ام سیویل

مرجع تخصصی مهندسی عمران

www.Mcivil.ir

دانلود انواع پروژه های دانشجویی مهندسی عمران

فیلم های آموزشی نرم افزار

آگهی های استخدامی عمران به صورت روزانه

بنام خدا

با سلام،

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

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

۲- ارسال پرسش از طریق تلگرام: https://telegram.me/mhoseinzadehasl

۳- وبسایت شخصی: http://www.hoseinzadeh.net/nezam.htm

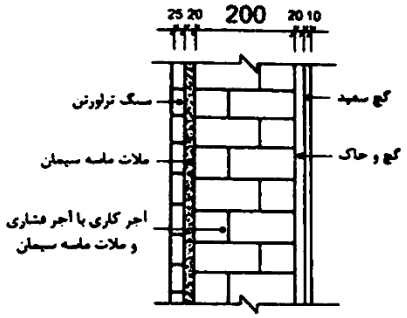
در کانال فوق همچنین به سوالات مطرح در این زمینه پاسخ داده خواهد شد.

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل

www.hoseinzadeh.net

۱- فرض کنید ارتفاع طبقات (کف تا کف) یک ساختمان بتنی برابر 4 متر و ارتفاع مقطع تیرهای پیرامونی برابر 750 میلی‌متر است. دیوارهای پیرامونی این ساختمان مطابق شکل زیر از نوع آجر فشاری با ملات ماسه سیمان به ضخامت 200 میلی‌متر بوده که وجه داخلی آن متشکل از 10 میلی‌متر گچ سفید و 20 میلی‌متر گچ و خاک و وجه بیرونی آن متشکل از 20 میلی‌متر ملات ماسه سیمان و 25 میلی‌متر سنگ تراورتن است. حداقل بار مرده یکنواخت طولی تیرهای پیرامونی ناشی از وزن دیوارهای پیرامونی برحسب kN/m به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ دیوارهای پیرامونی فاقد بازشو بوده و بر روی تیرهای بتنی می‌نشینند. (ابعاد در شکل به میلی‌متر است).



۱) 2.1

۲) 21

۳) 17

۴) 5.2

گزینه ۳

$$q_{\text{متر مربع دیوار}} = 0.025 \times 2500 + 0.02 \times 2100 + 0.2 \times 1850 + .02 \times 1600 + 0.01 \times 1300 = 519.5 \frac{kg}{m^2}$$

$$q_{\text{متر مربع نما}} = 0.025 \times 2500 + 0.02 \times 2100 = 104.5 \frac{kg}{m^2}$$

$$q_{\text{متر مربع دیوار}} \times (4 - 0.75) + q_{\text{متر مربع نما}} \times (0.75) = 1766 \frac{kg}{m} = 17.33 \frac{kN}{m}$$

جدول شماره پ ۶-۱-۲ جرم واحد حجم مصالح و اجزای ساختمان

شرح	جرم واحد حجم(کیلوگرم بر متر مکعب)
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰
تراورتن	۲۵۰۰
آجرکاری با آجر فشاری و ملات ماسه سیمان	۱۸۵۰
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰
ملات گچ	۱۳۰۰

www.hoseinzadeh.net

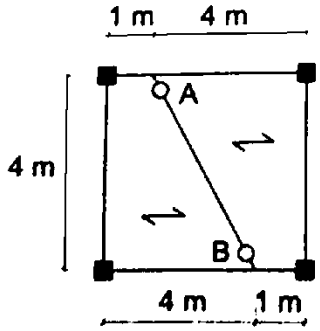
۲- در پلان نشان داده شده در شکل زیر بار مرده گسترده یکنواخت کف (با احتساب کلیه ملحقات) برابر 6 kN/m² و بار زنده گسترده یکنواخت کف (با احتساب تیغه‌بندی) برابر 3 kN/m² برآورد شده است. براساس طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) مقاومت خمشی موردنیاز تیرچه فولادی مورب دو سر ساده (تیرچه AB) برحسب kN.m به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در محاسبات از وزن تیرچه فولادی صرف‌نظر نمائید. همچنین فرض کنید ساختمان در شهر اصفهان واقع بوده و پلان مذکور مربوط به تراز طبقات (به جز بام) می‌باشد.

۱) 93.75

۲) 48

۳) 60

۴) 75



گزینه ۴

$$q_{u-\text{کف}} = 1.2 \times 6 + 1.6 \times 3 = 12 \frac{kN}{m^2}$$

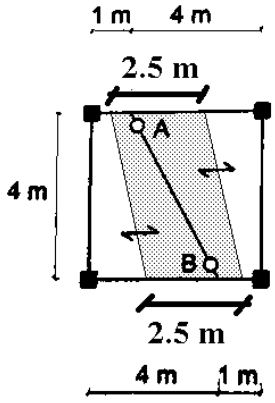
با توجه به شکل زیر نصف وزن سقف به تیرچه AB اثر می کند (طول بارگیر آن نصف کل مساحت سقف است). با توجه به اینکه مساحت سقف برابر 20 متر مربع می باشد، بار کل وارد بر تیر AB برابر است با:

$$\text{بار کل وارد بر تیر} = \frac{q_{u-\text{کف}} \times 20}{2} = 120\ kN$$

بار گسترده وارد بر تیر:

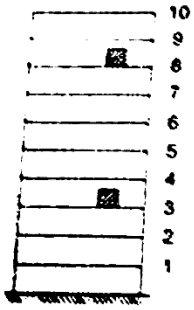
$$q_{u-\text{تیر}} = \frac{\text{کل بار}}{\text{طول تیر}} = \frac{120}{5} = 24 \frac{kN}{m}$$

$$M_{u-\text{تیر}} = \frac{q_{u-\text{تیر}} L^2}{8} = \frac{24 \times 5^2}{8} = 75\ kN.m$$



www.hoseinzadeh.net

۳- نسبت نیروی جانبی زلزله وارد بر قفسه مستقر در طبقه هشتم به نیروی جانبی زلزله وارد بر قفسه مشابه مستقر در طبقه سوم از یک ساختمان ده طبقه از روی تراز پایه به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ مرکز جرم قفسه در 0.25 ارتفاع طبقه از کف طبقه منظور شود (ارتفاع طبقات یکسان است).



۱) 1.2

۲) 1.5

۳) 1.4

۴) 1.3

گزینه ۳

با توجه به رابطه زیر با افزایش ارتفاع قرار گیری جزء غیرسازه ای (Z)، نیروی زلزله آن افزایش می یابد

$$F_1 = \frac{0.4 \times 1 \times A \times (1+S) \times W_p I_p}{2.5}\left(1 + 2\frac{3.25h}{10h}\right) = 0.264A \times (1+S) \times W_p I_p$$

مقدار $F1$ کمتر از حداقل بدست آمد. بنابراین:

$$F_1 = 0.3A \times (1+S) \times W_p I_p$$

محاسبه مقدار $F2$:

$$F_1 = \frac{0.4 \times 1 \times A \times (1+S) \times W_p I_p}{2.5}\left(1 + 2\frac{8.25h}{10h}\right) = 0.424A \times (1+S) \times W_p I_p$$

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{0.424A}{0.3} = 1.41$$

۴-۲-۱ نیروی جانبی زلزله

نیروی جانبی مؤثر بر اجزای غیرسازه‌ای را می‌توان با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل، طبق بند (۴-۲-۱-۱) و یا روش تحلیل طیفی طبق بند (۴-۲-۱-۲) محاسبه نمود. در محاسبه نیروی جانبی ضریب نامعینی ρ و ضریب اضافه مقاومت Ω_0 مربوط به سازه اصلی برابر با ۱/۰ منظور می‌شوند.

۴-۲-۱-۱ روش تحلیل استاتیکی معادل

$$V_{pu}(\min) < V_{pu} < V_{pu}(\max)$$

$$0.3A(1+S)I_pW_p < \frac{0.4a_pA(1+S)W_pI_p}{R_{pu}}\left(1+2\frac{Z}{H}\right) < 1.6A(1+S)I_pW_p$$

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

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

ضریب اهمیت جزء طبق بند (۴-۱-۳)

ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

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

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

جزء معماری	a_p	R_{pu}
۹- قفسه و کابینت	۱	۲/۵
۱۰- کف دسترسی	۱	۱/۵
۱۱- تابلو و نشان	۲/۵	۲/۵

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۴- یک ساختمان مسکونی 6 طبقه از روی تراز پایه با سیستم قاب خمشی بتنی ویژه در هر دو راستا بر روی زمین نوع III و در شهر رشت واقع شده است. براساس روابط تجربی زمان تناوب اصلی این ساختمان 0.8 ثانیه محاسبه شده است. اگر 6 طبقه به این ساختمان اضافه شود و با فرض اینکه در هر دو ساختمان مشخصات هندسی اعضاء، ارتفاع طبقات و وزن مؤثر لرزه‌ای کلیه طبقات یکسان باشد و میان قاب‌ها مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نکنند و برای محاسبه زمان تناوب اصلی هر دو ساختمان از روابط تجربی (بدون هرگونه افزایش) استفاده شود. آنگاه براساس روش تحلیل استاتیکی معادل مقدار برش پایه ساختمان 12 طبقه نسبت به برش پایه ساختمان 6 طبقه حدوداً چند درصد افزایش می‌یابد؟

۱) 66 ۲) 23 ۳) 37 ۴) 17

گزینه ۲

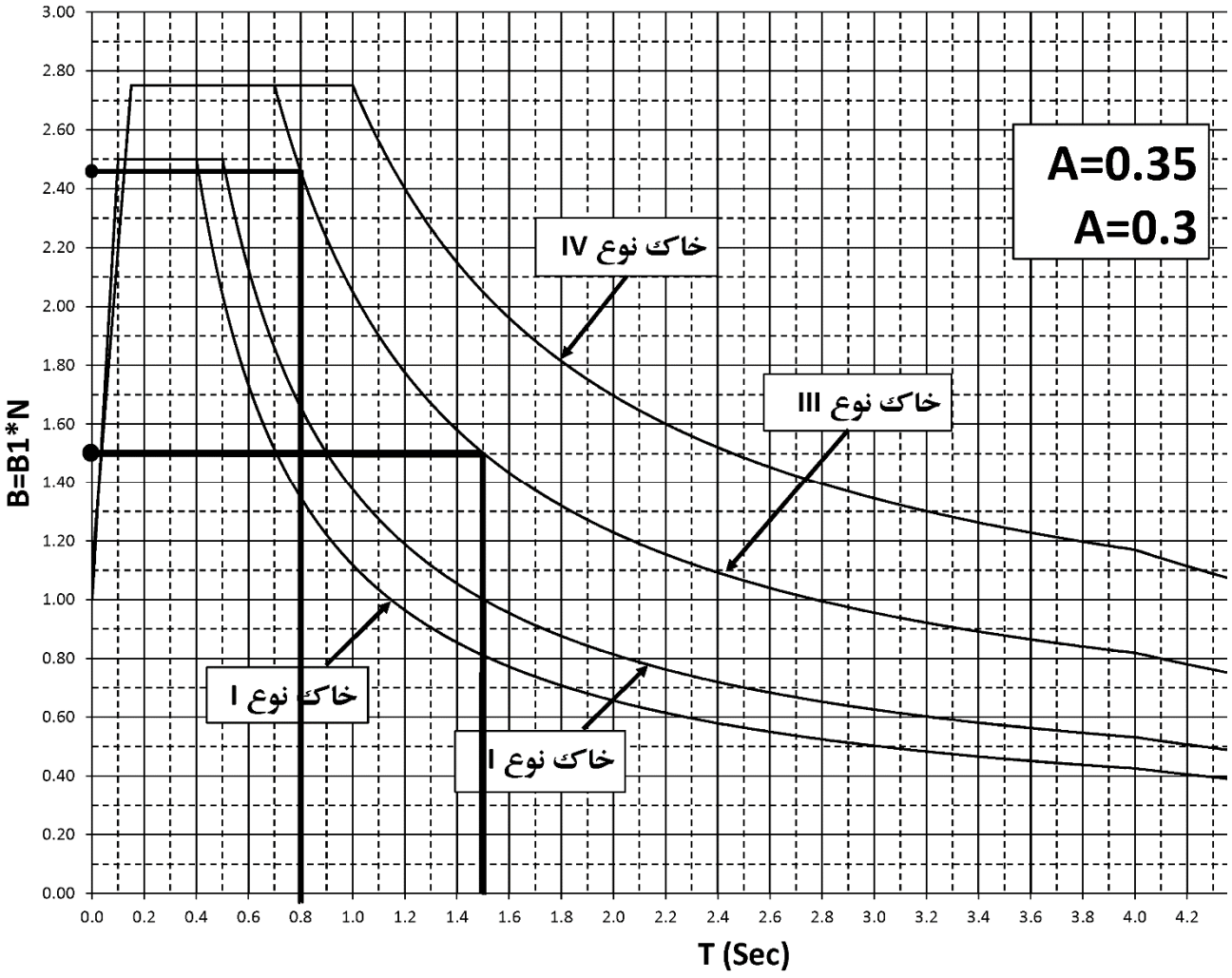
$$T_{\text{طبقه }6} = 0.05H^{0.9} = 0.8 \rightarrow H_{\text{طبقه }6} = 21.77\ m \rightarrow \text{با توجه به شکل} \rightarrow B_{\text{طبقه }6} = 2.45$$

$$T_{\text{طبقه }12} = 0.05(2\times 21.77)^{0.9} = 1.49 \rightarrow \text{با توجه به شکل} \rightarrow B_{\text{طبقه }12} = 1.5$$

$$\begin{cases} V_{\text{طبقه }6} = \dfrac{ABI}{R_u}W = \dfrac{A\times 2.45\times I}{7.5}W = 0.326AIW = 0.326AI\times(6W_i) \\ V_{\text{طبقه }12} = \dfrac{ABI}{R_u}W = \dfrac{A\times 1.5\times I}{7.5}W = 0.2AIW = 0.2AI\times(12W_i) \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{\text{طبقه }12}}{V_{\text{طبقه }6}} = \frac{0.2(12W_i)}{0.326(6W_i)} = 1.227$$

کنترل زلزله حداقل:

$$V = 0.12AIW$$



کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

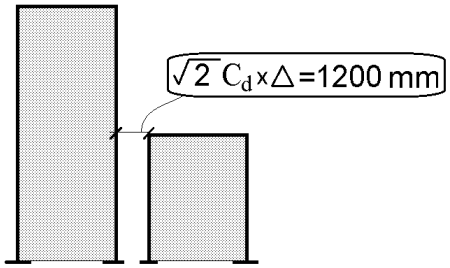
۵- در دو ساختمان منظم، اولی 10 طبقه و دومی 20 طبقه و هر دو از نوع قاب خمشی فولادی ویژه و با اهمیت خیلی زیاد، براساس محاسبات تغییرمکان جانبی نسبی کلیه طبقات در هر دو ساختمان تحت اثر زلزله طرح و با در نظر گرفتن اثر P-Δ یکسان است. چنانچه ارتفاع طبقات هر دو ساختمان یکسان و برابر 3.6 متر و در تراز بام ساختمان کوتاه‌تر عرض درز انقطاع بین دو ساختمان برابر 1.2 متر باشد، آنگاه حداکثر تغییرمکان جانبی قابل قبول ساختمان بلندتر در تراز بام ساختمان کوتاه‌تر تحت اثر زلزله طرح به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید هر دو ساختمان مربوط به یک ملک است).

۱) 180 mm
۲) 90 mm
۳) 130 mm
۴) 150 mm

گزینه ۳

$$\sqrt{\left(C_d\Delta_{\text{زلزله طرح}}\right)^2+\left(C_d\Delta_{\text{زلزله طرح}}\right)^2}=\sqrt{2}C_d\Delta_{\text{زلزله طرح}}=1200 \quad \rightarrow \quad \Delta_{\text{زلزله طرح}}=154.7\ mm$$

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با درنظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان درنظر گرفته شود.



طبق گفته مساله دریفت طبقات یک مقدار ثابتی می باشد و در نتیجه:

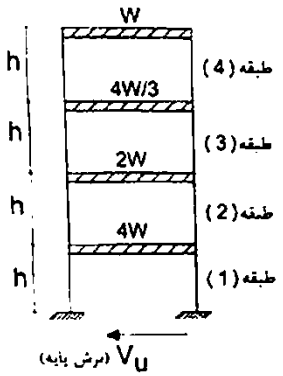
$$C_d\Delta_{\text{نسبی زلزله طرح}}<0.02h=0.02\times3600=72\ mm \quad \rightarrow \Delta_{\text{نسبی زلزله طرح}}<\frac{72}{5.5}=13.09\ mm$$

در این حالت جابجایی ناشی از زلزله طرح در طبقه ۱۰ محدود خواهد شد به:

$$\Delta_{\text{زلزله طرح}}<13.09\times10=131\ mm$$

www.hoseinzadeh.ir

۶- درشکل زیر یک قاب ساختمانی فولادی با رفتار برشی (تیرهای کاملاً صلب) نشان داده شده است. فرض کنید مشخصات هندسی کلیه ستون‌ها یکسان است. همچنین فرض کنید وزن مؤثر لرزه‌ای طبقات مطابق شکل است. اگر زمان تناوب اصلی این قاب کمتر از 0.5 ثانیه باشد و از آثار P-Δ صرف‌نظر شود. آنگاه براساس نتایج تحلیل استاتیکی معادل، کدام‌یک از گزینه‌های زیر صحیح نمی‌باشد؟



۱) مقدار برش طبقه دوم سه برابر مقدار برش طبقه چهارم است.
۲) مقدار تغییر مکان جانبی نسبی تراز سقف کلیه طبقات یکسان است.
۳) مقدار نیروی جانبی در تراز سقف کلیه طبقات یکسان است.
۴) مقدار برش طبقه سوم دو برابر مقدار برش طبقه چهارم است.

