشاری دارای اجزای لاغر

این بخش به طراحی اعضای منشوری با مقطع دارای اجزای لاغر می‌پردازد که تحت اثر نیروی محوری فشاری قرار دارند. مقاومت فشاری اسمی (P_n)، این نوع اعضا براساس حالت‌های حدی کمانش خمشی، کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی در اندرکنش با کمانش موضعی باید با استفاده از رابطه زیر تعیین شود:

$$P_n = F_{cr} A_{ec}$$

(۱۰-۲-۴-۲۰)

A_{ec} = مجموع سطح مقطع مؤثر اجزای عضو در فشار که با توجه بعد مؤثر کاهش یافته b_e یا d_e و یا h_e جزء با استفاده از روابط ۱۰-۲-۴-۲۱ و ۱۰-۲-۴-۲۲ محاسبه می‌شود یا مستقیماً براساس روابط ۱۰-۲-۴-۲۴ و ۱۰-۲-۴-۲۵ به دست می‌آید.

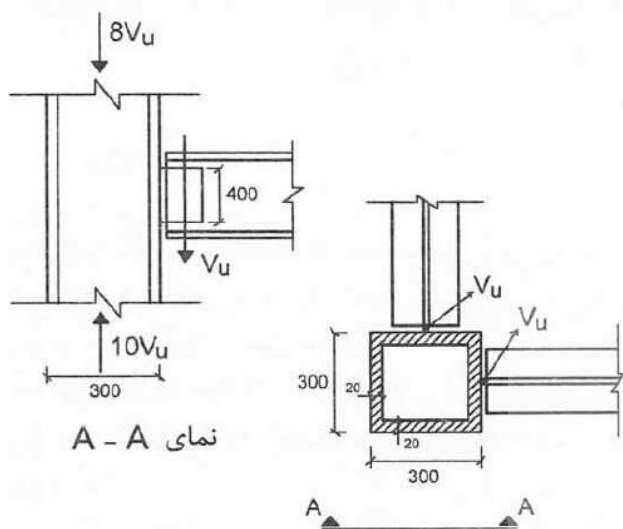
جدول ۱۰-۲-۴-۲: ضرایب تأثیر نقص اولیه در محاسبه بعد مؤثر کاهش یافته

۵/۳	جزء لاغر	c_1	c_2
۱	• اجزای با دو لبه مقید مقطع به استثنای بال‌های مقاطع توخالی مربعی یا مستطیل شکل	0.18	1.31
۲	• بال‌های مقاطع توخالی مربعی یا مستطیل شکل	0.20	1.38
۳	• سایر اجزا	0.22	1.49





۵۵. در شکل زیر یک ستون با مقطع مختلف پر شده با بتن نشان داده شده است. اگر برای تامین مقاومت برش طولی مورد نیاز از مکانیزم چسبندگی بین بتن و فولاد استفاده شود بر اساس این معیار در طراحی به روش LRFD حداکثر مقدار V_u به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است اتصال تیرها به ستون مفصلی هستند.



$$V_r' = P_r' \left(1 - \frac{F_y A_s}{P_{no}} \right)$$

184 KN

$$\lambda = \frac{300 - 2 \times 20}{20} = 13 \leq 2.36 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 65 \rightarrow$$

1840 KN

230 KN

$$P_{no} = P_p = F_y A_s + C_2 f_c' (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) = 240 \times (300^2 - 260^2) + 0.85 \times 25 \times 260^2 = 6812500N$$

920 KN

$$V_r' = P_r' \left(1 - \frac{240 \times (300^2 - 260^2)}{6812500} \right) = 0.211 P_r'$$

مطابق مبحث ۱۰- صفحه ۱۷۲ و ۱۷۳ - گزینه ۴

$$R_u = \phi R_n \rightarrow \phi = 0.5$$

$$R_n = P_b L_{in} F_{in}$$

$$P_b = 4 \times (300 - 2 \times 20) = 1040mm$$

$$L_{in} = 400 + 2 \times 2 \times 300 = 1600mm$$

$$F_{in} = \frac{2100t}{H^2} = \frac{2100 \times 20}{300^2} = 0.467 \leq 0.7$$

$$\rightarrow R_u = 0.5 \times 1040 \times 1600 \times 0.467 = 388.5KN$$

$$0.211(2V_u) \leq 388.5KN \rightarrow V_u \leq 920KN$$





الف) هنگامی که نیروی خارجی مستقیماً به مقطع فولادی وارد می‌شود

در این حالت مقاومت برش طولی موردنیاز که باید به بخش بتنی انتقال یابد (V_r') از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_r' = P_r' (1 - F_y A_s / P_{no}) \quad (30-8-2-10)$$

که در آن:

A_s = مساحت بخش فولادی مقطع مختلط

F_y = تنش تسلیم مشخصه مصالح مقطع فولادی

P_{no} = مقاومت محوری فشاری اسمی مقطع مختلط بدون در نظر گرفتن آثار طول مؤثر، مطابق

رابطه ۱۰-۸-۲-۴ برای مقاطع مختلط محاط در بتن و روابط ۱۰-۸-۲-۹ و ۱۰-۸-۲-۱۱

برای مقاطع مختلط پرشده با بتن دارای اجزای فولادی فشرده و غیرفشرده (حسب مورد)

P_r' = نیروی خارجی وارد بر مقطع، براساس ترکیبات بارگذاری LRFD و ASD در تراز طبقات

ب) مقاومت فشاری موجود

مقاومت فشاری موجود اعضای فشاری با مقطع مختلط پرشده با بتن دارای دو محور تقارن باید

براساس الزامات بند ۱۰-۸-۲-۱-۱-ب و با اصلاحات زیر تعیین شود:

۱- برای مقاطع با اجزای فشرده:

$$P_{no} = P_p \quad (9-8-2-10)$$

که در آن:

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_{sc} \frac{E_s}{E_c}) \quad (10-8-2-10)$$

$C_2 = 0.85$ برای مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای و ۰.۹۵ برای مقاطع دایره‌ای شکل توخالی

الف) مقاومت برش طولی موجود براساس مکانیزم چسبندگی بین بتن و فولاد

هنگامی که در مقطع مختلط پرشده با بتن مقاومت برش طولی موردنیاز از طریق مکانیزم چسبندگی

بین بتن و فولاد انتقال می‌یابد، مقاومت برش طولی موجود در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش

ASD مساوی R_n / Ω بوده و به‌صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$R_n = P_b L_{in} F_{in} \quad (33-8-2-10)$$

$$\phi = 0.5 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 3 \text{ (ASD)}$$

که در آن:

F_{in} = تنش اسمی پیوستگی برحسب مگاپاسکال که برابر است با:

$$F_{in} = 2100t/H^2 \leq 0.7 \quad \text{برای مقاطع توخالی جعبه‌ای مستطیلی:}$$

$$F_{in} = 5300t/D^2 \leq 1.4 \quad \text{برای مقاطع لوله‌ای شکل:}$$

D = قطر خارجی مقاطع لوله‌ای برحسب میلی‌متر

H = حداکثر بُعد عرضی مقطع توخالی جعبه‌ای برحسب میلی‌متر

L_{in} = طول مقرر بار که انتقال برش از طریق آن صورت می‌گیرد، شامل عمق اتصال تیر به ستون

بعلاوه ۲ برابر حداقل بُعد ستون در پایین و بالای ناحیه اتصال برحسب میلی‌متر

R_n = مقاومت اسمی پیوستگی

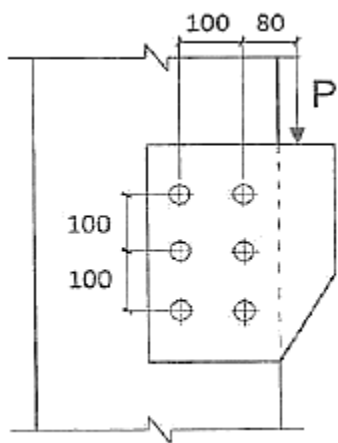
P_b = محیط فصل مشترک پیوستگی بتن و فولاد مقطع مختلط برحسب میلی‌متر

t = ضخامت مقطع توخالی فولادی





۵۶. در اتصال اتکایی شکل زیر در صورتی که سطح برش خارج ناحیه دندانه شده قرار بگیرد. در طراحی به روش LRFD حداقل قطر مناسب پیچ از نوع A325 کدام است؟ ابعاد روی شکل میلی متر بوده و سوراخ ها استاندارد هستند. فرض کنید اتصال از یک طرف بوده و پیچ ها دارای عملکرد یک برشه هستند. (فقط از یک ورق اتصال استفاده شده است).



$$T_u = (50 + 80) P_u = 130 P_u = 130 (1.2 \times 50 + 1.6 \times 70) \times 10^{-3} = 22.36 \text{ KN.m}$$

M22

$$f_{vy} = \frac{P_u}{6A} = \frac{172}{6 \frac{\pi d^2}{4}} = \frac{36499.5}{d^2}$$

