جزوه طراحی سازه‌های فولادی ویژه آزمون محاسبات بر اساس ویرایش ۱۴۰۱ مبحث ۱۰



مدرس دکتر محمد رضا جوانمردی

موسسه گسترس علوم مهندسی شیراز

http:/gostaresholum.com

@rjavanmardi

طراحی سازه های فولادی

منابع:

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۴۰۱

جزوه ارائه شده

کتاب نسل جدید سازه های فولادی سری عمران مولف دکتر نادر فنایی- مهندس صباغیان

جدول اشتال تالیف دکتر اباذر اصغری

نمونه سوالات حل شده آزمون های نظام مهندسی ادوار گذشته

فصل بندی آموزشی:

۱- مقاطع فولادی و مفاهیم اولیه ← 2

۲- طراحی اعضای فشاری ← 3_2

۳- خمش ← 3_4

۴- برش و پیچش ← 1_2

۵- مقاطع مختلط ← 1_2

۶- طراحی اعضای کششی ← 1

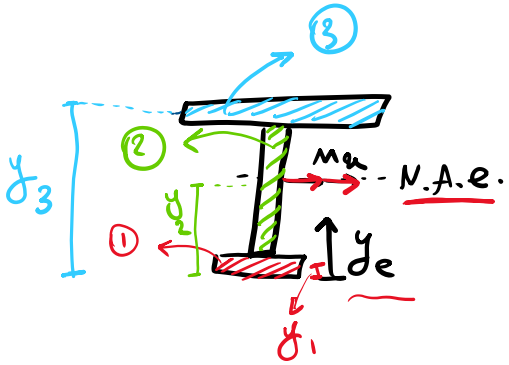
۷- جوش و پیچ و اتصالات ← 2

۸- ضوابط لرزه ای ← 3

مشخصات کلی مقاطع فولادی:

تارخنثی پلاستیک و الاستیک:

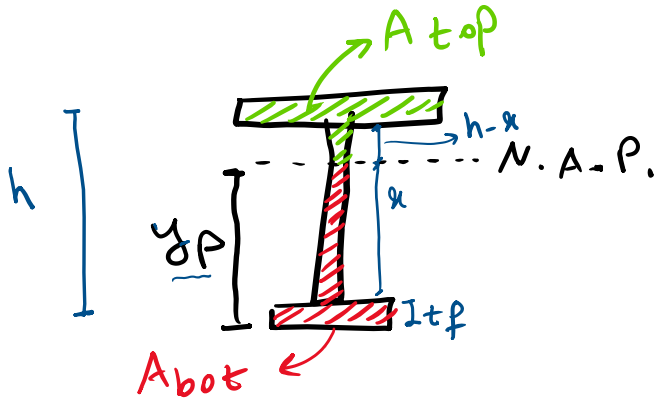
تار خنثی الاستیک: تار خنثی الاستیک همان مرکز سطح هندسی مقاطع می باشدکه بر اساس روابط استاتیکی قابل محاسبه می باشد.



$$y_e = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 y_1 + A_2 y_2 + A_3 y_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$\Rightarrow y_e \rightarrow N.A.e.$

تار خنثی پلاستیک: تار خنثی پلاستیک تاری است که مساحت مقطع را به دو قسمت مساوی تقسیم میکند مشخص است که در مقاطع متقارن این تار در وسط مقطع قرار میگیرد.

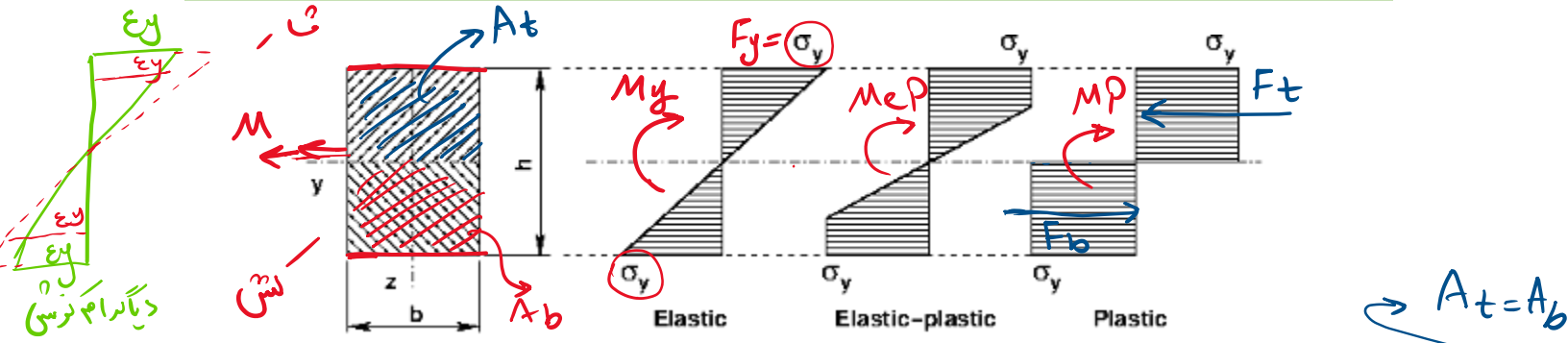


$A_{top} = A_{bot} \rightarrow x$ ✓

$y_p = x + t_f \rightarrow N.A.P.$

لنگر الاستیک و لنگر پلاستیک:

لنگر الاستیک لنگری است که باعث جاری شدن دورترین تار کششی یا فشاری مقطع شود .لنگر الاستیک را با My نمایش می‌دهیم.



در این حالت اگر لنگر را افزایش دهیم تارهای دیگر تیر نیز آرام آرام جاری شده و تنش در آنها به Fy می رسد. لنگر در این حالت الاستو پلاستیک پلاستیک نامیده می شود. اگر باز هم لنگر را افزایش دهیم کل تار های مقطع جاری می شود و لنگر در این حالت لنگر پلاستیک نامیده می شود. لنگر پلاستیک را با Mp نمایش می‌دهیم.

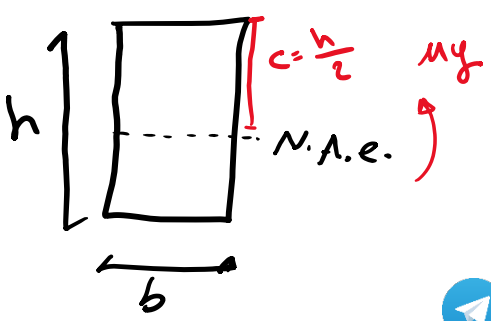
روابط مقاومت مصالح $\sigma = \frac{Mc}{I}$ تنها در حالت الاستیک برقرار است. برای محاسبه لنگر پلاستیک می توان از تعادل مقطع استفاده کرد.

$My = SFy$ → لنگر الاستیک

$Mp = ZFy$ → لنگر پلاستیک

اساس مقطع الاستیک مقطع (S):

اساس مقطع الاستیک مقطع الاستیک از تقسیم ممان اینرسی مقطع (I) بر فاصله دورترین تار مقطع نسبت به تار خنثی (c) محاسبه می گردد.



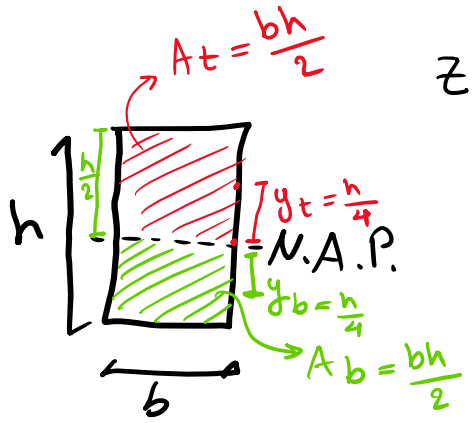
$$S = \frac{I}{c} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$$

@rjavanmardi

اساس مقطع پلاستیک مقطع (Z):

برای محاسبه اساس مقطع پلاستیک می‌توان لنگر اول سطح مقطع (Q) بالا و پایین مقطع را نسبت به تار خنثی پلاستیک مقطع حساب کرد و با هم جمع کرد.