گزینه ۲

با توجه به اینکه $T<0.5$، مقدار ضریب k برابر یک خواهد بود:

$$F_4=(V)\frac{W\times(4h)}{\sum_{j=1}^{4}W_jh_j}=4(V)\frac{W\times h}{\sum_{j=1}^{4}W_jh_j} \rightarrow \text{برش طبقه اول}=4(V)\frac{W\times h}{\sum_{j=1}^{4}W_jh_j}$$

$$F_3=(V)\frac{\frac{4W}{3}\times(3h)}{\sum_{j=1}^{4}W_jh_j}=4(V)\frac{W\times h}{\sum_{j=1}^{4}W_jh_j} \rightarrow \text{برش طبقه دوم}=8(V)\frac{W\times h}{\sum_{j=1}^{4}W_jh_j}$$

$$F_2=(V)\frac{2W\times(2h)}{\sum_{j=1}^{4}W_jh_j}=4(V)\frac{W\times h}{\sum_{j=1}^{4}W_jh_j} \rightarrow \text{برش طبقه سوم}=12(V)\frac{W\times h}{\sum_{j=1}^{4}W_jh_j}$$

$$F_1=(V)\frac{4W\times(h)}{\sum_{j=1}^{4}W_jh_j}=4(V)\frac{W\times h}{\sum_{j=1}^{4}W_jh_j} \rightarrow \text{برش طبقه چهارم}=16(V)\frac{W\times h}{\sum_{j=1}^{4}W_jh_j}$$

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

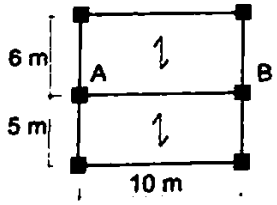
نیروی برشی پایه V_u، که طبق بند (۳-۳-۱-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui}=\frac{W_ih_i^k}{\sum_{j=1}^{n}W_jh_j^k}V_u \qquad (۶-۳)$$

$$K=0.5T+0.75 \qquad 0.5\le T\le 2.5\ Sec \qquad (۷-۳)$$

www.hoseinzadeh.net

۷- پلان سازه یک ساختمان مسکونی سه طبقه مطابق شکل زیر است. این ساختمان بر روی خاک نوع III و در شهر کرمان واقع شده است. حداقل مقدار کل نیروی قائم ناشی از زلزله وارد بر تیر AB واقع در تراز بام برحسب kN به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید بار مرده کلیه سقف‌ها با احتساب تیغه‌بندی برابر $7.5\ kN/m^2$ و بار زنده متوسط کلیه سقف‌ها برابر $2\ kN/m^2$ برآورد شده است همچنین فرض نمائید تیغه‌بندی از نوع ثابت بوده و جزء بار مرده محسوب می‌شود).



۱) صفر
۲) 110
۳) 87
۴) 16

گزینه ۳

کرمان جزو شهرهای با خطر نسبی خیلی زیاد ($A=0.35$) می باشد. و تیر AB شامل بند الف می شود:

$$F_V = 0.6AIW_p = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times (2.5^m + 3^m) \times 10^m \times (7.5) = 86.6\ kN$$

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. درصورتی 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.

$$F_{Vu}=0.6\ AIW_P \qquad (۳-۱۰)$$

www.hoseinzadeh.net

۸- یک ساختمان ده طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه به ارتفاع 35 متر از تراز پایه واقع در شهر تبریز بر روی خاک نوع II واقع شده است. در صورتی که براساس زمان تناوب تجربی مقدار برش پایه برابر V_u و زمان تناوب اصلی ناشی از تحلیل دینامیکی برابر 1.6 ثانیه باشد. آنگاه برای طراحی مقاطع اعضای این ساختمان مقدار حداقل برش پایه استاتیکی حدوداً چقدر می‌تواند در نظر گرفته شود؟ میان قاب‌ها مانعی برای حرکت جانبی قاب ایجاد نمی‌کنند و $\rho=1$ می‌باشد. (نزدیک‌ترین گزینه صحیح را انتخاب نمائید).

۱) $0.70V_u$
۲) $0.85V_u$
۳) $0.80V_u$
۴) $0.75V_u$

گزینه ۲

مقادیر B به صورت تقریبی از نمودار محاسبه شده است:

$$T_{\text{تجربی}} = 0.08H^{0.75} = 0.08 \times 35^{0.75} = 1.15 \quad \rightarrow \quad B = 1.23 \quad \rightarrow V_{u1} = \frac{ABI}{R}W = \frac{1.23AI}{7.5}W = 0.163AW$$

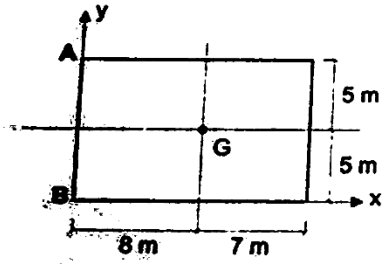
$$T = Min\left(1.25T_{\text{تجربی}}, T_{\text{دینامیکی}}\right) = Min(1.25 \times 1.15, 1.6) = 1.44 \rightarrow B = 1.03 \rightarrow V_{u2} = \frac{ABI}{R}W = 0.137AW$$

برش پایه برابر خواهد بود با:

$$\frac{V_{u2}}{V_{u1}} = \frac{0.137}{0.163} = 0.84$$

www.hoseinzadeh.net

۹- پلان سقف یک ساختمان یک طبقه با اهمیت خیلی زیاد و موقعیت مرکز جرم آن در شکل نشان داده شده است. محاسبات نشان می‌دهد که بر اثر نیروی زلزله طرح (V_u) در راستای y با احتساب اثرات پیچش و برون مرکزی و اثرات P-Δ، گره A در راستای مثبت y برابر 15 mm و در راستای منفی x برابر 5 mm جابجا می‌شود. اگر در این حالت، تغییرمکان گره B در راستای مثبت x برابر 4 mm باشد، تغییرمکان جانبی نسبی طبقه Δ_{eu}، برای کنترل محدودیت تغییرمکان جانبی نسبی طبقات به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (سقف را صلب فرض کنید).



۱) 29 mm
۲) 15 mm
۳) 19 mm
۴) 23 mm

گزینه ۱

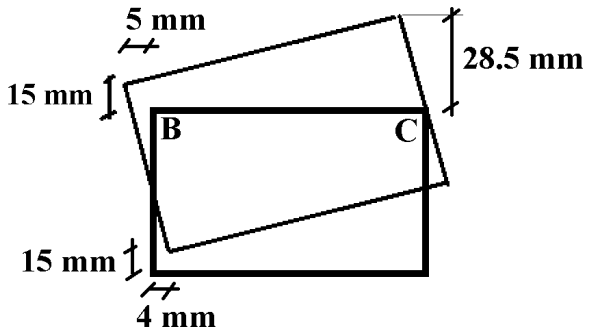
مقدار دوران پلان در شکل زیر برابر $\gamma = \frac{5^{mm}+4^{mm}=9^{mm}}{10000^{mm}} = 9 \times 10^{-4} rad$ می باشد. بنابراین تغییرمکان قائم نقطه C برابر خواهد بود با:

$$\Delta_C = 15^{mm} + \gamma \times 15000^{mm} = 28.5\ mm$$

باید کنترل کنیم که سازه نامنظم پیچشی هست یا نه:

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} = \frac{28.5}{\left(\frac{15+28.5}{2}\right)} = 1.31$$

بنابراین سازه نامنظم پیچشی می باشد و باید دریفت لبه سازه منظور شود $(28.5\ mm)$



www.hoseinzadeh.net

۱۰-در محاسبه اثر باد روی یک ساختمان که متوسط ارتفاع بام آن 20 متر است، ضریب بادگیری با استفاده از روش دینامیکی برای جان‌پناه بام ساختمان به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ساختمان در مرکز شهر و در ناحیه پردرخت واقع شده است).

۱) 0.70
۲) 0.44
۳) 0.50
۴) 0.63

گزینه ۴

$$C_e = 0.5\left(\frac{20}{12.7}\right)^{0.5} = 0.627$$

پ-۶-۲ روش دینامیکی

پ-۶-۲-۱ ضریب باد گیری C_e

در روش دینامیکی ضریب بادگیری براساس پروفیل سرعت متوسط باد تعیین می‌شود که به طور قابل ملاحظه‌ای با ناهمواری‌های زمین قبل از این‌که باد به ساختمان برسد، تغییر می‌کند. برای تعیین ضریب بادگیری، زمین به دو گروه طبقه‌بندی می‌شود.

ناحیه ۱: نواحی باز با ساختمان‌های پراکنده، درختان یا موانع دیگر، ساحل دریا. این ناحیه ای است که سرعت‌های باد مبنا در آن اندازه‌گیری می‌شوند. ضریب بادگیری برابر است با:

$$C_e = \left(\frac{h}{۱۰}\right)^{۰/۲۸} \quad \text{برای} \quad ۱/۰ \le C_e \le ۲/۵ \qquad (پ-۶-۲-۳)$$

ناحیه ۲: نواحی شهری، پر درخت یا مرکز شهرها با تعداد کم ساختمان‌های بلند و پراکنده که با رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$C_e = ۰/۵\left(\frac{h}{۱۲/۷}\right)^{۰/۵۰} \quad \text{برای} \quad ۰/۵ \le C_e \le ۲/۵ \qquad (پ-۶-۲-۴)$$

ناحیه ۲ تنها در حالتی که زمین در بالادست جریان حداقل یک کیلومتر و یا ۲۰ برابر ارتفاع ساختمان ادامه داشته باشد قابل استفاده می‌باشد. همچنین اگر زمین در دو جهت اصلی ساختمان متفاوت باشد ضریب بادگیری باید دوباره محاسبه گردد.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۱۷- در زیرزمین یک ساختمان، استخری از بتن‌آرمه با مشخصات ذیل ساخته شده است:

- طول و عرض داخل استخر 10 m و 5 m ، ضخامت دیوارها 300 mm ضخامت کف 450 mm

- رقوم بالای دیوارهای اطراف ±0.00 ، رقوم کف استخر -2.2.

اگر سطح آب‌های زیرزمینی تا رقوم -1.30 بالا بیاید، در حالت خالی بودن استخر، ضریب اطمینان استخر در برابر فشار بالابرنده (Uplift)، به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (از اثر اصطکاک سطوح دیوار و خاک صرف‌نظر شود. همچنین خاک منبسط‌شونده نبوده و وزن مخصوص بتن را برابر $25\ kN/m^3$ در نظر بگیرید).

۱) 1.65 ۲) 1.10 ۳) 1.35 ۴) 1.50

گزینه ۴

وزن کل آب در حفره ایجاد شده در قسمتی که آب زیرزمینی داریم:

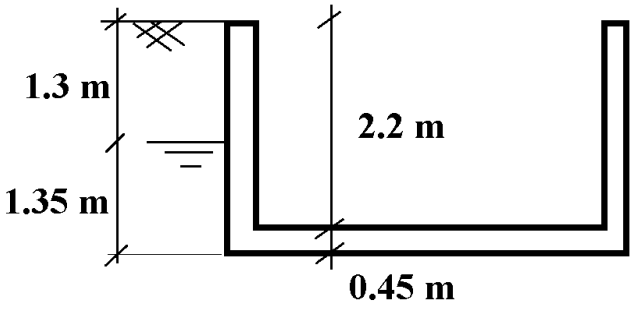
$$1.35 \times 10.6 \times 5.6 \times 9.8 = 786\ kN$$

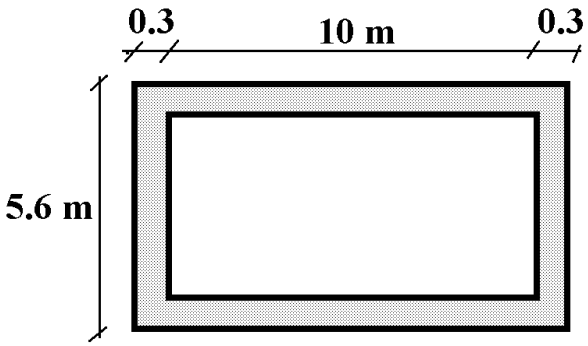
وزن بتن مربوط به استخر:

$$\left(0.45 \times 10.6 \times 5.6 + 0.3 \times 2.2 \times (5.6 + 5.6 + 10 + 10)\right) \times 25 = 1182\ kN$$

ضریب اطمینان:

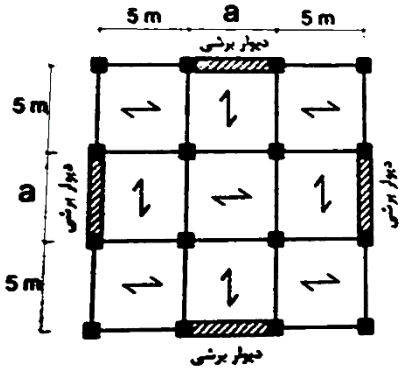
$$\frac{1182}{786} = 1.5$$





www.hoseinzadeh.net

۱۲- پلان یک ساختمان چهار طبقه مسکونی منظم با سیستم باربر جانبی از نوع قاب ساختمانی به همراه دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه مطابق شکل زیر است. حداقل مقدار a برای آنکه مقدار ضریب نامعینی سازه را بتوان برابر واحد در نظر گرفت، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید مقدار زمان تناوب اصلی کمتر از 0.5 ثانیه، ارتفاع طبقه اول برابر 5 متر و ارتفاع سایر طبقات برابر 4 متر است. همچنین فرض کنید وزن مؤثر لرزه‌ای طبقات یکسان است).



۱) 4 متر

۲) 10 متر

۳) 8 متر

۴) 5 متر

گزینه ۲

هر کدام از دیوارهای برشی باید دو دهانه محسوب شود. در طبقه اول داریم:

$$\frac{a}{5} = 2 \text{ دهانه} \qquad \rightarrow \qquad a = 10\ m$$

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

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

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به‌دست می‌آید.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۱۳- در محاسبه برش پایه، برای ساختمان‌های منظم با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه، به روش استاتیکی معادل در منطقه با خطر نسبی زیاد و زمین نوع یک، حداکثر ارتفاع ساختمان از تراز پایه برای آنکه مقدار حاصل از رابطه برش پایه حداقل مورد استفاده قرار نگیرد (تعیین-کننده نباشد)، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض می‌شود که از رابطه تجربی برای محاسبه زمان تناوب اصلی استفاده شده و جداگرهای میان‌قابی مانعی برای حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد نمی‌کنند).

۱) 50 متر
۲) 36.5 متر
۳) 41.5 متر
۴) 46.5 متر

گزینه ۳

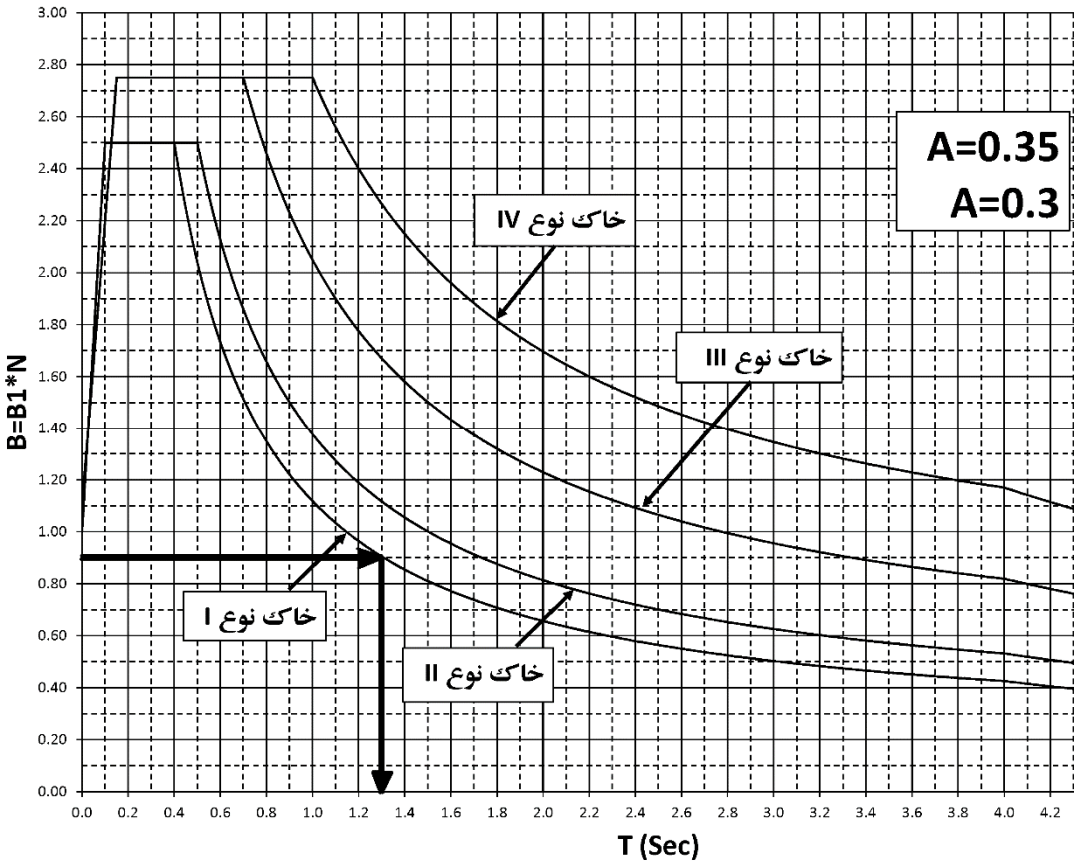
$$\frac{ABI}{R} = 0.12AI \quad \rightarrow \quad \frac{B}{R} = 0.12 \quad \rightarrow \frac{B}{7.5} = 0.12 \quad \rightarrow \quad B = 0.9$$

با توجه به شکل زیر برای $B=0.9$ مقدار دوره تناوب برابر $T=1.3$ می باشد. بنابراین:

$$T = 0.08H^{0.75} = 1.3 \quad \rightarrow \quad H = 41.16\,m$$

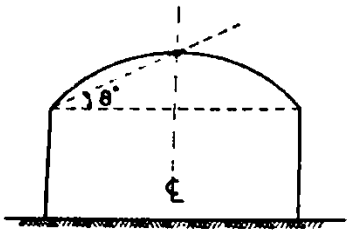
مقداربرش پایه، $\mathbf{V_u}$، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u\,min} = 0.12AIW \qquad (۳-۳)$$



۱۴- یک سالن اجتماعات با ظرفیت 420 نفر در شهرستان سقز از توابع استان کردستان مطابق شکل جهت طراحی مورد نظر است. بار برف حداقل (P_m) که باید به‌طور جداگانه اعمال شود، برحسب کیلونیوتن بر متر مربع به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 1.1
۲) 1
۳) 1.2
۴) 2.2



گزینه ۱

سقز منطقه ۵ ($P_g = 2\frac{kN}{m^2}$) می باشد. بنابراین:

$$P_m = I_s = 1.1\frac{kN}{m^2}$$

۶-۷-۲-۱ بار برف حداقل برای بام‌های با شیب کم

برای بام‌های شیب‌دار با شیب کمتر از پانزده درجه و برای بام‌های قوسی با زاویه قائم بین تاج و پای قوس کمتر از ده درجه باید بار حداقل، P_m ، طبق رابطه ۶-۷-۲، نیز بطور جداگانه درنظر گرفته شود.

