



قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Com

جامع ترین و به روزترین پرتال دانشجویی کشور (پرتال دانش)
با ارائه خدمات رایگان، تحصیلی، آموزشی، رفاهی، شغلی و...
برای دانشجویان

- (۱) راهنمای ارتقاء تحصیلی. (کاردانی به کارشناسی، کارشناسی به ارشد و ارشد به دکتری)
- (۲) ارائه سوالات کنکور مقاطع مختلف سالهای گذشته، همراه پاسخ، به صورت رایگان
- (۳) معرفی روش‌های مقاله و پایان‌نامه نویسی و ارائه پکیج‌های آموزشی مربوطه
- (۴) معرفی منابع و کتب مرتبط با کنکورهای تحصیلی (کاردانی تا دکتری)
- (۵) معرفی آموزشگاه‌ها و مراکز مشاوره تحصیلی معتبر
- (۶) ارائه جزوات و منابع رایگان مرتبط با رشته‌های تحصیلی
- (۷) راهنمای آزمون‌های حقوقی به همراه دفترچه سوالات سالهای گذشته (رایگان)
- (۸) راهنمای آزمون‌های نظام مهندسی به همراه دفترچه سوالات سالهای گذشته (رایگان)
- (۹) آخرین اخبار دانشجویی، در همه مقاطع، از خبرگزاری‌های پربازدید
- (۱۰) معرفی مراکز ورزشی، تفریحی و فروشگاه‌های دارای تخفیف دانشجویی
- (۱۱) معرفی همایش‌ها، کنفرانس‌ها و نمایشگاه‌های ویژه دانشجویی
- (۱۲) ارائه اطلاعات مربوط به بورسیه و تحصیل در خارج و معرفی شرکت‌های معتبر مربوطه
- (۱۳) معرفی مسائل و قوانین مربوط به سربازی، معافیت تحصیلی و امریه
- (۱۴) ارائه خدمات خاص ویژه دانشجویان خارجی
- (۱۵) معرفی انواع بیمه‌های دانشجویی دارای تخفیف
- (۱۶) صفحه ویژه نقل و انتقالات دانشجویی
- (۱۷) صفحه ویژه ارائه شغل‌های پاره وقت، اخبار استخدامی
- (۱۸) معرفی خوابگاه‌های دانشجویی معتبر
- (۱۹) دانلود رایگان نرم افزار و اپلیکیشن‌های تخصصی و...
- (۲۰) ارائه راهکارهای کارآفرینی، استارت آپ و...
- (۲۱) معرفی مراکز تایپ، ترجمه، پرینت، صحافی و ... به صورت آنلاین
- (۲۲) راهنمای خرید آنلاین ارزی و معرفی شرکت‌های مطرح (۲۳)



WWW.GhadamYar.Ir

WWW.PortaleDanesh.com

WWW.GhadamYar.Org

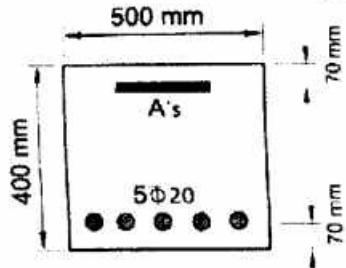
۰۹۱۲ ۳۰ ۹۰ ۱۰۸

باما همراه باشید...

۰۹۱۲ ۰۹ ۰۳ ۸۰۱

www.GhadamYar.com

۱- حدوداً با چه مقدار آرماتور فشاری بر حسب میلی متر مربع، مقطع زیر در شرایط مقطع متعادل قرار می‌گیرد؟ (بتن از رده C20 و میلگردهای مصرفی از نوع S400 می‌باشد).

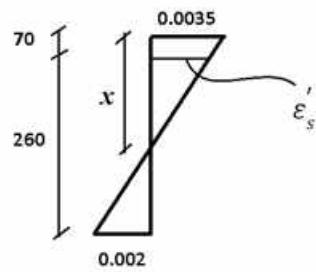


- (۱) 1000
- (۲) 1500
- (۳) 500

۴) نیازی به آرماتور فشاری نیست.

در صد میلگردهای کششی در مقطع فوق برابر $0.0095 = \frac{5 \times 314}{500 \times 330}$ می باشد که بسیار کمتر از آرماتور بالانس می باشد. یعنی مقطع کم فولاد است. بنابراین برای رسیدن به یک مقطع متعادل باید به جای افزایش میلگرد فشاری، میلگرد کششی به آن اضافه نمود. یعنی در این مقطع با افزودن میلگرد فشاری نمی توان به حالت تعادل رسید و گزینه ۴ صحیح است.

اگر مقطع پر فولاد باشد (در صد میلگرد کششی بالا باشد)، با افزودن میلگرد فشاری می توان آن را به یک مقطع متعادل تبدیل کرد. با این حال برای یارگیری نحوه محاسبه، مراحل محاسبه آمده است:



با توجه به اینکه مقطع در حالت متعادل می باشد، کرنش فولادهای کششی برابر ۰.۰۰۲ خواهد بود. و مقدار عمق تار خنثی (x) به شرح زیر بدست می آید:

$$x = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.002} \times 330 = 210 \text{ mm}$$

پس از یافتن مقدار x، مقدار کرنش فولادهای فشاری نیز برابر خواهد بود با:

$$\epsilon'_s = \frac{210 - 70}{210} \times 0.0035 = 0.0023$$

بنابراین فولادهای فشاری در حالت تعادل مقطع جاری می شوند. برای یافتن مقدار مساحت فولادهای فشاری از رابطه تعادل مقطع استفاده می شود:

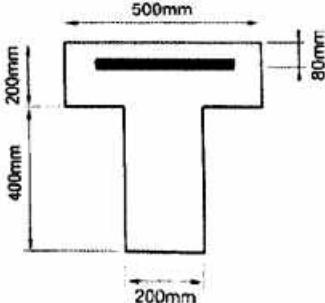
$$C = T \rightarrow A'_s F_{yd} + (\beta x)(b)(\alpha f'_{cd}) = A_s F_{yd}$$

$$\rightarrow A'_s \times 0.85 \times 400 + (0.92 \times 210)(500)(0.82 \times 0.65 \times 20) = 5 \times 314 \times 0.85 \times 400$$

$$A'_s = -1458 \text{ mm}^2$$

علامت منفی به این معنی می باشد که به جای افزایش میلگردهای فشاری باید به میلگردهای کششی افزوده شود تا مقطع متعادل گردد.

۲- مقطع T شکل نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک تیر طره بوده و تحت اثر لنگر خمشی منفی قوار دارد. حداقل مقدار آرماتور کششی مصرفی بر حسب میلی متر مربع بدون توجه به مقدار آرماتور کششی لازم محاسباتی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (ردہ بتن C25 و نوع میلگرد S340 فرض شود).



760 (۱)

430 (۲)

1070 (۳)

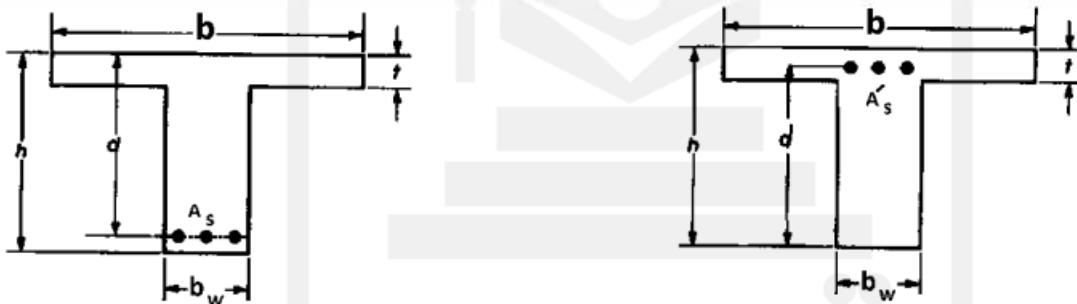
860 (۴)

گزینه ۴

شکل زیر برگرفته از صفحه ۲۱ جزوه بتن محاسبات می باشد که بر اساس آن داریم:

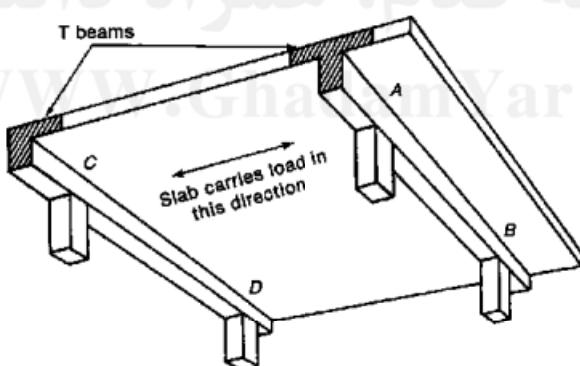
$$\text{Max} \left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{340}, \frac{1.4}{340} \right) = 0.0041$$

$$A_{s-min} = 0.0041 \times 400 \times 520 = 852.8 \text{ mm}^2$$



$$A_{s-min} = \text{Max} \left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right) b_w d \quad A'_{s-min} = \text{Max} \left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right) \times \text{Min}(2b_w, b) \times d$$

قدم به قدم، همراه دانشجو...



۳- تیری با مقطع مستطیل شکل (d=500 mm, b=300 mm) مفروض است. در صورتیکه فولاد مصرفی از نوع S400 و بتن مصرفی در حالت اول از رده C30 و در حالت دوم از رده C60 باشد، نسبت فاصله محور خنثی تا دورترین تار فشاری بتن در مقطع متعادل در حالت اول به همین فاصله در حالت دوم به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

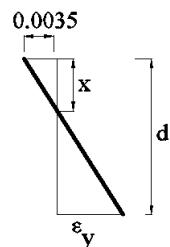
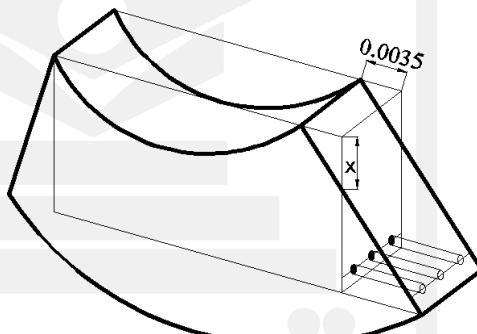
- | | | | |
|----------|----------|----------|----------|
| ۱.۰۶ (۳) | 1.00 (۳) | 0.94 (۲) | 0.90 (۱) |
| گزینه ۴ | | | |

وقتی مقطع در حالت تعادل است عمق تار خنثی، مطابق شکل زیر، تنها به کرنش نهايی بتن (0.0035) و کرنش نهايی فولاد (0.002) بستگی دارد. با تغییر مقاومت بتن از ۳۰ به ۶۰، کرنش نهايی آن از 0.0035 به 0.003 کاهش می یابد.

جدول ۱-۱۴-۹

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

و محل محور خنثی (x در شکل زیر) تغییر نمی کند.

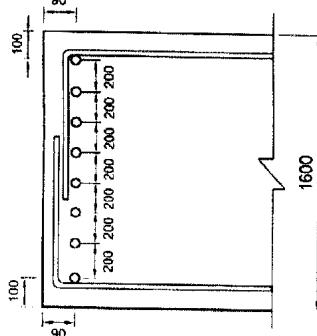


$$\begin{aligned} x_1 &= \frac{0.0035}{0.0035 + 0.002} d = \frac{7}{11} d \\ x_2 &= \frac{0.0030}{0.0030 + 0.002} d = \frac{3}{5} d \end{aligned} \quad \left\{ \frac{x_1}{x_2} = \frac{35}{33} = 1.06 \right.$$

قدم به قدم، همراه داشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۴- در یک شالوده حجیم، حداقل قطر آرماتور جلدی با آرماتورگذاری مکلابق شکل به کدام گزینه نزدیکتر است؟ (اندازه‌ها بر حسب میلی‌متر است.)



- 10 mm (۱)
- 16 mm (۲)
- 20 mm (۳)
- 25 mm (۴)

گزینه ۳

$$A_b = \frac{1.6 \times 90 \times 200}{100} = 288 \text{ mm}^2 \rightarrow D = 19.15 \text{ mm}$$

۶-۸-۲۰-۹ آرماتور جلدی

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

$$A_b = \frac{1/8 d_c s}{100} \quad (3-20-9)$$

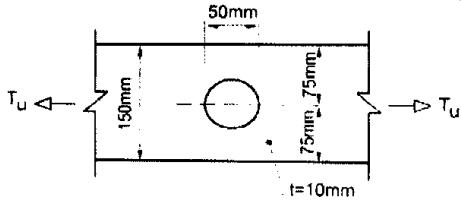
این مقدار نباید در هیچ حال از یک میلگرد به قطر ۱۰ میلی‌متر در هر ۲۰۰ میلی‌متر کمتر باشد.

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

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

- ۵- حداکثر نیروی کششی نهایی قابل تحمل T_u ، توسط تسمه کششی سوراخ دار نشان داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید طول تسمه نسبتاً زیاد بوده و فولاد مصرفی با $F_u = 370 \text{ MPa}$ و $F_y = 240 \text{ MPa}$ می‌باشد).



- | |
|---|
| 360 kN (۱) |
| 320 kN (۲) |
| 270 kN (۳) <input checked="" type="radio"/> |
| 220 kN (۴) |

گزینه ۳

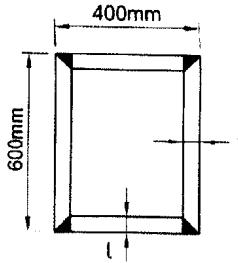
$$A_n = 100 \times 10 = 1000 \text{ mm}^2 \rightarrow \varphi A_n F_u = 0.75 \times 1000 \times 370 = 277.5 \text{ kN}$$

$$A_g = 150 \times 10 = 1500 \text{ mm}^2 \rightarrow \varphi A_g F_y = 0.9 \times 1500 \times 240 = 324 \text{ kN}$$

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۶- مقطع زیر برای یکی از ستون‌های یک ساختمان با سیستم باربر جانبی در هر دو امتداد از نوع قاب خمشی فولادی با شکل پذیری زیاد (ویژه) پیشنهاد شده است. براساس کنترل کمانش موضعی حداقل ضخامت قابل قبول برای ورق‌های تشکیل‌دهنده ستون کدامیک از مقادیر زیر است؟



$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad F_y = 240 \text{ MPa}$$

40 mm (۱)

35 mm (۲)

25 mm (۳)

20 mm (۴)

گزینه ۲

نکته: اگر خمش تک محوره داشته باشیم، اصلاح 400mm بال مقطع محسوب شده و اصلاح 600 mm جان مقطع خواهد بود. که در این صورت ضلع ۶۰۰ باید ضوابط فشردگی جان و ضلع ۴۰۰ باید ضوابط فشردگی بال را رعایت کند.

از آنجا که در هر دو جهت قاب خمشی داریم، ستون تحت خمش دو محوره قرار دارد و چهار ضلع آن باید ضوابط "بال" ستونها را ارضاء کنند.

با توجه به جدول زیر، برای "ستونها" در سازه‌ای با شکل پذیری زیاد ضخامت بال ستون باید رابطه زیر را ارضاء کند تا مقطع فشرده لرزه‌ای محسوب شود:

$$\frac{b}{t} < 0.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 17.32 \quad \rightarrow \quad \frac{600 - t}{17.32} < t$$

حداقل ضخامتی که در رابطه فوق صدق می‌کند، $t=35\text{mm}$ می‌باشد.

جدول ۱۰-۳-۱-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضا با شکل پذیری متوسط و زیاد

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	$\frac{t}{\lambda}$
	λ_{nd} اعضای با شکل پذیری زیاد	λ_{nd} اعضای با شکل پذیری متوسط			
			b/t	بالهای مقطع توخالی مستطیلی (HSS)	
	$0.155 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.164 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بالهای مقطع قوطی شکل ساختشده از ورق	۴
			d/t	ورق‌های کناری مقاطع I-شکل قطوی شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌رود	

[۱] در مقاطع I-شکل قوطی شده و مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق اگر به عنوان ستون مورد استفاده قرار

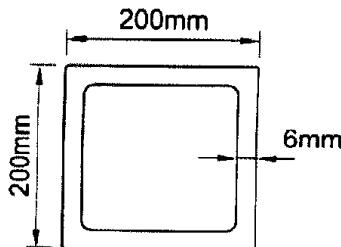
گیرنده محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اعضا با شکل پذیری زیاد می‌تواند به $\sqrt{\frac{E}{F_y}}/16$ محدود شود.

[۲] نسبت پهنا به ضخامت در بالهای مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بالهای مقاطع قوطی شکل

ساخته شده از ورق در صورتی که به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرنده می‌تواند به

$1/12 \sqrt{E/F_y}$ محدود شود.

۷- مقاومت پیچشی طراحی تیر با مقطع نشان داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (طول تیر برابر ۵ متر و ضخامت جدار مقطع یکنواخت فرض شود. فولاد مصرفی با



$$(E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}, F_y = 240 \text{ MPa})$$

$$48 \text{ kN.m} \quad (1)$$

$$58 \text{ kN.m} \quad (2)$$

$$68 \text{ kN.m} \quad (3)$$

$$78 \text{ kN.m} \quad (4)$$

گزینه ۲

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

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

مقاومت پیچشی طراحی اعضای با مقطع لوله‌ای و قوطی شکل مساوی T_n باشد که در آن ϕT ضربی کاهش مقاومت برای پیچش برابر $+0.9$ و T_n مقاومت پیچشی اسمی می‌باشد که بر اساس حالت‌های حدی تسلیم پیچشی و کمانش پیچشی با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$C = 2(B-t)(H-t) - 4.5(4-\pi)t^3 \quad (12-7-2-10)$$

$$T_n = F_{cr}C$$

$$(8-7-2-10)$$

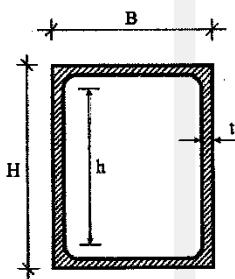
پارامترهای به کار رفته در روابط فوق مطابق شکل زیر است.