$Q = A\bar{y}$



$$Z = Q_t + Q_b = A_t y_t + A_b y_b$$

$$= \frac{bh}{2} \times \frac{h}{4} + \frac{bh}{2} \times \frac{h}{4} = \frac{bh^2}{4}$$

$$Z_{\text{مستطیل}} = \frac{bh^2}{4}$$

ضریب شکل $= S.F. = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z F_y}{S F_y} = \frac{Z}{S}$

$S.F._{\text{مستطیل}} = 1.5$

$S.F._{\text{دایره توپر}} = 1.1 \sim 1.2$

نحوه محاسبه لنگر پلاستیک در مقاطع فولادی:

مقاطع نورد شده $\Rightarrow$ Z استفاده $\Rightarrow$ $M_p = Z F_y$

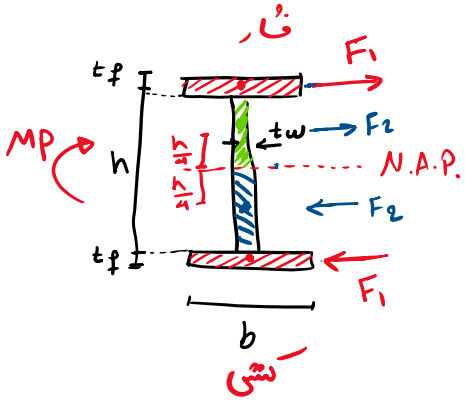
مقاطع تیر ورق یا سایر مقاطع $\Rightarrow$

راه اول: 1. محاسبه N.A.P (نامتعادل)

2. $Z = Q_t + Q_b$

3. $M_p = Z F_y$

راه دوم: محاسبه M_p با استفاده از تعادل (نیروی) (متعادل)



$$M_p = F_1 \times (h + t_f) + F_2 \times \frac{h}{2}$$

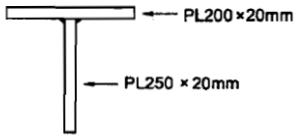
$$M_p = \underbrace{b \times t_f \times F_y}_{F_1} \times (h + t_f) + \underbrace{\frac{h}{2} \times t_w \times F_y}_{F_2} \times \frac{h}{2}$$

$MPa = N/mm^2$

$E = 2 \times 10^5$ MPa

فولاد

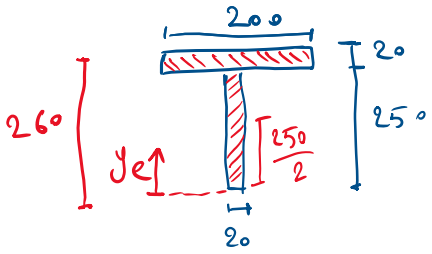
فاصله بین محورهای خنثی الاستیک و پلاستیک حول محور قوی و نیز مقدار لنگر پلاستیک حول همان محور برای مقطع نشان داده شده در شکل مقابل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (F_y=240 MPa)



۱) 40 mm و 180 kN.m
۲) 65 mm و 180 kN.m
۳) 65 mm و 157 kN.m
۴) 40 mm و 157 kN.m

شهریور ۹۵

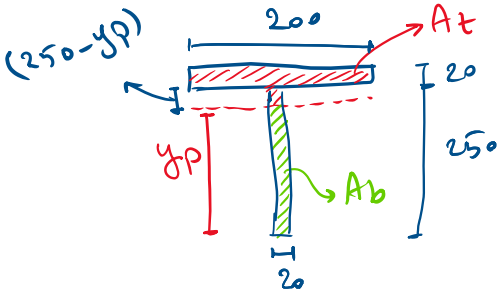
تارفتنی الاستیک



$$y_e = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{250 \times 20 \times \frac{250}{2} + 200 \times 20 \times 260}{250 \times 20 + 200 \times 20}$$

$$= 185 \text{ mm}$$

تارفتنی پلاستیک

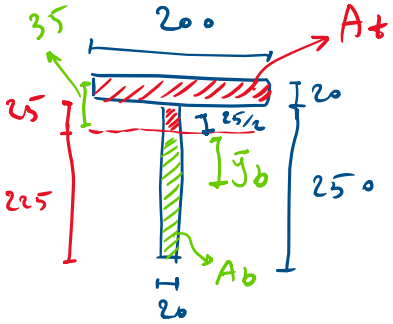


$A_b = A_t$

$$y_p \times 20 = 200 \times 20 + (250 - y_p) \times 20$$

$$y_p = 225 \text{ mm} \Rightarrow y_p - y_e = 40 \text{ mm}$$

لنگر پلاستیک مقطع



$$Z = Q_t + Q_b$$

$$Q_b = (A\bar{y})_b = 225 \times 20 \times \frac{225}{2} \text{ mm}^3$$

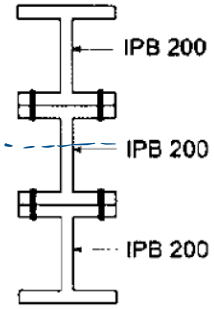
$$Q_t = (A\bar{y})_t = 200 \times 20 \times 35 + 25 \times 20 \times \frac{25}{2} \text{ mm}^3$$

$$M_p = (Q_t + Q_b) F_y \ (F_y = 240) = 156.6 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$= 156.6 \text{ kN.m}$$

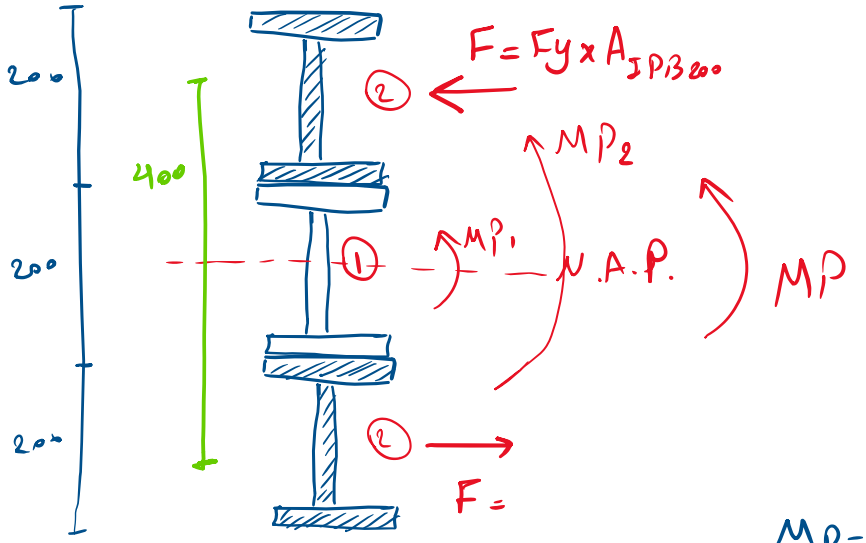
گزینه ۴

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



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

مهر ۹۶



$M_p = M_{p1} + M_{p2}$

$M_{p1} = Z_{IPB200} \times F_y$

$M_{p2} = F \times 400 = A_{IPB200} \times F_y \times 400$

از اشتال $Z_{IPB200} = 643000\ mm^3$

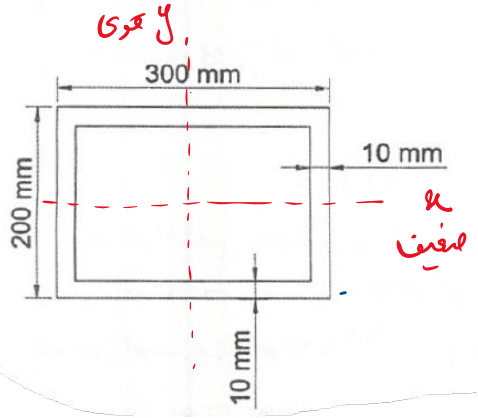
$A_{IPB200} = 7810\ mm^2$

$M_p = M_{p1} + M_{p2} = 904 \times 10^6\ N.mm$

$= 904\ kN.m$

گزینه ۲

در مقطع قوطی شکل زیر نسبت اساس مقطع پلاستیک حول محور قوی به اساس مقطع پلاستیک حول محور ضعیف به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 1.33
۲) 1.55
۳) 1.78
۴) 2.1

شهریور ۱۴۰۱

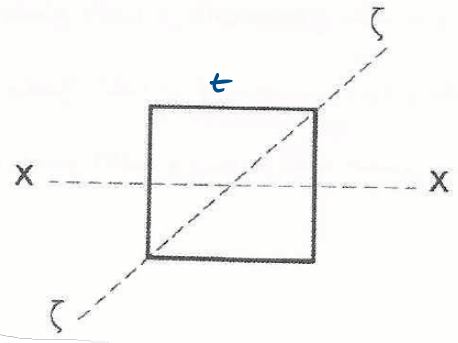
برای محاسبه‌ی توان Z مستطیل بزرگ را از مستطیل کوچک کم کرد

$$Z_y = \frac{bh^2}{4} = \frac{200\times300^2 - 180\times280^2}{4}$$

$$Z_x = \frac{bh^2}{4} = \frac{300\times200^2 - 280\times180^2}{4} = 1.32$$

گزینه ۱

در مقطع مربعی‌شکل توخالی جدار نازک شکل زیر، نسبت اساس مقطع پلاستیک حول محور $\zeta - \zeta$ به اساس مقطع پلاستیک حول محور x-x به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ضخامت جدارها نسبت به ابعاد مقطع بسیار کوچک فرض شود.