(۶-۷-۲-الف) برای $P_g \leq ۱ \text{ kN/m}^۲$ $P_m = I_s P_g$

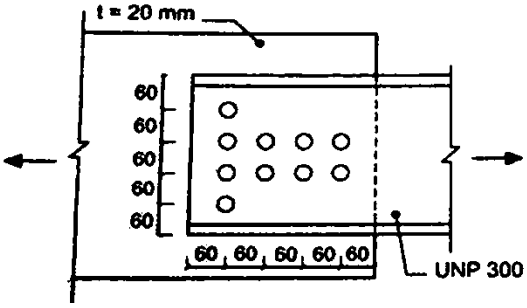
(۶-۷-۲-ب) برای $P_g > ۱ \text{ kN/m}^۲$ $P_m = I_s$

جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۶-۱-۱	ضریب اهمیت بار لرزه‌ای، I_e	ضریب اهمیت بار باد، I_w	ضریب اهمیت بار یخ I_i	ضریب اهمیت بار برف، I_s
۱	۱٫۴	۱٫۲۵	۱٫۲۵	۱٫۲
۲	۱٫۲	۱٫۱۵	۱٫۲۵	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۱۵- در اتصال ناودانی تک UNP 300 به ورق اتصال، سوراخ‌ها استاندارد بوده و برای عبور پیچ‌های از نوع M20 پیش‌بینی شده‌اند. مقدار مقاومت کششی طراحی عضو با مقطع ناودانی به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فقط حالت‌های حدی تسلیم کششی و گسیختگی کششی را در نظر بگیرید). ابعاد در شکل به میلی‌متر است. (F_y=240 MPa , F_u=370 MPa)



۱) 1500 kN

۲) 1160 kN

۳) 1270 kN

۴) 1390 kN

گزینه ۳

کنترل تسلیم:

$$T_u \le 0.9F_y \times A_g \quad \rightarrow \quad T_u \le 0.9 \times 240 \times 5880^{mm^2} = 1270\ kN$$

کنترل گسیختگی:

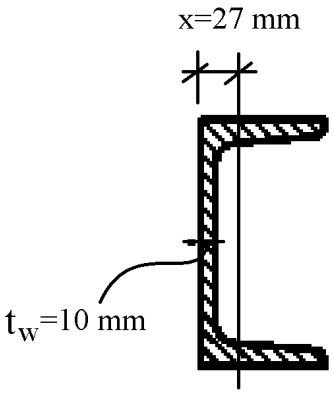
ضریب U برابر است با:

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 1 - \frac{27}{180} = 0.85$$

مقدار An برابر است با:

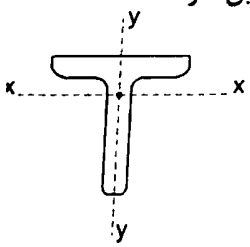
$$A_n = A_g - 2Dt = 5880 - 2 \times 24 \times 10 = 5400\ mm^2$$

$$T_u \le 0.75F_u \times A_e = 0.75F_u \times (UA_n) = 0.75 \times 370 \times (0.85 \times 5400) = 1273\ kN$$



www.hoseinzadeh.ir

۱۶- مقاومت فشاری طراحی یک عضو محوری با مقطع سپری (مطابق شکل زیر) باید براساس کوچک‌ترین مقدار به‌دست آمده از کدام‌یک از حالت‌های حدی زیر تعیین شود؟



۱) کمانش خمشی حول محور x و کمانش خمشی-پیچشی حول محورهای y و z
۲) کمانش خمشی-پیچشی حول محورهای x ، y و z
۳) کمانش خمشی حول محور y و کمانش خمشی-پیچشی حول محورهای x و z
۴) کمانش خمشی حول محور x، کمانش خمشی حول محور y و کمانش پیچشی حول محورz

گزینه ؟

موارد زیر باید منظور شود:

کمانش خمشی حول محور x کمانش خمشی حول محور y کمانش خمشی – پیچشی حول محورهای y و z

جدول ۱۰-۲-۴-۱ حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف بدون اجزای لاغر

حالت	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی
۱	• مقطع I شکل با دو محور تقارن		• کمانش خمشی • کمانش پیچشی
۲	• مقطع I شکل با یک محور تقارن • مقاطع ناودانی		• کمانش خمشی • کمانش خمشی-پیچشی
۶	• مقاطع سپری		• کمانش خمشی • کمانش خمشی- پیچشی

۱۰-۲-۴-۵ کمانش پیچشی و کمانشی خمشی– پیچشی

الف) برای اعضای فشاری با مقطع سپری و نبشی جفت بر اساس حالت حدی کمانش خمشی- پیچشی

$$F_{cr}=\left(\frac{F_{cry}+F_{crz}}{2H}\right)\left[1-\sqrt{1-\frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry}+F_{crz})^2}}\right] \qquad (۱۰-۴-۲-۵)$$

ب) برای سایر مقاطع، F_{cr} باید بر اساس روابط ۱۰-۲-۴-۲ یا ۱۰-۲-۴-۳ و تنش کمانش الاستیک (F_e) بر اساس حالت‌های حدی کمانش پیچشی یا کمانش خمشی- پیچشی به شرح زیر تعیین شود.

ب-۱) برای مقاطع دارای دو محور تقارن و بر اساس حالت حدی کمانش پیچشی.

$$F_e=\left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_zL)^2}+GJ\right]\left(\frac{1}{I_x+I_y}\right) \qquad (۱۰-۴-۲-۷)$$

ب-۲) برای مقاطع با یک محور تقارن که محور تقارن آنها y نامگذاری شده است، بر اساس حالت حدی کمانش خمشی- پیچشی

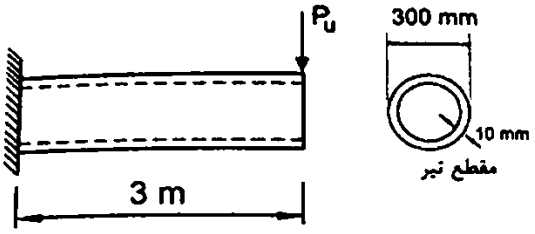
$$F_e=\left(\frac{F_{ey}+F_{ez}}{2H}\right)\left[1-\sqrt{1-\frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey}+F_{ez})^2}}\right] \qquad (۱۰-۴-۲-۸)$$

ب-۳) برای مقاطع نامتقارن، بر اساس حالت حدی کمانشی خمشی–پیچشی F_e عبارت است از کوچکترین ریشه معادله درجه سوم زیر:

$$(F_e-F_{ex})(F_e-F_{ey})(F_e-F_{ez})-F_e^2(F_e-F_{ey})\left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2-F_e^2(F_e-F_{ex})\left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2=0 \qquad (۱۰-۴-۲-۹)$$

www.hoseinzadeh.net

۱۷- اگر از وزن واحد طول تیر طره‌ای شکل زیر صرف‌نظر شود و تیر در انتهای آزاد خود فاقد مهار جانبی باشد، آنگاه براساس کنترل مقاومت خمشی، حداکثر مقدار P_u قابل تحمل توسط تیر بر حسب kN به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ $E=2\times10^5\ MPa$, $F_y=240\ MPa$

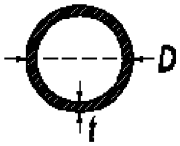


۱) 70
۲) 40
۳) 50
۴) 60

گزینه ۴

$$\frac{D}{t}=\frac{300}{10}=30<0.31\frac{E}{F_y}=258 \quad OK$$

جدول ۱۰-۲-۲-۴ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			λ_p(غیرفشرده/فشرده)	λ_r(لاغر/غیرفشرده)	
۲۰	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل	D/t	$۰/۳۱\frac{E}{F_y}$	$۰/۰۷\frac{E}{F_y}$	

مقطع فشرده می باشد. بنابراین

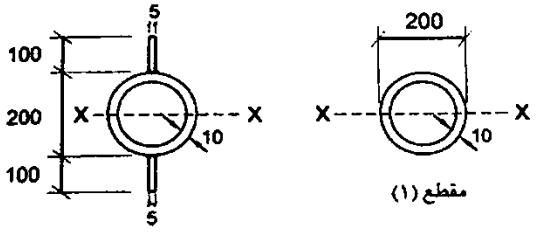
$$(M_u=P_u\times L)<(\varphi M_n=\varphi ZF_y)$$
$$(P_u\times 3)<(0.9\times ZF_y)$$

اساس پلاستیک (Z) مقطع لوله برابر $Z=4R^2t$ می باشد و در شکل فوق شعاع میانگین لوله برابر R=145 mm می باشد. بنابراین:

$$(P_u\times 3000^{mm})<(0.9\times(4R^2t)F_y) \quad \rightarrow \quad P_u<\frac{0.9\times4\times145^2\times10\times240}{3000}=60.55\ kN$$

www.hoseinzadeh.net

۱۸- در خصوص ممان اینرسی، اساس مقطع الاستیک و اساس مقطع پلاستیک مقاطع نشان داده شده درشکل زیر نسبت به محور x کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح نمی‌باشد؟ (ابعاد مقاطع به میلی‌متر است).



مقطع (۲) مقطع (۱)

۱) ممان اینرسی مقطع (۲) بزرگ‌تر از ممان اینرسی مقطع (۱) است.
۲) اساس مقطع الاستیک مقطع (۲) بزرگ‌تر از اساس مقطع الاستیک مقطع (۱) است.
۳) اساس مقطع الاستیک مقطع (۲) کوچک‌تر از اساس مقطع الاستیک مقطع (۱) است.
۴) اساس مقطع پلاستیک مقطع (۲) بزرگ‌تر از اساس مقطع پلاستیک مقطع (۱) است.

گزینه ۲

با توجه به گزینه یکی از دو گزینه ۲ و یا ۳ صحیح خواهد بود:

$$I_1 = \pi R^3 t = \pi \times 95^3 \times 10 = 2.69 \times 10^7 \qquad \rightarrow S_1 = \frac{I_1}{100} = 2.69 \times 10^5$$

$$I_2 = \pi R^3 t + 2\left(\frac{5 \times 100^3}{12} + 5 \times 100 \times 150^2\right) = 2.69 \times 10^7 + 2.333 \times 10^7 \rightarrow \quad S_2 = \frac{I_2}{200} = 2.51 \times 10^5$$

www.hoseinzadeh.net

۱۹- در تیر شکل زیر سخت‌کننده‌های عرضی فقط در محل تکیه‌گاه‌ها تعبیه شده‌اند. بدون توجه به لزوم تعبیه سخت‌کننده‌های عرضی در طول تیر و فقط براساس کنترل برش، حداکثر طول مجاز تیر برحسب متر به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟(فرض کنید وزن واحد طول تیر در q_u لحاظ شده است).

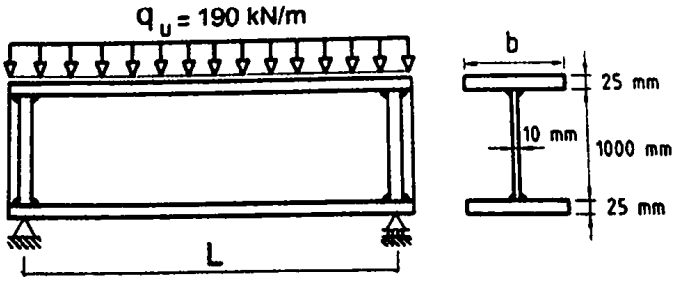
($F_y = 240\ MPa$, $E=2\times10^5\ MPa$)

۱) 14

۲) 8

۳) 9

۴) 10



گزینه ۳

$$\left.\begin{matrix} K_V = 5 \\ \frac{h}{t_w} = 100 > 1.37\sqrt{5\times\frac{E}{F_y}} = 88 \end{matrix}\right\} C_V = \frac{1.51\times5\times200000}{100^2\times240} = 0.629$$

$$\varphi V_n = 0.9\times0.6\times240\times1050\times10\times0.629 = 856\ kN$$

$$\left(V_u = \frac{q_u L}{2}\right) < (\varphi V_n = 856\ kN) \quad \rightarrow \quad L < \frac{2\times856}{190} = 9\ m$$

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی

$V_n = ۰/۶\ F_y A_w C_v$ (۱-۶-۲-۱۰)

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با $\frac{h}{t_w} \le ۲/۲۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$C_v = ۱$ و $\phi_v = ۱$ (۲-۶-۲-۱۰)

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

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \le ۱/۱\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$: $C_v = ۱$

(۳-۶-۲-۱۰)

ب-۲) برای $۱/۱\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le ۱/۳۷\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$: $C_v = \frac{۱/۱\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$

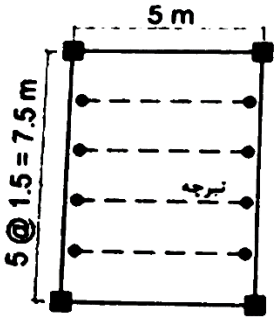
(۴-۶-۲-۱۰)

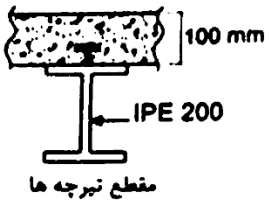
ب-۳) برای $\frac{h}{t_w} > ۱/۳۷\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$: $C_v = \frac{۱/۵۱ k_v E}{(h/t_w)^۲ F_y}$

(۵-۶-۲-۱۰)

www.hoseinzadeh.
کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۲۰- در شکل زیر پلان یک ساختمان فولادی با تیرچه‌های مختلط نشان داده شده است. اگر ضخامت دال بتنی تخت برابر 100 میلی‌متر و مقطع تیرچه‌های مختلط از IPE 200 باشد و تیرچه‌ها دارای عملکرد مختلط کامل باشند، آنگاه براساس روش توزیع پلاستیک تنش، مقاومت خمشی طراحی تیرچه‌های مختلط برحسب kN.m به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟





$F_y = 240$ MPa
$f'_c = 25$ MPa
$W_c = 2500$ kg/m³

۱) 128 ۲) 48 ۳) 96 ✓ ۴) 115

گزینه ۴

محاسبه عرض موثر بتن برای هر تیرچه:

$$b_e = 2 \times Min\left(\frac{5000}{8}, \frac{1500}{2}\right) = 1250\ mm$$

۱۰-۲-۸-۳-۱ عرض موثر و حداقل ضخامت دال بتنی

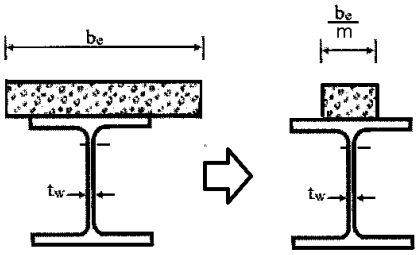
عرض موثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به صورت مختلط عمل می‌نماید، نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود.

۱. یک هشتم دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)

۲. نصف فاصلهٔ محور تیر تا محور تیر مجاور

۳. فاصله محور تیر تا لبهٔ دال

ابتدا باید محل تار خنثی پلاستیک بدست آید. برای این منظور باید بتن معادل سازی شود:



در شکل مقابل m نسبت تبدیل بتن به فولاد می باشد که برابر است با:

$$m = \frac{F_y}{0.85 f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.29 \qquad \rightarrow \frac{b_e}{m} = \frac{1250}{11.29} = 110.67\ mm$$

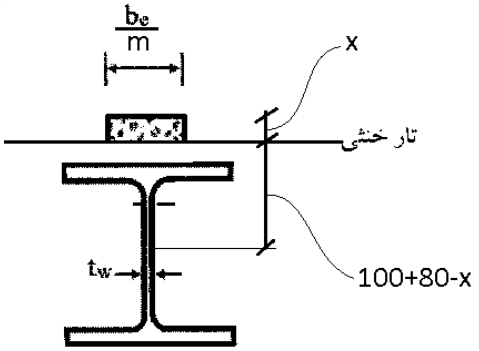
بنابراین مساحت بتن معادل برابر است با:

$$\frac{1250}{11.29} \times 100 = 11067\ mm^2$$

که بیشتر از مساحت IPE200 ($A_{IPE200} = 2850\ mm^2$) می باشد. بنابراین تار خنثی در داخل بتن قرار می گیرد (تار خنثی پلاستیک چنان خواهد بود که مساحت بالا و پایین تار خنثی برابر باشد):

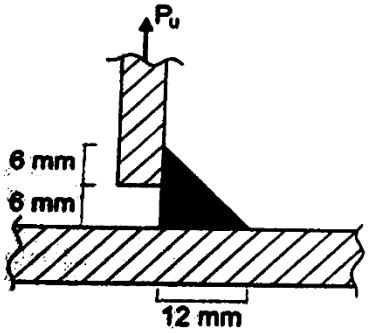
$$x \times 110.67 = 2850 \quad \rightarrow x = 25.75\ mm$$

$$\varphi M_n = \varphi A F_y \left(100 + 100 - \frac{x}{2}\right) = 0.9 \times 2850 \times 240 \left(100 + 100 - \frac{25.74}{2}\right) = 115\ kN.m$$



کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۲۱- به لحاظ محاسباتی، ضخامت گلوگاه مؤثر جوش گوشه نشان داده شده در شکل زیر برحسب میلی‌متر به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 8.5

۲) 4.2

۳) 5.4

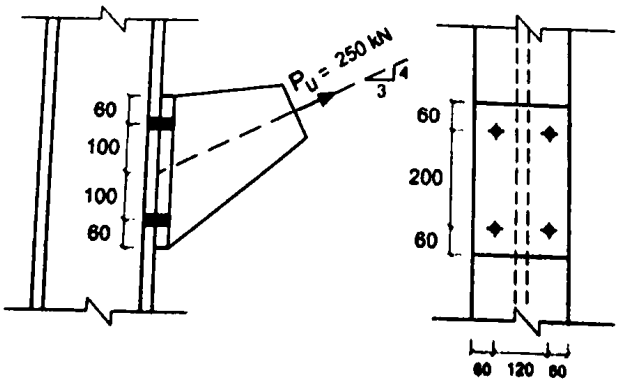
۴) 6.0

گزینه ۲

$$t_e = 0.7a = 0.7 \times 6^{mm} = 4.2\ mm$$

www.hoseinzadeh.net

۲۲- در اتصال اتکایی شکل زیر قطر پیچ‌ها برابر 20 میلی‌متر و پیچ‌ها از نوع 8.8 هستند. مقاومت کششی طراحی هر یک از پیچ‌ها برحسب kN به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد (ابعاد به میلی‌متر است).