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

$$\frac{h}{t} \leq 2/45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{برای } \bullet \quad (11-7-2-10)$$

$$2/45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \leq 3/0.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{برای } \bullet \quad (12-7-2-10)$$

$$3/0.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \leq 26 \quad \text{برای } \bullet \quad (11-7-2-10)$$



شکل ۱-۷-۲-۱۰ مقطع قوطی شکل

$$F_{cr} = \frac{0.6 F_y}{\sqrt{\frac{h}{t}}}$$

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

$$\left(\frac{h}{t} = \frac{200 - 12}{6} = 31.33 \right) < \left(2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70 \right)$$

$$F_{cr} = 0.6F_y = 144$$

$$C = 2(B - t)(H - t)t - 4.5(4 - \pi)t^3 = 2(200 - 6)(200 - 6)6 - 4.5(4 - \pi)6^3 = 450796 \text{ mm}^3$$

$$\varphi T_n = 0.9 \times F_{cr}C = 0.9 \times 144 \times 450796 = 58.42 \text{ kN.m}$$

-۸- برای اتصال انتهایی یک تسممه کششی که به صورت محوری بارگذاری شده است. در امتداد طول تسممه از دو ردیف جوش گوشه هر یک به طول ۷۵۰ میلی‌متر و بعد ۵ میلی‌متر استفاده شده است. طول مؤثر هر ردیف جوش به گدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

- (۱) ۷۵۰ میلی‌متر
 (۲) ۷۲۵ میلی‌متر
 (۳) ۶۷۵ میلی‌متر
 (۴) ۵۳۵ میلی‌متر

گزینه ۳

با توجه به محدودیت ۵ از مبحث ۱۰ که در ادامه امده است، طول مؤثر برابر خواهد بود با:

$$L_e = \beta L = \left(1.2 - 0.002 \frac{750}{5}\right) 750 = 675 \text{ mm}$$

۲-۲-۹-۲-۱۰ جوش‌های گوشه

(ب) محدودیت‌ها:

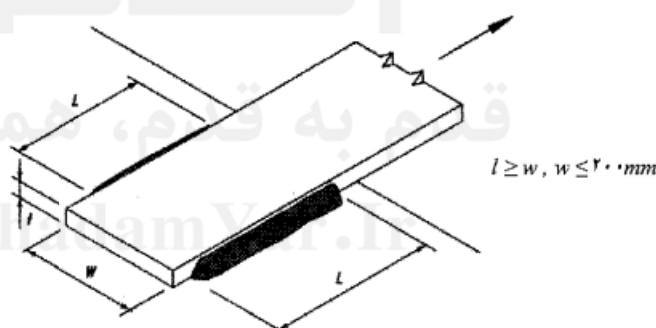
۱- حداقل بعد جوش‌های گوشه نباید از بعد مورد نیاز برای انتقال بارهای محاسبه شده و اندازه‌های

نشان داده شده در جدول ۲-۹-۲-۱۰ کوچکتر انتخاب شود. حداقل بعد جوش تابع ضخامت قطعه نازکتر می‌باشد و از طرفی نباید بعد جوش از ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده تجاوز نماید.

۲- حداکثر بعد جوش‌های گوشه در لبه قطعات متصل شونده برای قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه منتهای ۲ میلی‌متر و برای قطعات با ضخامت بیش از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه می‌باشد.

۳- طول مؤثر جوش‌های گوشه‌ای که برای تحمل تنش‌ها محاسبه شده‌اند نباید از ۴ برابر بعد جوش کمتر باشد. به عبارت دیگر، بعد جوش نباید از $\frac{1}{4}$ طول آن تجاوز نماید.

۴- در اتصال‌های انتهایی تسممه‌های کششی اگر از جوش گوشه فقط در لبه‌های طولی و موازی امتداد نیرو استفاده شود، طول جوش هر طرف نباید از فاصله عمودی بین آنها (تقرباً پهنای تسممه) کمتر باشد و این فاصله نباید از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز کند (شکل ۲-۱۰-۹-۲-۱). برای تأثیر طول جوش در سطح مقطع مؤثر اعضای کششی به جدول ۱-۳-۲-۱۰ مراجعه شود.



۵- در اتصال انتهایی اعضای محوری، طول مؤثر جوشی که به صورت طولی بارگذاری شده است نباید از ۱۰۰ برابر بعد جوش (a) تجاوز نماید. در صورت نیاز به طول جوش بیش از ۱۰۰ برابر بعد ساق جوش، طول مؤثر جوش باید با ضریب (β) کاهش داده شود.

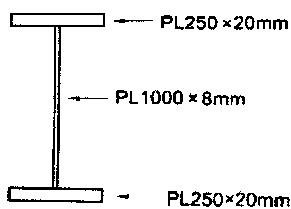
$$L_e = \beta L$$

$$\beta = 1/2 - 0.002 (L/a) \leq 1/10 \quad (1-9-2-10)$$

که در آن:

 L_e = طول مؤثر جوش L = طول واقعی جوشی که از قسمت انتهایی جوش به صورت طولی بارگذاری شده است. a = بعد ساق جوش β = ضریب کاهش طول واقعی (اسمی) جوشبرای $L/a > 300$ طول مؤثر جوش باید برابر $180a$ در نظر گرفته شود.

-۹- در یک تیر ورق با مقطع نشان داده شده در شکل زیر مقدار C_v لازم برای تأمین مقاومت برشی مورد نیاز برابر ۰.۶ به دست آمده است، حداکثر فاصله مجاز سخت‌گذرهای عرضی در چشمهای ابتدایی و انتهایی به گدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ و $F_y = 240 \text{ MPa}$



- ۱) ۱۴۰۰ میلی‌متر
- ۲) ۲۸۰۰ میلی‌متر
- ۳) ۷۰۰ میلی‌متر
- ۴) ۲۱۰۰ میلی‌متر

گزینه ۱

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1000}{8} = 125$$

مقدار C_v "لازم" داده شده است. باید بر اساس روابط آین نامه ای مقدار C_v را محاسبه و برابر ۰.۶ قرار دهیم.

با توجه به اینکه مقدار h/t بالا می‌باشد، رابطه ب-۳ حاکم خواهد بود:

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \rightarrow 0.6 = \frac{1.51 k_v \times 200000}{(125)^2 \times 240} \rightarrow k_v = 7.45$$

بنابراین برای اینکه مقدار C_v برابر ۰.۶ بددست آید، باید مقدار K_v برابر ۷.۴۵ باشد.

مقدار K_v بستگی به فواصل سخت‌گذرهای دارد:

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \rightarrow 7.45 = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{1000}\right)^2} \rightarrow a = 1428 \text{ mm}$$

۱-۶-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی

$$\frac{h}{t_w} > 1/37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad \text{ب-۳ برای} \quad (5-6-2-10)$$

(با سخت‌گذرهای حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود.)

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (1-6-2-10)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

در روابط فوق k_v ضریب کمانش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود.
۱. برای جان‌های سخت‌گذرهای (بدون سخت‌گذرهای عرضی) با $\frac{h}{t_w} < 260$ ، $k_v = 5$ می‌باشد. به استثنای جان مقاطع سپری که برای آن $k_v = 1/2$ است.

۲. برای جان‌های سخت‌گذرهای (دارای سخت‌گذرهای عرضی):

$$\begin{cases} k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \\ \frac{a}{h} \leq \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ و } \left[\frac{4}{h/t_w} \right] \\ \text{یا } \left[\frac{2}{h/t_w} \right] \end{array} \right\} \\ k_v = 5 \end{cases}$$

(الف) برای جان مقاطع I شکل نورده شده با $\frac{h}{t_w} \leq 2/24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ و $C_v = 1$ $\phi_v = 1$ $(2-6-2-10)$

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

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

برای تیرهای نورده شده مساوی فاصله آزاد بین دو بال منهای شعاع‌های گردی محل اتصال جان به بال $a = h$ = فاصله آزاد بین سخت‌گذرهای عرضی جان = ضخامت جان مقاطع

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

برای مقاطع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌ها پیچی باشد مساوی فاصله آزاد بین دو بال

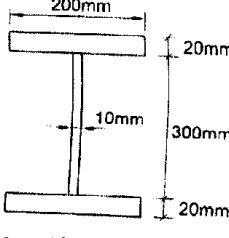
خطوط پیچ

برای مقاطع سپری مساوی عمق کلی مقطع

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

۱۰- چنانچه مقطع یک تیر مطابق شکل زیر باشد، طول مهارنشده آن که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی غیرارتجاعی را مشخص می‌کند، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad F_y = 240 \text{ MPa}$$



۱) 3.0 m

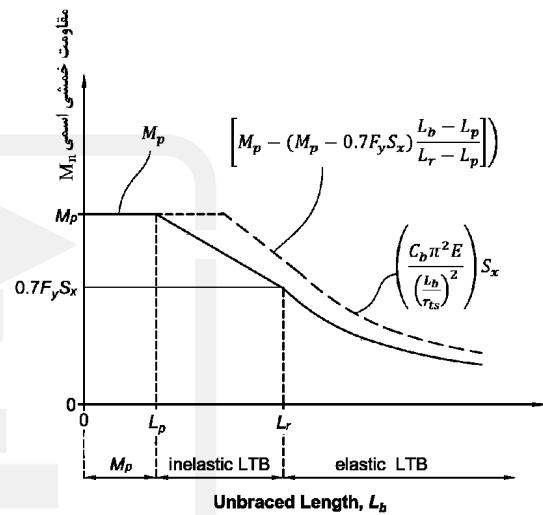
۲) 2.5 m

۳) 2.0 m

۴) 1.5 m

گزینه ۲

سوال در واقع مقدار L_p را می‌خواهد (به شکل زیر توجه نمایید).



تعریف زیر نیز در مبحث ۱۰ آمده است:

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

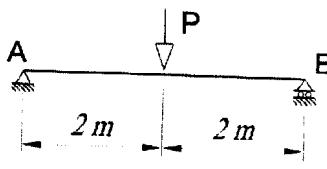
پیچشی - جانبی غیرارتجاعی را مشخص می‌کند.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6-5-2-10)$$

بنابراین خواهیم داشت:

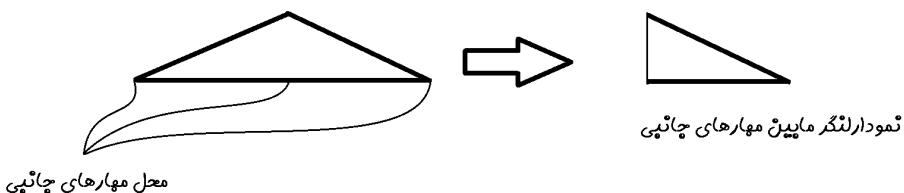
$$L_p = 1.76 \sqrt{\frac{I_x}{A}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \sqrt{\frac{2 \times \frac{20 \times 200^3}{12} + \frac{300 \times 10^3}{12}}{2 \times 20 \times 200 + 10 \times 300}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \sqrt{\frac{26691667}{11000}} \sqrt{\frac{200000}{240}} = 2502 \text{ mm}$$

- ۱۱- چنانچه تیر دوسر ساده AB (شکل زیر) در تکیه‌گاهها و وسط دهانه دارای مهار جانبی باشد، ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی (C_b) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (از اثر وزن تیر صرف نظر شود).



1.0 (۱)
1.32 (۲)
1.67 (۳)
2.33 (۴)

دیاگرام لنگر تحت بار فوق به صورت زیر خواهد بود:



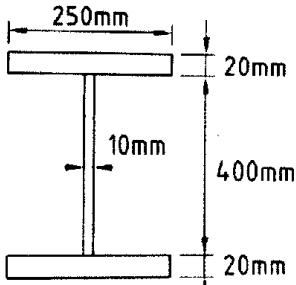
محل مهارهای جانبی

با توجه به شکل دیاگرام لنگر مابین تکیه‌گاهها گزینه ۳ صحیح است. شکل زیر برگرفته از جزو فولاد اینجانب می‌باشد:

C_b	نمودار M
۱	
۱	
۱/۱۵	
۱/۲۵	
۱/۳۰	
۱/۶۵	
۲/۲۵	

WWW.GhadamYar.Ir

۱۲- مقطع یک تیر دو سر ساده دارای تکیه‌گاه جانبی پیوسته و به طول ۵ متر، تحت بارگستردگی یکنواخت در صفحه جان (خمش حول محور قوى) مطابق شکل زیر است. براساس مقاومت خمشی و برشی طراحی تیر، اتصال این تیر حداقل برای چه مقدار عکس العمل تکیه‌گاهی نهایی باید طراحی شود تا اتصال زودتر از تیر خراب نشود؟ (نزدیک ترین جواب مدنظر است)



$F_y = 240 \text{ MPa}$
$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$
435 kN (۱)
235 kN (۲)
335 kN (۳)
635 kN (۴)

گزینه ۱

حداکثر باری که می‌توان بر اساس مقاومت خمشی و برشی تیر وارد کرد برابر است با:

بر اساس معیار خمش تیر:

$$Z = \frac{250 \times 440^2}{4} - \frac{240 \times 400^2}{4} = 2500000 \text{ mm}^3$$

$$\frac{q_u L^2}{8} < 0.9 Z F_y \rightarrow q_u < \frac{0.9 \times 2500000 \times 240 \times 8}{5000^2} = 172.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}} = 172.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

بر اساس معیار برش تیر:

$$\frac{q_u L}{2} < 0.9 A_w (0.6 F_y) \rightarrow q_u < 2 \frac{0.9 \times 4000 \times 0.6 \times 240}{5000} = 207.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

معیار خمش حاکم می‌باشد و تحت بار ۱۷۲.۸ برش در اتصال انتهای تیر برابر است با:

$$\frac{q_u L}{2} = \frac{172.8 \times 5000}{2} = 432 \text{ KN}$$

قدم به قدم، همراه دانشجو...

۱۳- برای یک تیر پیوند در مهاربند و اگر $V_p = 160 \text{ kN}$ و $M_p = 240 \text{ kN.m}$ بوده و نسبت مقاومت محوری مورد نیاز به مقاومت تسلیم محوری برابر ۰.۱ می باشد. اگر طول تیر پیوند ۲.۴ متر باشد، مقاومت برشی طراحی ($\Phi_v V_n$) تیر پیوند برحسب کیلونیوتن، حدوداً چقدر است؟

144 (۴)

288 (۳)

180 (۲)

72 (۱)

گزینه ۴

$$\varphi V_n = \varphi \text{Min} \left\{ V_p, \frac{2M_p}{e} \right\} = \varphi \text{Min} \left\{ 160, \frac{2 \times 240}{2.4} \right\} = 0.9 \times 160 = 144 \text{ kN}$$

۳-۱۲-۳-۱۰ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی $\phi_v V_n$ می باشد که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر ۰.۹ و V_n مقاومت برشی اسمی می باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالتهای حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.

$$V_n = V_p$$

الف) تسلیم برشی

(۳-۱۲-۳-۱۰)

$$V_n = \frac{\gamma M_p}{e}$$

ب) تسلیم خمشی

(۲-۱۲-۳-۱۰)

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

$$M_p = \begin{cases} F_y Z & P_u / P_c \leq 0.15 \\ F_y Z \left(\frac{1 - P_u / P_c}{0.85} \right) & P_u / P_c > 0.15 \end{cases}$$

در روابط فوق:

(۳-۱۲-۳-۱۰)

 P_u = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف P_c = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر $F_y A_g$ A_{lw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d - 2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $2(d - 2t_f)$ برای

مقاطع قوطی شکل

 F_y = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند Z = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند e = طول تیر پیوند که برابر است با فاصله بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصله

بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا برستون

۱۴- در یک سقف مختلط با بتن از رده C25 و تیر آهن های 200 IPE (با سطح مقطع 2850 mm^2) از فولاد با تنش تسلیم 240 MPa و عرض دال 80 mm و مؤثر دال بتنی هر تیر یک متر می باشد. مقاومت خمشی اسمی (M_n) مثبت هر تیر مختلط حدوداً چند kN.m می باشد؟

84 (۴)

96 (۳)

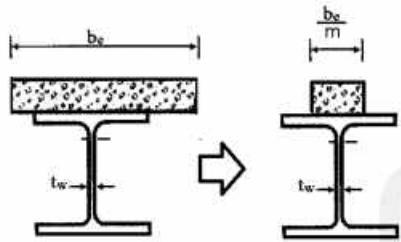
112 (۲)

132 (۱)

گزینه ۲

با توجه به اینکه IPE200 یک مقطع فشرده می باشد، نسبت t/h آن پایین بوده و مقاومت خمشی پلاستیک مقطع منظور خواهد شد (حالت از آین نامه که در زیر آمده است).

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



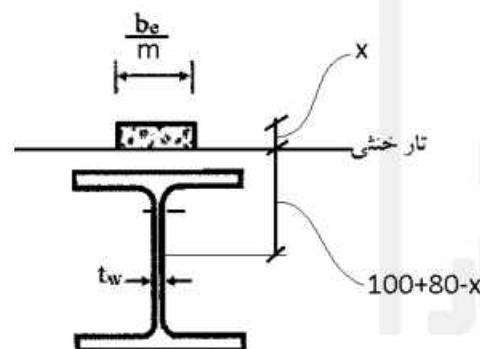
در شکل مقابل m نسبت تبدیل بتن به فولاد می باشد که برابر است با:

$$m = \frac{F_y}{0.85f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.29$$

بنابراین مساحت بتن معادل برابر است با:

$$\frac{1000}{11.29} \times 80 = 7085 \text{ mm}^2$$

که بیشتر از مساحت فولاد می باشد. بنابراین تار خشی در داخل بتن قرار می گیرد (тар خشی پلاستیک چنان خواهد بود که مساحت بالا و پایین تار خشی برابر باشد):



$$x \times \frac{1000}{11.29} = 2850 \rightarrow x = 32.17 \text{ mm}$$

$$M_n = AF_y \left(100 + 80 - \frac{x}{2} \right) = 112117860 \text{ N.mm} = 112 \text{ kN.m}$$

۳-۳-۸-۲-۱۰ مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

(الف) مقاومت خمشی مثبت

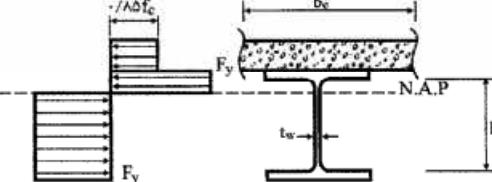
مقاومت خمشی مثبت طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می باشد که در آن ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و

مقواومت خمشی مثبت اسمی می باشد که باید بر اساس حالت حدی تسلیم به شرح زیر تعیین شود.

۱. در صورتی که M_n باید بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع

$\frac{h}{\sqrt{E/F_y}} \leq 2/\sqrt{E/F_y}$ باشد، M_n باید بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع

مختلط تعیین شود.