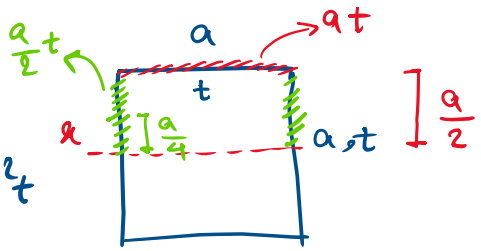
۱) 0.71
۲) 1.0
۳) 1.25
۴) 0.94

دقت کنید در مربع حول هر محوری که از مرکز عبور کند باهم برابرند اما S و Z الزاماً دی ۱۴۰۱
باهم برابر نمی باشند. بنابراین لازم است Z را حول محور x و ζ حساب کنیم

$Z = Q_t + Q_b$, $Q_t = Q_b$ تقارن

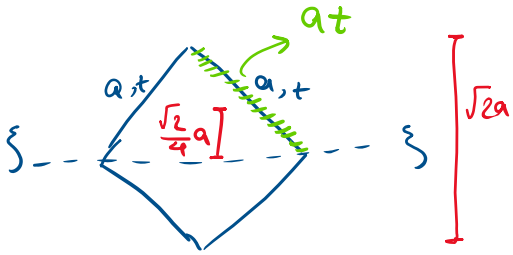
$Z_x = 2\left[(at \times \frac{a}{2}) + \frac{a}{2}t \times \frac{a}{4} \times 2\right] = 1.5a^2t$

(2 نصف بالا)



$Z_\xi = Q_t + Q_b$, $Q_t = Q_b$ تقارن

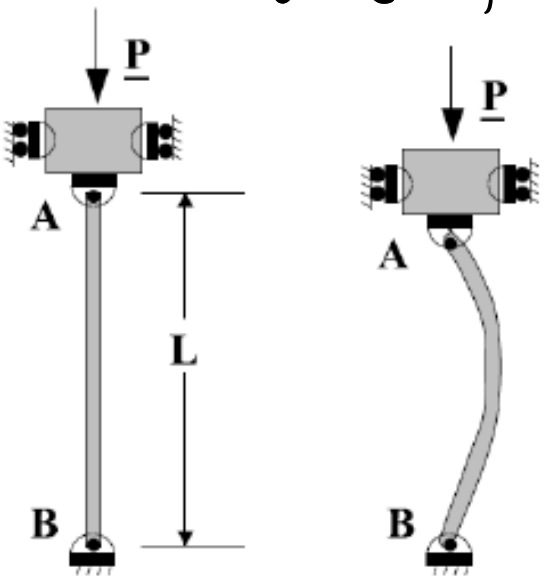
$Z_\xi = 2\left[2at \times \frac{\sqrt{2}}{4}a\right] = 1.41a^2t$

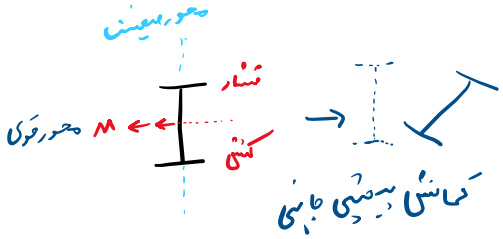


$\frac{Z_\xi}{Z_x} = 0.94$ گزینه ۴

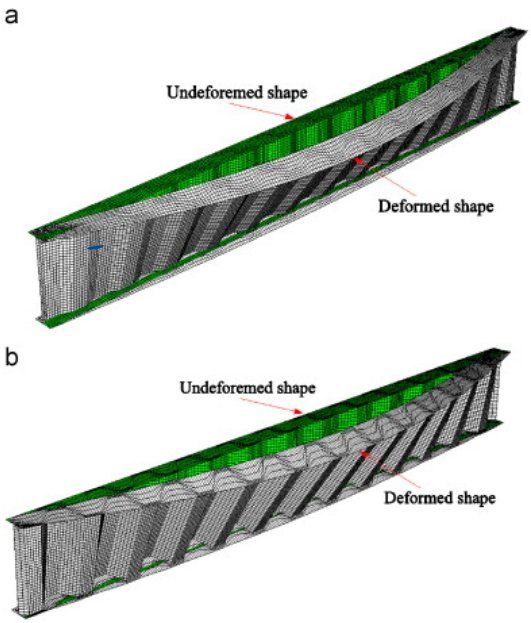
کمانش کلی در ستون اعضای فولادی

کمانش کلی ← { کمانش کلی در عضو فشاری (ستون) / کمانش کلی در عضو خمشی (تیر) LTB } / کمانش موضعی





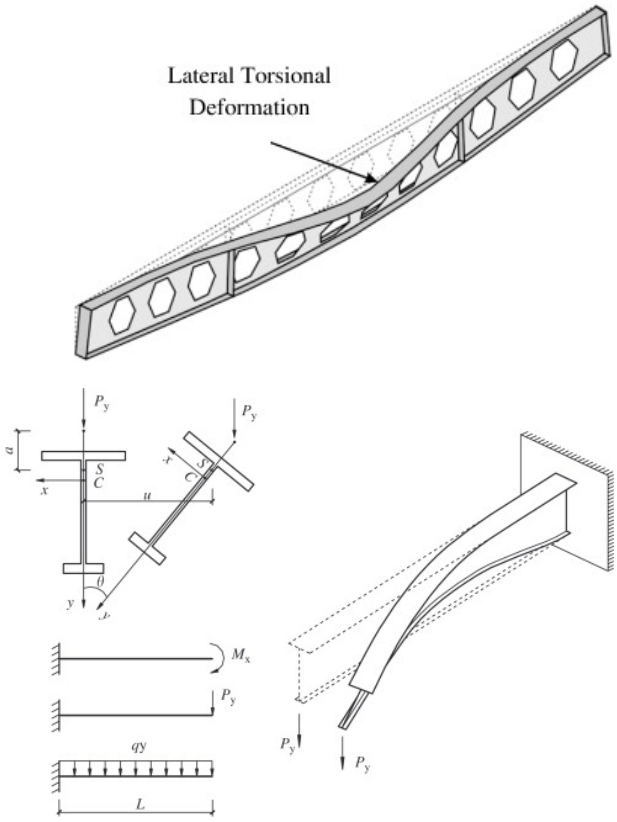
کمانش کلی در تیر در اعضای فولادی (کمانش پیچشی جانبی)



علت اصلی کمانش LTB نشارت بی‌مهار بیرونی محور قوی و ضعیف می‌باشد. بنابراین در مقاطعی شبیه به قوطی که مهار بیرونی قوی و ضعیفشان به هم نزدیک است این کمانش رخ نمی‌دهد.

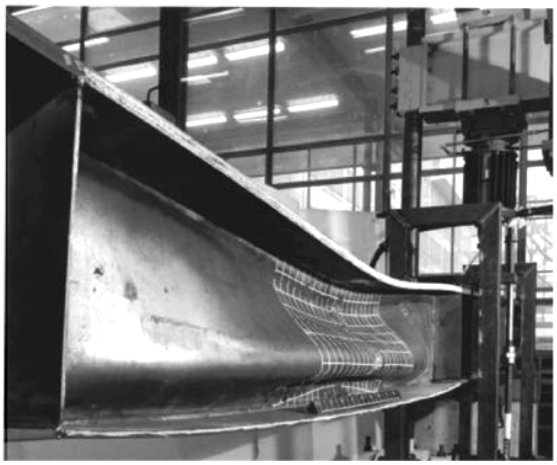
با توجه به اصل انرژی پتانسیل مینیمم تیر تمایل دارد که حول محور قوی خم شود. بنابراین بصورت ناگهانی باید پیچش و جابجایی حول محور ضعیف صورت می‌گیرد. به این ناپایداری در تیر کمانش پیچشی جانبی می‌گوییم

اگر بال تحت فشار تیر دارای مهارهای جانبی باشد، این نوع کمانش رخ نمی‌دهد



کمانش موضعی در اعضای فولادی در مقاطعی از مقطع عرضی که ضخامت آنها به نسبت ارتفاع یا عرض کم است رخ می دهد.



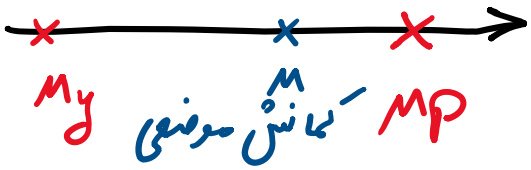


طبقه بندی مقاطع فولادی از لحاظ کمانش موضعی

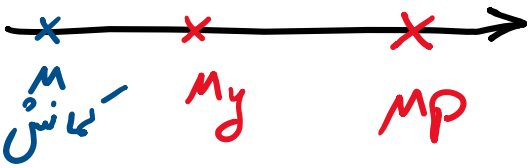
۱-مقطع فشرده: مقطعی است که در آن لنگری که باعث ایجاد کمانش موضعی در مقطع می گردد از لنگر الاستیک و پلاستیک مقطع بیشتر می‌باشد.



۲-مقطع غیر فشرده: مقطعی است که در آن لنگری که باعث کمانش موضعی می گردد بزرگتر از لنگر الاستیک و کوچکتر از لنگر پلاستیک می باشد بنابراین در این مقطع احتمال وقوع کمانش موضعی وجود دارد.



۳-مقطع لاغر: مقطعی است که در آن لنگری که باعث ایجاد کمانش موضعی می گردد از لنگر الاستیک کمتر می باشد بنابراین احتمال وقوع کمانش موضعی در آن بسیار زیاد می باشد.



صم

۱۰-۲-۲-۲ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی

۱۰-۲-۲-۲-۱ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای فشار محوری (ستون ها)

برای فشار محوری، مقاطع فولادی به دو گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

- مقاطع با اجزای غیرلاغر
- مقاطع با اجزای لاغر

مقاطع با اجزای غیر لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۲-۱ و ۱۰-۲-۲-۲-۲ بیشتر نباشد. چنانچه نسبت پهنا به ضخامت هر یک از اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۲-۱ و۱۰-۲-۲-۲-۲ بیشتر باشد، در این صورت مقطع با اجزای لاغر محسوب می‌شود.

۱۰-۲-۲-۲-۲ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای لنگر خمشی (تیر)

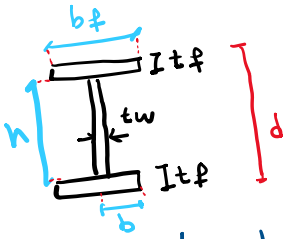
برای لنگر خمشی، مقاطع فولادی به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

- مقاطع فشرده
- مقاطع غیرفشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

الف) مقاطع فشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها اولاً بال‌ها به‌طور سراسری و پیوسته به جان یا جان‌ها متصل باشند، ثانیاً نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_p مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۲-۴ بیشتر نباشد.