۱) 85

۲) 190

۳) 140

۴) 100

گزینه ۴

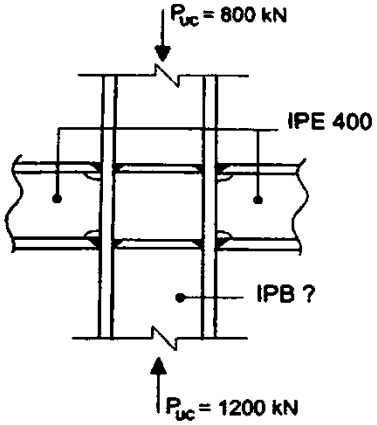
مقاومت طراحی کششی هر یک از پیچ ها برابر است با:

$$\varphi F'_{nt} = \varphi F_{nt}\left[1.3 - \frac{f_{uv}}{\varphi F_{nv}}\right] = 0.75 \times (0.75F_u \times 314)\left[1.3 - \frac{\left(\frac{250\,000\times\frac{4}{5}}{4}\right)}{0.75 \times 0.45F_u \times 314}\right] = 100.3\ kN$$

- 314 مساحت هر از بولت ها می باشد.
- مقدار Fu نیز برابر 800MPa می باشد.

www.hoseinzadeh.net

۲۳- شکل زیر یکی از اتصالات قاب‌های خمشی یک ساختمان فولادی با شکل‌پذیری ویژه را در تراز طبقات میانی نشان می‌دهد. اگر اتصال تیرها به ستون از نوع WUF-W باشد و از اثرات برش انتهایی تیرها بر روی مقاومت مورد نیاز ستون صرف‌نظر شود، آنگاه فقط از منظر کنترل نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر، کدام‌یک از مقاطع زیر باید به عنوان حداقل شماره مقطع ستون انتخاب شود؟ (F_y=240 MPa , F_u=370 MPa)



۱) IPB 320

۲) IPB 400

۳) IPB 360

۴) IPB 340

گزینه ۲

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 \rightarrow \frac{\sum M_{pc}}{2 \times (C_{pr} R_y Z_{IPE400} F_y)} > 1 \rightarrow \sum M_{pc} > 2 \times (C_{pr} R_y Z_{IPE400} F_y)$$

$$\rightarrow \sum M_{pc} > 2 \times 1.4 \times 1.2 \times 1307000 \times 240 = 1053\ kN.m$$

۲-۹-۳-۱۰ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در کلیهٔ گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطهٔ زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > ۱/۰ \qquad (۱-۹-۳-۱۰)$$

که در آن:

$\sum M^*_{pc}$= مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با رابطهٔ زیر:

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g) \qquad (۲-۹-۳-۱۰)$$

$\sum M^*_{pb}$= مجموع تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر. این لنگرهای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}$ در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱).

$$\sum M_{pc} = Z_c \left(F_y - \frac{800000}{A_g}\right) + Z_c \left(F_y - \frac{1200000}{A_g}\right) = Z_c \left(2 \times F_y - \frac{2000000}{A_g}\right)$$

$$\begin{cases} IPB320 \rightarrow \sum M_{pc} = 2149000 \left(2 \times 240 - \dfrac{2000000}{16100}\right) = 764\ kN.m \\ IPB340 \rightarrow \sum M_{pc} = 2408000 \left(2 \times 240 - \dfrac{2000000}{17100}\right) = 874\ kN.m \\ IPB360 \rightarrow \sum M_{pc} = 2683000 \left(2 \times 240 - \dfrac{2000000}{18100}\right) = 991\ kN.m \\ IPB400 \rightarrow \sum M_{pc} = 3233000 \left(2 \times 240 - \dfrac{2000000}{19800}\right) = 1225\ kN.m > 1053\ \ OK \end{cases}$$

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۲۴- فرکانس دوره‌ای (f) یک تیرفولادی دو سرساده به طول L و با مقطع IPE 180 تحت اثر بار مرده گسترده یکنواخت q_D برابر 3 هرتز محاسبه شده است. برای آنکه این تیر از منظر ارتعاش قابل قبول تلقی شود، کدام‌یک از مقاطع زیر باید به عنوان حداقل شماره مقطع تیر انتخاب شود؟ (از وزن واحد طول تیر صرف‌نظر نموده و فرض کنید تیر مذکور سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی را تحمل می‌نماید).

۱) IPE 240

۲) IPE 270

۳) IPE 200

۴) IPE 220

گزینه ۱

با توجه به رابطه زیر، فرکانس تیر با جذر ممان اینرسی رابطه مستقیم دارد.

$$f=\frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}} \rightarrow \left.\begin{matrix} 3=\frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{E\times I_{IPE180}\times g}{q_D}} \\ 5=\frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{E\times ?\times g}{q_D}} \end{matrix}\right\} \rightarrow ?=\left(\frac{5}{3}\right)^2\times I_{IPE180}=3666\ cm^4$$

$$\begin{cases} IPE200 & \rightarrow I=1940\ cm^4 \\ IPE220 & \rightarrow I=2770\ cm^4 \\ IPE240 & \rightarrow I=3890\ cm^4>3666 \quad OK \end{cases}$$

۱۰-۲-۱۰-۴ ارتعاش (لرزش)

تیرها و شاه‌تیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از رفت و آمد افراد، حرکت و توقف آسانسورها، حرکت ماشین آلات و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کف‌ها، فرکانس نوسانی تیر باید به اندازه‌ای باشد که از حد احساس بشری تجاوز ننماید. برای این منظور، لازم است فرکانس دوره‌ای (f) این تیرها بزرگتر یا مساوی ۵ هرتز باشد*.

---

* *برای محاسبه فرکانس دوره‌ای (f) به مراجع راهنمای معتبر مراجعه شود. برای محاسبه فرکانس دوره‌ای (f) تیرهای دو سر ساده تحت بار مرده یکنواخت q_D می‌توان از رابطهٔ زیر استفاده نمود.*

$$f=\frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}}$$

که در آن

E = مدول الاستیسیته مصالح تیر بر حسب نیوتن بر متر مربع

I = ممان اینرسی مقطع تیر برحسب m^4

g = شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه ($g=9/81\ m/s^2$)

q_D = بار مرده یکنواخت بر حسب نیوتن بر متر طول

L = طول دهانه تیر دو سر ساده بر حسب متر

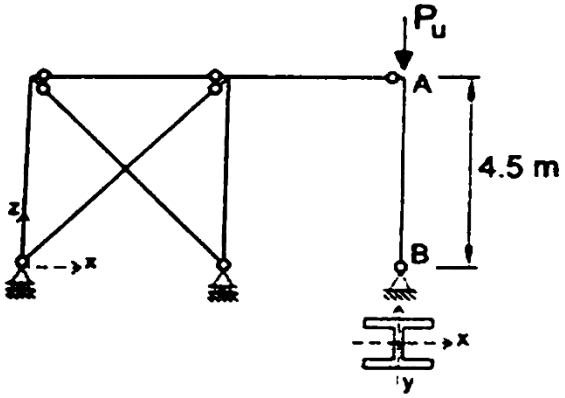
f = فرکانس دوره‌ای تیر بر حسب هرتز

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۲۵- در قاب شکل زیر، مقدار حداکثر P_u وارد بر ستون AB با توجه به کمانش خمشی در صفحه قاب برحسب کیلو نیوتن به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$F_y = 240\ MPa$, $A = 6400\ mm^2$

$E = 2\times10^5\ MPa$, $r_x = 180\ mm$, $r_y = 30\ mm$, $K_x = K_y = 1$



۱) 403

۲) 547

۳) 492

۴) 443

گزینه ۴

۱- محاسبه لاغری

$$\lambda = \frac{K_x L}{r_y} = \frac{1 \times 4500}{30} = 150$$

۲- محاسبه تنش کمانش خمشی

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{150^2} = 87.64\ MPa$$

۳- محاسبه تنش فشاری مربوط به کمانش خمشی

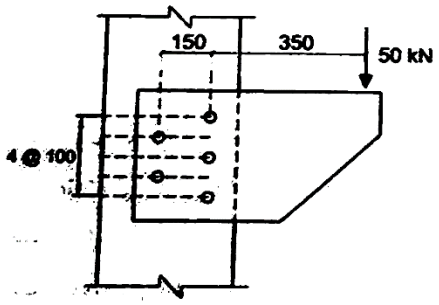
$$\frac{KL}{r} > \left(4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97\right) \rightarrow \qquad F_{cr} = 0.877F_e = 76.86\ MPa$$

۴- محاسبه مقاومت فشاری اسمی مقطع

$$P_u < \varphi P_n = \varphi\, F_{cr} A_g = 0.9 \times 76.86 \times 6400 = 442\ kN$$

www.hoseinzadeh.net

۲۶- در اتصال پیچی نشان داده شده در شکل زیر، کلیه پیچ‌ها از نوع M16 و سطح مقطع هر پیچ برابر $200mm^2$ می‌باشد. براساس روش الاستیک حداکثر تنش برشی اتصال برحسب MPa به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (پیچ‌ها به‌صورت یک‌برشه عمل می‌کنند و در شکل ابعاد به میلی‌متر است).



۱) 165

۲) 260

۳) 217

۴) 189

گزینه ۴

$$x = \frac{2A_b \times 0 + 3A_b \times 150}{5A_b} = 90\ mm$$

برش و لنگر پیچشی وارد بر اتصال:

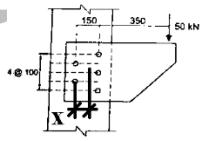
$$\begin{cases} P = 50\ kN \\ T = 50 \times 0.410^m = 20.5\ kN.m \end{cases}$$

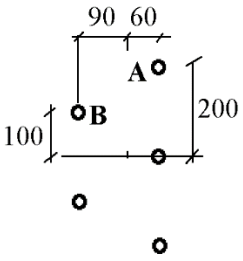
محاسبه تنش برشی وارد بر پیچ A (پیچ بحرانی):

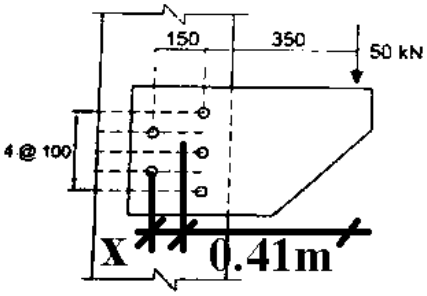
$$J = 2A_b(60^2 + 200^2) + 2A_b(90^2 + 100^2) + A_b(60^2) = 127000A_b = 25400000\ \text{mm}^4$$

$$\left.\begin{aligned} \frac{TX}{J} &= \frac{(20.5 \times 10^6)(60)}{25400000} = 48.42 \\ \frac{TY}{J} &= \frac{(20.5 \times 10^6)(200)}{25400000} = 161.4 \\ \frac{P}{5A_b} &= \frac{50000}{1000} = 50 \end{aligned}\right\} \tau_A = \sqrt{\left(\frac{TX}{J} + \frac{P}{5A_b}\right)^2 + \left(\frac{TY}{J}\right)^2}$$

$$\tau_A = \sqrt{(48.42 + 50)^2 + (161.4)^2} = 189\ MPa$$

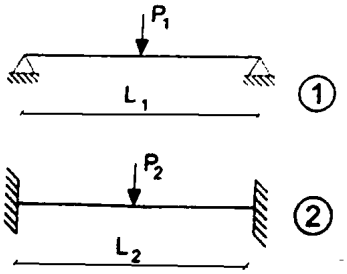






www.hoseinzadeh.net

۲۷- در شکل زیر فرض کنید مقادیر مقاومت خمشی اسمی (M_n) هر دو تیر فولادی (۱) و (۲) یکسان است. به ازای چه نسبتی از L_1 به L_2 مقادیر مقاومت خمشی موردنیاز و خیز حداکثر هر دو تیر یکسان خواهد بود. همچنین فرض کنید بارهای P_1 و P_2 به وسط دهانه اعمال شده‌اند و مقطع هر دو تیر یکسان است.



۱) 2

۲) $\frac{\sqrt{2}}{2}$

۳) $\sqrt{2}$

۴) $\frac{1}{2}$

گزینه ۲

مساوی قرار دادن لنگر مورد نیاز دو تیر:

$$\frac{P_1 L_1}{4} = \frac{P_2 L_2}{8} \quad \rightarrow P_1 = \frac{L_2}{2L_1} P_2$$

مساوی قرار دادن خیز دو تیر:

$$\frac{P_1 L_1^3}{48EI} = \frac{P_2 L_2^3}{192EI} \quad \rightarrow \quad \frac{\left(\frac{L_2}{2L_1} P_2 L_1^3\right)}{48} = \frac{P_2 L_2^3}{192} \quad \rightarrow \quad \frac{L_1^2}{96} = \frac{L_2^2}{192} \quad \rightarrow \quad \frac{L_1}{L_2} = \frac{\sqrt{2}}{2}$$

www.hoseinzadeh.net

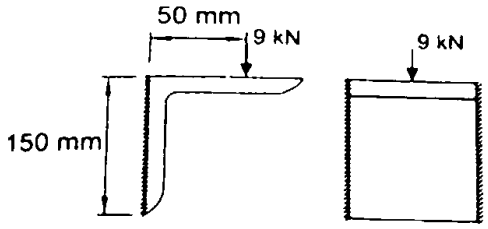
۲۸- حداکثر تنش براساس روش الاستیک، برحسب MPa در جوش اتصال ساده با نبشی نشیمن انعطاف‌پذیر به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (t_e برابر واحد فرض شود. همچنین در محاسبات فقط جوش در نظر گرفته شده و از تاثیر اتکاء نبشی صرف‌نظر شود).

۱) 134

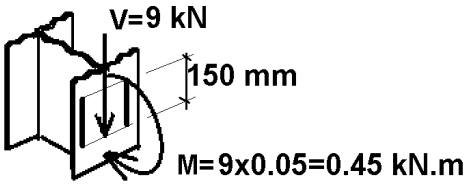
۲) 60

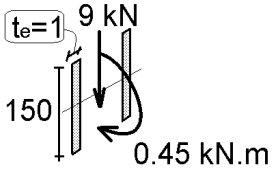
۳) 67

۴) 90



گزینه ۳





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

$$f_w = \sqrt{\left(\frac{Mc}{I}\right)^2 + \left(\frac{V}{A}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{0.45 \times 10^6 \times 75}{2\left(\frac{1\times 150^3}{12}\right)}\right)^2 + \left(\frac{9000}{2(1\times 150)}\right)^2} = 67\ MPa$$

www.hoseinzadeh.net

۲۹- نسبت مقاومت برشی طراحی با عملکرد اصطکاکی به مقاومت برشی طراحی با عملکرد اتکایی یک پیچ M20 از نوع A325 حدوداً چقدر است؟ (فرض می‌شود که سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد، سوراخ استاندارد است، وضعیت سطحی دو ورق اتصال یافته کلاس B بوده و از ورق پرکننده استفاده نشده است. تعداد صفحات لغزش یک می‌باشد).

۱) 0.95
۲) 0.85
۳) 0.57
۴) 1.05

گزینه ۱

مقاومت هر پیچ بر اساس مقاومت اتکایی:

$$\varphi F_{nv} = 0.75(0.45F_uA_b) = 0.75 \times 0.45 \times 800 \times 314 = 84.78\,kN$$

مقاومت هر پیچ بر اساس مقاومت اصطکاکی:

$$\varphi F_{nv} = \varphi\mu D_u h_f T_b n_s = 1 \times 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 142 \times 1 = 80.23\,kN$$

$$\frac{80.23}{84.78} = 0.95$$

بنابراین ۲۲ درصد افت مقاومت داریم.

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

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

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

در روابط فوق:

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

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

نوع وسیله اتصال	تنش کششی اسمی (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی
پیچ‌های پر مقاومت در حالتی‌که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد	$0.75F_u$ [۴]	$0.45F_u$ [۵]

۱۰-۲-۹-۳-۵ مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی در اتصالات اصطکاکی

مقاومت برشی طراحی پیچ‌های پر مقاومت در اتصالات اصطکاکی بر اساس کنترل لغزش بحرانی مساوی ϕR_{nv} می‌باشد که در آن، ϕ ضریب کاهش مقاومت و R_{nv} مقاومت برشی اسمی به شرح زیر می‌باشد.

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

که در آن:

ϕ = ضریب کاهش مقاومت به شرح زیر:

- برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو ϕ=۱

μ= ضریب اصطکاک به شرح زیر:

- برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلس‌دار تمیز و رنگ‌نشده): μ=۰/۳
- برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ‌نشده) : μ=۰/۵

D_u = نسبت پیش تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش تنیدگی حداقل پیچ‌ها و مساوی ۱/۱۳

h_f = ضریب کاهش بخاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:

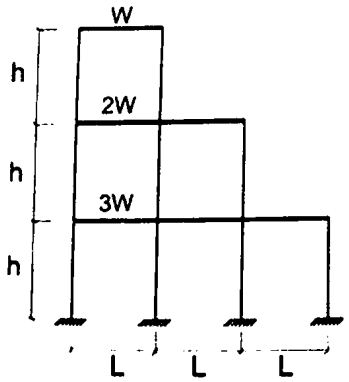
- در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی ۱

T_b = حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ طبق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۷

n_s = تعداد صفحات لغزش

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۳۰- شکل زیر یک قاب ساختمانی فولادی را نشان می‌دهد که مجموع بارهای ثقلی ضریب‌دار در تراز طبقه اول برابر 3W، در تراز طبقه دوم برابر 2W و در تراز طبقه سوم برابر W است. فرض کنید برای تأمین الزامات پایداری این قاب از روش تحلیل مستقیم و τ_b ثابت استفاده شده است. مجموع، مقدار برش پایه ناشی از آثار نواقص هندسی اولیه و مقدار برش پایه ناشی از τ_b ثابت به کدام‌یک مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 0.003W

۲) 0.018W

۳) 0.012W

۴) 0.002W

گزینه ۲

بار جانبی در هر طبقه برابر $0.002Y_i + 0.001Y_i = 0.003Y_i$ خواهد بود.

بنابراین بار جانبی کل (مطابق شکل زیر) برابر 0.018W خواهد بود.