M16

M20

M18

$$J = \frac{\pi d^2}{4} (50^2 \times 2 + 4 \times (50^2 + 100^2)) = 43196.9 d^2$$

$$f_{Tx} = \frac{T_y}{J} = \frac{22.36 \times 10^6 \times 100}{43196.9 d^2} = \frac{51762.97}{d^2}$$

$$f_{Ty} = \frac{T_x}{J} = \frac{22.36 \times 10^6 \times 50}{43196.9 d^2} = \frac{25881.49}{d^2}$$

$$f_u = \sqrt{\left(\frac{25881.49}{d^2} + \frac{36499.5}{d^2} \right)^2 + \left(\frac{51762.97}{d^2} \right)^2} = \frac{81021.96}{d^2}$$

$$F_{nv} = 0.55 F_u = 0.55 \times 800 = 440 \text{ MPa}$$

$$f_u \leq \phi F_{nv}$$

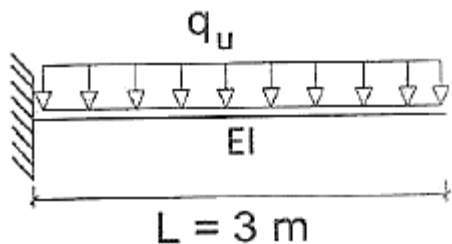
$$\frac{81021.96}{d^2} \leq 0.75 \times 440 \rightarrow d \geq 15.7 \text{ mm}$$

مطابق مبحث ۱۰ - صفحه ۲۱۲ - گزینه ۲





۵۷. تیر طره شکل زیر از مقطع IPE240 را در نظر بگیرید. اگر طول تیر دو برابر شود براساس محاسبات دقیق مقاومت خمشی اسمی آن چند درصد کاهش می باید؟ تیر به جز تکیه گاه مهار جانبی ندارد.



$$L_p = 1370, L_r = 4950$$

$$[1] \rightarrow L_p \leq L_b \leq L_r \rightarrow M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$\begin{cases} C_b = 1 \\ M_p = F_y Z_x = 240 \times 367 \times 10^3 = 88.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_n = 1 \left[88.08 - (88.08 - 0.7 \times 240 \times 324 \times 10^3) \left(\frac{3 - 1.37}{4.95 - 1.37} \right) \right] = 72.8 \text{ KN.m}$$

$$[2] \rightarrow L_b > L_r \rightarrow M_n = F_{cr} S_x$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J C}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{1 \times \pi^2 \times 2 \times 10^5}{\left(\frac{6000}{31.7} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{129000 \times 1}{324 \times 10^3 \times 230.2} \left(\frac{6000}{31.7} \right)^2} = 133.07 \text{ MPa}$$

$$M_n = 133.07 \times 324 \times 10^3 = 43.11 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{n2}}{M_{n1}} = \frac{43.11}{72.8} = 0.59 \rightarrow 1 - 0.59 = 0.41 \rightarrow 40\% \downarrow$$

۴۰ درصد

۱۷ درصد

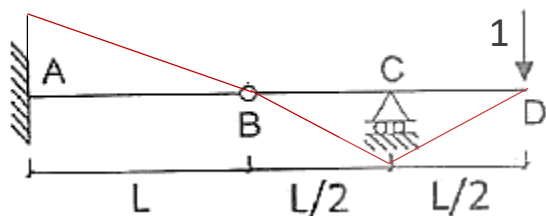
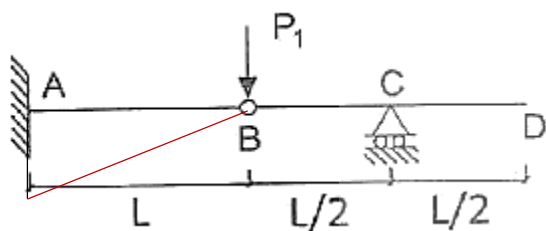
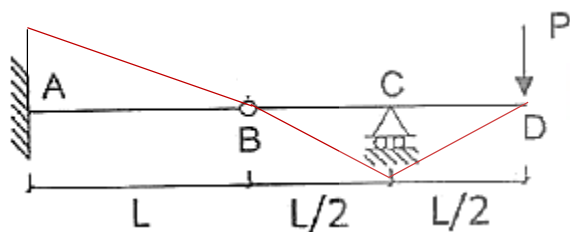
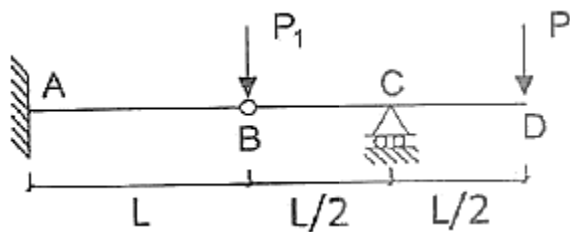
کاهش نمی یابد.