ب) مقاطع غیرفشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء فشاری از مقطع عضو از λ_p مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۲-۴ بیشتر بوده، اما از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۲-۴ کمتر باشد.

پ) مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت حداقل یکی از اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۲-۴ بیشتر باشد.



* ستون ها (اعضای فشاری)

if $\left(\frac{b}{t_f}\ ,\ \frac{h}{t_w}\right) \leq \lambda_r \Rightarrow$ مقطع با اجزای غیرلاغر

if $\left(\frac{b}{t_f}\ ,\ \frac{h}{t_w}\right) > \lambda_r \Rightarrow$ مقطع با اجزای لاغر

* تیرها (اعضای خمشی)

if $\left(\frac{b}{t_f}\ ,\ \frac{h}{t_w}\right) \leq \lambda_p \Rightarrow$ فشرده C.

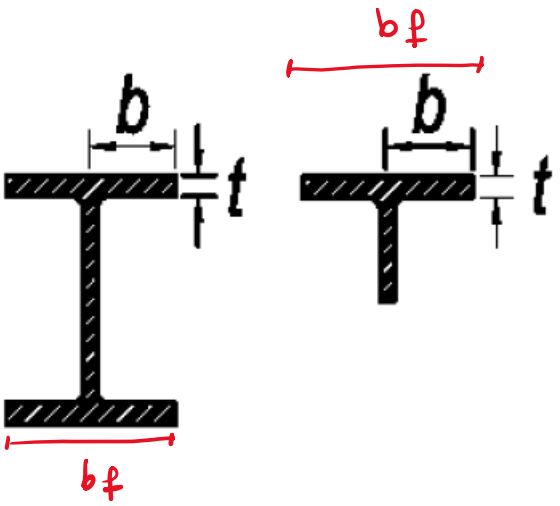
$\lambda_p <$ if $\left(\frac{b}{t_f}\ ,\ \frac{h}{t_w}\right) \leq \lambda_r \Rightarrow$ غیرفشرده N.C.

if $\left(\frac{b}{t_f}\ ,\ \frac{h}{t_w}\right) > \lambda_r \Rightarrow$ لاغر S.

۱۰-۲-۲-۳ پهنای آزاد اجزای با یک لبه مقید (یک لبه متکی)

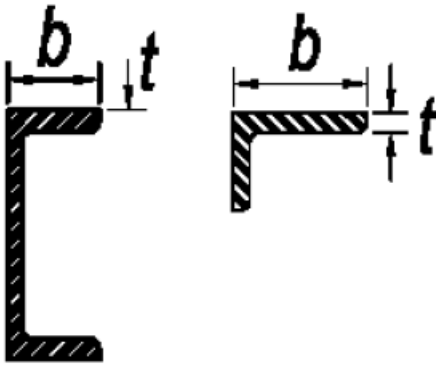
مطابق الزامات این بخش، اجزای با یک لبه مقید به اجزایی گفته می‌شود که فقط در یک لبه در امتدادی به‌موازات نیروی فشاری به جزء یا اجزاء دیگر متصل شده‌اند. پهنای آزاد چنین اجزایی باید به شرح زیر تعیین شود:

الف) برای بال‌های نیمرخ‌های I و نیمرخ‌های سپری (T)، پهنای آزاد (b) برابر نصف پهنای کل بال (b_f) است. (نورد شده)



$b = \frac{b_f}{2}$

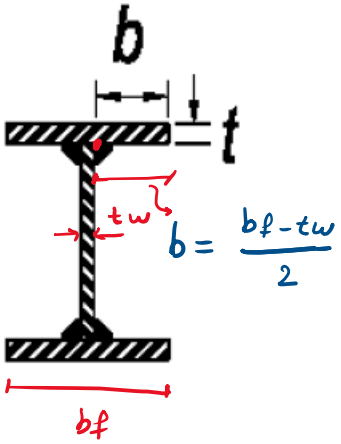
ب) برای ساق‌های نیمرخ‌های نبشی (L)، بال‌های نیمرخ‌های ناودانی (U) و نیمرخ‌های Z شکل، پهنای آزاد (b) معادل کل بعد اسمی بال است.

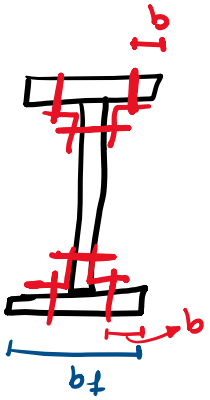


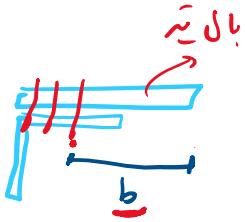
بعد اسمی متعلع = b

L 100x100x10 → b = 100

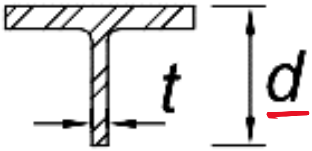
پ) برای مقطع ساخته شده از ورق، پهنای آزاد (b) برابر فاصلهٔ بین لبهٔ آزاد تا اولین ردیف پیچ یا خط جوش است. (ورق ها)







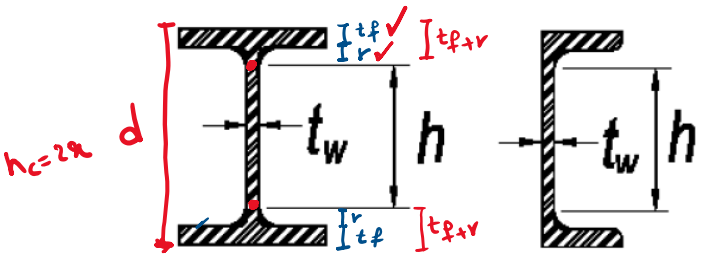
ت) برای تیغهٔ (جان) نیمرخ‌های سپری (T)، پهنای آزاد (d) برابر ارتفاع کل مقطع سپری است.



۱۰-۲-۲-۴ پهنای آزاد اجزای با دو لبه مقید (دولبه مَتَکی)

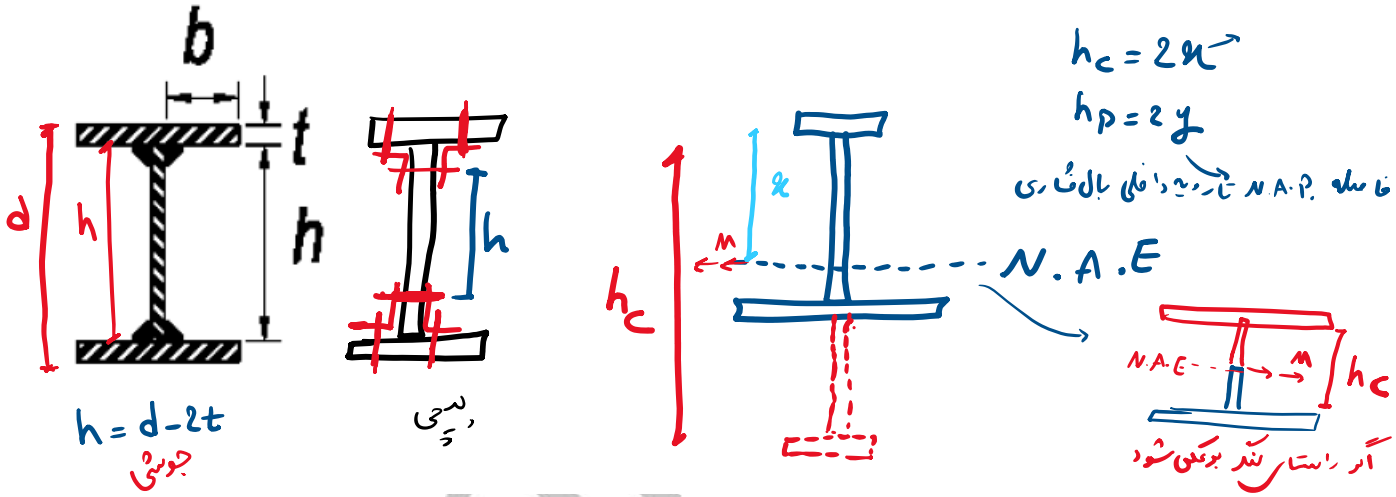
مطابق الزامات این بخش، اجزای با دو لبه مقید به اجزایی گفته می‌شود که در هر دو لبه در امتدادی موازی با نیروی فشاری به جزء یا اجزاء دیگر متصل شده‌اند. پهنای آزاد چنین اجزایی باید به شرح زیر تعیین شود:

الف) برای جان مقاطع نوردشده، h عبارت است از فاصلهٔ بین نقاط شروع گردی ریشهٔ اتصال جان به بال.



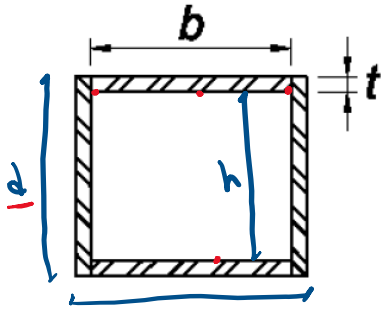
ب) برای جان مقاطع ساخته شده از ورق، h عبارت است از فاصلهٔ بین نزدیک‌ترین دو ردیف پیچ و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، h برابر فاصلهٔ خالص بین دو بال است. برای مقاطع با بال‌های نامساوی، h_c عبارت است از دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا نزدیک‌ترین ردیف وسایل اتصال در سمت بال فشاری و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، عبارت است از دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا رویهٔ داخلی بال فشاری. همچنین برای مقاطعی با بال‌های نامساوی h_p عبارت است از دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت پلاستیک تا نزدیک‌ترین ردیف وسایل اتصال در سمت بال فشاری و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، عبارت است از دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت پلاستیک تا رویهٔ داخلی بال فشاری.