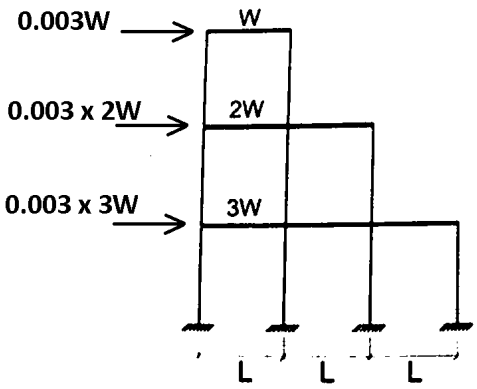
۱-۱-۵-۱-۲-۱۰ ملاحظات نواقص هندسی اولیه

$$N_i = ۰/۰۰۲Y_i \qquad (۴-۱-۲-۱۰)$$

که در آن:

N_i=بار جانبی فرضی در طبقهٔ i

Y_i=بار ثقلی ضریبدار در طبقهٔ i ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری



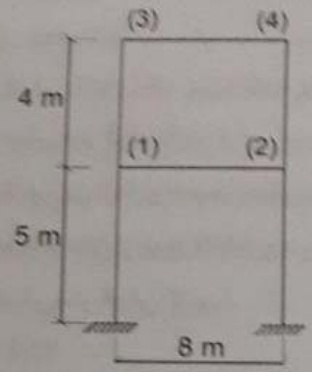
۲-۱-۵-۱-۲-۱۰ تنظیمات سختی اعضاء

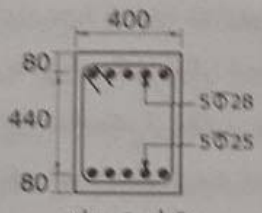
$$(EI)^* = ۰/۸\tau_b EI \qquad (۴-۱-۲-۱۰)$$

(۳) به جای استفاده از τ_β متغیر در رابطه ۶-۱-۲-۱۰ برای کاهش اضافی سختی خمشی اعضاء می‌توان مقدار τ_β را برای کلیهٔ نسبت‌های $\frac{P_u}{P_y}$ برابر یک فرض کرد مشروط بر اینکه یک بار جانبی اضافی برابر ۰/۰۰۱Y_i به کلیهٔ طبقات اعمال شود. این بار جانبی اضافی باید در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته شود. مورد (۲) از یادداشت بند ۱-۱-۵-۱-۲-۱۰ شامل این بار جانبی اضافی نمی‌شود.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۳۱- شکل زیر یک قاب ساختمانی بتنی با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه را نشان می‌دهد. ابعاد مقطع تیرها 400×600 mm و ابعاد مقطع ستون‌ها 600×600 mm است. اگر مقدار نیروی برشی ستون‌های طبقه دوم (ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها) برابر 340 کیلونیوتن باشد، آنگاه نیروی برشی نهایی مؤثر در بحرانی‌ترین اتصال طبقه اول (گره‌های 1 و 2) برحسب کیلونیوتن به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (میلگردها از رده S400 و بتن از رده C30 بوده و ابعاد مقطع تیرها به میلی‌متر است).





مقطع تیرها در بر اتصال

۱) 1200
۲) 1880 ✓
۳) 1570
۴) 1540

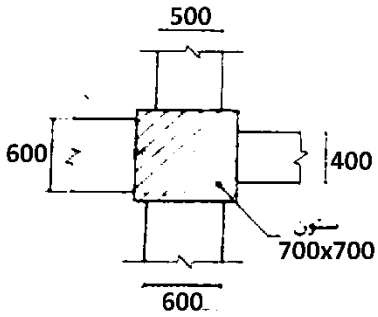
گزینه ۱

$$V_{\text{اتصال}} = 1.47F_{yd}A_s - V_{col} = 1.47 \times 0.85 \times 400 \times \left(5 \times 3.14 \times \frac{28^2}{4}\right) - 340000 = 1197\ kN$$

www.hoseinzadeh.net

۳۲- شکل زیر اتصال چهار تیر بتنی با مقاطع به ابعاد 500 x 500 mm ، 400 x 400 mm 600×600 mm به یک ستون با مقطع 700×700 mm را نشان می‌دهد. در خصوص این اتصال کدام‌یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

(ابعاد در شکل به میلی‌متر است)



۱) اتصال در صورتی از چهار سمت محصورشده تلقی می‌شود که مقاومت فشاری بتن تیر بیش از مقاومت فشاری بتن ستون باشد.

۲) اتصال از سه سمت محصورشده محسوب نمی‌شود.

۳) اتصال از دو سمت مقابل محصورشده محسوب می‌شود.

۴) اتصال از چهار سمت محصورشده محسوب می‌شود.

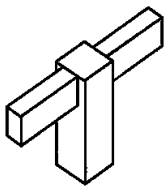
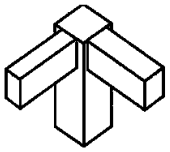
گزینه ۲

حداقل بعد تیر، برای اینکه به عنوان تیر محصور کننده منظور شود، برابر ¾ بعد ستون می باشد:

$$\frac{3}{4} \times 700 = 525\ mm$$

بنابراین تنها تیرهای با عرض 600 mm به عنوان تیر محصور کننده خواهند بود.

بنابراین اتصال از دو سمت "مجاور" محصور شده محسوب می شود.

محصور شده از دو سمت مقابل	محصور شده از دو سمت مجاور
	

۹-۲۳-۴-۴-۱-۳ نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال، V_r، را می‌توان با شرط رعایت ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۴-۲ حداکثر برابر با مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفت:

الف- برای اتصالات محصور شده در چهار سمت $۱۲A_j v_c$

ب- برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم $۹A_j v_c$

پ- برای سایر اتصالات $۷/۵A_j v_c$

یک اتصال زمانی توسط نیرویی که به یک وجه آن می‌رسد محصور شده تلقی می‌گردد که تیر حداقل سه‌چهارم سطح آن اتصال را پوشانده باشد.

www.hoseinzadeh.net

۳۳- یک تیر بتنی دو سر ساده تحت بار گسترده یکنواخت مرده 50 kN/m قرار دارد. تحت این بارگذاری، ممان اینرسی موثر مقطع (I_e)، 5 درصد بیش از ممان اینرسی مقطع ترک خورده (I_{cr}) بوده و تغییر شکل آنی در وسط دهانه 14.5 mm است. اگر علاوه بر بار مرده مذکور، بار گسترده یکنواخت زنده برابر 25 kN/m نیز به تیر اعمال شود، آنگاه تغییر شکل آنی در وسط دهانه ناشی از بار زنده، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟

۱) 8 mm
۲) 23 mm
۳) 13 mm
۴) 10 mm

گزینه ۱

روش تقریبی:

تحت بار مرده $I_e = 1.05I_{cr}$ می باشد پس از اعمال بار زنده مقدار I_e قدری کاهش خواهد یافت.

بنابراین:

$$I_{cr} < I_e < 1.05I_{cr}$$

بنابراین تغییر قابل توجهی در میزان ممان اینرسی مقطع نداریم.

در نتیجه مقدار تغییرمکان آنی ناشی از بار زنده تقریبا برابر است با:

$$q_D = 50 \quad \rightarrow \quad \Delta_D = 14.5\ mm$$
$$q_L = 25 \quad \rightarrow \quad \Delta_L \approx 7.25\ mm$$

روش دقیق:

قبل از اعمال بار زنده:

$$\left.\begin{aligned} I_e &= I_{cr} + (I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3 \\ I_e &= 1.05I_{cr} \end{aligned}\right\} \quad (I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3 = 0.05I_{cr}$$

بعد از اعمال بار زنده (با توجه به اینکه پس از اعمال بار زنده مقدار بار 1.5 برابر می شود):

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{1.5M_D}\right)^3 = I_{cr} + \left((I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{M_D}\right)^3\right) \times 0.296$$

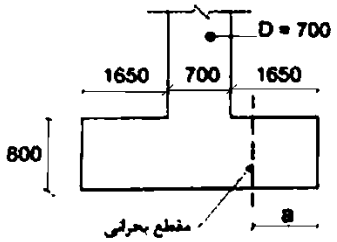
$$= I_{cr} + 0.05I_{cr} \times 0.296 = 1.0148I_{cr}$$

$$\left.\begin{aligned} \Delta_D &= \frac{5}{384}\frac{q_D L^4}{EI_e} = \frac{5}{384}\frac{50L^4}{E(1.05I_{cr})} = 14\ mm \\ \Delta_{D+L} &= \frac{5}{384}\frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_e} = \frac{5}{384}\frac{75L^4}{E(1.0148I_{cr})} = 14\ mm \times \left(\frac{75}{50}\right) \times \left(\frac{1.05}{1.0148}\right) = 21.73\ mm \end{aligned}\right\}$$

$$\Delta_L = 21.73 - 14 = 7.73\ mm$$

www.hoseinzadeh.net

۳۴- فرض کنید یک پی منفرد به ابعاد 4×4×0.8 m در زیر یک ستون بتنی دایره‌ای به قطر 700 میلی‌متر قرار دارد. برای تعیین مقدار حداکثر لنگر خمشی در پی منفرد، فاصله مقطع بحرانی تا بر پی (a) برحسب میلی‌متر به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25، میلگردها از نوع S400 و در شکل ابعاد به میلی‌متر است. عمق موثر مقطع پی را برابر 700 میلی‌متر فرض کنید).



۱) 950
۲) 1690
۳) 1650
۴) 1300

گزینه ۲

ابعاد ستون مربعی معادل با ستون دایره ای برابر است با:

$$\pi \times \frac{700^2}{4} = a^2 \quad \rightarrow \quad a = 620.2\,mm$$

$$a = \frac{4000 - 620.2}{2} = 1689.9\,mm$$

۹-۲۰-۴ ضوابط تعیین بارهای وارد بر شالوده‌ها

۹-۲۰-۴-۱ کلیات

۹-۲۰-۴-۱-۱ لنگرهای خمشی و نیروهای برشی نهایی‌که در طراحی مقاطع مختلف شالوده مورد استفاده قرار می‌گیرند باید زیر اثر بارهای نهایی و واکنش‌های متناظر با آنها و براساس اصول شناخته شده تحلیل سازه‌ها تعیین شوند.

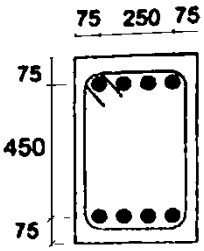
۹-۲۰-۴-۱-۲ در شالوده‌ها به جای استفاده از ضوابط بند ۹-۲۰-۴-۱-۱، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی نهایی در مقاطع مختلف را می‌توان به صورت تقریبی از حاصلضرب مقادیر این عامل‌ها زیر اثر بارهای بدون ضریب در یک ضریب کلی ایمنی بارها به دست آورد. این ضریب کلی ایمنی را باید به نحوی مناسب از تقسیم بارهای نهایی به بارهای بهره‌برداری تعیین نمود.

۹-۲۰-۴-۱-۳ در شالوده‌های روی شمع، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی نهایی در مقاطع مختلف سرشمعی را می‌توان با این فرض که عکس‌العمل هر شمع به صورت متمرکز در مرکز آن شمع اثر می‌کند، تعیین نمود.

۹-۲۰-۴-۱-۴ در شالوده‌هایی‌که زیر ستون یا ستون پایه‌های بتنی با مقاطع دایره یا چند ضلعی منظم قرار دارند، برای تعیین موقعیت مقاطع بحرانی در خمش و برش ، می‌توان مقطع ستون یا ستون پایه را با یک مقطع فرضی مربع شکل با مساحتی برابر مساحت ستون یا ستون پایه جایگزین نمود.

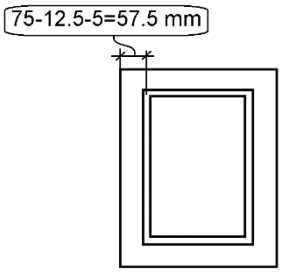
www.hoseinzadeh.net

۳۵- فرض کنید یک مقطع بتنی به ابعاد 400×600 mm (مطابق شکل زیر)، تحت اثر توام برش (V_u) و پیچش (T_u) قرار دارد. اگر مقدار V_u برابر 50% حداکثر نیروی برشی مقاوم مقطع (در حالتی که مقطع فقط تحت اثر V_u قرار دارد) باشد، آنگاه در صورت تامین خاموت‌های برشی و پیچشی مورد نیاز، مقدار حداکثر لنگر پیچشی قابل اعمال بر مقطع در حضور نیروی برشی V_u برحسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگردها از نوع S400 هستند. در محاسبات قطر میلگردهای طولی را برابر 25 میلی‌متر و قطر میلگردهای عرضی را برابر 10 میلی‌متر در نظر بگیرید. ابعاد مقطع به میلی‌متر است. همچنین فرض کنید در عضو امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر بازپخش لنگرهای داخلی وجود ندارد).



۱) 74
۲) 374
۳) 274
۴) 174

گزینه ۱



با توجه به اینکه $V_u = 0.5V_{r-max} = 0.5 \times 0.25 f_{cd} bd = 2.03\ bd$ می باشد، داریم:

$$P_h = 2[(400-115)+(600-115)] = 1540\ mm$$
$$A_{oh} = (400-115)(600-115) = 138225\ mm^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{2.03bd}{bd}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times 1540}{1.7 \times 138225^{\,2}}\right)^2} < 0.25 f_{cd} = 4.06MPa$$

$$\left(\frac{T_u \times 1540}{1.7 \times 138225^{\,2}}\right) = 3.51 \quad \rightarrow \quad T_u = 74\ kN.m$$

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

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1/7 A_{oh}^{\,2}} \le 0/25 f_{cd} \qquad (۹-۱۵-۲۱)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1/7 A_{oh}^{\,2}}\right)^2} \le 0/25 f_{cd} \qquad (۹-۱۵-۲۲)$$

www.hoseinzadeh.net

۳۶- در یک تیر بتنی با مقطع مربعی شکل که تحت اثر برش و خمش قرار دارد، نسبت حداکثر نیروی برشی مقاوم تامین شده (قابل قبول) توسط فولادهای برشی به نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط بتن به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C30 و میلگردها از نوع S400 است. برای تعیین نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط بتن استفاده از روابط با جزئیات دقیق‌تر مدنظر نیست).

۱) 1.25 ۲) 5.25 ۳) 5.85 ۴) 4.0

گزینه ۳

مقاومت برشی بتن:

$$V_c = 0.2\varphi\sqrt{f_c}bd = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{30}bd = 0.712\ bd$$

مقاومت برشی فولادهای برشی (حداکثر ممکن):

$$V_s = V_r - V_c = 0.25 f_{cd} bd - V_c = 0.25 \times 0.65 \times 30bd - 0.712\ bd = 4.163bd$$

$$\frac{V_s}{V_c} = \frac{4.163}{0.712} = 5.84$$

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

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

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

$$V_c = v_C b_w d \qquad (۹-۱۵-۳)$$

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

$$v_c = ۰/۲\varphi_c \lambda \sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۵-۴)$$

۹-۱۵-۲-۲ مقدار V_r از رابطه (۹-۱۵-۲) محاسبه می‌شود:

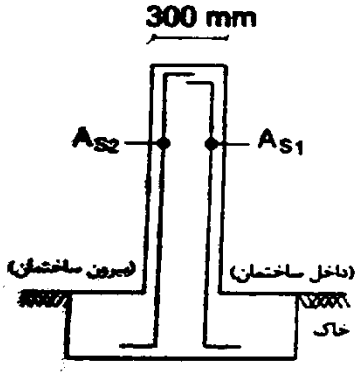
$$V_r = V_c + V_s \qquad (۹-۱۵-۲)$$

مقادیر V_c و V_s بر اساس ضوابط قسمت‌های ۹-۱۵-۳ و ۹-۱۵-۴ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۵-۲-۳ مقدار V_r نباید بیشتر از $۰/۲۵ f_{cd} b_w d$ در نظر گرفته شود.

www.hoseinzadeh.net

۳۷- شکل زیر یک دیوار برشی بتنی به ضخامت 300 میلی‌متر مربوط به یک ساختمان بتنی با شکل‌پذیری متوسط را نشان می‌دهد. اگر قطر میلگردهای مورداستفاده 16 میلی‌متر باشد، آنگاه بدون توجه به مقدار محاسباتی آرماتورهای قائم، کدام‌یک از آرماتورهای قائم زیر به عنوان حداقل آرماتورگذاری دیوار محسوب می‌گردد؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S340 است. همچنین فرض کنید دیوار تحت اثر نیروی برشی افقی در امتداد صفحه دیوار قرار دارد و نسبت ارتفاع دیوار به طول افقی دیوار برابر 2.5 است).



۱) $A_{s1}=150\ mm^2/m$, $A_{s2}=500\ mm^2/m$

۲) $A_{s1}=225\ mm^2/m$, $A_{s2}=225\ mm^2/m$

۳) $A_{s1}=375\ mm^2/m$, $A_{s2}=375\ mm^2/m$

۴) $A_{s1}=150\ mm^2/m$, $A_{s2}=300\ mm^2/m$

گزینه ۳

در هر متر طول دیوار مساحت حداقل میلگرد قائم دیوار برابر است با:

$$0.0025 \times 300^{mm} \times 1000^{mm} = 750\ mm^2$$

در بقیه گزینه ها مقدار میلگرد قائم کمتر از 750 mm^2 می باشد.

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۹-۲۳-۳-۳-۱ در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها باید ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳، مربوط به ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد، و با در نظر گرفتن استثناهای بندهای ۹-۲۳-۳-۳-۲ و ۹-۲۳-۳-۳-۳ رعایت شوند.

۹-۲۳-۳-۳-۲ به جای آرماتورگذاری عرضی ویژه در هر مورد که در بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳ ضرورت پیدا کند می‌توان آرماتورگذاری عرضی مطابق ضابطه بند۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ به کار برد.

۹-۲۳-۳-۳-۳ برای مهار و وصله میلگردها رعایت ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۳-۲-۶ الزامی نیست. مهار و وصله میلگردها مطابق ضوابط فصل بیستم و یکم صورت می‌گیرد.

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۹-۲۳-۴-۳-۲ آرماتورهای قائم و افقی

۹-۲۳-۴-۳-۲-۱ در دیوارهای سازه‌ای نسبت آرماتور در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۲۵ درصد باشد، مگر آنکه نیروی برشی نهایی موجود در مقطع دیوار از $0/5A_{cv}v_c$ کمتر باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۹-۴ رعایت شود.