۵۰ درصد





۵۸. در تیر شکل زیر اگر از تغییر طول محوری اعضا صرف نظر شود و صلیبی خمشی تمامی اعضا یکسان و برابر FI باشد به ازای چه مقدار بر حسب ، جابه جایی قائم نقطه ۱۵ برابر صفر خواهد بود؟



$$\Delta_{Dy} = 0$$

$$\frac{PL \times L \times L}{3EI} + 2 \times \frac{\frac{PL}{2} \times \frac{L}{2} \times \frac{L}{2}}{3EI} - \frac{P_1 L \times L \times L}{3EI} = 0$$

$$\frac{5PL^3}{12EI} = \frac{P_1 L^3}{3EI}$$

$$5P = 4P_1$$

$$P_1 = \frac{5}{4}P$$

1

$\frac{9}{8}$

$\frac{8}{9}$

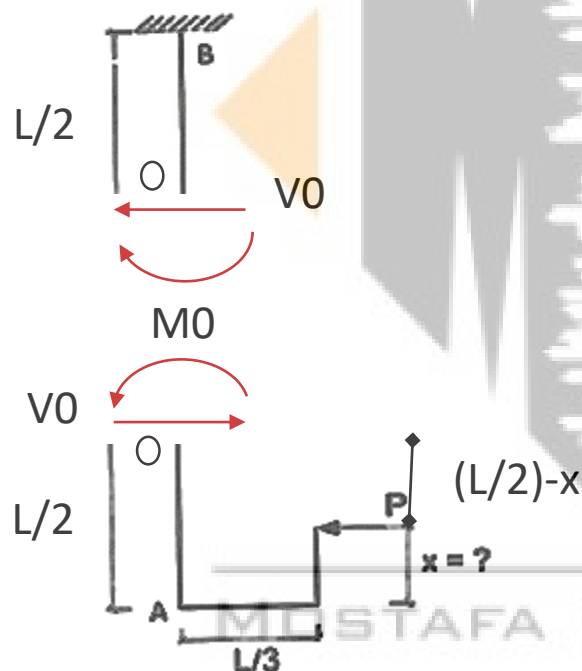
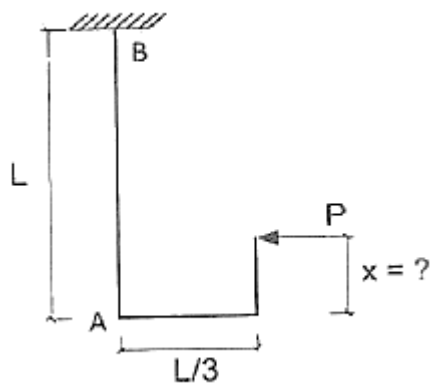
$\frac{5}{4}$

MOSTAFA DOGOHARANI





۵۹. در سازه شکل زیر به ازای چه مقدار برای جابجایی افقی در وسط عضو AB برابر صفر خواهد بود؟ صلبیت خمشی کلیه اعضا EI بوده و از تغییر طول محوری آنها صرف نظر شود.



نیمه پایینی

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \rightarrow V_0 = P \\ \sum M_x = 0 \rightarrow M_0 = P \left(\frac{L}{2} - x \right) \end{cases}$$

$$\Delta_{ox} = 0$$

$$\frac{P \left(\frac{L}{2} \right)^3}{3EI} + \frac{P \left(\frac{L}{2} - x \right) \left(\frac{L}{2} \right)^2}{2EI} = 0$$

$$\frac{5PL^3}{48EI} + \frac{PL^2x}{8EI} = 0 \rightarrow x = \frac{5L}{6}$$

$$\frac{5}{6}L$$

$$\frac{1}{2}L$$

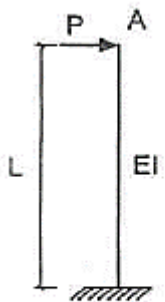
$$\frac{1}{3}L$$

$$\frac{2}{3}L$$

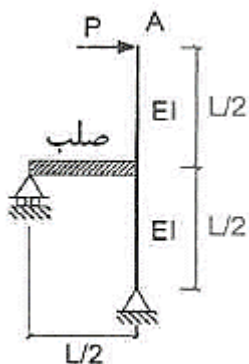




۶۰. در شکل زیر اگر از تغییر طول محوری اعضای قائم صرف نظر شود، جابجایی افقی نقطه A در سازه (۱) چند برابر جابجایی افقی نقطه A در سازه (۲) است؟



سازه (۱)



سازه (۲)

$$\Delta_{AX1} = \frac{PL^3}{3EI}$$
$$\Delta_{AX2} = \frac{2 \frac{PL}{2} \frac{L}{2} \frac{L}{2}}{3EI} = \frac{PL^3}{12EI}$$
$$\frac{\Delta_{A1}}{\Delta_{A2}} = \frac{\frac{PL^3}{3EI}}{\frac{PL^3}{12EI}} = 4$$

۴

۳

۲

۱