N.A.E.
N.A.P.

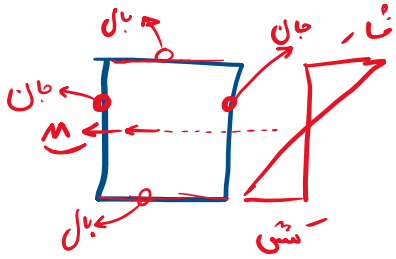


پ) برای مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق، پهنای b و h عبارت از فاصلهٔ بین دو خط جوش است.

@rjavanmardi

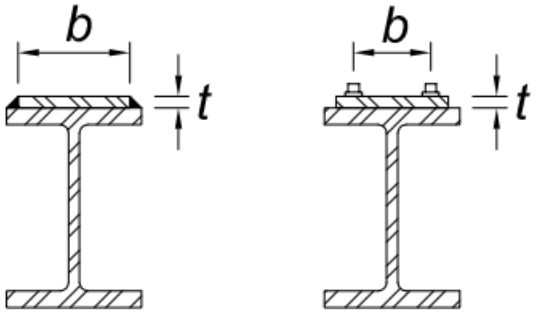


$$b = b_f - 2t$$
$$h = d - 2t$$

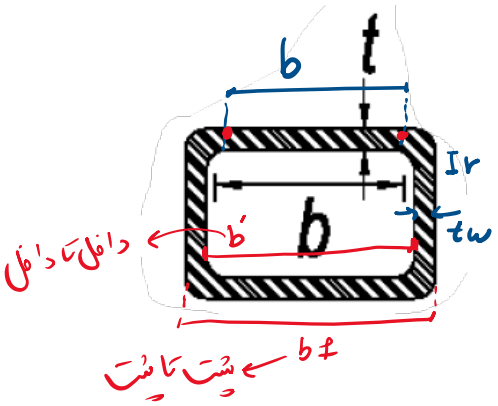


بال و جان بدون متت های مختلف مقطع عرضی به راستای تنش وارده رسیدگی دارد.
متتی که کاملاً تحت تنش فشاری یا کششی قرار گیرد بال و متت عمود بر آن جان مقطع می باشد. بال موازی با راستای تنش و جان عمود بر راستای تنش می باشد.

ت) برای ورق‌های پوششی (تقویتی) در بال تیرها و ورق‌های دیافراگم در مقاطع ساخته شده از ورق، پهنای b عبارت است از فاصلهٔ بین دو ردیف پیچ یا دو خط جوش است.



ث) برای بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS)، پهنای b عبارت است از فاصلهٔ آزاد بین جان‌ها منهای شعاع گوشهٔ داخلی در هر طرف. برای جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS)، h عبارت است از فاصلهٔ آزاد بین بال‌ها منهای شعاع گوشهٔ داخلی در هر طرف. چنانچه شعاع گوشه‌ها معلوم نباشد، مقادیر b و h را می‌توان معادل بعد متناظر خارجی منهای سه برابر ضخامت در نظر گرفت.



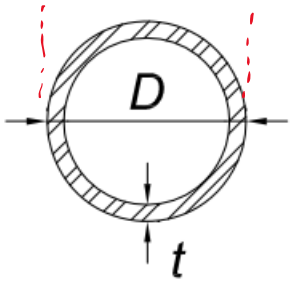
اگر ۲ مشعن باشد $b = b' - 2r$

اگر ۲ مشعن نباشد $b = b_f - 3t_w$

$b_f = b' + 2t_w$

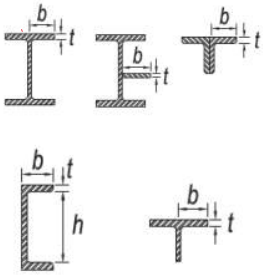
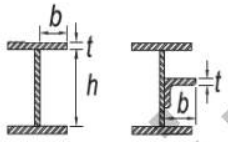
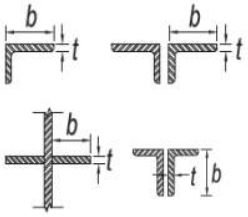
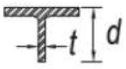
ج) برای مقاطع توخالی دایره‌ای شکل، D عبارت است از قطر خارجی مقطع دایره‌ای.

D پشت تا پشت



۱۰-۲ الزامات طراحی

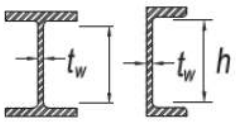
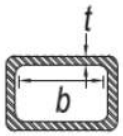
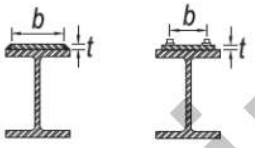
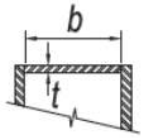
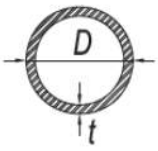
جدول ۱۰-۲-۲-۱: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با یک لبه مقید (یک لبه متکی)
در اعضای تحت اثر فشار محوری (ستون)

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (مرز لاغر و غیرلاغر) λ_r	مثال‌های نمونه
۱	بال‌های مقاطع I شکل نوردشده، ورق‌های بیرون‌زده از مقاطع I شکل نوردشده، ساق‌های بیرون‌زدهٔ جفت نبشی با اتصال پیوسته، بال‌های مقاطع ناودانی و بال‌های مقاطع سپری	b/t	[۱] $0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق، ورق‌ها یا ساق‌های نبشی بیرون‌زده از مقاطع I شکل ساخته شده از ورق	b/t	[۲] $0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$	
۳	ساق‌های نبشی‌های تک، ساق‌های نبشی‌های جفت دارای جداکننده (لقمه) و سایر اجزای تقویت‌نشده	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۴	تیغه جان مقاطع سپری	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

@rjavanmardi

مبحث دهم

جدول ۱۰-۲-۲-۲: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با دو لبه مقید (دیوار مکی)
در اعضای تحت اثر فشار محوری (ستون)

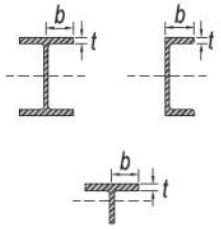
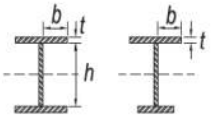
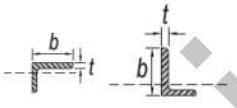
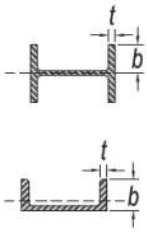
حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (مرز لاغر و غیر لاغر) λ_r	مثال‌های نمونه
۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۶	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی‌شکل (HSS)	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۷	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حدفاصل خطوط جوش یا پیچ	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۸	بال‌ها و جان‌های مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق و سایر اجزای فشاری	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۹	مقاطع دایره‌ای توخالی	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

inbr.ir

@rjavanmardi

۱۰-۲ الزامات طراحی

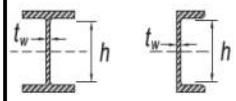
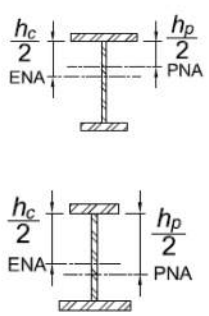
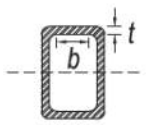
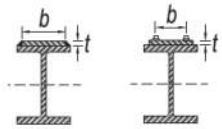
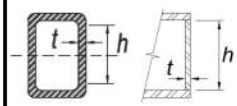
جدول ۱۰-۲-۲-۳: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با یک لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش (تیرها)

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			(مرز فشرده و غیرفشرده) λ_p	(مرز غیرفشرده و ناغر) λ_r	
۱۰	بال‌های مقاطع I شکل نوردشده، ناودانی‌ها و سپری‌ها	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۱	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق یا یک یا دو محور تقارن	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{K_c E}{F_L}}$ [۲] و [۳]	
۱۲	ساق‌های نبشی‌های تک	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۳	بال‌های کلیه مقاطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۴	تیغه جان مقاطع سپری	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

@rjavanmardi

مبحث دهم

جدول ۱۰-۲-۲-۴: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با دو لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش(تنها)

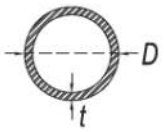
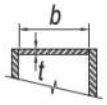
حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			(مرز فشرده و غیرفشرده) λ_p	(مرز غیرفشرده و لاغر) λ_r	
۱۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۶	جان مقاطع I شکل با یک محور تقارن	h_c/t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09)^2} \le \lambda_r$ [۴]	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۷	بال‌های مقاطع قوطی شکل (HSS)	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۸	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حدفاصل خطوط جوش یا پیچ	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۹	جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS) و جعبه‌ای	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

inbr.ir

@rjavanmardi

۲-۱۰ الزامات طراحی

ادامه جدول ۱۰-۲-۲-۴: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با دو لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			(مرز فشرده و غیرفشرده) λ_p	(مرز غیرفشرده و لاغر) λ_r	
۲۰	مقاطع دایره‌ای توخالی	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	
۲۱	بال‌های مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

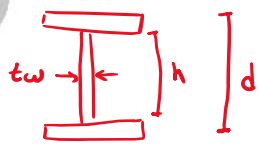
یادداشت‌ها:

[۱] E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد و F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

[۲] مقدار k_c از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$0.35 \le k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \le 0.76$$

ارتفاع جان عمق نیمه‌ش



[۳] برای خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با جان فشرده و غیرفشرده مقدار F_L از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

- برای $S_{xt}/S_{xc} \ge 0.7$: $F_L = 0.7F_y$
- برای $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$: $F_L = \frac{S_{xt}}{S_{xc}}F_y \ge 0.5F_y$

که در آن:

S_{xt}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی

S_{xc}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

[۴] M_y= لنگر تسلیم نظیر دورترین تار مقطع و M_p= لنگر خمشی پلاستیک مقطع

$S_{xc} = \frac{I}{c_c}$, $S_{xt} = \frac{I}{c_t}$

c_c: فاصله دورترین تار فشاری از N.A.e.

c_t: فاصله دورترین تار کششی از N.A.e.