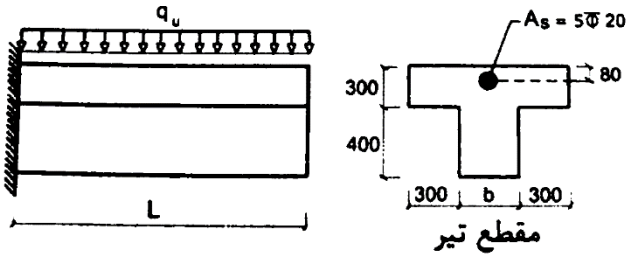
۹-۲۳-۴-۳-۲-۲ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از چهار درصد بیشتر باشد.

۹-۲۳-۴-۳-۲-۳ فاصله محور تا محور میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر اختیار شود.

در اجزای مرزی فاصله میلگردهای قائم نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شوند.

www.hoseinzadeh.net

۳۸- شکل زیر یک تیر بتنی طره‌ای با مقطع T شکل را نشان می‌دهد. بدون توجه به میزان آرماتورهای محاسباتی، حداکثر مقدار عرض جان مقطع (b) برای آنکه میلگردهای فوقانی مقطع قابل قبول باشند، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگردها از نوع S400 است. همچنین ابعاد مقطع تیر به میلی‌متر است).



مقطع تیر

۱) 360 mm
۲) 125 mm
۳) 180 mm
۴) 250 mm

گزینه ۱

با افزایش مقدار b، عرض بال تیر نیز افزایش میابد و ممکن است آرماتور حداقل رعایت نشود.

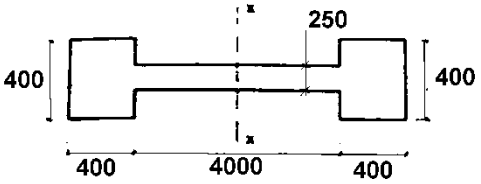
$$\frac{A_s}{b_e d} > Max\left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y}\right) = 0.0035$$

$$\rightarrow \quad \frac{5 \times 314}{b_e \times 620} > 0.0035 \quad \rightarrow \quad b_e < 723\, mm$$

$$b_e = Min(b + 600, 2b) < 723\, mm \quad \rightarrow b < 361\, mm$$

www.hoseinzadeh.ir

۳۹- محاسبات نشان می‌دهد بار نهایی وارد بر دیواری با مقطع نشان داده شده در شکل زیر که مربوط به یک ساختمان بتنی با شکل‌پذیری ویژه است. برابر Nu=150 kN (بار محوری فشاری) Mux = ±7000 kN.m (لنگر خمشی حول محور قوی) بوده و تحت این بارگذاری وجود اجزاء مرزی الزامی است. کدام‌یک ازگزینه‌های زیر، حداقل میلگرد طولی قابل قبول برای اجزای مرزی، با توجه به بار نهایی وارد بر دیوار را مشخص می‌کند؟ (رده بتن C25، نوع فولاد S400 و میلگردگذاری مقطع دیوار کاملاً متقارن فرض شود. ابعاد روی شکل برحسب میلی‌متر است).



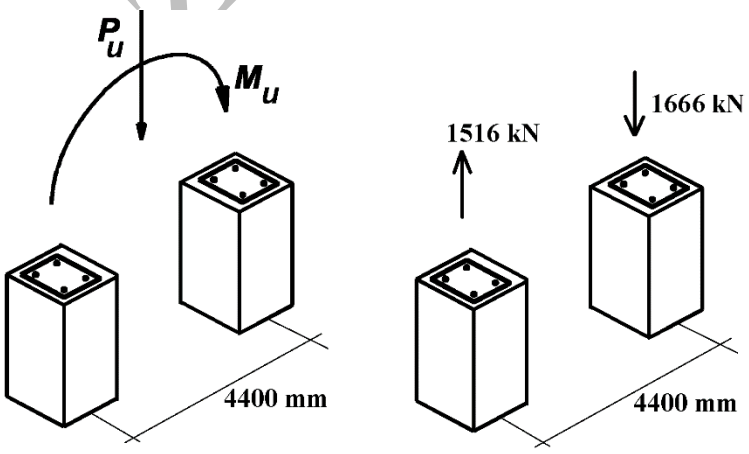
۱) 12Φ16
۲) 12Φ20
۳) 12Φ18
۴) 12Φ22

گزینه ۴

۹-۲۳-۴-۳-۳-۲ اجزای مرزی دردیوارها باید در حالت حدی نهایی مقاومت برای مجموع بارهای قائم وارد به دیوار شامل بارهای اجزای مرتبط با دیوار و وزن دیوار و نیروی محوری ناشی از لنگر واژگونی حاصل از نیروهای جانبی زلزله طراحی شوند.

$$F_{\text{فشاری}} = \frac{M}{4.4^m} + \frac{P}{A} = \frac{7000}{4.4} + \frac{150}{2} = 1591 + 75 = 1666\ kN$$

$$F_{\text{کششی}} = \frac{M}{4.4^m} - \frac{P}{A} = \frac{7000}{4.4} - \frac{150}{2} = 1591 - 75 = 1516\ kN$$



کنترل مقطع برای کشش:

$$1516000N < A_s F_{yd} \quad \rightarrow A_s > 4458\ mm^2 \quad \rightarrow 12\varphi 22$$

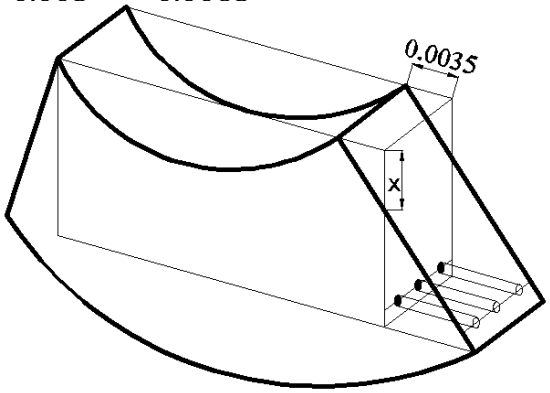
www.hoseinzadeh.net

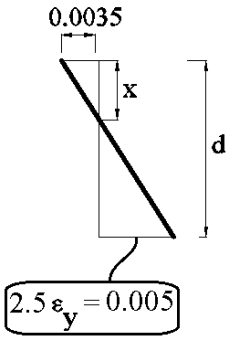
۴۰- در یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیلی در حالت حدی نهایی تحت اثر خمش، کرنش در مرکز سطح آرماتور کششی دو و نیم برابر کرنش نظیر جاری شدن فولاد می‌باشد. اگر عمق موثر مقطع تیر (فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتورهای کششی طولی) برابر 680 میلی‌متر بوده و بتن از رده C30 و آرماتورها از رده S400 باشد، فاصله تار خنثی از دورترین تار فشاری مقطع حدوداً چند میلی‌متر خواهد بود؟

۱) 140 ۲) 320 ۳) 280 ۴) 230

گزینه ۳

$$x = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.005} d = \frac{0.0035}{0.0085} \times 680 = 280\ mm$$





www.hoseinzadeh.net

۴۱- در یک عضو بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل تحت اثر همزمان برش، خمش و نیروی محوری فشاری، بدون استفاده از رابطه با جزئیات دقیق‌تر، اگر پهنای عضو 25 درصد بزرگتر شود ولی سایر ابعاد و مشخصات ثابت بماند، حداکثر نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط بتن حدوداً چند درصد می‌تواند افزایش یابد؟ (فرض کنید مقدار نیروی فشاری نهایی برابر $2A_g$ برحسب نیوتن می‌باشد و A_g مساحت برحسب میلی‌متر مربع قبل از افزایش پهنا است).

۱) 14 ۲) 28 ۳) 25 ۴) 21

گزینه ۴

$$\frac{V_{c2}}{V_{c1}}=\frac{v_c\left(1+\frac{N_u}{12A_{g'}}\right)(b'd)}{v_c\left(1+\frac{N_u}{12A_g}\right)bd}=\frac{\left(1+\frac{2A_g}{12(1.25A_g)}\right)(1.25bd)}{\left(1+\frac{2A_g}{12A_g}\right)bd}=\frac{(1.1333)(1.25bd)}{(1.1667)bd}=1.21$$

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

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

$$V_c=v_c b_w d \qquad (۹-۱۵-۳)$$

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

$$v_c=۰/۲\varphi_c\lambda\sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۵-۴)$$

۹-۱۵-۳-۱-۲ برای اعضایی‌که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

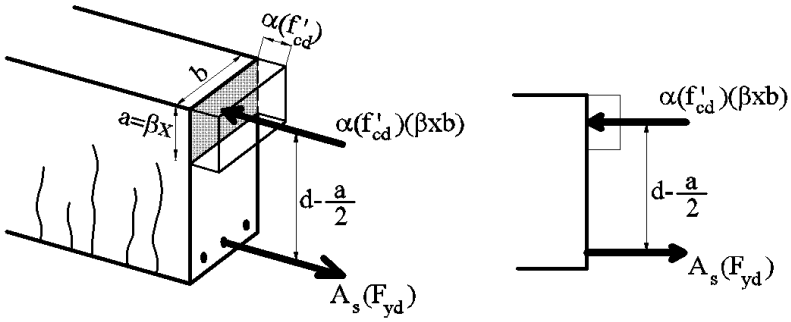
$$V_c=v_c(۱+\frac{N_u}{۱۲A_g})b_w d \qquad (۹-۱۵-۵)$$

www.hoseinzadeh.net

۴۲- در یک تیر بتن‌آرمه در محاسبه لنگر خمشی مقاوم اسمی، عمق ناحیه فشاری ($\beta_1 x$) برابر 0.22d بدست آمده است که d فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی است. نسبت لنگر خمشی مقاوم محتمل به لنگر خمشی مقاوم اسمی برای این مقطع حدوداً چقدر خواهد بود؟

۱) 1.10 ۲) 1.25 ۳) 1.21 ۴) 1.16

گزینه ۳



هنگام محاسبه مقاومت خمشی "اسمی"، مقدار βx و در نتیجه مقاومت خمشی از رابطه زیر بدست میاید:

$$a = \beta x = \frac{A_s(F_y)}{\alpha(b)(f_c')} = 0.22d$$

$$\rightarrow \quad M_n = A_s F_y Z = A_s F_y \left(d - \frac{0.22d}{2}\right) = A_s F_y (0.89d)$$

محاسبه مقاومت خمشی "محتمل"، مقدار βx و در نتیجه مقاومت خمشی از رابطه زیر بدست میاید:

$$a = \beta x = \frac{A_s(1.25F_y)}{\alpha(b)(f_c')} = 1.25 \times 0.22d = 0.275d$$

$$\rightarrow \quad M_{pr} = A_s(1.25F_y)Z = A_s 1.25F_y \left(d - \frac{0.275d}{2}\right) = A_s F_y (1.0781d)$$

$$\frac{M_{pr}}{M_n} = \frac{1.0781}{0.89} = 1.21$$

www.hoseinzadeh.net

۴۳- مقدار حداکثر نیروی برشی نهایی قابل انتقال به یک دیوار برشی به طول 6 متر از دیافراگم مجاور آن که متشکل از سقف تیرچه بلوک با ضخامت دال 50 میلی‌متر و آرماتور حرارتی Φ6@200 mm است، برحسب کیلونیوتن به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و آرماتور از نوع S400 است. فرض کنید ضریب α_c دارای بیشترین مقدار ممکن است).

۱) 500 ۲) 350
۳) 400 ۴) 450

گزینه ۳

$$v_c = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} = 0.65\ MPa$$

$$\varphi V_r = 0.7 A_{cv}(\alpha_c v_c + \rho_n f_{yd}) = 0.7(6000 \times 50)\left(1.5 \times 0.65 + \frac{3.14 \times \frac{6^2}{4}}{200 \times 50} \times 0.85 \times 400\right) = 406\ kN$$

۹-۲۳-۴-۵-۲ دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها

۹-۲۳-۴-۵-۲-۱ در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید بر اساس رابطه (۹-۲۳-۷) صورت گیرد:

$$V_u \le \phi_n . V_r \qquad (۹-۲۳-۷)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی نهایی است که از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و بارهای جانبی زلزله به دست آمده است و V_r مقاومت برشی نهایی مقطع است که مطابق بند ۹-۲۳-۴-۵-۲-۲ محاسبه می‌شود. ϕ_n ضریب اصلاحی مقاومت است که در این قطعات مساوی با ۰/۷ منظور می‌گردد.

۹-۲۳-۴-۵-۲-۲ مقاومت برشی نهایی مقطع، V_r، با استفاده از رابطه (۹-۲۳-۸) محاسبه می‌شود:

$$V_r = A_{cv}(\alpha_c v_c + \rho_n f_{yd}) \qquad (۹-۲۳-۸)$$

در این روابط α_c ضریبی است که به شرح (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفته می‌شود:

الف- در دیوارها و دیافراگم‌هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگتر یا مساوی ۲ است، α_c = ۱

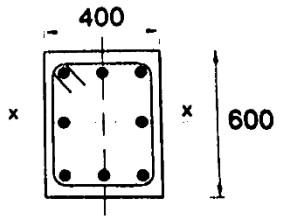
ب- در دیوارها و دیافراگم‌هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچکتر یا مساوی ۱/۵ است، α_c =۱/۵

پ- در دیوارها و دیافراگم‌هایی‌که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون‌یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

www.hoseinzadeh.net

۴۴- نتایج تحلیل استاتیکی مرتبه اول برای یک عضو فشاری بتنی با مقطع شکل زیر به‌صورت زیر است:

$M_y = 10\ kN.m$ ، $M_x = 40\ kN.m$ ، $P = 1000\ kN$



در صورتی‌که عضو مهار شده باشد حداقل نیروهایی که بدون احتساب ضرایب تشدید لنگر، در طراحی این عضو باید در نظر گرفت به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است. (ابعاد روی شکل به میلی‌متر است)

۱) $M_y = 27\ kN.m$ ، $M_x = 33\ kN.m$ ، $P = 1000\ kN$
۲) $M_y = 27\ kN.m$ ، $M_x = 40\ kN.m$ ، $P = 1000\ kN$
۳) $M_y = 20\ kN.m$ ، $M_x = 40\ kN.m$ ، $P = 1000\ kN$
۴) $M_y = 10\ kN.m$ ، $M_x = 40\ kN.m$ ، $P = 1000\ kN$

گزینه ۲

$$M_{min-x} = 1000 \times (15 + 0.03 \times 600) = 33\ kN.m$$
$$M_{min-y} = 1000 \times (15 + 0.03 \times 400) = 27\ kN.m$$

۹-۱۶-۹ حداقل برون‌محوری بار

۹-۱۶-۹-۱ در قطعات فشاری مهار شده چنانچه بار محوری و لنگر خمشی‌حاصل از تحلیل الاستیکی مرتبه اول چنان باشد که برون محوری بار در آنها کمتر از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۶-۱۸) باشد:

$$e_{min} = ۱۵ + ۰/۰۳h \qquad (۹-۱۶-۱۸)$$

باید e_{min} را به عنوان برون‌محوری بار در محاسبات لنگر خمشی عضو و اثر لاغری منظور کرد. این برون‌محوری باید برای خمش حول هر دو محور اصلی مقطع، بطور جداگانه، به‌کار گرفته شود. در این صورت لنگر خمشی $M_{۲min}$ از رابطه (۹-۱۶-۱۹) به دست می‌آید.

$$M_{۲min} = N_u(۱۵ + ۰/۰۳h) \qquad (۹-۱۶-۱۹)$$

در این حالت می‌توان C_m را برابر با یک در نظر گرفته و یا بر اساس لنگر خمشی $M_۱$ و $M_۲$ در دو انتهای عضو محاسبه نمود.

www.hoseinzadeh.net

۴۵- در یک قطعه بتنی درجا و دارای شن و ماسه سبک، به منظور انتقال برش بین دو سطح بتن‌ریزی شده در زمان‌های متفاوت از آرماتور برش اصطکاکی عمود بر صفحه برش استفاده شده است. سطح تماس بتنی 0.2 مترمربع بوده و قبل از بتن‌ریزی تمیز و با ایجاد خراش‌هایی به عمق تقریبی 5 میلی‌متر به حالت زبر درآورده شده است. آرماتور برش اصطکاکی 10 عدد Φ12 می‌باشند. نیروی برشی اصطکاکی مقاوم برحسب kN به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (آرماتورها از رده S340 و بتن از رده C20 می‌باشند).

۱) 220
۲) 510
۳) 450
۴) 340

گزینه ۱

$$\left.\begin{aligned}\lambda\mu A_{vf}f_{yd} &= 0.75\times 0.9\times\left(10\times 3.14\times\frac{12^2}{4}\right)\times 0.85\times 340 = 220\ kN\\ 0.25f'_{cd}A_{cv} &= 0.25\times 0.65\times 20\times(0.2\times 10^6\ mm^2) = 4875\ kN = 650\ kN\\ 6.5\varphi A_{cv} &= 6.5\times 0.65\times(0.2\times 10^6\ mm^2) = 5070\ kN = 845\ kN\end{aligned}\right\}\rightarrow\ V_r = 220\ kN$$

۹-۱۵-۱۳-۲ حالت حدی نهائی مقاومت

۹-۱۵-۱۳-۲-۳ در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی نسبت به صفحه برش مایل باشد، به طوری که نیروی برشی در آن ایجاد کشش کند:

$$V_r = \lambda A_{vf} f_{yd}(\mu\sin\alpha_f + \cos\alpha_f) \qquad (۹-۱۵-۲۳-۱)$$

۹-۱۵-۱۳-۲-۴ در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی عمود بر صفحه برش باشد:

$$V_r = \lambda\mu A_{vf} f_{yd} \qquad (۹-۱۵-۲۳-۲)$$

۹-۱۵-۱۳-۲-۵ ضریب اصطکاک μ در روابط (۹-۱۵-۲۳-۱) و (۹-۱۵-۲۳-۲) برابر با یکی از مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف) برای بتنی که به صورت یکپارچه ریخته شده باشد: ۱/۲۵

ب) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای با زبری سطحی قید شده در بند ۹-۱۵-۱۳-۳-۵ ریخته شده باشد: ۰/۹

پ) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای با زبری سطحی کمتر از میزان قید شده در بند ۹-۱۵-۱۳-۳-۵ ریخته شده باشد: ۰/۵

ت) برای بتنی‌که به وسیله گل میخ‌ها یا به وسیله میلگردهایی به پروفیل فولاد ساختمانی مهار شده باشد: ۰/۶

ضریب λ در روابط فوق مطابق بند ۹-۱۳-۷-۸ تعیین می‌گردد.