شکل ۲-۸-۱۰ توزیع پلاستیک تنش در مقطع مختلط

۲. در صورتی که $\frac{h}{\sqrt{E/F_y}} > 2/\sqrt{E/F_y}$ باشد M_n باید بر اساس روش هم گذاری تنش های الاستیک با

فرض مقطع تبدیل یافته و با در نظر گرفتن اثر پایه های مؤقت برای حالت حدی تسلیم در

تارهای انتهایی مقطع مختلط (M_{nT}) تعیین گردد. به عبارت دیگر:

$$M_n = \min(M_n \text{ و } M_{nT}) \quad (۱۸-۸-۲-۱۰)$$

۱۵- یک تیر دو سر ساده با مقطع و عملکرد مختلط با دهانه ۶ متر موجود است. اگر ضخامت دال بتنی ۱۰۰ mm، تیرچه فولادی 200 IPE به فاصله ۲ متر و عرض مؤثر دال بتنی هر تیرچه ۱.۵ m باشد و در صورتی که از ناودانی 60 UNP به طول ۶۰ میلیمتر با فواصل مساوی از یکدیگر به عنوان برش گیر استفاده شود، حداقل فاصله ناودانی ها (بر حسب میلیمتر) حدوداً چقدر است؟ (رده بتن 30 با $E_c = 30000 \text{ MPa}$ ، فولاد با $F_y = 240 \text{ MPa}$ ، ضخامت جان ناودانی برابر $t_f = 6 \text{ mm}$ و ضخامت بال ناودانی برابر $t_w = 6 \text{ mm}$ بوده و تیر بارگذاری شده برابر 400×300 است.)

$$400 \quad 300 \quad 200 \quad 1$$

گزینه ۴

نیروی وارد بر برشگیرها (در نصف طول تیر) برابر است با:

$$\text{Min}(0.85f_c A_c, F_y A_s) = \text{Min}(0.85 \times 30 \times 100 \times 1500, 240 \times 2850) = \text{Min}(3825000, 684000) = 684 \text{ kN}$$

مقاومت طراحی هر برشگیر برابر است با:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_c E_c} = 0.3(6 + 0.5 \times 6)60\sqrt{30 \times 30000} = 153686.7 \text{ N} = 153.6 \text{ kN}$$

بنابراین تعداد برشگیرهای لازم در نیمه تیر برابر $\frac{684}{153.6} = 4.45$ می باشد و در کل تیر به اندازه ۱۰ برشگیر لازم خواهد بود که با توجه به اینکه کل طول تیر ۶ متر می باشد، فواصل آنها از هم برابر $\frac{6000 \text{ mm}}{10} = 600 \text{ mm}$ خواهد بود.

۷-۸-۲-۱۰ برشگیرها

۱- الزامات عمومی

برشگیرهای مورد نیاز در هر یک از طرفین نقطه لنگر حداقل مشبّت یا منفی را می‌توان بین آن نقطه و نقاط مجاوری که دارای لنگر صفر هستند، به طور یکنواخت توزیع کرد. لیکن مقدار برشگیر موجود بین هر بار متمرکز و نزدیکترین نقطه دارای لنگر صفر، باید جهت حصول لنگر حداقل مورد نیاز در نقطه اعمال بار کافی باشد.

۲- برشگیرهای تیرهای با مقطع مختلط

(ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_c E_c} \quad (۳-۸-۲-۱۰)$$

$$V_{hn} = 0.85 f_c A_c$$

$$V_{hn} = F_y A_s$$

۳-۸-۲-۱۰ مقاومت خمشی مقطاع مختلط دارای برشگیر

(ت) انتقال بار بین تیر فولادی و دال بتنی

۱- نواحی لنگر خمشی مشبّت

۱. مقاومت برش افقی مورد نیاز برای کوچکترین مقطع فولادی در نظر گرفته شود. برای عملکرد مختلط کامل، برش افقی مورد نیاز باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالتهای حدی خردشگی بتن و تسییم کششی مقطع فولادی در نظر گرفته شود.

۲- خردشگی بتن

(۱۹-۸-۲-۱۰)

۳- تسییم کششی مقطع فولادی

(۲۰-۸-۲-۱۰)

در روابط فوق:

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانهای بتن

A_c = سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض موثر

A_s = مساحت مقطع فولادی

F_y = تنش تسییم فولاد مقطع فولادی

۲. مقاومت برش افقی اسمی

مقاومت برش افقی اسمی اعضای با مقطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر باید مطابق با رابطه زیر بر اساس مقاومت برشی برشگیرها تعیین گردد.

$$V_{hn} = \Sigma Q_n$$

(۲۱-۸-۲-۱۰)

که در آن:

که در آن:

۱- ضخامت متوسط بال ناودانی

۲- ضخامت جان ناودانی

۳- طول ناودانی

۴- مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانهای بتن

E_c = مدول الاستیسیته بتن

۵- برشگیرهای تیرهای با مقطع مختلط

(پ) جزویات بندی

به استثنای برشگیرهای نصب شده در داخل کنگره ورق های فولادی شکل داده شده، برشگیرها باید حداقل ۲۵ میلیمتر پوشش جانبی از بتن داشته باشند. حداقل فاصله ۶ میلیمتر تا لبه بتن در امتداد برش افقی براي بتنهای با وزن مخصوص معمولی باید ۲۰ میلیمتر و براي بتنهای سیک ۲۵ میلیمتر باشد.

حداقل فاصله مرکز تا مرکز بین برشگیرهای از نوع ۶ میلیمتر مساوی ۶ برابر قطر آنها در امتداد محور طولی تیر و ۴ برابر قطر آنها در امتداد عمود بر محور طولی تیر با مقطع مختلط می باشد، مگر در داخل کنگره های ورق های فولادی شکل داده شده که حداقل فاصله مرکز تا مرکز تا ۴ میلیمتر در هر امتداد را می توان ۴ برابر قطر ۶ میلیمتر انتخاب کرد. حداقل فاصله مرکز تا مرکز بین برشگیرها نباید از ۸ برابر ضخامت کل دال بتنی یا ۸۰ میلیمتر تجاوز نماید.

$Q_n = \Sigma Q_n$ = مجموع مقاومت های برشی اسمی برشگیرها در حد فاصل نقاط لنگر خمشی مشبّت حداقل

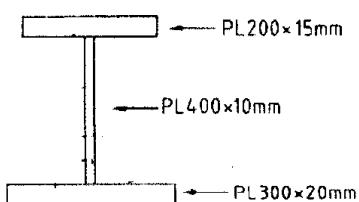
و لنگر صفر مطابق مقررات بند ۷-۸-۲-۱۰

۳. تعداد، فاصله و مشخصات برشگیرها بایستی از طریق برقراری رابطه زیر و بدون احتساب ضربی کاهش مقاومت تعیین گردد.

$$V_{hn} \geq V_{hn}$$

(۲۲-۸-۲-۱۰)

۱۶- یک تیر ورق به شکل زیر مفروض است. مقدار لنگر پلاستیک این مقطع نسبت به محور قوی بر حسب $kN.m$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ و $F_y = 240 \text{ MPa}$



۱۷۹ (۱)

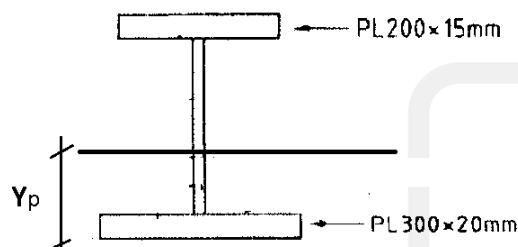
۴۰۴ (۲)

۴۹۴ (۳)

۸۰۹ (۴)

گزینه ۳

ابتدا باید محل تار خنثی پلاستیک بدست آید. محل تار خنثی پلاستیک با مساوی قرار دادن مساحت‌های دو سمت تار خنثی بدست می‌آید:



$$300 \times 20 + (Y_p - 20) \times 10 = 200 \times 15 + (420 - Y_p) \times 10 \rightarrow Y_p = 70 \text{ mm}$$

پس از یافتن Y_p باید اساس پلاستیک مقطع محاسبه شود:

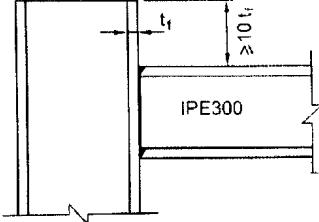
$$Z = 300 \times 20 \times 60 + 50 \times 10 \times 25 + 200 \times 15 \times 357.5 + 350 \times 10 \times 175 = 2057500 \text{ mm}^3$$

$$M_p = ZF_y = (2057500)240 = 493.8 \text{ kN.m}$$

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۱۷- در طراحی اتصال گیردار شکل زیر از یک قاب خمشی با شکل پذیری متواتر، اگر سخت کننده برای ستون در مقابل بال کششی تیر دنظر گرفته نشده باشد، حداقل ضخامت لازم بال ستون بحسب میلی متر به کدامیک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟ عرض بال تیر حدود ۰.۷ عرض بال ستون است. مقطع ستون IPB نورد شده بوده و فولاد مصرفی با $F_y = 240 \text{ MPa}$ می باشد. عرض بال تیر 150 mm و ضخامت بال آن 10.7 mm می باشد.



30 (۱)
25 (۲)
20 (۳)
15 (۴)

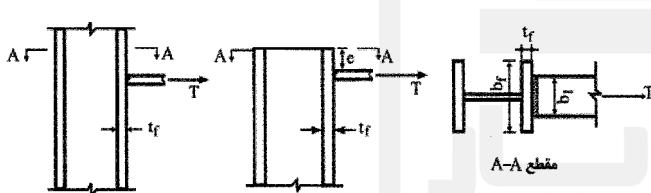
گزینه ۲

$$t_{cf} > 0.4\sqrt{1.8 \times 150 \times 10.7} = 21.5 \text{ mm} \quad t_{cf} > \frac{150}{6} = 25 \text{ mm}$$

کنترل فوق مربوط به روابط ورق پیوستگی می باشد. علاوه بر این روابط، روابط بند ۱۰-۹-۲-۱۰-۱ نیز باید کنترل شود که با توجه به اینکه نیروی کششی بال (T) در شکل پایین) داده نشده است، امکان کنترل خمش موضعی بال وجود ندارد. البته می توان نیروی کششی بال را برابر $0.9AF_y$ درنظر گرفت که در این صورت نیز روابط مربوط به ورق پیوستگی حاکم خواهد بود. همچنین برای کنترل بند ۱۰-۹-۲-۱۰-۱ نیاز به ضخامت جان ستون داریم که ارائه نشده است و امکان کنترل وجود ندارد.

۱۰-۹-۲-۱ خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

الزامات این بند برای هر دو حالت نیروی کششی متمرکز تکی و مولفه کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۹-۲-۱۰).



شکل ۱۰-۹-۲-۱۰ خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

مقاومت طراحی خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی مساوی ϕR_n می باشد که در

آن ϕ ضربی کاهش مقاومت برابر $1/9$ و R_n مقاومت اسمی طبق رابطه زیر می باشد.

$$R_n = \phi / 25 F_y t_f^2 \quad (۲۳-۹-۲-۱۰)$$

۱۰-۹-۲-۲-۱ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

الزامات این بند برای نیروی کششی متمرکز تکی، نیروی فشاری متمرکز تکی و هر دو مولفه فشاری و کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۹-۲-۱۰).

مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری مساوی ϕR_n می باشد که در آن ϕ ضربی کاهش مقاومت مساوی 1 و R_n مقاومت اسمی می باشد که براساس

حالات حدی تسلیم موضعی جان به شرح زیر تعیین می شود:

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله ای از انتهای عضو وارد می شود:

$$R_n = F_{yw} t_w (\Delta k + l_b) \quad (۲۴-۹-۲-۱۰)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله ای مساوی یا کوچکتر از Δ از انتهای عضو وارد می شود:

$$R_n = F_{yw} t_w (\gamma / \Delta k + l_b) \quad (۲۵-۹-۲-۱۰)$$

۱۰-۸-۳-۱ ورق های پیوستگی

ورق های پیوستگی (سخت کننده های عرضی) در مقابل بال های تیر یا ورق های پوششی اتصال بال بالای و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون علاوه بر تامین الزامات بخش ۱۰-۹-۲-۱۰ باید دارای شرایط زیر نیز باشند.

(الف) در ستون های H شکل در صورتی که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۳-۱۰ و ۲-۸-۳-۱۰ باشد، تعیینة ورق های پیوستگی در چشممه اتصال الزامی نیست.

در غیر اینصورت تعیینة یک جفت سخت کننده (ورق های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ) تا (ج) همین بند الزامی است.

$$t_{cf} \geq \sqrt[4]{1/\lambda b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad (۲-۸-۳-۱۰)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{\theta} \quad (۳-۸-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

F_{yb} = حداقل تنش تسلیم مصالح بال تیر

F_{yc} = حداقل تنش تسلیم مصالح بال ستون

R_{yb} = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح تیر مطابق مقادیر

جدول ۱-۲-۳-۱۰

R_{yb} = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح ستون مطابق مقادیر جدول ۱-۲-۳-۱۰

t_{bf} = پهنای بال تیر

t_{cf} = ضخامت بال تیر

t_{cf} = ضخامت بال ستون

۱۸- چنانچه در یک اتصال پیچی از نوع اتکایی تحت اثر مشترک کشش و برش، تنش کششی مورد نیاز یک پیچ برابر ۰.۳۵ مقاومت کششی اسمی آن پیچ (وقتی که نیروی کششی به تنها بیان عمل گند) باشد، مقاومت برشی اسمی پیچ چند درصد نسبت به حالتی که نیروی برشی به تنها بیان عمل می‌گند، کاهش می‌یابد؟

۹۵) ۲) ۸۳ ۳) ۱۷ ۴) ۵

گزینه ۳

$$\frac{f_{ut}}{F_{nt}} = 0.35$$

وقتی کشش و برش همزمان اثر می‌گند، رابطه زیر باید کنترل گردد. در این رابطه ۰.۷۵ ضریب کاهش مقاومت می‌باشد. در حضور نیروی کششی، نسبت تنش برشی به تنش مقاوم برشی به ۰.۸۳ محدود می‌شود.

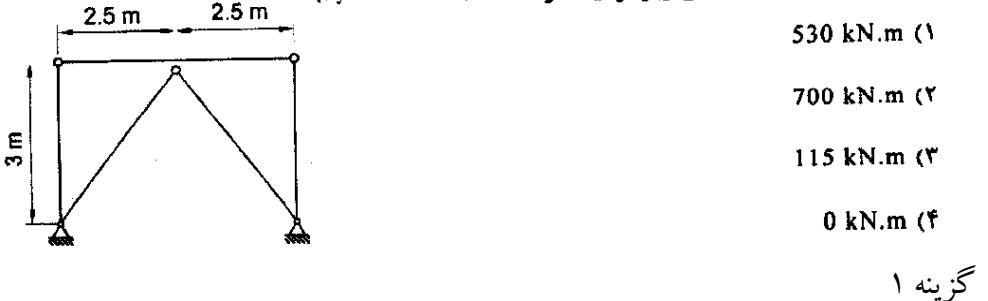
$$\frac{f_{ut}}{0.75F_{nt}} + \frac{f_{uv}}{0.75F_{nv}} < 1.3 \quad \rightarrow \frac{f_{uv}}{0.75F_{nv}} < 0.83$$

در صورت عدم حضور نیروی برشی نسبت تنش برشی به صورت زیر کنترل خواهد شد:

$$\frac{f_{uv}}{0.75F_{nv}} < 1$$

قدم بار | قدم بار
قدم به قدم، همراه دانشجو...
WWW.GhadamYar.Ir

۱۹- مهاربندهای همگرای ویژه نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک ساختمان فولادی مقاوم در برابر زنگله، از لوله به قطر خارجی ۱۶۰ mm و ضخامت ۵ mm تشکیل شده است. چنانچه $F_{cre}=217 \text{ MPa}$ باشد، حداقل مقاومت خمشی طراحی تیر طبقه (با صرفنظر از اثر بارهای ثقلی) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ ($F_y = 240 \text{ MPa}$)



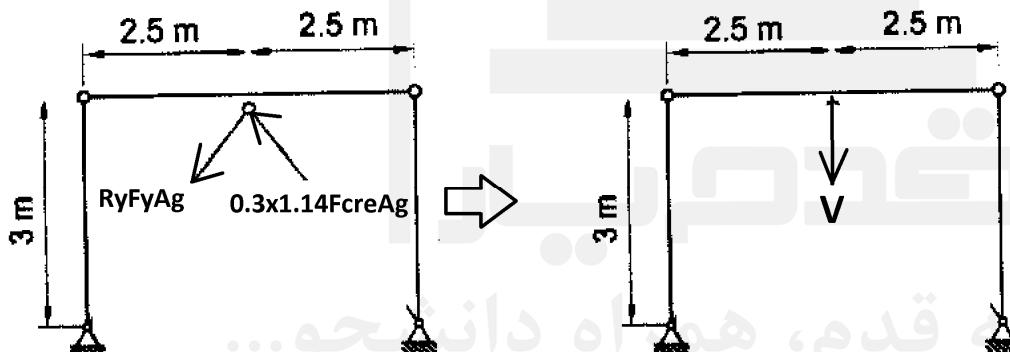
$$R_y F_y A_g = 1.25 \times 240 \times (\pi \times 80^2 - \pi \times 75^2) = 1.25 \times 240 \times 2433.5 = 730050 N = 730 kN$$

$$0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g = 0.3 \times 1.14 \times 217 \times 2433.5 = 180.6 kN$$

برای محاسبه لنگر وارد بر تیر، مولفه قائم این نیروها باید منظور شود:

$$V = (730 - 180.6) \frac{3}{\sqrt{3^2 + 2.5^2}} = 422 kN$$

بنابراین تیر باید برای لنگر طراحی شود.



۱۰-۳-۱۱. ازامات تكميلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه

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

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

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

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

که در آن:

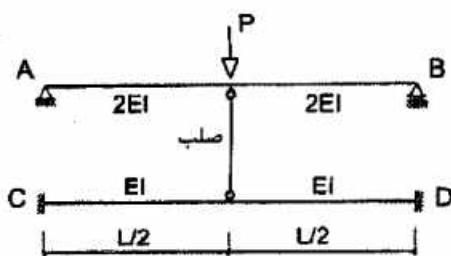
$R_y =$ نسبت تنش تسلييم مورد انتظار به حداقل تنش تسلييم فولاد مهاربندی مطابق مقادير جدول .۱۰-۱-۲-۳-۱۰

$F_y =$ تنش تسلييم فولاد مهاربندی.

$A_g =$ سطح مقطع کلی عضو مهاربندی.

$F_{cre} =$ تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۱۰ با این شرط که در آن بجائی $R_y F_y$ از $R_y F_y$ استفاده شده باشد.