برای مقاطع صفحان یا نامتعادن باشرط $\frac{c_c}{c_t} \le 0.7$ $\rightarrow F_L = 0.7F_y$ ، مقاطع نامتعادن باشرط $\frac{c_c}{c_t} < 0.7$ $\Rightarrow F_L = \frac{c_c}{c_t}F_y \ge 0.5F_y$

@rjavanmardi

مبحث دهم

$E=2\times10^5$ MPa

جدول ۱۰-۱-۱*: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی مطابق استانداردهای ISIRI 14262 (جدید ایران)، ISIRI 1600 (قدیم ایران)، EN 10025 (اتحادیهٔ اروپا) و ISO 630-2 (بین‌المللی)

کرنش نهایی (ε_u) (%)	تنش کشسی نهایی (F_u) (MPa)	تنش تسلیم مشخصه (F_y) (MPa)	ضخامت (mm)	نام ردهٔ فولاد مطابق استاندارد قدیم ایران	** نام ردهٔ فولاد مطابق استاندارد جدید ایران، EN و ISO
28	330-410	205 195	$t \le 16$ $16 < t \le 40$	St-34	—
22-26	360-510	235 225 215	$t \le 16$ $16 < t \le 40$ $40 < t \le 100$	St-37	S235
19-23	410-560	275 265 255 245 235	$t \le 16$ $16 < t \le 40$ $40 < t \le 63$ $63 < t \le 80$ $80 < t \le 100$	St-44	S275
20	490-610	295 285 275	$t \le 16$ $16 < t \le 40$ $40 < t \le 63$	St-50	—
18-22	470-630	355 345 335 325 315	$t \le 16$ $16 < t \le 40$ $40 < t \le 63$ $63 < t \le 80$ $80 < t \le 100$	St-52	S355
17	550-720	450 430 410 390 380	$t \le 16$ $16 < t \le 40$ $40 < t \le 63$ $63 < t \le 80$ $80 < t \le 100$	—	S450
17	540-730	460 440 430 410 400	$t \le 16$ $16 < t \le 40$ $40 < t \le 63$ $63 < t \le 80$ $80 < t \le 100$	—	S460

* در صورت استفاده از رده‌های فولاد این جدول برای شرایط لرزه‌ای، تأمین کلیهٔ الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

** برای رده‌های فولاد این جدول، تنش کشسی نهایی مشخصهٔ فولاد (F_u) باید برابر حد پایین تنش کشسی نهایی در نظر گرفته شود. همچنین در تحلیل و طراحی، برای ضخامت‌های مساوی یا کوچک‌تر از 40 میلی‌متر می‌توان تنش تسلیم مشخصهٔ بزرگ‌تر را مبنا قرار داد و از کاهش آن صرف‌نظر کرد.

@rjavanmardi

۱۰-۱ الزامات عمومی

جدول ۱۰-۱-۲*: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی بهبودیافته برای شرایط لرزه‌ای مطابق استانداردهای ISIRI 12065 و ISO 24314

کرنش نهایی (ε_u) (%)	نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی (%)	تنش کششی نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	ضخامت (mm)	** نام ردهٔ فولاد مطابق استانداردهای ISIRI 12065 و ISO 24314
21	— ≤80 ≤80 ≤80	400 - 510	235 - 355 235 - 355 235 - 355 215 - 335	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ $16 \le t < 40$ $40 \le t \le 125$	S235S
20	— ≤80 ≤80 ≤80	490 - 610	325 – 445 325 – 445 325 – 445 295 – 415	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ $16 \le t < 40$ $40 \le t \le 125$	S325S
19	≤85 ≤85 ≤85 ≤85	≥450	345 – 450 345 – 450 345 – 450 345 – 450	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ $16 \le t < 40$ $40 \le t \le 125$	S345S

* برای رده‌های S235S و S325S، الزامات لرزه‌ای مصالح مقررشده در فصل ۱۰-۳ برای حداکثر نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی و حداقل طاقت نمونهٔ شیار دادهشدهٔ شارپی، مطابق استاندارد این دو رده فولاد تضمین می‌شوند، لیکن رعایت سایر الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

برای ردهٔ S345S، در صورت استفاده در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای معمولی که از اعضای آن‌ها انتظار رفتار فرا ارتجاعی حداقل می‌رود، الزامات لرزه‌ای مقررشده در فصل ۱۰-۳ برای حداکثر نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی و حداقل طاقت نمونهٔ شیار دادهشدهٔ شارپی، مطابق استاندارد این رده فولاد تضمین می‌شوند، اما رعایت سایر الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است. در صورت استفاده از این رده در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای متوسط یا ویژه که از اعضای آن‌ها انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدود یا قابل‌ملاحظه می‌رود، تأمین کلیهٔ الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

** برای رده‌های فولاد این جدول، تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد (F_y) باید برابر حد پایین تنش تسلیم و تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد (F_u) باید برابر حد پایین تنش کششی نهایی در نظر گرفته شود.

@rjavanmardi

جدول ۱۰-۱-۳*: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی مطابق استاندارد انجمن آزمایش مصالح آمریکا (ASTM)

نام و ردهٔ فولاد مطابق استاندارد ASTM **	ضخامت (mm)	تنش تسلیم (MPa)	تنش کششی نهایی (MPa)	کرنش نهایی (ε_u) (%)
ASTM A36	تا 200 بیشتر از 200	250 220	550-400	21
ASTM A572 Grade 42 Grade 50 Grade 55 Grade60 Grade65	تمام ضخامت‌ها	290 345 380 415 450	415 450 485 520 550	24 21 20 18 17
ASTM A588 Grade B Grade C	تمام ضخامت‌ها	345 345	485 485	21 21
ASTM A709 Grade 36 Grade50 Grade 50S	تمام ضخامت‌ها	250 345 450-345	550-400 450 450	21 21 21
ASTM A913 Grade 50 Grade 60 Grade 65	تمام ضخامت‌ها	345 415 450	450 520 550	21 18 17
ASTM A992	تمام ضخامت‌ها	450-345	450	21

* در صورت استفاده از رده‌های فولاد این جدول برای شرایط لرزه‌ای، تأمین کلیهٔ الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

** برای رده‌های فولاد این جدول، تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد (F_y) باید برابر حد پایین تنش تسلیم و تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد (F_u) باید برابر حد پایین تنش کششی نهایی در نظر گرفته شود.

@rjavanmardi

۱۰-۱ الزامات عمومی

جدول ۱۰-۱-۴*: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی مطابق استاندارد JIS G 3136 ژاپن

نام ردهٔ فولاد مطابق استاندارد JIS G 3136 **	ضخامت (mm)	تنش تسلیم (MPa)	تنش کششی نهایی (MPa)	نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی (%)	کرنش نهایی (ε_u) (%)
SN400A	$6 \le t < 12$	235	400 – 510	–	17
	$12 \le t < 16$	235		–	17
	16	235		–	21
	$16 < t \le 40$	235		–	21
	$40 < t \le 100$	215		–	23
SN400B	$6 \le t < 12$	235	400 – 510	–	18
	$12 \le t < 16$	235 - 355		≤80	18
	16	235 - 355		≤80	22
	$16 < t \le 40$	235 - 355		≤80	22
	$40 < t \le 100$	215 - 335		≤80	24
SN400C	$6 \le t < 12$	–	400 – 510	–	18
	$12 \le t < 16$	–		–	18
	16	235 - 355		≤80	22
	$16 < t \le 40$	235 - 355		≤80	22
	$40 < t \le 100$	215 - 335		≤80	24
SN490B	$6 \le t < 12$	325	490 – 610	–	17
	$12 \le t < 16$	325 – 445		≤80	17
	16	325 – 445		≤80	21
	$16 < t \le 40$	325 – 445		≤80	21
	$40 < t \le 100$	295 – 415		≤80	23
SN490C	$6 \le t < 12$	–	490 – 610	–	17
	$12 \le t < 16$	–		–	17
	16	325 – 445		≤80	21
	$16 < t \le 40$	325 – 445		≤80	21
	$40 < t \le 100$	295 – 415		≤80	23

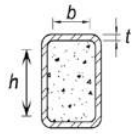
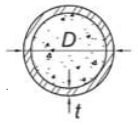
* در صورت استفاده از رده‌های فولاد این جدول برای شرایط لرزه‌ای، تأمین کلیهٔ الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

** برای رده‌های فولاد این جدول، تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد (F_y) باید برابر حد پایین تنش تسلیم و تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد (F_u) باید برابر حد پایین تنش کششی نهایی در نظر گرفته شود.