۹-۱۵-۱۳-۲-۶ مقدار V_r در هیچ حالت نباید بزرگتر از مقادیر $0/25\phi_c f_c A_{cv}$ و $6/5\phi_c A_{cv}$ در نظر گرفته شود.

www.hoseinzadeh.net

۴۶- در یک شالوده حجیم که فاصله مرکز میلگرد آرماتور جلدی تا نزدیک‌ترین سطح جدار برابر 70 میلی‌متر است، کدام‌یک از گزینه‌های زیر را می‌توان به‌عنوان حداقل آرماتور جلدی لازم استفاده نمود؟

۱) Φ10@100 mm
۲) Φ16@150 mm
۳) Φ14@150 mm
۴) Φ14@200 mm

گزینه۲

$$A_b = \frac{1.6 d_c s}{100} = \frac{1.6 \times 70}{100} s \quad \rightarrow \quad \frac{A_b}{s} = 1.12$$

۹-۲۰-۸-۶ آرماتور جلدی

در شالوده‌های حجیم مقدار آرماتور جلدی از رابطه (۹-۲۰-۳) به دست می‌آید:

$$A_b = \frac{۱/۶ d_c s}{۱۰۰} \qquad (۹-۲۰-۳)$$

این مقدار نباید در هیچ حال از یک میلگرد به قطر ۱۰ میلیمتر در هر ۲۰۰ میلیمتر کمتر باشد.

d_c = فاصله مرکز میلگرد آرماتور جلدی تا نزدیکترین سطح جدار در شالوده حجیم، میلی‌متر

$$\varphi 10@100 \quad \rightarrow \quad \frac{A_b}{s} = \frac{78}{100} = 0.78$$

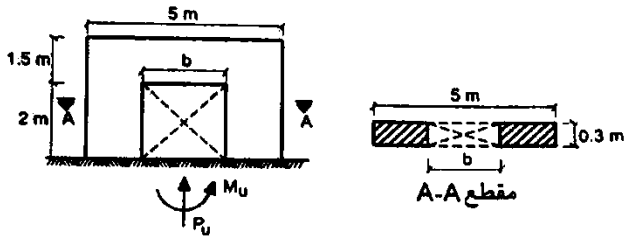
$$\varphi 16@150 \quad \rightarrow \quad \frac{A_b}{s} = \frac{200}{150} = 1.34 \quad ok$$

$$\varphi 14@150 \quad \rightarrow \quad \frac{A_b}{s} = \frac{150}{150} =$$

$$\varphi 14@200 \quad \rightarrow \quad \frac{A_b}{s} = \frac{150}{200} = 0.75$$

www.hoseinzadeh.net

۴۷- فرض کنید در دیوار برشی بتنی شکل زیر P_u=2330 kN و M_u=3600 kN.m است. چنانچه در تمام طول دیوار از میلگردگذاری عرضی ویژه استفاده نشده باشد، آنگاه حداکثر طول بازشو (b) برای آنکه در دیوار برشی مذکور لزومی به تعبیه المان مرزی نباشد به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بازشو در قسمت میانی دیوار قرار دارد و فرض کنید بتن از رده C25 و آرماتورهای موردنیاز از نوع S400 است).



۱) 1.00 m
۲) 2.00 m
۳) 1.50 m
۴) 1.25 m

گزینه ۴

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{My}{I} = \frac{2330000}{(5000-b)\times 300} + \frac{3600\times 10^6 \times 2500}{\frac{300\times 5000^3}{12} - \frac{300\times b^3}{12}} < 0.31 f_{cd} = 5MPa \quad \rightarrow \quad b < 1250\,mm$$

www.hoseinzadeh.net

۴۸- کدام‌یک از موارد ذیل در ارتباط با طراحی شالوده‌های عمیق صحیح نمی‌باشد؟

۱) جهت بررسی ظرفیت باربری نوک شمع و شرایط اطراف آن، حداقل باید تا عمق 4 برابر قطر شمع در زیر نوک شمع شناسایی ادامه یابد مگر آنکه در عمقی کمتر به سنگ سالم و یا خاک سخت برخورد شود.

۲) حداقل ضخامت کلاهک صفحه سر شمع مربوط به گروه شمع برابر 250 میلی‌متر است.

۳) حداقل و حداکثر نسبت آرماتور طولی شمع‌های درجا با قطر یک‌متر به ترتیب به میزان نیم درصد و سه درصد سطح مقطع شمع می‌باشد.

۴) در شمع‌هایی که تمام طول آن‌ها در لایه‌های خاک متراکم باشد بررسی کمانش ضروری نیست.

گزینه ۲

۷-۶-۸-۳-۲ قبل از برنامه‌ریزی اجرای شمع‌های آزمایشی، شرایط زمین و لایه‌بندی خاک در ساختگاه باید به طور کامل بررسی شده باشد. عمق گمانه‌های حفاری آزمایش باید به حدی باشد که نسبت به شرایط در اطراف نوک شمع اطمینان کافی حاصل گردد. این بررسی‌ها باید تا عمق حداقل ۴ برابر قطر شمع زیر نوک شمع ادامه یابد، مگر آنکه در عمقی کمتر به سنگ سالم و یا خاک سخت برخورد شود.

۹-۲۰-۳-۹ ضخامت شالوده‌ها نباید کمتر از ۲۵۰ میلیمتر و ضخامت صفحه سرشمع مربوط به گروه شمع نباید کمتر از ۴۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۰-۵-۷ حداقل و حداکثر نسبت آرماتور طولی شمع‌های درجا با قطر بیش از ۸۰۰ میلیمتر به ترتیب به میزان نیم درصد و سه درصد سطح مقطع شمع منظور می‌گردد.

۹-۲۰-۳-۶ در شمع‌هایی که تمام طول آنها در لایه‌های خاک متـراکم قرار دارد، بررسی کمانش ضروری نیست. اما در شمع‌هایی که تمام یا بخشی‌از طول آنها در خاک سست قرار گرفته و یا خارج از خاک باشد، بررسی کمانش با توجه به شرایط خاص تکیه‌گاهی ضروری است.

www.hoseinzadeh.net

۴۹- اگر بار مرده وارده به زمین در تراز زیر پی سطحی منفرد برابر 400 kN و بار زنده وارد بر پی برابر 120 kN باشد، با فرض خاک چسبنده درزیر پی، برای محاسبه نشست درازمدت، مقدار بار در نظر گرفته شده برحسب کیلونیوتن حدوداً چقدر باید باشد؟

۱) 400 ۲) 520 ۳) 460 ۴) 430

گزینه ۳

$$P = P_D + 0.5P_L = 400 + .5 \times 120 = 460\ kN$$

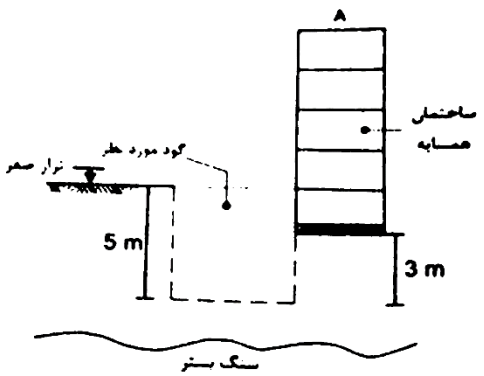
۷-۴-۵-۱ روش تنش مجاز

۷-۴-۵-۱-۱ ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان می‌باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می‌باشد.

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

www.hoseinzadeh.net

۵۰- با توجه به شکل زیر، هدف احداث یک گود به عمق 5 متر می باشد. چنانچه با توجه به جنس خاک منطقه، عمق بحرانی 12 متر باشد، کدام‌یک از گزینه‌های زیر در مورد این گودبرداری صحیح است؟



۱) باید مسئولیت گودبرداری بر عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار گردد.

۲) مهندس طراح بایستی برای طراحی و پایدارسازی گود از متخصص ذیصلاح کمک بگیرد.

۳) مسئولیت گودبرداری بر عهده مهندس طراح ساختمان است.

۴) در مورد پایدارسازی گود تشخیص پیمانکار ذیصلاح کفایت می‌کند.

گزینه ۱

با توجه به عمق پی از زیر پی همسایه، خطر گود از نوع زیاد محسوب می شود.

$$\frac{h}{h_c} = \frac{5}{12} = 0.46 \quad \rightarrow \quad \text{خطر معولی}$$

۷-۳-۳-۴ ارزیابی خطر گود

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

۷-۳-۳-۴-۱ جهت ارزیابی خطر گود قائم لازم است هر سه شرط تعیین شده برای هر دسته در جدول ۷-۳-۱ برقرار باشد. در صورتی که هر سه شرط مذکور با هم برقرار نباشد، خطر گود با توجه به شرطی تعیین می‌شود که خطر بیشتر را تعیین می‌کند. عمق h_c از رابطه ۷-۳-۱ محاسبه می‌شود.

$$h_c = \frac{۲c}{\gamma\sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma} \qquad (۱-۳-۷)$$

که در آن:

h_c عمق بحرانی گودبرداری بر حسب متر، c چسبندگی خاک بر حسب کیلوپاسکال، γ وزن مخصوص خاک بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب، k_a ضریب فشار افقی زمین در حالت محرک و q تنش ناشی از سربار گود بر حسب کیلوپاسکال می‌باشد.

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

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

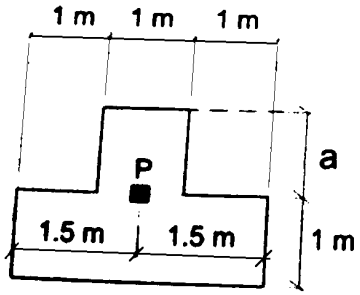
h عمق گود مورد نظر است و h_c عمق بحرانی بر اساس تخمین اولیه c و ϕ به دست آید.

۷-۳-۳-۴-۹ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ معمولی باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری بر عهده مهندس طراح ساختمان است. البته توصیه می‌شود مهندس طراح در پایدارسازی گود از یک متخصص ذیصلاح استفاده نماید.

۷-۳-۳-۴-۱۰ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ زیاد باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید به عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار شود.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۵۱- پلان شکل زیر ابعاد یک پی منفرد به ضخامت ۶۰۰ میلی‌متر را نشان می‌دهد. اگر در محاسبات از وزن پی صرف‌نظر شود، آنگاه مقدار a بر حسب متر برای آنکه تنش در زیر پی تحت اثر نیروی محوری فشاری P (در موقعیت نشان داده شده)، یکنواخت باشد، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 3

۲) $\sqrt{3}$

۳) $\sqrt{2}$

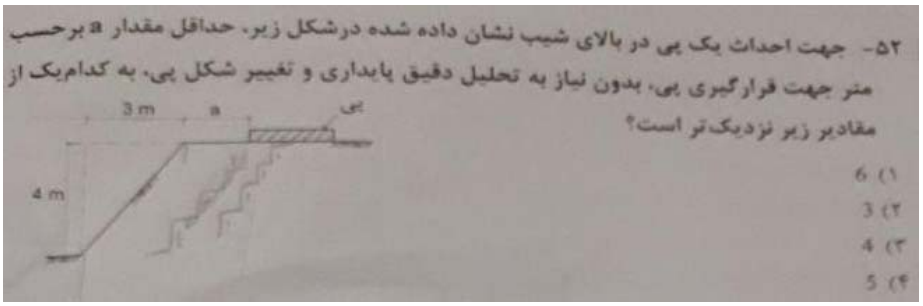
۴) 2

گزینه ۲

تنش زمانی یکنواخت خواهد بود که بار به مرکز سطح پی وارد شود:

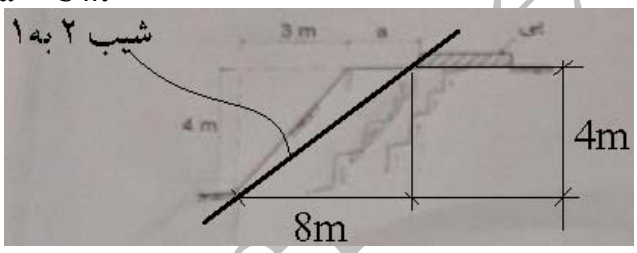
$$\bar{y} = \frac{(1 \times 3) \times 0.5 + (1 \times a) \times \left(1 + \frac{a}{2}\right)}{(1 \times 3) + (1 \times a)} = 1 \quad \rightarrow \quad a = \sqrt{3}$$

www.hoseinzadeh.net



گزینه ۴

$a + 3 = 8 \quad \rightarrow \quad a = 5\ m$



۷-۴-۷-۱-۳ محل پی‌هایی که در نزدیکی شیب‌ها ساخته می‌شود باید مطابق با موارد ذیل انتخاب شود:

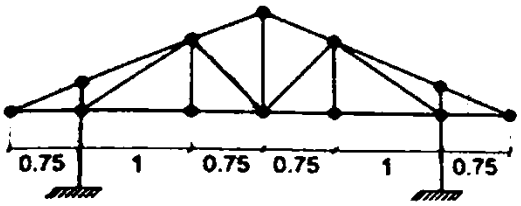
الف- پی‌ها باید از لبه شیب در بالا و پایین شیب فاصله مناسبی داشته باشند که با کنترل پایداری شیب و تغییرشکل‌ها مشخص می شود.

ب- زمانی که پی در بالای شیب قرار می‌گیرد خطی که با شیب ۲ افقی به ۱ قائم از لبه پی می‌گذرد نباید با سطح شیب برخورد کند، مگر آن‌که تحلیل دقیق پایداری و تغییرشکل پی انجام شود.

پ- پی‌هایی که باید بر رو یا در مجاورت سطوح شیب ساخته شوند، باید یا از سطح شیب عقب نشینی کنند و یا با مهارهای افقی و قائم مناسب برای جلوگیری از نشست‌های مخرب تجهیز شوند.

www.hoseinzadeh.net

۵۳- مطابق شکل زیر برای پوشش سقف یک ساختمان بنایی غیرمسلح از خرپای چوبی استفاده شده است. حداکثر شیب قابل قبول این سقف به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ طول اعضای خرپا برابر با طول نظری آن‌ها (گره به گره) در نظر گرفته شود (در شکل ابعاد افقی خرپا به متر است).



۱) 18%
۲) 48%
۳) 38%
۴) 28%

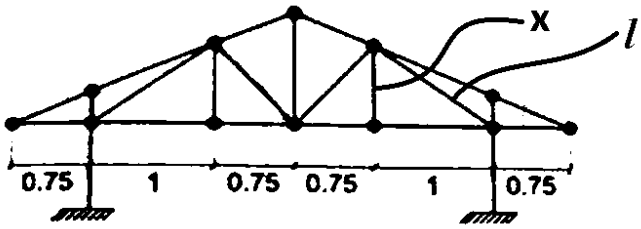
گزینه ۳

حداکثر طول عضو قائم 1.2m میباشد. بنابراین حداکثر شیب برابر است با:

$$\frac{1.2}{2.5} = 0.48$$

از طرفی حداکثر طول عضو مورب نیز نباید بیش از 1.2m شود. بنابراین:

$$l < 1.2\ m \quad \rightarrow \quad \sqrt{x^2 + 1^2} < 1.2 \quad \rightarrow \quad x < 0.666 \quad \rightarrow \quad \text{حداکثر شیب} = \frac{x}{1.75} = \frac{0.666}{1.75} = 0.379$$



۸-۶ ساختمان‌های بنایی غیر مسلح

۸-۶-۵ طرح و اجرا

۸-۶-۵-۸ سقف

۸-۶-۵-۸-۲ سقف ساختمان‌های خشتی و سنگی مشمول این فصل می‌تواند به صورت تخت، شیب‌دار و قوسی با رعایت شرایط زیر ساخته شود.

ب) سقف شیب‌دار

سقف شیب‌دار متشکل از خرپاهای چوبی، تیرچه‌های فرعی و پوشش مناسب روی تیرچه‌های فرعی می‌باشد و رعایت ضوابط زیر در مورد آن الزامی است:

۱- حداکثر فاصله خرپاها از یکدیگر ۴/۵ متر می‌باشد.

۲- خرپاهای چوبی شامل اعضای فوقانی، تحتانی و اعضای مورب و یا قائم متصل کننده اعضای فوقانی و تحتانی می‌باشند.

۳- اعضای فوقانی و تحتانی خرپاها باید از چوب‌هایی با قطر حداقل ۸۰ میلی‌متر باشد.

۴- اعضای مورب و یا قائم باید از چوب‌هایی با قطر حداقل ۵۰ میلی‌متر و طول حداکثر ۱/۲ متر باشد.

۵- فاصله مرکز به مرکز تقاطع‌های موجود روی اعضای فوقانی و تحتانی حداکثر ۱/۲ متر باشد.

۶- اعضای مورب باید به طور مناسبی به اعضای فوقانی و تحتانی متصل شوند. همواره باید امتداد تمام اعضا در یک محل اتصال از یک نقطه به نام مفصل بگذرد.

۷- تیرچه‌ها باید به نحو مناسبی به اعضای فوقانی متصل شوند.

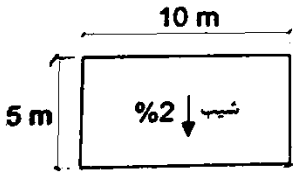
۸- فاصله محور به محور تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۶۰۰ میلی‌متر باشد.