۲۰- در سازه نشان داده شده در شکل زیر، چه نسبتی از نیروی P توسط تیر AB حمل می‌شود؟



- | | |
|---------------|-----|
| $\frac{1}{3}$ | (۱) |
| $\frac{2}{3}$ | (۲) |
| $\frac{3}{4}$ | (۳) |
| $\frac{1}{4}$ | (۴) |

گزینه ۱

با توجه به صلب بودن ستون میانی، بار به نسبت سختی بین دو تیر تقسیم می‌شود:

$$K_{AB} = \frac{48(2EI)}{L^3}$$

$$K_{CD} = \frac{192EI}{L^3}$$

بنابراین سختی تیر CD ۲ برابر سختی تیر AB می‌باشد و سهم آن دو برابر سهم تیر AB از تحمل بار خواهد بود:

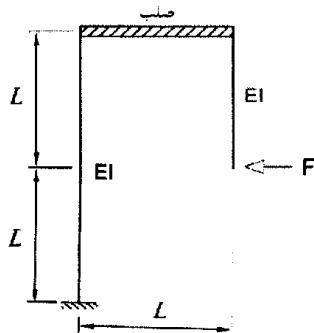
$$P_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{CD}} = \frac{P}{3}$$

$$P_{CD} = \frac{K_{CD}}{K_{AB} + K_{CD}} = \frac{2P}{3}$$

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۲۱- جابجایی افقی نقطه اثر نیروی F در سازه نشان داده شده برابر با کدام گزینه است؟ (صلبیت خمشی و محوری عضو افقی بی‌نهایت فرض می‌شود).



$$\frac{5}{2} \frac{FL^3}{EI} \quad (1)$$

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

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

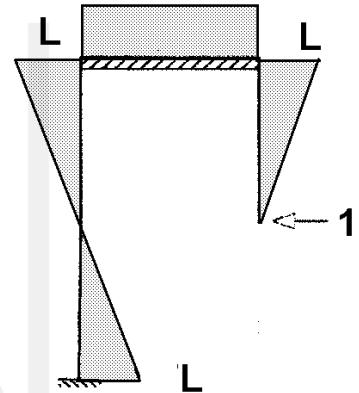
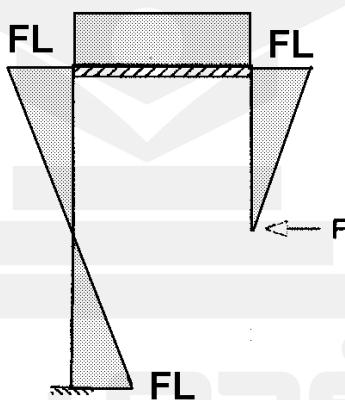
$$\frac{FL^3}{EI} \quad (4)$$



گزینه ۴

با استفاده از روش کار مجازی مقدار جابجایی بدست می‌آید:

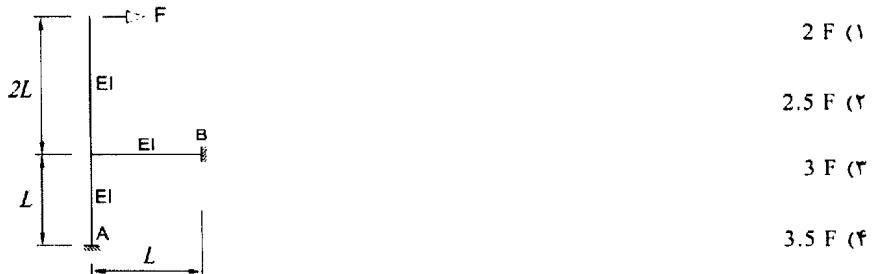
$$\Delta = 3 \left[\frac{FL \times L \times L}{3EI} \right] = \frac{FL^3}{EI}$$



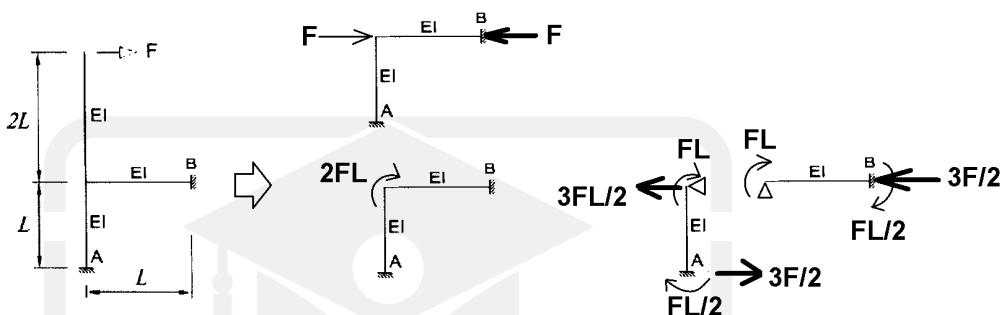
قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۲۲- در سازه‌ای مطابق شکل زیر تمامی اعضا دارای صلبیت خمشی یکسان می‌باشند. اگر از تغییر شکل‌های محوری و اثرات ثانویه صرف نظر شود، مقدار عکس العمل افقی در تکیه‌گاه B چقدر خواهد بود؟

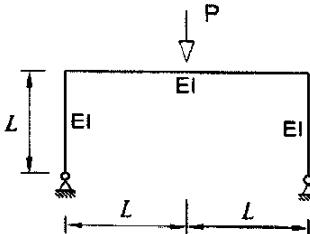


با توجه به شکلهای زیر گزینه ۲ صحیح است.



قدم به قدم، همراه دانشجو...
WWW.GhadamYar.Ir

۲۳- مقدار نیروی برشی در پای ستون‌ها چه مقدار است؟ (تمامی اعضای دارای صلبیت خمشی یکسان می‌باشند.)



$$\frac{3P}{16} \quad (1)$$

$$\frac{P}{2} \quad (2)$$

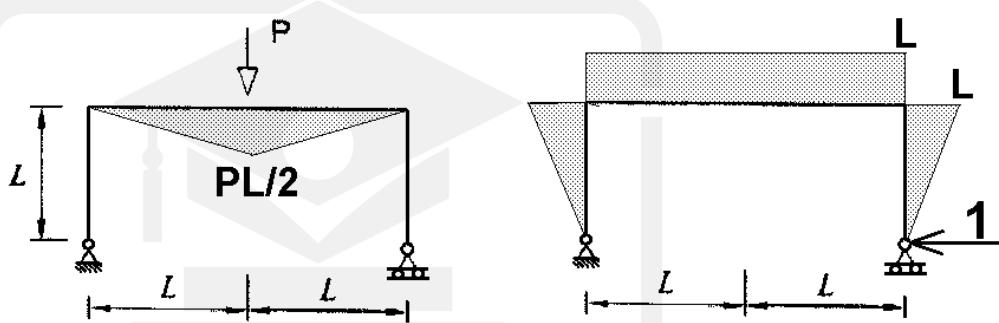
$$\frac{3P}{32} \quad (3)$$

$$\frac{P}{4} \quad (4)$$

گزینه ۱

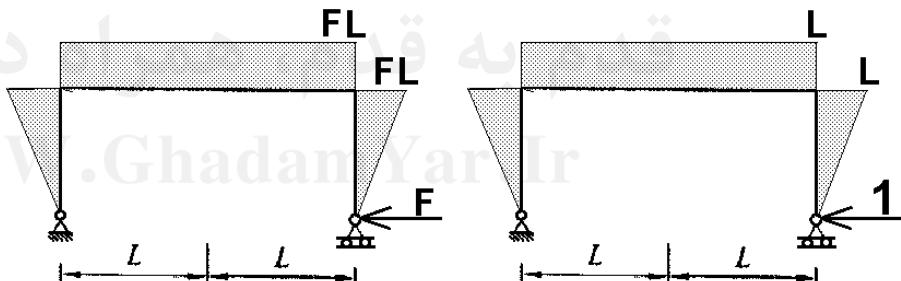
در صورتی که اتصال تکیه گاه مفصلی باشد، تغییر مکان آن با روش کار مجازی به راحتی بدست می‌آید:

$$\Delta_P = -\frac{\frac{PL}{2} \times 2L}{2} \times L = \frac{-PL^3}{2EI}$$



تغییر مکان تکیه گاه در اثر بار F برابر است با:

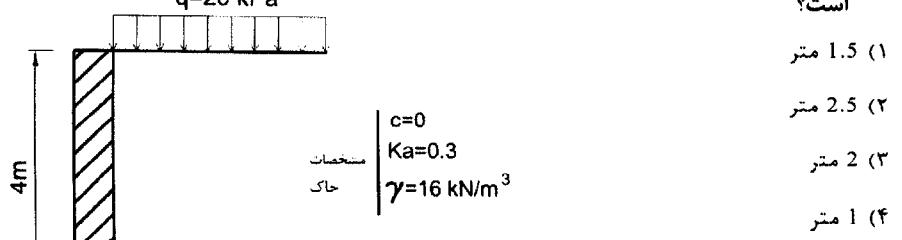
$$\Delta_F = 2 \frac{FL \times L \times L}{3EI} + \frac{FL \times 2L \times L}{EI} = \frac{8FL^3}{3EI}$$



با توجه به اینکه تکیه گاه مفصلی ثابت می‌باشد:

$$\Delta_P + \Delta_F = 0 \rightarrow \frac{-PL^3}{2EI} + \frac{8FL^3}{3EI} = 0 \rightarrow F = \frac{3P}{16}$$

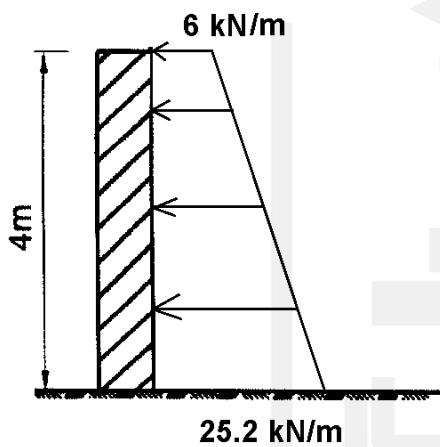
پاسخ تشریحی سوالات نظام مهندسی - محاسبات - مرداد ۹۴ - ویرایش سوم (۹۴/۵/۵)
 ۲۴- دیوار سنگی نشان داده در شکل زیر دارای وزن مخصوص 25 kN/m^3 است. حداقل ضخامت لازم دیوار برای آنکه پایداری در مقابل واژگونی تأمین گردد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



گزینه ۳

$$\left. \begin{array}{l} M_o = 6 \times 4 \times 2 + \frac{(25.2 - 6) \times 4}{2} \times \frac{4}{3} = 99.2 \\ M_r = 4t \times 25 \times \frac{t}{2} \end{array} \right\} M_r > 2M_o \rightarrow 50t^2 > 198.4 \rightarrow t > 1.99 \text{ m}$$

$$M_r = 4t \times 25 \times \frac{t}{2}$$



جدول ۷-۵-۳ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی

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

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۲-۵ در طراحی پیهای سطحی در مقابل واژگونی در شرایط لرزه‌ای، ضریب کاهش مقاومت در روش ضرایب بار و مقاومت و حداقل ضریب اطمینان در روش تنش مجاز به ترتیب چه مقادیری هستند؟

۱.۲ و ۰.۶۵ (۱)	۱.۵ و ۰.۶۵ (۱)
۱.۲ و ۰.۶ (۳)	۱.۵ و ۰.۹ (۳)

گزینه ۱

جدول ۷-۴-۷ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای

نوع گسیختگی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱/۲	۲	۱/۵	۱/۲

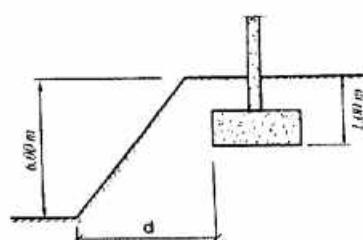
جدول ۷-۴-۸ ضرایب بار و مقاومت در شرایط لرزه‌ای برای روش ضرایب بار و مقاومت

ضریب	نوع گسیختگی	ضرایب کاهش مقاومت
۰/۷۵	پایداری کلی	
۰/۶	فشار مقاوم	
۰/۶	ظرفیت باربری	
۰/۶۵	واژگونی	
۰/۹	لغزش	
طبق مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملی ساختمان		ضرایب بار

قدم به قدم، همراه دانشجو...
WWW.GhadamYar.Ir

۲۶- حداقل فاصله d ، بدون توجه به تحلیل‌های دقیق پایداری و تغییر شکل پی چه مقدار است؟

(۱) ۱۵ متر



(۲) 12 متر

(۳) 8 متر

(۴) 10 متر

گزینه ۴

۷-۴-۷ ملاحظات اجرایی پی‌های سطحی

۱-۷-۴-۷ انتخاب موقعیت و عمق پی

۳-۱-۷-۴-۷ 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 تغییر شکلها مشخص می‌شود.

ب- زمانی که پی در بالای شیب قرار می‌گیرد خطی که با شیب ۲ افقی به ۱ قائم از لبه پی می‌گذرد باید با سطح شیب برخورد کند، مگر آن‌که تحلیل دقیق پایداری و تغییر شکل 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 نشسته‌های مخرب تجهیز شوند.

قدمیار
قدم به قدم، همراه دانشجو...
WWW.GhadamYar.Ir

۲۷- حداقل تعداد گمانه موردنیاز جهت شناسایی ژئوتکنیکی زمین برای احداث یک ساختمان منفرد بدون زیرزمین با سطح اشغال ۵۰۰۰ متر مربع و اهمیت زیاد و روی زمین مناسب با لایه‌بندی ساده، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

(۱) ۱۰ عدد (۲) ۷ عدد (۳) ۵ عدد (۴) ۳ عدد

گزینه ۳

جدول ۱-۲-۷ جدول حداقل تعداد گمانه

تعداد گمانه	شرایط زیرسطحی	اهمیت ساختمان	مساحت	
۲	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	خیلی زیاد و زیاد	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع	
۳	لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب			
۱	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	متوسط	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع	
۲	لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب			
۱	زمین مناسب یا نامناسب	کم	خیلی زیاد و زیاد	
۳	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	متوسط		
۵	لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۲۰۰ الی ۱۰۰۰ متر مربع		
۲	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب		کم	
۳	لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب			
۱	زمین مناسب	خیلی زیاد و زیاد	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۲۰۰ الی ۱۰۰۰ متر مربع	
۲	زمین نامناسب			

برای سطح اشغال بیش از ۱۰۰۰ متر مربع، یک گمانه به ازای هر ۱۰۰۰ متر مربع به مقادیر تعداد گمانه اضافه می‌شود.

۲۸- مقدار $\frac{H}{C}$ طبق مقررات ملی ساختمان، برای کنترل ضربی اطمینان در برابر بالازدگی کف گود در طراحی سازه‌های نگهبان ترجیحاً باید کوچکتر از کدامیک از مقادیر زیر باشد؟

(۱) ۱۰ (۲) ۸ (۳) ۶ (۴) ۴

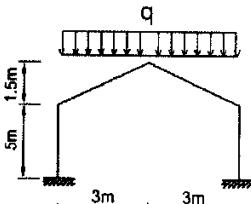
گزینه ۲

۲-۱-۵-۵-۷ ضربی اطمینان در برابر بالازدگی کف

بالازدگی کف گود باید کنترل شود و ترجیحاً $\frac{H}{C} > 6$ باشد.

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir



۰.۷۴ (۱)

۰.۸۴ (۲)

۰.۹۴ (۳)

۱.۲۳ (۴)

$$\left. \begin{array}{l} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 5^\circ \\ \alpha = tg^{-1}\left(\frac{1.5}{3}\right) = 26.6^\circ \end{array} \right\} \rightarrow C_s = 1 - \frac{26.6 - 5}{70 - 5} = 0.667 \\ \left. \begin{array}{l} C_e = 0.9 \\ I_s = 1 \\ P_g = 2 \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} 0.7C_s C_t C_e I_s P_g = 0.84 kPa \end{array} \right\}$$

۲-۷-۶ بام برف بام

بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به شبیب و دمای بام، برف‌گیری، و اهمیت سازه، برای هر مترا مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه ۲-۷-۶-۱ تعیین می‌شود:

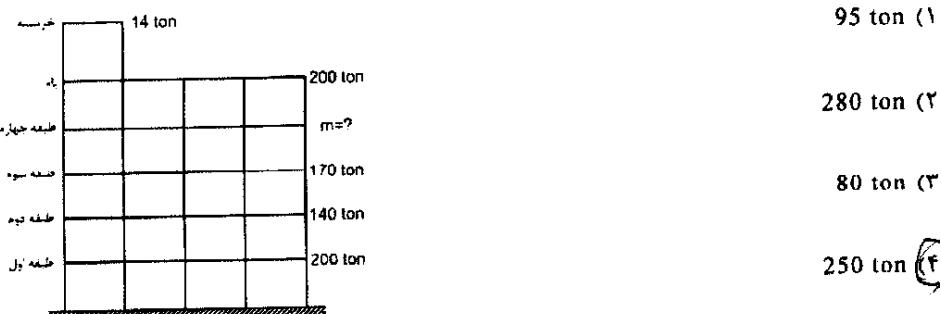
$$P_r = \gamma C_s C_t C_e I_s P_g \quad (۲-۷-۶)$$

$\left. \begin{array}{l} \text{برای بام‌های مسطح، ضریب شبیب، } C_s, \text{ برابر واحد می‌باشد. برای بام‌های شبیدار ضریب شبیب بر حسب زاویه شبیب، } \alpha, \text{ بهصورت زیر تعیین می‌شود:} \\ \text{ا-} \\ \text{ا-الف:} \end{array} \right\}$	$\left. \begin{array}{l} C_s = 1, \\ \alpha \leq \alpha_0 \end{array} \right\}$
$\left. \begin{array}{l} \text{ا-ب:} \\ \text{ا-ب-الف:} \\ \text{ا-ب-ب:} \end{array} \right\}$	$\left. \begin{array}{l} \alpha < \alpha < 7^\circ \\ \alpha \geq 7^\circ \end{array} \right\}$

جدول ۲-۷-۶ ضریب برف‌گیری، C_s

گروه ناهمواری محیط	$C_s = 1$	$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{7^\circ - \alpha_0}$	$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{7^\circ - \alpha_0}$	$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{7^\circ - \alpha_0}$
زیاد	۱/۲	۱/۰	۰/۹	۰/۸
متوسط	۱/۱	۱/۰	۰/۹	۰/۸
کم	۱/۰	۰/۹	۰/۸	۰/۷

۳۰- در ساختمان پنج طبقه شکل زیر، برای آن که ساختمان به لحاظ توزیع جرم منظم تلقی شود، جرم طبقه چهارم حداقل چقدر می‌تواند باشد؟ (قیمتیک ترین عدد موردنظر است).



گزینه ۴

$$\frac{m - 170}{170} < 0.5 \quad \rightarrow \quad m < 255$$

۲-۷-۱۱-۶ نامنظمی در ارتفاع

ب- نامنظمی جرمی: در مواردی که توزیع جرم هر طبقه بیشتر از 50% درصد با جرم‌های طبقات

مجاور اختلاف داشته باشد.

طبقات بام و خریشته از این تعریف مستثنی هستند.