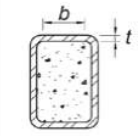
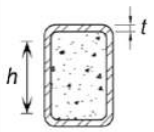
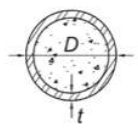
@rjavanmardi

۱۰-۲ الزامات طراحی

جدول ۱۰-۲-۸-۱: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فولادی مقطع مختلط پرشده با بتن
در اعضای تحت اثر نیروی محوری فشاری (ستون)

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		حداکثر نسبت مجاز	مقاطع فولادی نمونه
			λ_p (غیرفشرده/فشرده)	λ_r (لاغر/غیرفشرده)		
۱	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t و h/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$3\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$5\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	
۲	مقاطع دایره‌ای شکل	D/t	$0.15\frac{E}{F_Y}$	$0.19\frac{E}{F_Y}$	$0.31\frac{E}{F_Y}$	

جدول ۱۰-۲-۸-۲: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فولادی مقطع مختلط پرشده با بتن
در اعضای تحت اثر لنگر خمشی (تیرها)

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		حداکثر نسبت مجاز	مقاطع فولادی نمونه
			λ_p (غیرفشرده/فشرده)	λ_r (لاغر/غیرفشرده)		
۱	بال‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$3\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$5\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	
۲	جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	h/t	$3\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$5.7\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$5.7\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	
۳	مقاطع دایره‌ای شکل	D/t	$0.09\frac{E}{F_Y}$	$0.31\frac{E}{F_Y}$	$0.31\frac{E}{F_Y}$	

@rjavanmardi

۱۰-۳-۲-۷-۲ محدودیت‌های نسبت پهنا به ضخامت مقاطع اعضای فولادی و مختلط با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

برای اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد که از آن‌ها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدود و قابل‌ملاحظه‌ای می‌رود، در رابطه با کمانش موضعی بال‌ها و جان یا جان‌ها، ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در نظر گرفته شده است. به همین منظور برای اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری مقطع فولادی و اجزای فولادی مقاطع مختلط پرشده با بتن نباید به ترتیب از مقادیر λ_{md} و λ_{hd} ارائه‌شده در جدول ۱۰-۳-۴ بیشتر شود.

$if\ \left(\frac{b}{t_f}\ ,\ \frac{h}{t_w}\right) \leq \lambda_{md} \Rightarrow$ مقطع فشرده لرزه‌ای با شکل‌پذیری متوسط

$if\ \left(\frac{b}{t_f}\ ,\ \frac{h}{t_w}\right) \leq \lambda_{hd} \Rightarrow$ مقطع فشرده لرزه‌ای با شکل‌پذیری زیاد

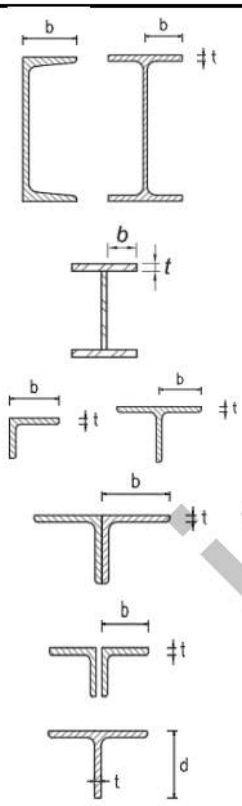
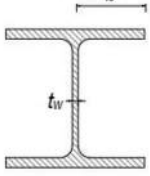
جدول ۱۰-۳-۲-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

مقادیر R_y و R_t فولاد		
نوع مصالح	R_y	R_t
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	1.25	1.1
سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی	1.2	1.1
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15	1.1
میلگردها	1.2	1.2
مقادیر R_c بتن		
تنش فشاری مشخصهٔ بتن	R_c	
$f'_c \leq 50$ MPa	1.4	
$f'_c > 50$ MPa	1.2	

@rjavanmardi

۱۰-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای

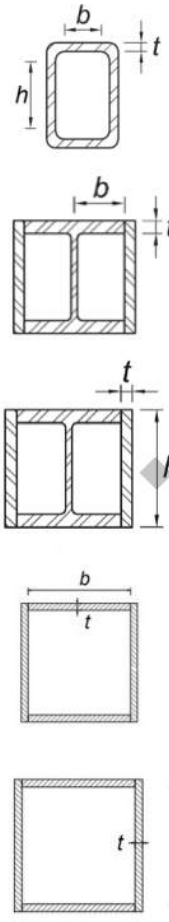
جدول ۱۰-۳-۲-۴: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
				λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با یک لبه مقید	۱	در تیرها، ستون‌ها و اعضای مهاربندی: بال‌های مقاطع I شکل، ناودانی‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دوبل با فاصله، ساق برجستهٔ نبشی‌های دوبل به‌هم‌چسبیده و بال و تیغه (جان) مقاطع سپری	b/t d/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.3\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	۲	بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	کاربرد ندارد	

imor.ir
@rjavanmardi

مبحث دهم

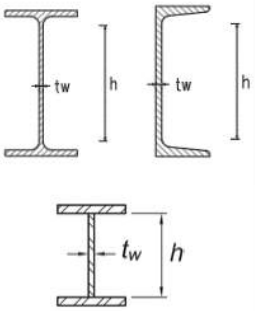
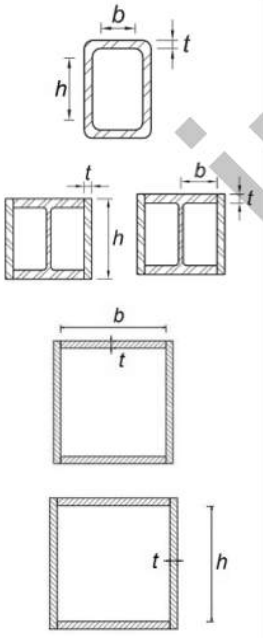
ادامهٔ جدول ۱۰-۳-۲-۴: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
				λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۳	۱) بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی‌شکل (HSS) وقتی به‌عنوان مهاربند به کار می‌رود	b/t h/t	$0.76\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.65\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
		۲) بال‌ها و ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای‌شده وقتی به‌عنوان مهاربند به کار می‌رود	b/t h/t			
		۳) بال‌ها و جان‌های مقاطع جعبه‌ای وقتی به‌عنوان مهاربند به کار می‌رود	b/t h/t			

@rjavanmardi

۱۰-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای

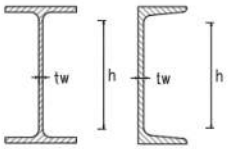
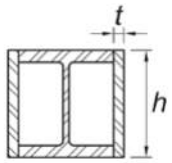
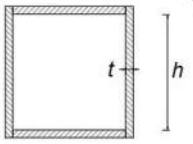
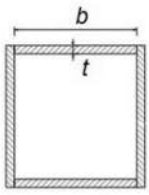
ادامهٔ جدول ۱۰-۳-۲-۴: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
				λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۴	جان مقاطع I شکل و ناودانی نوردشده و ساخته شده از ورق وقتی به‌عنوان مهاربند به کار می‌روند	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	۵	جزء به‌کاررفته در تیر یا ستون با تنش فشاری یکنواخت در اثر خمش، بار محوری یا ترکیب بار محوری و خمش:				
		۱) بال‌ها یا جان‌های مقاطع قوطی‌شکل (HSS)	b/t h/t	$1.00\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$0.55\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
		۲) بال‌ها یا ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای‌شده	b/t h/t			
		۳) بال‌ها یا جان‌های مقاطع جعبه‌ای	b/t h/t			

@rjavanmardi

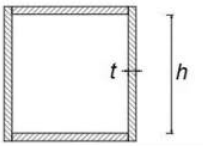
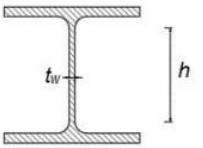
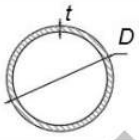
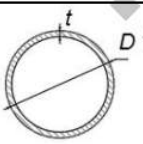
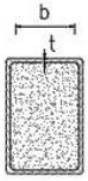
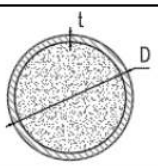
مبحث دهم

ادامهٔ جدول ۱۰-۳-۲-۴: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
				λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۶	جان یا جان‌های به کار رفته در تیرها ، ستون‌ها و تیرهای پیوند تحت اثر خمش یا ترکیب خمش و فشار :		[۱]	[۱]	
		۱) جان مقاطع I شکل و ناودانی نوردشده و ساخته‌شده از ورق	h/t_w	برای $C_a \le 0.113$: $\frac{h}{t_w} \le 2.61(1-0.49C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$ برای $C_a > 0.113$: $\frac{h}{t_w} \le 1.56\sqrt{E/R_yF_y}$	برای $C_a \le 0.113$: $\frac{h}{t_w} \le 2.45(1-1.04C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$ برای $C_a > 0.113$: $\frac{h}{t_w} \le 2.26(1-0.38C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$	
		۲) ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای‌شده	h/t	$\frac{h}{t} \le 1.56\sqrt{E/R_yF_y}$	$\frac{h}{t} \le 1.56\sqrt{E/R_yF_y}$	
		۳) جان‌های مقاطع جعبه‌ای (به غیر از تیرهای پیوند)	h/t	$\frac{h}{t} \le 3.76(1-3.05C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$	$\frac{h}{t} \le 2.45(1-1.04C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$	
	۷	بال‌های مقاطع جعبه‌ای به‌کاررفته در تیرهای پیوند	b/t	$0.64\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$0.55\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	