۹- حداقل قطر تیرچه‌ها براساس جدول ۸-۶-۲ به دست می‌آید.

www.hoseinzadeh.net

www.hoseinzadeh.net

۵۴- در نظر است برای شیب‌بندی و عایق‌کاری پوشش یک بام کاملاً تخت به ابعاد 10×5 m از ملات کاهگل استفاده شود. اگر ضخامت ملات کاهگل در پائین‌ترین قسمت شیب برابر 50 میلی‌متر و شیب بام در امتداد بعد کوچک پلان (مطابق شکل) برابر 2% باشد، آنگاه برای ساختن ملات کاهگل این سقف حدوداً چند کیلوگرم کاه لازم است؟



۱) 375
۲) 50
۳) 125
۴) 250

گزینه ۴

اگر ضخامت در پایین ترین قسمت 50 mm باشد، با توجه به شیب 2%، ضخامت سقف در بالاترین قسمت برابر خواهد بود با:

$$t_{max} = 50^{mm} + 0.02 \times 5000^{mm} = 50 + 100 = 150^{mm}$$

حجم کل کاهگل برابر خواهد بود با:

$$V = \frac{0.05^m + 0.15^m}{2} \times 5^m \times 10^m = 5\ m^3$$

مقدار کاه لازم برای هر مترمکعب برابر 50 کیلوگرم می باشد و کل کاه لازم برای $5\ m^3$ برابر است با:

$$50 \times 5 = 250\ kg$$

۸-۲-۲-۶-۱ انواع ملات‌ها

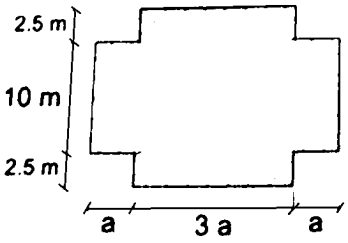
ت) ملات‌های گلی

ملات‌های گل و کاهگل در این گروه قرار می‌گیرند و ماده چسباننده آن‌ها گل رس است. ملات گل از اختلاط خوب خاک و آب و ورز دادن کامل آن ساخته می‌شود. این ملات پس از خشک شدن جمع شده و ترک می‌خورد. از ملات گل فقط باید به عنوان لایه بستر (ملات بین ردیف‌های مختلف) در دیوارهای خشتی استفاده شود.

برای جلوگیری از ترک خوردن ملات گل پس از خشک شدن به آن کاه می‌افزایند. برای ساختن هر مترمکعب کاهگل حدود ۴۵ تا ۵۰ کیلوگرم کاه لازم است. از ملات کاهگل فقط برای ساخت خشت و اندودکاری دیوارها و پوشش بام برای عایق‌کاری رطوبتی و حرارتی استفاده می‌شود.

www.hoseinzadeh.net

۵۵- شکل زیر پلان یک ساختمان بنایی غیرمسلح یک طبقه و از نوع آجری را نشان می‌دهد. براساس الزامات مبحث هشتم مقررات ملّی ساختمان، محدوده مجاز a به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) $1\ m \leq a \leq 6\ m$

۲) $1.5\ m \leq a \leq 5\ m$

۳) $1.5\ m \leq a \leq 6\ m$

۴) $0.83\ m \leq a \leq 5\ m$

گزینه ۲

طول ساختمان نباید بیش از دو برابر عرض یا ۲۵ متر باشد:

اگر فرض کنیم 5a طول ساختمان باشد:

$$5a < Min(25^m, 2 \times 15^m) = 25\ m \quad \rightarrow \quad a < 5\ m$$

اگر فرض کنیم 5a عرض ساختمان باشد:

$$15 < Min(25^m, 2 \times 5a) \quad \rightarrow \quad a > 1.5\ m$$

۸-۶ ساختمان‌های بنایی غیر مسلح

۸-۶-۵ طرح و اجرا

۸-۶-۵-۱ الزامات عمومی

پلان ساختمان باید واجد خصوصیات زیر باشد:

الف) طول ساختمان از دو برابر عرض آن یا ۲۵ متر بیشتر نباشد.

ب) نسبت به هر دو محور اصلی تقریباً قرینه باشد.

پ) در ساختمان‌های خشتی و سنگی نباید پیشامدگی و پسرفتگی در پلان وجود داشته باشد ولی پیشامدگی و پسرفتگی در پلان ساختمان‌های آجری با رعایت الزامات زیر مجاز می‌باشد:

- اندازه پیشامدگی در هر راستایی نباید از یک پنجم بُعد ساختمان در همان راستا بیشتر باشد و علاوه بر آن بعد دیگر پیشامدگی نباید از مقدار پیشامده کمتر باشد.
- چنانچه اتصال قسمت پیشامده با ساختمان، بیش از نصف بُعد ساختمان در آن راستا باشد، این قسمت پیشامدگی تلقی نمی‌شود و در این صورت محدودیتی برای بُعد دیگر وجود ندارد مشروط بر آن که پلان ساختمان به طور نامناسبی نامتقارن نگردد.

در صورت نداشتن هر یک از الزامات فوق، باید با ایجاد درز انقطاع، ساختمان را به قطعات مناسب تقسیم نمود، به‌گونه‌ای که هر قطعه واجد شرایط یاد شده باشد. لازم نیست که درز انقطاع در شالوده ساختمان امتداد یابد.

www.k...ien.net

۵۶- در یک ساختمان بنایی خشتی غیرمسلح، برای نعل درگاه بالای یک بازشو به عرض 1.2 متر از یک تیر چوبی استفاده شده است. در صورتی‌که ضخامت دیوار روی نعل درگاه 300 mm باشد، حداقل ابعاد لازم برای تیر چوبی نعل درگاه برحسب میلی‌متر به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 1800×200×50
۲) 1800×300×50
۳) 1500×300×50
۴) 1300×400×100

گزینه ۱

ضخامت نعل درگاه حداقل باید 50 mm باشد.

عرض تیر چوبی باید حداقل $\frac{2}{3} \times 300 = 200\ mm$ باشد.

انتهای نعل درگاه باید به اندازه ضخامت دیوار (300 mm) در داخل دیوار مهار شود و بنابراین حداقل طول آن برابر است با:

$$1200 + 2 \times 300 = 1800\ mm$$

۸-۶ ساختمان‌های بنایی غیر مسلح

۸-۶-۵ طرح و اجرا

۸-۶-۵-۱۰ نعل‌درگاه

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

الف) ساختمان‌های آجری

۱- در صورت استفاده از کلاف‌های قائم در اطراف بازشوها، نعل‌درگاه باید به نحو مناسبی به آن‌ها متصل شوند.

۲- عرض نعل‌درگاه باید مساوی ضخامت دیوار باشد.

ب) ساختمان‌های خشتی و سنگی

۱- نعل‌درگاه می‌تواند از چوب یا خشت باشد. در صورتی که نعل‌درگاه چوبی باشد باید از چوب‌هایی به قطر یا ضخامت حداقل ۵۰ میلی‌متر استفاده شود.

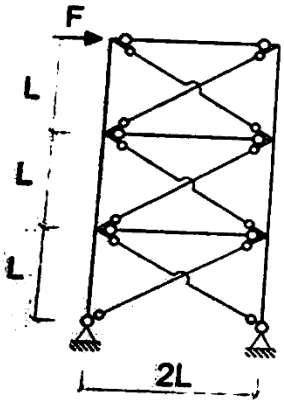
۲- مجموع قطر یا عرض چوب‌های به کار رفته در نعل‌درگاه باید دو سوم ضخامت دیوار را بپوشاند.

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

۴- نعل‌درگاه خشتی باید به صورت قوسی با حداقل خیز برابر با یک سوم عرض دهانه درگاه ساخته شود.

www.h net

۵۷- چنانچه در قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندی‌های ضربدری نشان داده شده در شکل زیر از سختی جانبی و تغییر طول محوری ستون‌ها صرف‌نظر شود و تیرهای دو سر مفصل به لحاظ محوری صلب فرض شوند و سطح مقطع کلیه اعضای مهاربندی برابر A باشد، آنگاه تغییرمکان جانبی قاب در تراز طبقه بام به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ فرض کنید اعضای مهاربندی به صورت کششی و فشاری عمل می‌کنند و مدول الاستیسیته فولاد برابر E است.



۱) $\frac{15PL}{2\sqrt{5}\,AE}$

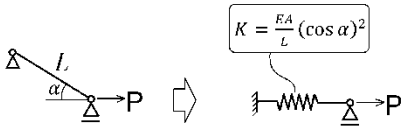
۲) $\frac{3\sqrt{5}PL}{2AE}$

۳) $\frac{15\sqrt{5}PL}{8AE}$

۴) $\frac{15\sqrt{5}\,FL}{2AE}$

گزینه ۳

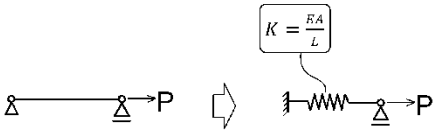
با توجه به روابط سختی جانبی اعضای محوری (شکل زیر)،



سختی جانبی هر یک از مهاربندها برابر خواهد بود با:

$$K=\frac{EA}{L_{\text{مهاربند}}}\times Cos^2\alpha=\frac{EA}{\sqrt{L^2+(2L)^2}}\times\left(\frac{2L}{\sqrt{L^2+(2L)^2}}\right)^2=\frac{4}{5\sqrt{5}}\frac{EA}{L}$$

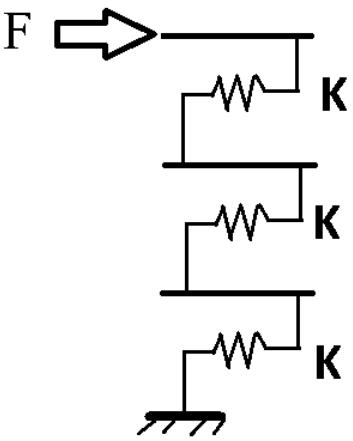
با توجه به اینکه در هر طبقه دو مهار بند داریم، سختی طبقه برابر خواهد بود با:



$$K_{\text{طبقه}}=2\times\left(\frac{4}{5\sqrt{5}}\frac{EA}{L}\right)=\frac{8}{5\sqrt{5}}\frac{EA}{L}$$

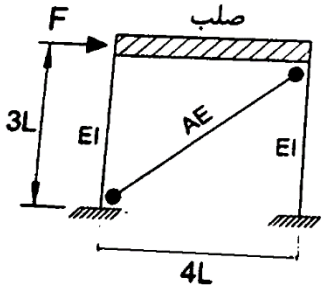
سختی فنرها به صورت سری می باشند و جابجایی بام برابر خواهد بود با:

$$\frac{1}{\overline{K}}=\frac{1}{K}+\frac{1}{K}+\frac{1}{K}\rightarrow\overline{K}=\frac{K}{3}\qquad\rightarrow\qquad\Delta=\frac{F}{\overline{K}}=\frac{F}{\left(\frac{K}{3}\right)}=\frac{3F}{K}=\frac{15\sqrt{5}FL}{8EA}$$



www.hoseinzadeh.net

۵۸- در قاب شکل زیر اگر $AE = 7\frac{EI}{L^2}$ باشد، آنگاه حدوداً چند درصد برش طبقه توسط ستون‌ها و چند درصد آن توسط عضو مهاربندی تحمل می‌شود؟ فرض کنید تغییر طول محوری ستون‌ها ناچیز است.

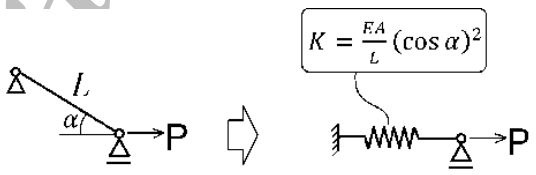


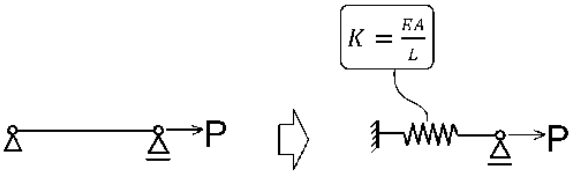
۱) 50 درصد توسط ستون‌ها و 50 درصد توسط عضو مهاربندی
۲) 75 درصد توسط ستون‌ها و 25 درصد توسط عضو مهاربندی
۳) 25 درصد توسط ستون‌ها و 75 درصد توسط عضو مهاربندی
۴) 40 درصد توسط ستون‌ها و 60 درصد توسط عضو مهاربندی

گزینه ۱

سختی جانبی مهار بند:

$$K_{\text{مهاربند}} = \frac{EA}{L_{\text{مهاربند}}} \times Cos^2\alpha = \frac{EA}{5L} \times \left(\frac{4}{5}\right)^2 = \frac{16}{125}\frac{EA}{L} = \frac{112}{125}\frac{EI}{L^3}$$





سختی جانبی دو ستون:

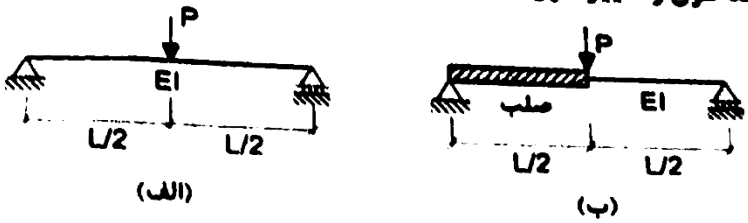
$$K_{\text{قاب}} = 2\left(\frac{12EI}{L^3_{\text{ستون}}}\right) = 2\left(\frac{12EI}{(3L)^3}\right) = \frac{8}{9}\frac{EI}{L^3}$$

سهم ستون از بار جانبی:

$$F_{\text{قاب}} = \frac{K_{\text{قاب}}}{K_{\text{قاب}} + K_{\text{مهاربند}}}F = \frac{\frac{8}{9}\frac{EI}{L^3}}{\frac{8}{9}\frac{EI}{L^3} + \frac{112}{125}\frac{EI}{L^3}}F = 0.498F$$

www.hoseinzadeh.net

۵۹- در مورد تیرهای نشان داده شده در شکل زیر، کدام‌یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟ از وزن واحد طول و تغییر طول محوری اعضا صرف‌نظر شود.



۱) مقدار تغییرشکل وسط تیر (الف) هشت برابر مقدار تغییرشکل وسط تیر (ب) است.
۲) مقدار تغییرشکل وسط تیر (الف) چهار برابر مقدار تغییرشکل وسط تیر (ب) است.
۳) مقدار تغییرشکل وسط هر دو تیر (الف) و (ب) یکسان است.
۴) مقدار تغییرشکل وسط تیر (الف) دو برابر مقدار تغییرشکل وسط تیر (ب) است.

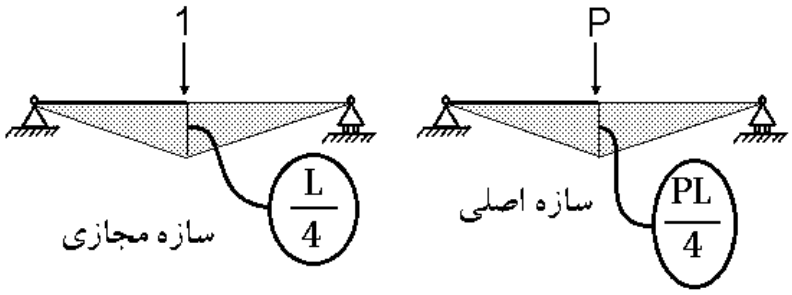
گزینه ۴

با استفاده از روش کار مجازی برای محاسبه تغییر مکان باید کار داخلی در تیر محاسبه شود.

دیاگرام لنگرهای داخلی در هر دو سازه الف و ب یکسان و مطابق شکل زیر خواهد بود.

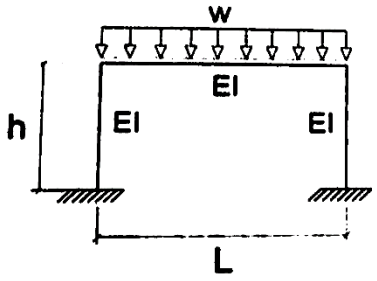
از آنجا که در تیر ب نصف تیر صلب می باشد، کار داخلی انجام شده در آن نیمه صفر خواهد بود.

نتیجه: کار داخلی در تیر ب نصف کار داخلی در تیر الف خواهد بود و در نتیجه تغییرمکان آن نیز نصف خواهد شد.



www.hoseinzadeh.net

۶۰- در قاب خمشی مطابق شکل نسبت $\frac{h}{L}$ چه میزانی باشد تا مقدار لنگر خمشی منفی حداکثر تیر برابر مقدار لنگر خمشی مثبت حداکثر در تیر باشد. تمامی اعضا دارای صلبیت خمشی یکسان می‌باشند. از تغییر طول محوری اعضا صرف‌نظر شود.



۱) $\frac{3}{7}$

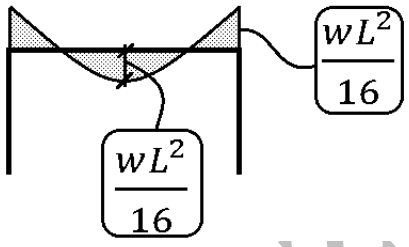
۲) $\frac{3}{4}$

۳) $\frac{1}{2}$

۴) $\frac{2}{3}$

گزینه ۴

مجموع لنگر مثبت و منفی دهانه تیر برابر $\frac{wL^2}{16}$ می باشد و بنابراین برای اینکه لنگر منفی و مثبت برابر باشند باید دیاگرام لنگر تیر به صورت زیر باشد:

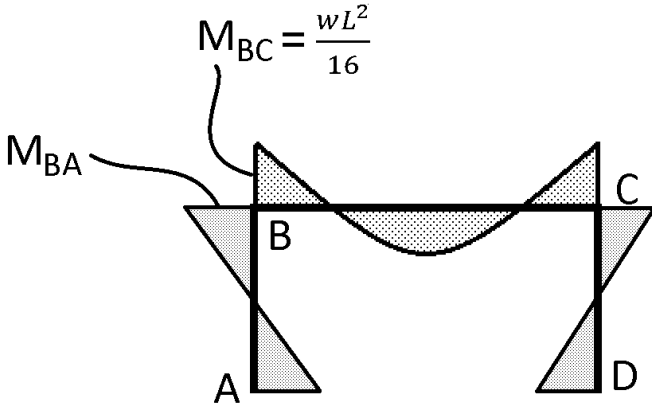


با استفاده از روابط شیب افت به راحتی می توان مقدار دوران گره B را بدست آورد(با توجه به تقارن $\theta_C = -\theta_B$ می باشد) :

$$\left.\begin{aligned} M_{BC} &= \frac{4EI}{L}\theta_B + \frac{2EI}{L}\theta_C - \frac{wL^2}{12} = \frac{2EI}{L}\theta_B - \frac{wL^2}{12} \\ M_{BC} &= -\frac{wL^2}{16} \end{aligned}\right\} \theta_B = \frac{wL^3}{96EI}$$

پس از یافتن θ_B مقدار لنگر M_{BA} را محاسبه می کنیم:

$$\left.\begin{aligned} M_{BA} &= \frac{4EI}{h}\theta_B = \frac{4EI}{h}\left(\frac{wL^3}{96EI}\right) \\ M_{BA} + M_{BC} = 0 \quad &\rightarrow \quad M_{BA} = \frac{wL^2}{16} \end{aligned}\right\} \frac{4EI}{h}\left(\frac{wL^3}{96EI}\right) = \frac{wL^2}{16} \quad \rightarrow \quad h = \frac{2}{3}L$$



www.hoseinzadeh.net