قدم به قدم، همراه دانشجو...
WWW.GhadamYar.Ir

۳۱- اگر طول طرهای با مقطع و جرم یکنواخت و بدون جرم متمرکز انتهایی، دهدرصد اضافه شود، زمان تناوب اصلی نوسان آن حدوداً چند برابر می‌شود؟

۱.۳۳ (۴)

۱.۲۱ (۳)

۱.۱۵ (۲)

۰.۹ (۱)

با توجه به رابطه زیر دوره تناوب چنین طره ای با 2 اربطه دارد. بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

پیوست ۴

زمان تناوب اصلی نوسان پاندولهای
وارونه، برجهای، دودکشها و سایر
ساختمانهای مشابه

۳- زمان تناوب اصلی نوسان منشور که جرم و مقطع آن در ارتفاع یکنواخت باشد از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = 1/\gamma g I^2 \sqrt{\frac{q}{gEI}} \quad (۳)$$

که در آن:

I = طول منشور

q = وزن واحد طول منشور

I = ممان اینرسی مقطع

E = مدول ارتجاعی

g = شتاب ثقل

قدم بار | قدم بار
قدم به قدم، همراه دانشجو...
WWW.GhadamYar.Ir

۳-۲- در یک ساختمان مسکونی بیش از 40 طبقه با ارتفاع طبقات حدوداً 3.5 متر و دارای سیستم پاربر جانبی دوگانه از نوع قاب خمینی بتنی ویژه به همراه دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه، که در منطقه‌ای با پهنه با خطر نسبی کم و روی زمین نوع I ساخته می‌شود، ضریب زلزله حدوداً به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$$0.025 \quad (4) \quad 0.030 \quad (3) \quad 0.015 \quad (2) \quad 0.020 \quad (1)$$

گزینه ۱

$$A = 0.2$$

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} = 2.035 \rightarrow B = (1.5 + 1) \left(\frac{0.4}{2.035} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.845 \left\{ \begin{array}{l} \frac{ABI}{R} = 0.015 \\ I = 1 \\ R = 11 \end{array} \right.$$

ضریب زلزله حداقل برابر است با:

$$0.1AI = 0.02$$

۴-۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل‌های (۱-الف و ۱-ب) تعیین می‌شود:

$$\begin{aligned} B &= 1+S \left(\frac{T}{T_0} \right) & 0 \leq T \leq T_0 \\ B &= S+1 & T_0 \leq T \leq T_S \\ B &= (S+1) \left(\frac{T_S}{T} \right)^{\frac{1}{n}} & T \geq T_S \end{aligned} \quad (۴-۲)$$

برش پایه، V در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار داده شده در رابطه زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{min} = 0.1 \Delta I W \quad (۴-۲)$$

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

- ۳۳- چنانچه در یک ساختمان فولادی سه طبقه با زمان تناوب طبیعی کمتر از ۰.۵ ثانیه، مقدار نیروی برشی پایه در اثر زلزله برابر ۷ و جرم طبقات اول، دوم و سوم به ترتیب ۶۰۰، ۳۰۰ و ۲۰۰ تن و ارتفاع طبقات یکسان فرض شود، درخصوص نیروی جانبی وارد بر طبقات کدام عبارت صحیح است؟
- ۱) نیروی جانبی ناشی از زلزله در تراز طبقه سوم دارای بیشترین مقدار است.
 - ۲) نیروی جانبی ناشی از زلزله در تراز طبقه اول دارای بیشترین مقدار است.
 - ۳) نیروی جانبی ناشی از زلزله در تراز طبقه دوم دارای بیشترین مقدار است.
 - ۴) نیروی جانبی ناشی از زلزله در کلیه طبقات یکسان است.

گزینه ۴

با توجه به اینکه دوره تناوب کمتر از ۰.۷ است، نیروی شلاقی F_t صفر خواهد بود:

$$F_1 = (V - 0) \frac{600 \times h}{200(3h) + 300(2h) + 600h} = \frac{1}{3}V$$

$$F_2 = (V - 0) \frac{300(2h)}{200(3h) + 300(2h) + 600h} = \frac{1}{3}V$$

$$F_3 = (V - 0) \frac{200(3h)}{200(3h) + 300(2h) + 600h} = \frac{1}{3}V$$

۳-۲ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V ، که طبق بند ۱-۳-۲ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_i = (V - F_i) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (9-2)$$

در این رابطه:

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

h_i : ارتفاع تراز i ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

F_i : نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه i که به وسیله رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_i = 0.12 T V \quad (10-2)$$

- (۱) فقط در ساختمان‌های تا ارتفاع ۵۰ متر از تراز پایه
(۲) فقط در ساختمان‌های تا ارتفاع ۳۰ متر از تراز پایه
(۳) فقط در ساختمان‌های تا ارتفاع ۱۰ متر از تراز پایه
(۴) فقط در ساختمان‌های تا سه طبقه از تراز پایه

گزینه ۲

با توجه به جدول، برای دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی تا ۳۰ متر مجاز است. دقت شود که در سیستم دیوارهای باربر (که نوع بنای آن به صورت سنتی به وفور در نقاط مختلف کشور یافت می‌شود) می‌توان بدون حضور تیر و ستون و تنها با اتکا به دیوارهای باربر (دیوار حمال) بارهای ثقلی و لرزه‌ای را به زمین منتقل کرد.

جدول ۶ مقادیر ضریب وفتار ساختمان، R، همراه با حداقل ارتفاع مجاز ساختمان H_m

H_m (متر)	R	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۷	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط ۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی ۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۶		
۲۰	۵		
۱۵	۴		

۳-۲-۵-۸ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمثی منحصراً در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاهتر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین گردد.

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۲-۳- دور کدامیک از ساختمان‌های زیر تهیه طیف طرح ویژه ساختگاه اجباری است؟

(۱) ساختمانهای نامنظم بیش از ۵ طبقه و دارای اهمیت زیاد که بر روی زمین نوع IV ساخته می‌شوند.

(۲) ساختمانهای نامنظم با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر از تراز پایه که بر روی زمین نوع III ساخته می‌شوند.

(۳) ساختمانهای منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که بر روی زمین نوع IV ساخته می‌شوند.

(۴) ساختمانهای منظم با ارتفاع بیشتر از ۵۰ متر از تراز پایه که بر روی زمین نوع I ساخته می‌شوند.

با توجه به بند زیر گزینه ۱ صحیح است.

۱-۴-۲ حرکت زمین

۱-۱-۴-۲ حرکت زمین، که در تحلیل‌های دینامیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف بند ۱-۱ باشد. آثار حرکت زمین به یکی از صورت‌های «طیف بازتاب شتاب» و یا «تاریخچه زمانی شتاب» مشخص می‌شود. برای «طیف بازتاب شتاب» می‌توان از «طیف طرح استاندارد» و یا از «طیف طرح ویژه ساختگاه»، مطابق ضوابط بندی‌های ۲-۱-۴-۲ و ۳-۱-۴-۲ استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند ۴-۱-۴-۲، را ملاحظه داشت.

استفاده از هر یک از این طیف‌ها برای کلیه ساختمانها اختیاری است. تنها در مورد ساختمانهایی که طبق بند ۳-۲-۲ مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می‌شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است، به کارگیری طیف طرح ویژه ساختگاه الزامی است.

الف- ساختمانهای «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» که بر روی زمین نوع IV، جدول (۴)، ساخته می‌شوند.

ب- ساختمانهای بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین نوع IV ساخته می‌شوند.

پ- ساختمانهای بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های II-ب و III-ب، با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر ساخته می‌شوند.

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

- ۳۶- سطح بارگیر ستون میانی یک ساختمان ۵ طبقه مسکونی و فاقد پارکینگ برابر ۳۰ مترمربع در هر طبقه است. نسبت بار زنده طراحی کاهش یافته به کل بار زنده طراحی کاهش نیافته، برای طراحی ستون پایین ترین طبقه حداقل چقدر می‌تواند باشد؟ فرض نمایید که کاهش بار زنده با مجاز نصی باشد.

۰.۶۷ (۴)	۰.۵۵ (۳)	۰.۴۶ (۲)	۰.۴ (۱)
----------	----------	----------	---------

دو مورد زیر در محاسبه این نسبت دخیل می‌باشد:

- ۱- کاربری پشت بام: برای مثال اگر دارای باغچه و گلخانه باشد، مقدار بار زنده با مترمربع ۵ kPa خواهد بود که در این صورت بیشترین نسبت حاصل می‌شود.
- ۲- بار زنده تیغه بندی: بسته به نوع تیغه بندی می‌تواند از ۰.۵ kPa تا یک مقدار نامحدود (بسته به حجم تیغه‌ها) تغییر کند. هر دو مورد فوق غیر قابل کاهش می‌باشند. با توجه به اینکه مقدار بار زنده متغیر می‌باشد حل این مسئله میسر نمی‌باشد. برای مثال اگر بار زنده با مترمربع ۵kPa و بار زنده تیغه بندی برابر ۱.۵ kPa باشد، خواهیم داشت:

$$L = 2 \left[0.25 + \frac{4.75}{\sqrt{4 \times 120}} \right] = 2 \times 0.46 = 0.92 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} P_{L-Reduced} &= 30L_r + 120L + 120L_{partition} = 30 \times 1.5 + 120 \times 0.92 + 120 \times 1.5 = 442.6 \\ P_L &= 30L_r + 120L + 120L_{partition} = 30 \times 1.5 + 120 \times 2 + 120 \times 1.5 = 570 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\}$$

$$\frac{P_{L-Reduced}}{P_L} = \frac{442.6}{570} = 0.77$$

طرح ممکن است بار تیغه بندی را منظور نکرده باشد که در این صورت با توجه به اینکه عنوان شده "حداکثر چقدر می‌تواند باشد" باید بار زنده با مترمربع ممکن منظور شود که طبق جدول بارها ۵kPa می‌باشد. در این صورت خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} P_{L-Reduced} &= 30L_r + 120L = 30 \times 1.5 + 120 \times 0.92 = 262 \\ P_L &= 30L_r + 120L = 30 \times 1.5 + 120 \times 2 = 390 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\}$$

$$\frac{P_{L-Reduced}}{P_L} = \frac{262}{390} = 0.67$$

و گزینه ۴ صحیح خواهد بود.

۳۷- حداقل نیروی جانبی زلزله در امتداد عمود بر سطح دیوار وارد بر یک تیغه جداگشته در یک بیمارستان واقع در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد که بر روی خاک نوع III احداث شده است، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ضخامت تیغه ۱۰۰ میلی‌متر، با ابعاد ۳ متر در ۵ متر از جنس مصالح گچی با جرم مخصوص برابر ۱۳۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد).

3.7 kN (۴)

9.7 kN (۳)

4.7 kN (۲)

6.6 kN (۱)

گزینه ۱

$$F_p = 0.35 \times 0.7 \times 1.4 \times (3 \times 5 \times 0.1 \times 1300) = 668 \text{ kg} = 6.68 \text{ kN}$$

۸-۲ نیروی جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان و قطعات الحاقی

اجزای ساختمان و قطعات الحاقی به ساختمان باید در مقابل نیروی جانبی که از رابطه زیر به دست می‌آید محاسبه شوند:

$$F_p = AB_p I w_p \quad (۱۸-۲)$$

در این رابطه:

A و I مقادیر مندرج در بندهای ۳-۳-۲ و ۷-۳-۲ هستند که برای محاسبه نیروی وارد به کل ساختمان به کار برده شده‌اند.

w_p وزن جزء ساختمان یا قطعه الحاقی مورد نظر است. در مخازن و قفسه‌بندی انبارها و کتابخانه‌ها w_p علاوه بر بار مرده شامل وزن محتويات آنها در حالت کاملاً پر است. B_p ضریبی است که مقدار آن در جدول (۷) داده شده است.

جدول ۷ ضریب B_p

B_p	جهت نیروی افقی	اجزای ساختمان با قطعات الحاقی
۰/۷	در امتداد عمود بر سطح دیوار	دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان و تیغه‌های جداگشته
۲/۰۰	در امتداد عمود بر سطح دیوار	جان پناهها و دیوارهای طر一面ی
۲/۰۰	در هر امتداد	اجزای تزئینی و داخلی و یا قسمتهای الحاقی به ساختمان
۱/۰۰	در هر امتداد	مخازن، برجها، دودکشها، وسایل و ماشین آلات در صورتی که متصل به ساختمان و یا جزئی از آن باشند و سقفهای کاذب
۱/۰۰	در هر امتداد	اتصالات عنصر سازه‌ای پیش ساخته

۳۸- یک ساختمان مسکونی سه طبقه با ارتفاع ۱۰ متر از قراز پایه در شهر بهم، دارای سیستم قاب خمشی بتنی متوسط در امتداد طولی و سیستم دیوارهای باربر با دیوار برشی بتنی مسلح متوسط در امتداد عرضی می‌باشد. ضریب نیروی زلزله در امتداد طولی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (زمین محل ساخت از نوع II می‌باشد.)

0.03 (۴)

0.107 (۳)

0.125 (۲)

0.146 (۱)

گزینه ۲

$$A = 0.3 \\ T = 0.07H^{\frac{3}{4}} = 0.39 \rightarrow B = (1.5 + 1) = 2.5 \\ \left. \begin{array}{l} I = 1 \\ R = 6 \end{array} \right\} \frac{ABI}{R} = 0.125$$

۸-۳-۲ ترکیب سیستم‌ها در پلان

در ساختمانهایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود.

تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر باید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

جدول ۶ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R، همراه با حداقل ارتفاع مجاز ساختمان H_m

H _m (متر)	R	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵	۷	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	
۵	۶	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	الف- سیستم
۳	۵	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	دیوارهای باربر
۱.۵	۴	۴- دیوارهای برشی با مصالح بتایی مسلح	

الف- برای ساختمانهایی با سیستم قاب خمشی

۱- چنانچه جداگرها میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد ننمایند:

- در قابهای فولادی

$$T = 0.108H^{\frac{3}{4}} \quad (5-۲)$$

- در قابهای بتن مسلح

$$T = 0.107H^{\frac{3}{4}} \quad (6-۲)$$

۳۹- یک ساختمان یک طبقه با پلان مستطیل شکل، بر اثر نیروی زلزله در امتداد جنوب به شمال، جابجایی دو گوشه شمالی بام برابر ۷۲ و ۳۲ میلی متر محاسبه شده است. در صورتی که فاصله مرکز سختی و جرم در امتداد شرقی - غربی برابر ۳.۱ متر و طول ساختمان در جهت غربی - شرقی برابر ۲۸.۶ متر باشد، حداقل مقدار کل برونو مرکزی نیروی جانبی (شامل برونو مرکز اتفاقی) بر حسب متر به چه مقداری نزدیک تر است؟

۵.۸ (۴)	۵ (۳)	۴.۵ (۲)	۳.۱ (۱)
		گزینه ۳	

$$A_j = \left(\frac{72}{1.2 \times \frac{32+72}{2}} \right)^2 = 1.33$$

$$e = 3.1 + 0.05A_j \times 28.6 = 5 m$$

۳-۲-۳-۲ برونو مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، زیرا، به منظور به حساب آوردن احتمال

تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مولفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برونو مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی، اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی بند (۱-۱-۸-۱-۱-۳) می‌شود، برونو مرکزی اتفاقی

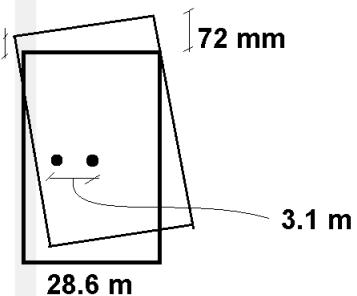
حداقل باید در ضریب بزرگنمایی A_j ، طبق رابطه زیر، ضرب شود

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1.2 \Delta_{\text{ave}}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 2 \quad (12-2)$$

در این رابطه:

Δ_{\max} = حداقل تغییر مکان طبقه j

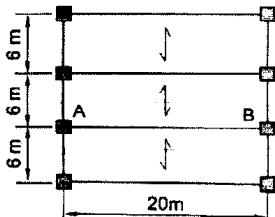
Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j



قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

- ۴۰- پلان سازه یک ساختمان اداری دوطبقه مطابق شکل زیر است. این ساختمان در یک منطقه لرزه خیز با خطر نسبی بسیار زیاد و بر روی خاک نوع II واقع شده است. مقدار کل نیروی قائم ناشی از زلزله γ وارد بر تیر AB واقع در تراز سقف طبقه همکف بر حسب kN حدوداً چقدر می‌باشد؟ (بار مرده سقف $6 kN/m^2$ و بار زنده متوسط $3 kN/m^2$ برآورد شده است).



- 265 (۱)
194 (۲)
318 (۳)
530 (۴)
گزینه ۱

$$W_p = (q_D + q_L)A = (6 + 3)(20 \times 6) = 1080 \text{ kN}$$

$$F_v = 0.7AIW_p = 0.7 \times 0.35 \times 1 \times 1080 = 264.6 \text{ kN}$$

۱۲-۳ نیروی قائم ناشی از زلزله

۱۲-۳-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مولفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

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

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

ج- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طریق ساخته می‌شوند.

۱۲-۳-۲ مقدار نیروی قائم برای عناصر بندهای الف و ب از رابطه (۱۲-۲) محاسبه می‌شود و برای عناصر بند ج دو برابر مقدار این رابطه منظور می‌گردد، به علاوه، در مورد عناصر بند ج، 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.

$$F_v = 0.7AIW_p \quad (12-2)$$

در این رابطه:

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

W_p : بار مرده به اضافه کل سربار آن

- ۴۱- جابجایی جانبی نسبی واقعی طرح طبقه‌ای از یک ساختمان بدون لحاظ اثر $P-\Delta$ برابر ۴۰ میلی متر و در تحلیل با لحاظ اثر $P-\Delta$ برابر ۵۰ میلی متر بدست آمده است. شاخص پایداری برای آن طبقه حدوداً چقدر می‌باشد؟

0.2 (۴)	0.25 (۳)	0.1 (۲)	0.05 (۱)
---------	----------	---------	----------

گزینه ۴

$$50 = \frac{40}{1 - \theta_i} \rightarrow \theta_i = 0.2$$

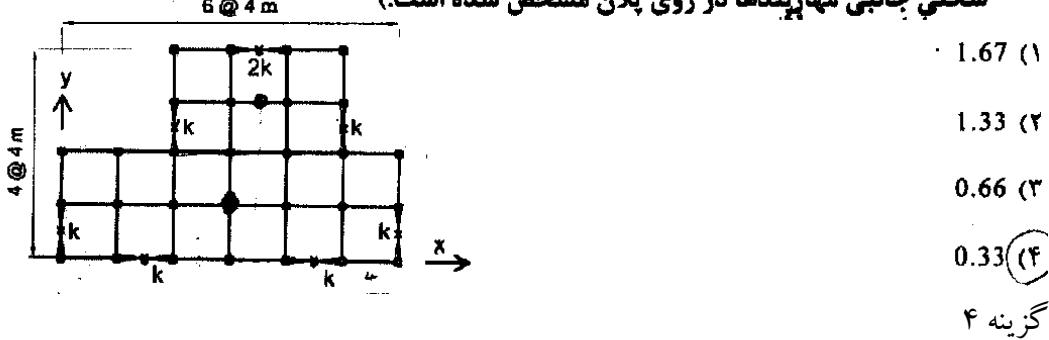
P-Δ اثر ۶-۲

تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر $P-\Delta$ موضوع بند ۲-۵ را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$\bar{\Delta}_{wi} = \frac{\Delta_{wi}}{1 - \theta_i} \quad (۱۷-۲)$$

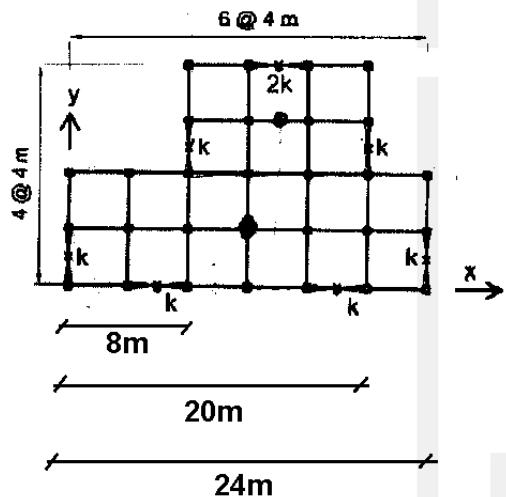
قدمیار
قدم به قدم، همراه دانشجو...
WWW.GhadamYar.Ir

- ۴۲ - در ساختمانی با سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربندهای هم محور فولادی پلان تیپ طبقات مطابق شکل زیر است. فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در امتنا داد محور X برحسب متر در هر طبقه حدوداً چقدر می‌باشد؟ (توزیع جرم در هر طبقه یکنواخت و سقف طبقات صلب فرض شوند. محل و سختی جانبی مهاربندها در روی پلان مشخص شده است).



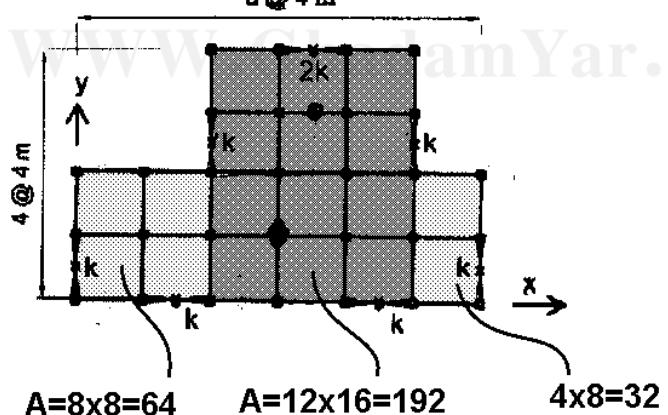
مختصات X مرکز سختی بر اساس موقعیت بادبندها برابر است با:

$$X_k = \frac{k \times 0 + k \times 8 + k \times 20 + k \times 24}{4K} = 13 \text{ m}$$

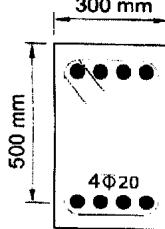


مرکز جرم (با توجه به یکنواخت بودن توزیع جرم) برابر با مرکز سطوح کف‌ها می‌باشد:

$$X_M = \frac{(8 \times 8) \times 4 + (12 \times 16) \times 14 + (4 \times 8) \times 22}{(8 \times 8) + (12 \times 16) + (4 \times 8)} = 12.666 \text{ m}$$



$$X_k - X_M = 0.333 \text{ m}$$



- 285 (۱)
 230 (۲)
 200 (۳)
 325 (۴)

گزینه ۱

راحل تقریبی:

$$M_{pr} = A_s(1.47F_{yd})Z = A_s(1.25F_y)(0.9d) = (4 \times 314)(500)(0.9 \times 500) = 282.6 \text{ kN.m}$$

راحل دقیق:

فاصله میلگردهای فشاری از تار بالای داده نشده است. بنابراین با توجه به کم فولاد بودن مقطع و از آنجا که تاثیر فولاد فشاری در مقاطع کم فولاد کم است، از فولادهای فشاری در محاسبه مقاومت خمثی مقطع صرف نظر می‌شود.

$$\begin{aligned} M_{pr} &= A_s(1.47F_{yd})Z = A_s(1.47F_{yd})\left(d - \frac{\beta x}{2}\right) = A_s(1.25F_y)\left(d - \frac{A_s(1.25F_y)}{2\alpha(b)(f'_c)}\right) \\ &= (4 \times 314)(500)\left(500 - \frac{(4 \times 314)(500)}{2 \times 0.8 \times 300(30)}\right) = 286.6 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

۹-۱-۲-۳-۹- لنگر خمثی مقاوم محتمل

لنگر خمثی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمثی مقاوم با فرض $f_s = 1/25 f_y$ ، $\phi_c = \phi_s = 1$ ، مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

۴۴- نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن در یک تیر بتن مسلح درجا با مقطع مستطیل براساس رابطه $V_c = 0.2 \phi_c f_c b_w d$ بدست می‌آید. با توجه به رابطه مذکور حداکثر نیروی برشی مقاوم مقطع تیر (شامل سهم بتن و سهم فولاد برشی) حدوداً چه مقدار می‌تواند باشد؟ بتن از رده C25 و $f_{cd} = 25$ میلی‌نیوتن است.

$$4 V_c (۱)$$

$$6.25 V_c (۲)$$

$$9.50 V_c (۳)$$

$$25 V_c (۴)$$

گزینه ۳

با افزایش خاموت، مقاومت برشی افزایش می‌یابد. ولی آین نامه برای این افزایش محدودیتی قرار داده است. به طوریکه حداکثر مقاومت برشی (شامل مقاومت بتن و خاموت) باید از مقدار زیر فراتر رود:

$$V_r < 0.25 f_{cd} b_w d = 0.25 \times 0.65 \times 25 b_w d = 4.0625 b_w d$$

مقدار V_c برابر است با:

$$V_c = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} b_w d = 0.65 b_w d$$

بنابراین مقدار حداکثر نیروی برشی مقاوم مقطع برابر است:

$$V_r < (4.0625 b_w d = 6.25 V_c)$$

۲-۱۵-۹ حالت حدی نهایی مقاومت در برش

(۱-۱۵-۹) در مقطاع تحت اثر برش، کنترل حالت حدی مقاومت باید بر اساس رابطه (۱-۱۵-۹)

صورت گیرد:

$$V_u \leq V_r \quad (۱-۱۵-۹)$$

در این رابطه V_r نیروی برشی ایجاد شده در مقطع است که از تحلیل سازه تحت اثر بار نهایی به دست می‌آید و V_u مطابق بند ۲-۱۵-۹ محسوبه می‌شود.

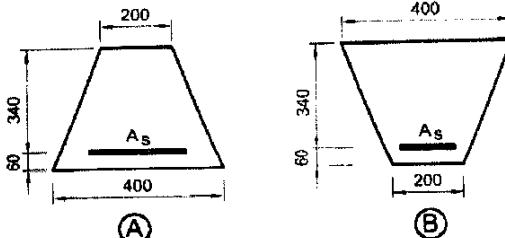
۲-۲-۱۵-۹ مقدار V_r از رابطه (۲-۱۵-۹) محسوبه می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s \quad (۲-۱۵-۹)$$

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

۳-۲-۱۵-۹ مقدار V_r باید بیشتر از $25 f_{cd} b_w d / 20$ در نظر گرفته شود.

۴۵- در صورتی که مقدار آرماتور کششی در هر دو مقطع شکل زیر برابر $A_s = 4\Phi 20$ باشد، نسبت لنگر خمشی مقاوم مقطع A به لنگر خمشی مقاوم مقطع B به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟
 (بتن از رده C30 و فولاد از نوع S400 و ابعاد از ۶۰ × ۳۴۰ × ۴۰۰ میلی‌متر می‌باشد.)



- | | |
|------|-----|
| 1.20 | (۱) |
| 0.8 | (۲) |
| 1.1 | (۳) |
| 0.9 | (۴) |

گزینه ۴

با توجه به رابطه $M = A_s F_{yd} Z$ و از آنجا هر دو مقطع AS یکسان دارند، تنها تفاوت آنها مقدار Z می‌باشد. مقدار Z نیز بسته به شکل مقطع و درصد میلگرد بین ۰.۷۵d تا ۰.۹۵d می‌تواند تغییر کند.

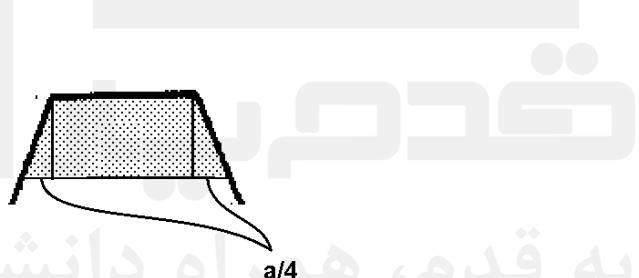
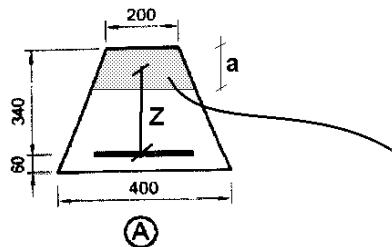
در این سوال باید مقدار Z در هر دو مقطع محاسبه شود.

مقطع A:

$$C = T \rightarrow \left(200a + \frac{a^2}{4} \right) \alpha f'_{cd} = A_s F_{yd} \rightarrow \left(200a + \frac{a^2}{4} \right) 0.8 \times 0.65 \times 30 = 4 \times 314 \times 0.85 \times 400 \\ a = 119 \text{ mm}$$

با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

$$Z_A = 340 - \frac{a}{2} = 280 \text{ mm}$$

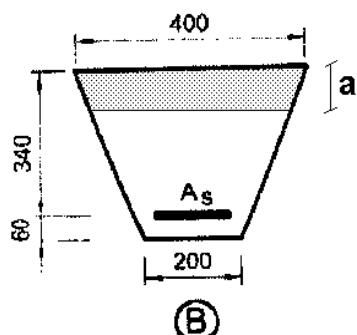


مقطع B:

$$C = T \rightarrow \left(400a - \frac{a^2}{4} \right) \alpha f'_{cd} = A_s F_{yd} \rightarrow \left(400a - \frac{a^2}{4} \right) 0.8 \times 0.65 \times 30 = 4 \times 314 \times 0.85 \times 400 \\ a = 72 \text{ mm}$$

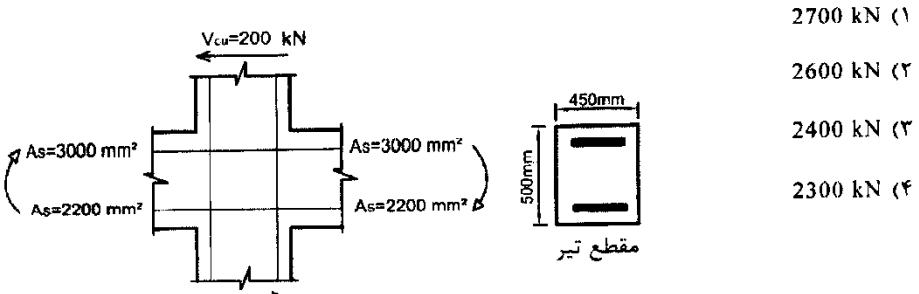
با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

$$Z_B = 340 - \frac{a}{2} = 304 \text{ mm}$$



$$\frac{M_A}{M_B} = \frac{Z_A}{Z_B} = \frac{280}{304} = 0.92$$

- در شکل زیر یک اتصال تیر به ستون بتنی نشان داده است. چنانچه این اتصال مربوط به یک ساخته‌مان با شکل پذیری زیاد باشد. نیروی برشی نهایی موثر به اتصال به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ نوع میلگرد S400، رده بتن C25، ابعاد مقطع ستون 500×500 میلی‌متر است. فرض می‌شود امکان تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای هر دو سمت ستون وجود دارد. مقدار نیروی برشی نهایی ستون در شکل زیر مشخص شده است.



گزینه ۳

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

۱-۴-۴-۲۳-۹ ضوابط کلی طراحی

۱-۱-۴-۴-۲۳-۹ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش براς اساس رابطه

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

و ۳-۱-۴-۴-۲۳-۹ تعیین شوند.

۲-۱-۴-۴-۲۳-۹ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_c ، باید بر اساس تنش کششی برابر $1/47 f_{yd}$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پیدا آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr} ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرهای باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

$$C = T = A_s (1.47 f_{yd}) = 3000 \times 1.47 \times 0.85 \times 400 = 1499400 N = 1499.4 kN$$

$$C' = T' = A_s (1.47 f_{yd}) = 2200 \times 1.47 \times 0.85 \times 400 = 1099560 N = 1099.56 kN$$

$$V_p = T + C' - V_{cu} = 1499.4 + 1099.56 - 200 = 2398.96 kN$$

۴۷- نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال تیر به ستون یک ساختمان بتُنی با شکل پذیری زیاد، ۲۳۰۰ کیلونیوتن است. چنانچه مقطع ستون، مربعی به طول اضلاع 500×500 میلی‌متر بوده و از هر چهار طرف به تیرهای با پهنای ۴۰۰ میلی‌متر متصل شده باشد، حداقل رده بتُن موردنیاز (برای تمام اعضای سازه از یک رده بتُن استفاده می‌شود) چقدر است؟ محور هر چهار تیر را منطبق بر محورهای اصلی ستون فرض کنید. همچنین فرض کنید که در این اتصال، آرماتور گذاری عرضی ویژه قرار داده می‌شود.

C35 (۴)

C25 (۳)

C30 (۲)

C40 (۱)

گزینه ۴

$$A_j = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$v_c = 0.2\varphi_c \sqrt{f'_c} = 0.2 \times 0.65 \sqrt{f'_c} = 0.13 \sqrt{f'_c}$$

$$12A_j v_c > 2300kN \rightarrow 12 \times 250000 \times 0.13 \sqrt{f'_c} < 2300000 \rightarrow f'_c = 34.77 \text{ MPa}$$

۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد

۴-۴-۲۲-۹ اتصالات تیر به ستون در قابها

۱-۴-۴-۲۳-۹ ضوابط کلی طراحی

۱-۱-۴-۴-۲۲-۹ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قابها برای برش باید براساس رابطه (۱-۱۵-۹) صورت گیرد. مقادیر v و γ در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۲-۱-۴-۴-۲۳-۹ و ۲-۱-۴-۴-۲۳-۹ تعیین شوند.

۲-۱-۴-۴-۲۳-۹ نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال، V ، باید بر اساس تنش کششی برابر $f_{yf} / 47$ که ممکن است در میلگردات کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پذید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمی مثبت یا منفی، برابر با لنگرهای خمی مقاوم محتمل، M_p ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

۳-۱-۴-۴-۲۳-۹ نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال، V ، را می‌توان با شرط رعایت ضوابط بند

۲-۴-۴-۲۳-۹ حداکثر برابر با مقادیر (الف) تا (ب) این بند در نظر گرفت:

۱۲۴,۷ v ۹۴,۷ v ۷/۵۴,۷ v

پ- برای سایر اتصالات

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.

 c_1 c_2

$$b_1 \geq \frac{3}{4} c_1$$

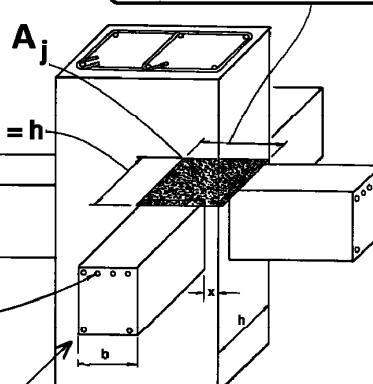
$$b_2 \geq \frac{3}{4} c_2$$

عمق این مقطع برابر با عمق کلی مقطع ستون است. در مواردی که تیر اصلی به تکیه‌گاهی به پهنای بیشتر اتصال می‌باید عرض مؤثر اتصال کوچکترین دو مقادیر (الف) و (ب) اختیار شود:

الف- عرض تیر به اضافه عمق کل مقطع اتصال.

ب- دو برابر کوچکترین فاصله محور تیر از بر ستون در جهت عمود بر محور تیر.

$$\text{عرض مؤثر اتصال} = \text{Min}(b + h, b + 2x)$$

A_j = عمق اتصال

کش در این میلگردها موجب ایجاد

برش در چشم‌های اتصال می‌شود

تنش این میلگردها در محاسبات برش

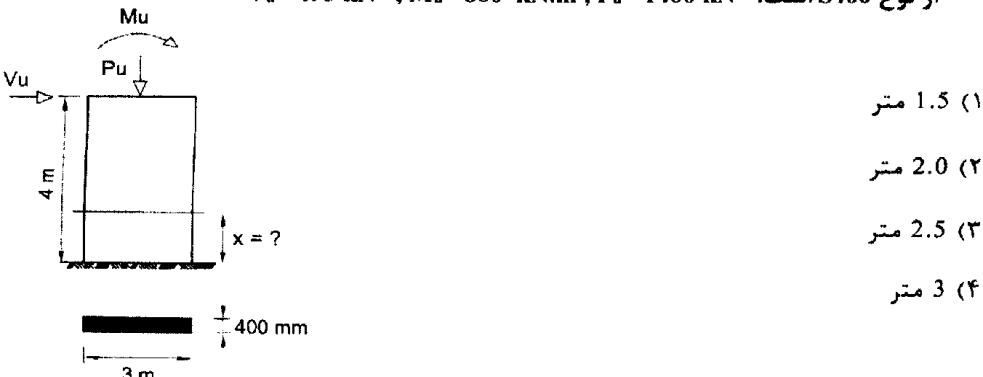
چشم‌های اتصال برابر $f_y / 47$ منظور شود

جهت نیروی زلزله که موجب ایجاد

برش در چشم‌های اتصال شده است

۴۸- نما و مقطع یک دیوار پرشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط در شکل نشان داده شده است. بر اساس بارهای نهایی مشخص شده (که شامل بار زلزله نیز می‌باشد) به لحاظ محاسباتی حداقل تا چه ارتفاعی از پای دیوار لازم است از اجزای لبه استفاده شود؟ (نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید) فرض کنید به جای اجزای لبه از جایگزین دیگر استفاده نمی‌شود. بتن از ده C25 و میلگرد از نوع S400 است.

$$V_u = 495 \text{ kN}, M_u = 800 \text{ kN.m}, P_u = 1400 \text{ kN}$$



$$\sigma = \frac{P_u}{A} + \frac{6(M_u + V_u(4-x))}{bh^2} = \frac{1400000}{3000 \times 400} + \frac{6(800 \times 10^6 + 495000(4000-x))}{40 \times 3000^2} < 0.23f_{cd}$$

$$5.8 \frac{kN}{m^2} - 0.000825x < 0.23(0.65 \times 25) = 3.73 \quad \rightarrow \quad x = 2500mm$$

۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری متوسط

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

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

۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد

۱-۳-۴-۲۳-۹ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگم‌ها

۱-۳-۴-۲۳-۹ در کناره‌ها و اطراف بازشوها در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها که در آنها تنש فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع تحت اثر بارهای نهایی، به انضمام اثر زلزله، از $31f_{cd}$ بیشتر باشد، باید اجزای لبه مطابق ضوابط بندهای ۲-۳-۳-۴-۲۳-۹ تا ۴-۳-۳-۴-۲۳-۹ پیش بینی شود. مگر آنکه در تمام طول دیوار یا دیافراگم میلگردگذاری عرضی ویژه پیش بینی شده باشد. اجزای مرزی را می‌توان از مقطعی در امتداد طول دیوار که تنش فشاری بتن در آن از $23f_{cd}$ کمتر باشد، در جهت ارتفاع قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع ترک‌نخورده محاسبه می‌شود.

۴۹	- در یک قطعه بتن پیش تنشیده، مربوط به ساختمانی که حساس به ترک خودگی نیست، حد اکثر تنش کششی قابل قبول در قسمت بتنی بر حسب MPa به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ (فرض کنید که بین درز قطعات پیش ساخته میلگرد رد شده و رده بتن C30 می باشد)
0.36 (۴)	0.65 (۳)
1.95 (۲)	3.25 (۱)
	گزینه ۲

$$0.6f_t = 0.6 \times 0.6\sqrt{f_c} = 0.36\sqrt{30} = 1.97 MPa$$

۵-۹-۲۴-۹ کنترل تنش های حدی

به منظور عدم ایجاد ترک های فشاری موازی و عدم تشدید وارفتگی بتن، مقدار تنش فشاری حد اکثر در بتن به مقادیر زیر محدود می شود.

الف) حد تنش تحت شرایط اجرائی، f_{cti}

ب) حد تنش تحت شرایط بهره برداری، f_{ci}

پ) حد تنش تحت بار های دائمی در دوره بهره برداری، f_c

حد اکثر تنش کششی در ساختمان های حساس به ترک خوردن یا درز های بین قطعات پیش ساخته که از آنها میلگرد نمی گذرد معادل صفر و در حالت های دیگر باید به میزان ۰/۶ مقاومت مشخصه کششی بتن که از رابطه زیر تعیین می شود، محدود گردد.

$$f_t = 0.6\sqrt{f_c} \quad (24-9)$$

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

- در یک قاب خمشی با شکل پذیری زیاد، ابعاد مقطع یکی از ستون‌های طبقه بام برابر $d=440 \text{ mm}$, $500 \times 500 \text{ mm}$ است. چنانچه حداکثر نیروی محوری نهایی مؤثر به این ستون برابر 500 kN ، قطر میلگرد های عرضی برابر 10 mm ، قطر میلگرد های طولی برابر 25 میلیمتر ، نوع فولاد S400 و رده بتن C25 باشد. بدون توجه به نیازهای محاسباتی حداکثر فاصله میلگرد های عرضی در نواحی بحرانی این عضو به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

200 mm (۴) 150 mm (۳) 125 mm (۲) 100 mm (۱)

گزینه ۱

ابتدا باید بررسی شود که عضو مورد نظر عضو فشاری محسوب می شود یا نه:

$$\begin{aligned} N_u &= 500 \text{ kN} \\ 0.15f_{cd}A_g &= 0.15 \times 0.65 \times 25 \times 500 \times 500 = 609.375 \end{aligned} \left\{ \begin{array}{l} N_u < 0.15f_{cd}A_g \end{array} \right.$$

با توجه به اینکه نیروی محوری کمتر از مقدار عنوان شده می باشد، عضو یک عضو خمشی محسوب می شود و ضوابط مربوط به اعضای خمشی را باید ارضا کند:

$$S < \text{Min} \left(\frac{440}{4}, 8 \times 25, 24 \times 10, 300 \right) = 110 \text{ mm}$$

۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد

۱-۴-۲۳-۹ اعضا تحت خمش در قابها ($N_u \leq 15f_{cd}A_g$)

۳-۱-۴-۲۳-۹ آرماتور عرضی

۱-۳-۱-۴-۲۳-۹ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع تنگ و بیو و شرایط آن مطابق بند ۲-۳-۱-۴-۲۳-۹ در نظر گرفته شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاد کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب وجود داشته باشد.

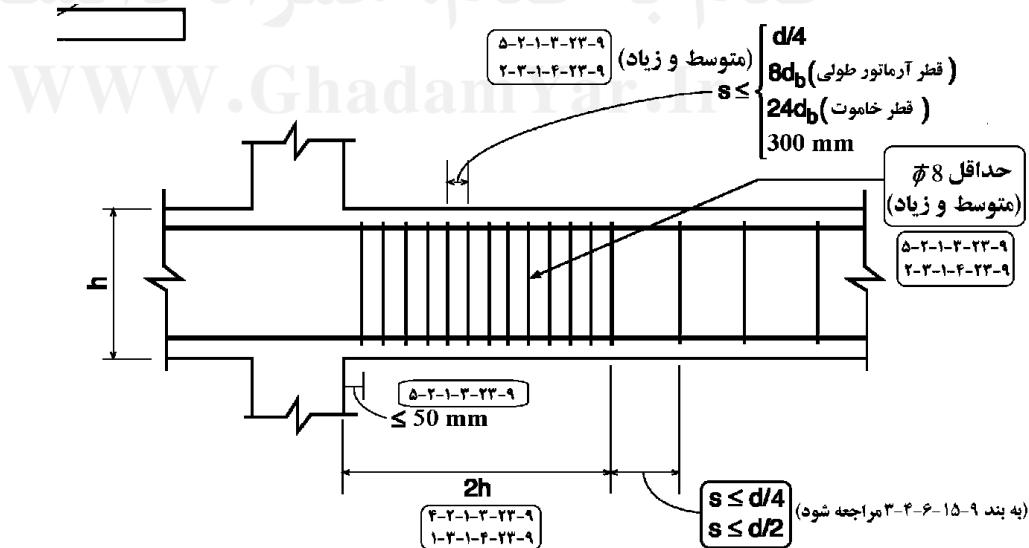
پ- در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز باشد.

۲-۳-۱-۴-۲۳-۹ تنگ‌های ویژه و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) تا (ب) این بند باشند:

الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلیمتر نباشد.

ب- فاصله تنگ‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یکچهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین تنگ از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلیمتر نباشد.



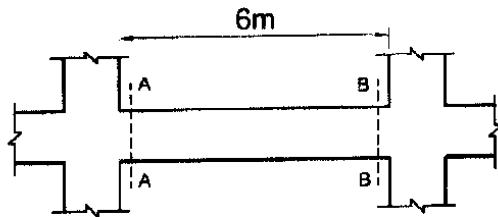
۵۱- در صورتی که لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع A-A و B-B تیر یک ساختمان با شکل پذیری متوسط برابر مقادیر زیر باشد، حداقل نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی در مقاطع B-B با فرض تشکیل مفصل‌های پلاستیکی در مقاطع انتهایی تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (مقاطع A-A و B-B در برستون می‌باشند و از بار روی تیر و وزن تیر صرفنظر شود.)

$$M_A^- = 150 \text{ kN.m}$$

$$M_A^+ = 60 \text{ kN.m}$$

$$M_B^- = 120 \text{ kN.m}$$

$$M_B^+ = 66 \text{ kN.m}$$



45(۴)

36(۳)

30(۲)

21 (۱)

گزینه ۳

دقت شود که با توجه به بند زیر، برش لرزه‌ای بر اساس لنگر خمشی مقاوم محتمل محاسبه می‌شود. در حالیکه در سوال لنگر خمشی اسمی ارائه شده است. با توجه به تعریف آین نامه رابطه زیر بین این لنگرها برقرار است:

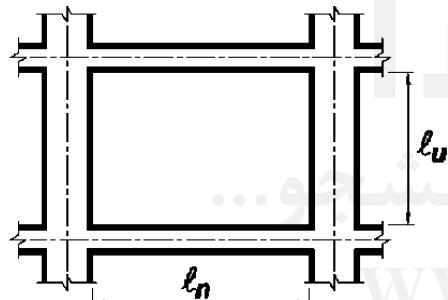
$$\text{لنگر خمشی مقاوم محتمل} = \text{لنگر خمشی اسمی} \times 1.25$$

بنابراین نیروی برشی همساز برابر خواهد بود با:

$$V_1 = \frac{M_A^- + M_B^+}{6} = \frac{150 + 66}{6} = 36 \text{ kN}$$

$$V_2 = \frac{M_A^+ + M_B^-}{6} = \frac{60 + 120}{6} = 30 \text{ kN}$$

$$V = \text{Max}(V_1 + V_2) = 36 \text{ KN}$$



$$M_{nl} (\frac{\downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow}{l_n}) M_{nr} \\ V_{ul} \quad \quad \quad V_{ur}$$

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

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

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

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

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

۸-۱-۲-۲۳-۹ لنگر خمشی مقاوم اسمی

لنگر خمشی مقاوم اسمی مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_s = f_y$, $\phi_c = \phi_s = 1$, $f_s = f_y$, مقاومت میلگرددهای فولادی می‌باشد).

۹-۱-۲-۲۳-۹ لنگر خمشی مقاوم محتمل

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_s = 1/25f_y$, $\phi_c = \phi_s = 1$, مقاومت میلگرددهای فولادی می‌باشد).

۵-۵-۱-۲ یک قطعه‌ی بتی بروی قطعه‌ی بتی دیگری که قبلاً ریخته و بتن آن سخت شده است اجرا خواهد شد. به این منظور سطح تماس تمیز و عاری از دوغاب شده و با ایجاد خراشهایی به عمق تقریبی پنج میلی‌متر به حالت زیر در آورده می‌شود. چنانچه سطح تماس دو قطعه به طور همزمان تحت اثر نیروی برشی نهایی برابر 800 kN و نیروی محوری نهایی عمود بر سطح تماس (که می‌تواند فشاری یا کششی باشد) برابر 200 kN باشد. حداقل مساحت موردنیاز میلگرد‌های عمود بر سطح تماس به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ رده بتن C25، نوع فولاد S400 و ضریب λ برابر یک فرض شود.

2650 mm^2	(۲)	3800 mm^2	(۱)
3250 mm^2	(۴)	600 mm^2	(۳)

گزینه ۴

آرماتورهای لازم برای تحمل برش:

$$V_r > 800 \text{ kN} \\ (\lambda \mu A_{vf} f_{yd} = 1 \times 0.9 A_{vf} \times 0.85 \times 400 = 306 A_{vf}) > 800000 \text{ N} \rightarrow A_{vf} > 2614 \text{ mm}^2$$

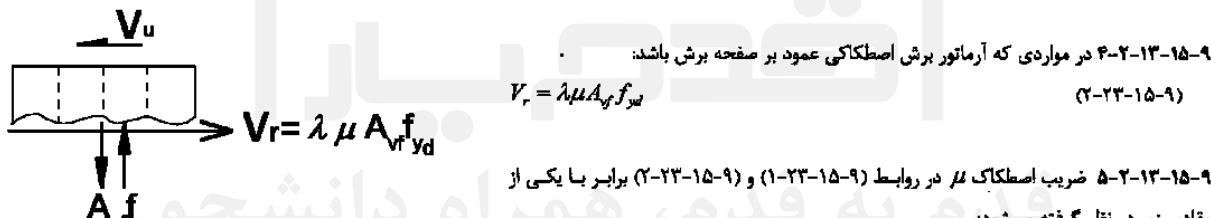
آرماتور لازم برای تحمل کشش:

$$N_r > 200 \text{ kN} \\ (A_t f_{yd} = A_t \times 0.85 \times 400 = 340 A_t) > 200000 \text{ N} \rightarrow A_{vf} > 588 \text{ mm}^2 \\ A_{vf} + A_{vf} = 3202 \text{ mm}^2$$

۲-۱۳-۱۵-۹ حالت حدی نهائی مقاومت

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

$$V_r = \lambda A_{vf} f_{yr} (\mu \sin \alpha_r + \cos \alpha_r) \quad (1-23-15-9)$$



۴-۲-۱۳-۱۵-۹ ضریب اصطکاک λ در روابط (۱-۲۳-۱۵-۹) و (۲-۲۳-۱۵-۹) برابر با یکی از مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود

(الف) برای بتی که به صورت یکپارچه ریخته شده باشد: $1/25$

(ب) برای بتی که در مجاورت بتن سخت شدهای با زبری سطحی قید شده در بند ۵-۲-۱۳-۱۵-۹: $0/9$

(پ) برای بتی که در مجاورت بتن سخت شدهای با زبری سطحی کمتر از میزان قید شده در بند ۵-۳-۱۳-۱۵-۹ ریخته شده باشد: $0/5$

۳-۱۳-۱۵-۹ قوابط طراحی برش اصطکاکی

۲-۳-۱۳-۱۵-۹ در سطح برش علاوه بر نیروی برشی، نیروی کششی نیز اثر کند، باید آرماتور اضافی برای تحمل کشش در استناد نیروی کششی اعمال شده، پیش‌بینی شود.

۳-۱۳-۱۵-۹ در مواردی که در سطح برش علاوه بر نیروی برشی نیروی فشاری دائمی نیز اثر کند، مقدار این نیرو را می‌توان به نیروی $A_{vf} f_{yr}$ ، متعلق به آرماتور برش اصطکاکی در رابطه اضافه نمود.

۴-۳-۱۳-۱۵-۹ آرماتورهای برش اصطکاکی باید به نحوی مناسب در سطوح صفحه برش توزیع شوند و برای آنکه بتوانند به تنش نظیر جاری شدن برسند باید به طور کامل در دو سمت صفحه برش در بتن مهار گرددند. برای مهار کردن آرماتورها می‌توان از ادوات مکانیکی استفاده نمود.

۵-۳-۱۳-۱۵-۹ در مواردی که بتن در مجاورت بتن سخت شده قبلي ریخته می‌شود، سطح تماس یوای انتقال برش باید تمیز و عاری از دوغاب خشک شده باشد. برای آنکه بتوان ضریب اصطکاک اکثر را برابر با $0/0$ فرض نمود سطح تماس باید با ایجاد خراش‌های به عمق تقریبی پنج میلی‌متر به حالت زیر آورده شود.

۵۳- حداکثر نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن برای عملکرد دوطرفه یک شالوده‌ی پیش‌ساخته، چه تفاوتی با مقدار متناظر آن در یک شالوده‌ی با بتن درجا دارد؟ (فرض کنید ابعاد و رده بتن هر دو نوع شالوده یکسان می‌باشد).

- (۱) در شالوده‌ی با بتن پیش‌ساخته، حدود ۸ درصد بیشتر از شالوده‌ی با بتن درجاست.
- (۲) در شالوده‌ی با بتن پیش‌ساخته، حدود ۵ درصد کمتر از شالوده‌ی با بتن درجاست.
- (۳) در شالوده‌ی با بتن پیش‌ساخته، حدود ۵ درصد بیشتر از شالوده‌ی با بتن درجاست.
- (۴) هیچ تفاوتی ندارد.

گزینه ۱

تنها تفاوت مربوط به ضریب کاهش مقاومت می‌باشد. بنابراین نسبت مقاومت‌ها برابر خواهد بود با:

$$\frac{V_{\text{پیش ساخته}}}{V_{\text{درجا}}} = \frac{0.7}{0.65} = 1.0769$$

۲-۱-۱۰-۱۳-۹ برای محاسبه نیروی مقاوم ϕ_c ، مقادیر مقاومت‌های مشخصه بتن و فولاد در ضرایب

ایمنی جزئی به شرح (الف) تا (ج) این بند، ضرب می‌شوند:

الف) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات درجا $\phi_c = 0/65$

ب) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات پیش‌ساخته $\phi_c = 0/7$

ج) ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد $\phi_s = 0/85$

در موارد استثنائی مقادیر ϕ برای هر حالت ارائه شده‌اند. روابط ارائه شده در این مبحث با فرض

$\phi_c = 0/65$ می‌باشد.

تبصره: در شرایطی که در یک عضو حاشیه ایمنی بیشتری مورد نیاز باشد یک ضریب ایمنی مکمل

ϕ_n نیز بر مقاومت نهایی مقطع اعمال می‌گردد.

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

۵-برای تیری با مقطع مستطیل $d=500 \text{ mm}$ و $b=300 \text{ mm}$ تحت لنگر خمشی مشبّت مشخصی می‌توان از ۳Φ28 (حالت A) و یا ۴Φ25 (حالت B) استفاده نمود. نوع فولاد S400 و رده بتن C25 می‌باشد. در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر، از نظر عرض ترک خمشی، گزینه صحیح‌تر را انتخاب کنید. فرض کنید در هر دو حالت آرماتورها در یک سفره قرار دارند و به صورت تکی با فواصل مساوی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. فاصله دورترین تار کششی تا مرکز میلگردها در هر دو حالت یکسان می‌باشد.

۱) در صورت یکسان بودن نوع میلگرد و مجموع سطح مقطع آنها، عرض ترک خمشی مستقل از تعداد میلگردها خواهد بود.

۲) عرض ترک خمشی تیر در حالت A کمتر از عرض ترک خمشی تیر در حالت B می‌باشد.

۳) عرض ترک خمشی تیر در دو حالت با هم برابر است.

۴) عرض ترک خمشی تیر در حالت B کمتر از عرض ترک خمشی تیر در حالت A می‌باشد.

...

گزینه ۴

در هر دو حالت مقدار d_c یکسان می‌باشد. از آنجا که مقدار خمش وارد بر مقطع ثابت است، مقدار تنش کششی در آرماتورها (f_s) در حالت B کمتر خواهد بود (با افزایش مساحت مساحت میلگرد تنش آنها نیز کاهش می‌یابد):

$$\frac{f_{s-A}}{f_{s-B}} = \frac{A_{s-B}}{A_{s-A}} = \frac{4 \times 3.14 \times 12.5^2}{3 \times 3.14 \times 14^2} = 1.06$$

از طرفی نسبت پارامتر A (با توجه به شکل زیر) در دو حالت برابر است با:

$$\frac{A_A}{A_B} = \frac{4}{3}$$

$$W_A = 11.05 \times 10^{-6} f_{s-A}^3 \sqrt{d_c A_A} \\ W_B = 11.05 \times 10^{-6} f_{s-B}^3 \sqrt{d_c A_B}$$

$$\frac{W_A}{W_B} = \frac{f_{s-A}^3 \sqrt{A_A}}{f_{s-B}^3 \sqrt{A_B}} = 1.06 \sqrt[3]{\frac{4}{3}} = 1.06 \times 1.1 = 1.16$$

بنابراین عرض ترک در حالت A بیشتر می‌باشد.

۲-۳-۱۷-۹ محاسبه عرض ترک

۱-۲-۳-۱۷-۹ در تیرها و دال‌های یک طرفه مقدار عرض را، در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر، می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$w = 11 / 0.5 \times 10^{-9} f_s \sqrt{d_c A}$$
(۷-۱۷-۹)

در شرایط محیطی متوسط (A)، و شدید (B) و (C) مقدار تنش f_s به $\frac{2}{3}$ و در شرایط محیطی

خیلی شدید (D) و فوق العاده شدید (E) مقدار این تنش به $\frac{1}{2}$ محدود می‌شود.

۲-۳-۱۷-۹ محدودیت عرض ترک

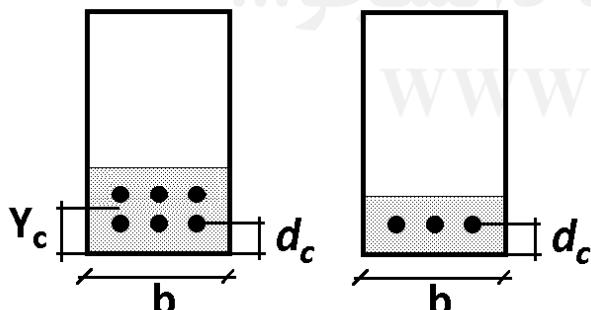
۴-۶-۹ مقدار عرض ترک در تیرها و دال‌های یک طرفه مناسب با شرایط محیطی ذکر شده در بند ۴-۶-۹

و شرایط لازم برای آبندی ساختمان به مقادیر زیر محدود می‌شود:

- شرایط محیطی متوسط (A) و شدید (B) 0.75 میلی متر

- شرایط محیطی شدید (C) 0.5 میلی متر

- شرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق العاده شدید (E) و یا آبندی ساختمان 0.1 میلی متر



$$A = \frac{2 Y_c b}{6}$$

$$A = \frac{2 d_c b}{3}$$

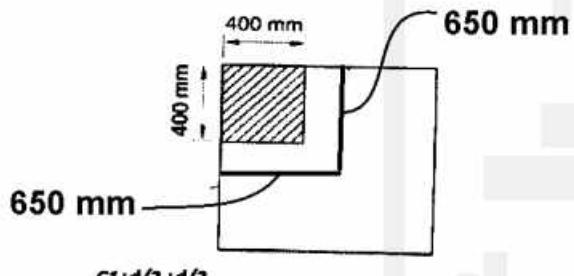
- ۵۵- ستون گوشه یک ساختمانی به ابعاد 400×400 میلی‌متر تحت اثر نیروی محوری فشاری، روی یک به ابعاد 1500×1500 mm قرار دارد. در صورتیکه در بین از آرماتور برشی و یا کلامک برشی استفاده نشده و عمق مؤثر بین $d=500$ mm باشد، مقدار V_c برای کنترل برش در حالت حدی برای عملکرد دو طرفه بر حسب کیلونیوتن، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (رده بتن C25 و تن برشی در مقطع بحرانی یکنواخت فرض شود).



گزینه ۲

$$b_0 = 650 + 650 = 1300 \text{ mm} \quad \beta_c = \frac{400}{400} = 1 \quad \alpha_s = 10 \quad v_0 = 0.2\varphi\sqrt{f_c} = 0.65$$

$$\left. \begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 0.65 \times 1300 \times 500 = 1267.5 \text{ kN} \\ V_c &= \left(\frac{10 \times 500}{1300} + 1\right) \times 0.65 \times 1300 \times 500 = 2047.5 \text{ kN} \\ V_c &= 2 \times 0.65 \times 1300 \times 500 = 845 \text{ kN} \end{aligned} \right\} V_c = 845 \text{ kN}$$



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

$$(33-15-9) \quad \beta_c = \frac{\text{Max}(C1, C2)}{\text{Min}(C1, C2)} \quad V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) v_c b_o d$$

β_c = نسبت طول به عرض سطح اثر بار متتمرکز با سطح تکیه‌گاه محدود
 b_o = محیط مقطع بحرانی برای دالها و شالوده‌ها، میلی‌متر

$$(34-15-9) \quad V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1\right) v_c b_o d$$

$$(35-15-9) \quad V_c = 4v_c b_o d$$

۴ عددی است که برای ستون‌های میانی برابر با ۰، برای ستون‌های کناری ۱۵ و برای ستون‌های گوشه ۱۰ در نظر گرفته می‌شود.

۴-۲-۱۷-۱۵-۹ در دالها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور برشی برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود مقدار V_c و V_r براساس ضوابط (الف) الی (پ) تعیین می‌شوند:
(الف) مقدار V_c از رابطه (۳۶-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$(36-15-9) \quad V_c = v_c b_o d$$

پ) مقدار V_r با استفاده از ضوابط بند ۴-۱۵-۹ محاسبه می‌شود.
پ) در این حالت مقدار V_r باید بیشتر از $3V_c b_o d$ در نظر گرفته شود.

۶-۵- در یک اتصال دال به ستون، لنگر خمشی متعادل نشده‌ای ناشی از بارهای ثقلی برابر 100 kN.m باید بین دال و ستون میانی یک ساختمان منتقل شود. قسمتی از این لنگر که با عملکرد خمشی منتقل می‌شود (بر حسب kN.m) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ابعاد مقطع ستون 400×400 میلی‌متر و ضخامت دال 200 میلی‌متر ($d=150 \text{ mm}$) می‌باشد.

(۴) صفر

60 (۲)

100 (۱)

گزینه ۲

$$M_{vf} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{100}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{400+75}{400+75}}} = 60 \text{ kN.m}$$

۱۵-۹ برش و پیچش**۱۷-۱۵-۹ خواص ویژه برای دال‌ها و شالوده‌ها****۱۵-۹-۵ انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون**

۱-۵-۱۷-۱۵-۹ در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای، M_u ، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال و ستون منتقل شود، قسمتی از آن، M_{vf} ، با عملکرد خمشی بر اساس خواص بند ۳-۳-۱۸-۹ و بقیه آن، M_m ، از رابطه (۴۱-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$M_{vf} = (1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}) M_u \quad (41-15-9)$$

۲-۵-۱۷-۱۵-۹ برای تعیین تنش برشی ناشی از لنگر خمشی، M_u فرض می‌شود حداقل این تنش در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۱-۲-۱۵-۹ ب، ایجاد می‌شود و مقدار تنش در هر تار از این مقطع مناسب با فاصله آن تار از مرکز سطح مقطع است.

۳-۵-۱۷-۱۵-۹ در مواردی که دال علاوه بر نیروی برشی V تحت اثر برش ناشی از انتقال لنگر خمشی قوار می‌گیرد، مقاومت برشی دال باید برای مقابله با این دو اثر کافی باشد برای کنترل مقاومت برشی دال در حالت حدی نهایی باید خواص ویژه برای رعایت شوند:

(الف) در دال‌های بدون کلاهک برشی، مجموع تنش برشی ناشی از بارهای قائم در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۱-۲-۱۵-۹ ب و حداقل تنش برشی محاسبه شده در بند ۲-۵-۱۷-۹ باید

کمتر از مقدار $\frac{V}{b_2}$ باشد.

ب-در دال‌های با کلاهک برشی، مجموع تنش برشی ناشی از بارهای قائم در مقطع بحرانی خاص، طبق تعریف بند ۷-۲-۱۷-۱۵-۹ و حداقل تنش برشی محاسبه شده در بند ۲-۵-۱۷-۹ باید کمتر از $\frac{V}{b_1}$ باشد.

۱۸-۹ طراحی دال**۱۸-۹-۳ خواص کلی طراحی دال‌ها****۱۸-۹-۳-۳ انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون**

۱-۳-۳-۱۸-۹ در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای، M_u ، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال بدون تیر به ستون منتقل شود، قسمتی از آن، M_{vf} ، با عملکرد خمشی و بقیه آن، M_m ، با اثر نیروی برشی خارج از مرکزی که در اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود منتقل می‌گردد. مقدار M_{vf} از رابطه (۱-۱۸-۹) محاسبه می‌شود:

$$M_{vf} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (1-18-9)$$

۲-۳-۳-۱۸-۹ لنگر خمشی بر M_u توسط عرضی از دال که به دو مقطع به فواصل $1/5$ برابر ضخامت دال یا ضخامت کتیبه دال از بر خارجی ستون در دو سمت آن محدود است، تحمل می‌شود آزمایش‌های موردنیاز برای تحمل این لنگر خمشی باید در همین عرض جای خود شوند.

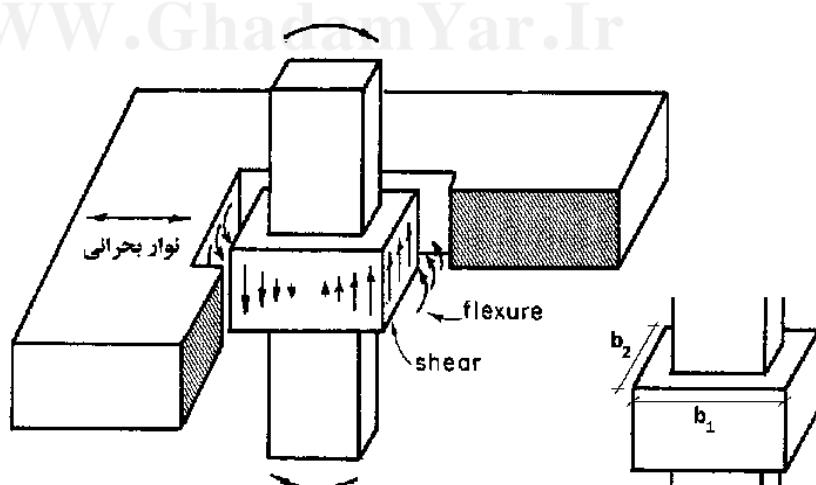
۳-۳-۴-۱۸-۹ طراحی برای آن قسمت از لنگر خمشی که با اثر نیروی برشی خارج از محوری که در اطراف ستون در دال یا کتیبه دال منتقل می‌شود، M_m ، باید بر اساس خواص ویژه بند ۱-۲-۱۵-۹ صورت گیرد.

b_1 = بعد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ شدگی که به فاصله $\frac{d}{2}$ از لبه تکیه گاه قرار دارد

و در امتداد محور طولی نوار پوششی می‌باشد، میلی‌متر

b_2 = بعد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ شدگی که به فاصله $\frac{d}{2}$ از لبه تکیه گاه قرار دارد

و در امتداد محور عرضی نوار پوششی می‌باشد، میلی‌متر



۵۷- طول دهانه تیرچه‌های یک سقف تیرچه بلوک در یک ساختمان بنایی محصور شده با کلاف برابر 6 متر است. تیرچه‌های این سقف به وسیله کلاف عرضی به هم متصل شده‌اند. حداقل میزان سطح مقطع کل میلگرد‌های آجردار مورد استفاده در مقطع کلاف عرضی چند میلی‌متر مربع باید باشد؟

385 ۳ ۲۳۵

314 (۲)

157 (۱)

$$2\varphi 10 = 2 \times 3.14 \times 5^2 = 157 \text{ mm}^2$$

۵-۸ ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف

۵-۵-۸ طرح و اجرا

۱۱-۵-۵-۸ سقف

ب) سقف‌های تیرچه بلوک

۱- تیرچه‌های سقف به نحو مناسبی به کلاف افقی متصل شوند.

۲- میلگرد مورد استفاده در بتن پوشش سقف حداقل به قطر 6 میلی‌متر به فواصل حداکثر 250 میلی‌متر در جهت عمود بر تیرچه‌ها، قرار داده شود.

۳- پوشش بتن روی بلوک‌ها حداقل دارای 50 میلی‌متر ضخامت باشد.

۴- در صورت تجاوز دهانه تیرچه‌ها از 4 متر، تیرچه‌ها به وسیله کلاف عرضی که عرض مقطع آن حداقل 100 میلی‌متر باشد به هم متصل شوند. این کلاف باید دارای حداقل 2 میلگرد آجردار سراسری به قطر 10 میلی‌متر (یکی در بالا و یکی در پائین مقطع کلاف) باشد.

۵- در صورت وجود طره در سقف، لازم است حداقل به اندازه میلگرد‌های پایین در بالا و به طول حداقل $1/5$ متر تعییه شود.

قدم بار

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir

- ۵۸- حداقل سطح مقطع یک تسممه فولادی برای مهاربندی ضربدری سقف طاق ضربی در ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف چند میلی‌متر مربع می‌باشد؟

154 (۱۴)

196 (۳)

385 (۲)

615 (۱)

گزینه ۴

$$\varphi 14 = 3.14 \times 7^2 = 153.8 \text{ mm}^2$$

۵-۸ ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف

۵-۵-۸ طرح و اجرا

۱۱-۵-۵-۸ سقف

(الف) سقف‌های طاق ضربی

- ۱- فاصله بین تیرآهن‌های سقف از ۱ متر بیشتر نشود.
- ۲- تیرآهن‌های سقف باید در فواصل حداقل ۲ متر توسط تیرآهن‌های عرضی (حداکثر یک شماره کمتر از تیرآهن اصلی) که در دل تیرآهن‌های سقف قرار می‌گیرند، به یکدیگر متصل گردند.
- ۳- لازم است انتهای تیرآهن‌های سقف توسط تیرآهن‌های دیگری که در امتداد عمود بر تیرهای سقف هستند، به یکدیگر متصل شوند.
- ۴- تیرآهن‌های سقف به گونه مناسبی به کلاف افقی متصل شوند.
- ۵- تیرآهن انتهایی سقف باید در چشممه‌های ۱ متری، حداقل به صورت یک چشممه در میان، با تسممه یا میلگرد به شکل ضربدری به تیرآهن کناری خود مهار شود.
- ۶- تکیه‌گاه مناسبی برای پاطاق آخرين دهانه طاق ضربی تعبيه گردد. اين تکيه‌گاه می‌تواند با قرار دادن يك نيمرخ فولادی و اتصال آن با کلاف زير خود يا با جاسازی در کلاف بتني تأمین شود. چنانچه اين تکيه‌گاه فولادی باشد باید با میلگردها يا تسممه‌های کاملاً کشیده و مستقیم در دو انتهای تير و همچنين در فواصل کمتر از ۲ متر به آخرين تیرآهن سقف متصل گردد.
- ۷- حداقل سطح مقطع میلگرد يا تسممه که برای مهاربندی ضربدری تیرآهن‌های سقف يا استوار کردن آخرين دهانه به کار می‌رود، میلگرد با قطر ۱۴ میلی‌متر يا تسممه معادل آن می‌باشد.

-۵۹ در نظر است ساختمان ۲ طبقه آجری محصور شده با کلاف با زیربنای ۸۵ مترمربع در طبقه اول و ۵۵ مترمربع در طبقه دوم احداث گردد. ساختمان مورد نظر در منطقه با خطر لرزه‌خیزی نسبی زیاد قرار دارد، حداقل میزان کل دیوار نسبی در دو طبقه و در هر امتداد این ساختمان حدوداً چند مترمربع باید باشد؟

5.1 (۴)	5.9 (۳)	7.3 (۲)	9.5 (۱)
گزینه ۲			

$$0.06 \times 85 + 0.04 \times 55 = 7.3 m^2$$

۷-۵-۵-۸ دیوار

(الف) دیوارهای باربر

دیوارهای باربر باید به طور یکنواخت در دو جهت عمود بر هم توزیع شوند. همچنین از نظر مقدار سطح مقطع و مقاومت برای مقابله با نیروهای قائم و نیروهای جانبی ناشی از زلزله کافی باشند. دیوارها باید در کف و سقف محکم شوند، برای رفتار مناسب سازه‌ای، دیوارها باید مشخصات زیر را دارا باشند:

- ۱- کلیه دیوارهای پیرامونی (باربر و یا غیر باربر) باید دارای ضخامت ۳۵۰ میلی‌متر باشند.
- ۲- حداقل نسبت ارتفاع دیوار باربر به ضخامت ۱۵ میلی‌متر می‌باشد. در هر حال، ضخامت دیوار باربر در طبقه اول و دوم نباید از ۲۲۰ میلی‌متر و در زیر زمین از ۳۵۰ میلی‌متر کمتر باشد.
- ۳- حداقل طول مجاز محصور بین دو کلاف قائم نباید از ۵ متر بیشتر باشد ارتفاع دیوارهای باربر باید با مقادیر بند (۲-۵-۵-۸) تطبیق نماید.

(ب) دیوار نسبی

در هر یک از امتدادهای طولی و عرضی ساختمان مقدار دیوار نسبی مورد نیاز باید بر اساس محاسبات پایداری تعیین گردد ولی این مقدار در هر طبقه نباید از مقادیر مندرج در جدول ۲-۵-۸ کمتر باشد.

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

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

۶۰- در یک ساختمان بنایی دو طبقه بدون زیرزمین مخصوص شده با کلاف، ارتفاع طبقه همکف از روی کلاف زیرین تا زیر سقف ۴.۵ متر است. اگر ضخامت هر کدام از سقفها برابر ۳۵۰ میلی‌متر بوده و تراز روی کلاف زیرین همکف برابر با تراز زمین مجاور باشد، حداقل ارتفاع مفید طبقه بالاتر چند متر می‌تواند باشد؟

2.6 (۴)

2.8 (۲)

3.2 (۲)

3 (۱)

گزینه ۳

ارتفاع کل نباید بیش از 8m شود. بنابراین ارتفاع مفید باقی مانده برای طبقه دوم برابر است با:

$$8 - 4.5 - 2 \times 0.35 = 2.8 \text{ m}$$

۵-۸ ساختمان‌های بنایی مخصوص شده با کلاف

۵-۵-۸ طرح و اجرا

۲-۵-۵-۸ ارتفاع و تعداد طبقات ساختمان

در مورد ساختمان‌های مشمول این فصل رعایت نکات زیر الزامی است:

الف) حداقل تعداد طبقات بدون احتساب زیرزمین به دو محدود می‌شود.

ب) در احتساب تعداد طبقات، تراز روی سقف زیرزمین نباید نسبت به متوسط تراز زمین مجاور بیش از ۱/۵ متر باشد، در غیر این صورت، این طبقه نیز به عنوان طبقه‌ای از ساختمان منظور می‌گردد.

پ) تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید بیش از ۸ متر باشد.

ت) حداقل ارتفاع طبقه (از روی کلاف زیرین تا زیر سقف) محدود به ۴ متر می‌باشد و در صورت تجاوز از این حد، باید یک کلاف افقی اضافی در داخل دیوارها و در ارتفاع حداقل ۴ متر از روی کلاف زیرین تعییه گردد. به این ترتیب می‌توان ارتفاع طبقه را حداقل تا ۶ متر افزایش داد.

قدم به قدم، همراه دانشجو...

WWW.GhadamYar.Ir