@rjavanmardi

ادامهٔ جدول ۱۰-۳-۲-۴: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
				λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۸	جان‌های مقاطع جعبه‌ای به‌کاررفته در تیرهای پیوند	h/t	$1.67\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.64\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	۹	جان مقاطع شمع‌های H شکل	h/t_w	$1.50\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	کاربرد ندارد	
	۱۰	جدارهٔ مقاطع دایره‌ای توخالی (به غیر از مهاربندها)	D/t	$0.07\frac{E}{R_y F_y}$	$0.038\frac{E}{R_y F_y}$	
	۱۱	جدارهٔ مقاطع دایره‌ای توخالی وقتی به عنوان مهاربند به کار روند	D/t	$0.062\frac{E}{R_y F_y}$	$0.053\frac{E}{R_y F_y}$	
	۱۲	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی‌شکل (HSS) پرشده با بتن و مقاطع جعبه‌ای پرشده با بتن	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	۱۳	جدارهٔ مقاطع دایره‌ای شکل پرشده با بتن	D/t	$0.15\frac{E}{R_y F_y}$	$0.076\frac{E}{R_y F_y}$	

@rjavanmardi

یادداشت:

[۱] مقدار C_a از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$C_a = \frac{\alpha_s P_r}{R_y F_y A_g}$$

که در آن:

α_s= ضریبی که مقدار آن در LRFD برابر 1.0 و در ASD برابر 1.5 است.

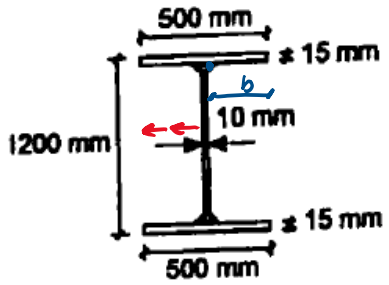
P_r= مقاومت محوری موردنیاز

R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

A_g= سطح مقطع کل

تیر ورق شکل زیر تحت خمش حول محور قوی قرار دارد. بال‌های این تیر ورق بطور سرتاسری و پیوسته توسط جوش گوشه با بعد 10 mm به جان متصل می‌باشند. در خصوص طبقه‌بندی مقطع تیر از منظر کمانش موضعی، کدام گزینه صحیح است؟ F_y=240MPa و واحدها در شکل به میلی‌متر می‌باشد.



۱) مقطع با بال فشرده و جان لاغر
۲) غیرفشرده (مقطع با بال و جان غیرفشرده)
۳) فشرده (مقطع با بال و جان فشرده)
۴) مقطع با اجزای لاعر (مقطع با بال غیرفشرده و جان لاغر)

آبان ۹۳

کنترل فشردگی در بال: حالت ۱۱ جدول ۱۰-۲-۲-۳

$$\frac{b}{t_f} = \frac{(500-10)/2}{15} = 16.33$$

$$\lambda_p = 10.96 \text{ جدول} \quad , \quad \lambda_r = 0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \quad , \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{1170}{10}}} = 0.37$$

مقطع متعارف $\Rightarrow F_L = 0.7F_y \Rightarrow \lambda_r = 19.93$

$$\lambda_p < \frac{b}{t} < \lambda_r \longrightarrow$$ بال غیرفشرده

کنترل فشردگی در جان حالت ۱۲ جدول ۱۰-۲-۲-۴

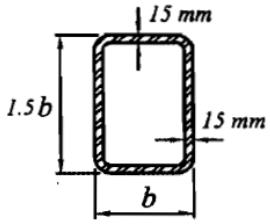
$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108 \quad , \quad \lambda_r = 5.7\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 164$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1170}{10} = 117 \Rightarrow \lambda_p < \frac{h}{t_w} < \lambda_r \Rightarrow$$ جان غیرفشرده

گزینه ۲

- مقطع نشان‌داده شده در شکل زیر تحت اثر نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی دو محوره نسبت به محورهای اصلی مقطع قرار دارد. حداکثر مقدار b حدوداً چقدر می‌تواند باشد تا اجزاء مقطع از منظر کمانش موضعی در برابر نیروی محوری فشاری غیرلاغر و در برابر لنگرهای خمشی فشرده باشد؟

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



۱) 650 میلی‌متر
۲) 530 میلی‌متر
۳) 430 میلی‌متر
۴) 350 میلی‌متر

بهمن ۹۴

کنترل غیرلاغر بودن تحت نیروی فشاری جدول ۲-۲-۲-۱۵ حالت 6 :

$$\lambda_r = 1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 40.4$$

$$\frac{1.5b-45}{15} \le 40.4 \Rightarrow b \le 434\ mm$$

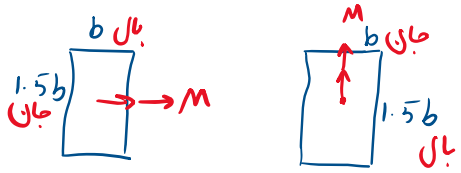
کنترل فشرده بودن تحت لنگر خمشی جدول ۲-۲-۲-۱۰ حالت 17

$$\lambda_p = 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 32.03$$

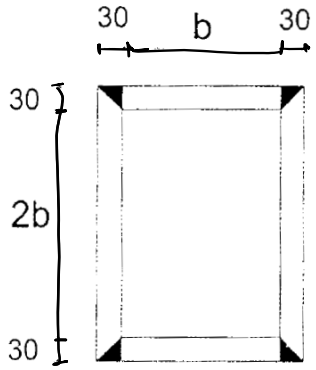
$$\frac{1.5b-45}{15} \le 32.03 \Rightarrow b \le 353\ mm$$

گزینه 4

با توجه به اینکه کنترل فشردگی بر روی بال صعب‌تر و حاکم‌تر می‌باشد، بنابراین از بین حالات 17 و 19 تنها کافی است حالت 17 کنترل گردد. همچنین با توجه به اینکه مقطع تحت خمش دو محوره قرار دارد، b و 1.5b هر دو می‌توانند بال مقطع در نظر گرفته شوند. بنابراین با توجه به طول بلندتر 1.5b، در محاسبات 1.5b در نظر گرفته می‌شود.
دقت کنید اگر خمش تنها حول یک محور وجود داشت، آنگاه لازم بود ابتدا، بال و جان مقطع مشخص شده و سپس کنترل فشردگی انجام شود



فرض کنید برای اعضای مهاربندی یک ساختمان که سیستم مقاوم باربر لرزه‌ای آن از نوع قاب مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه است، برای اعضای مهاربندی از مقطع شکل زیر استفاده شده است. حداکثر مقدار مجاز b به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر، $E=2\times10^5$ MPa و $F_y=340$ MPa است.



۱) 200 mm

۲) 238 mm

۳) 400 mm

۴) 465 mm

مرداد ۱۴۰۰

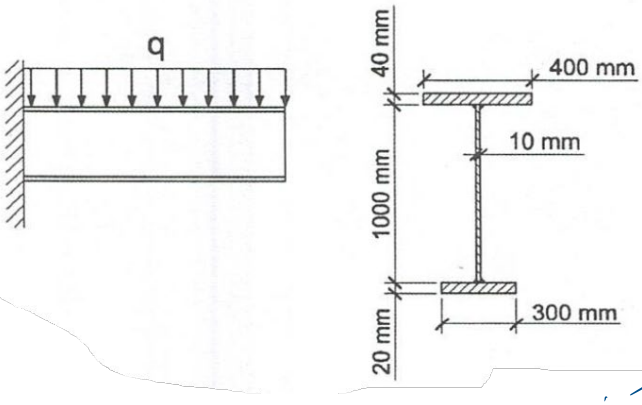
در سیستم همگرای ویژه، مهاربند باید محدودیت λ_{hd} را برآورده کند. با توجه به جدول ۱۰-۳-۲-۴ حالت 3-3

$\lambda_{hd}=0.65\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}=0.65\sqrt{\frac{2\times10^5}{1.15\times340}}=14.7$ (مقطع ساخته شده از ورق) $(R_y=1.15)$

$\frac{2b}{t}\le 14.7 \Rightarrow \frac{2b}{30}\le 14.7 \Rightarrow b\le 220\ mm \Rightarrow$ گزینه ۱

در تیر طره‌ای شکل زیر، برای کنترل فشرده یا غیرفشرده بودن مقطع، مقدار پارامتر h_p به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ $F_y=240\ MPa$ و $E=2\times10^5\ MPa$

۱) 2000 mm
۲) 1720 mm
۳) 1500 mm
۴) 720 mm

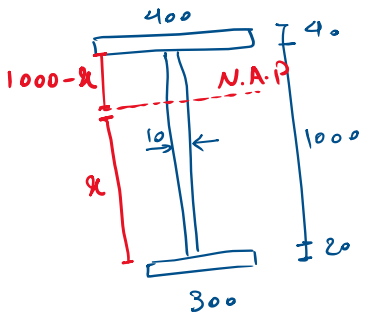


شهریور ۱۴۰۱

لازم است ابتدا تار خنثی پلاستیک را محاسبه کنیم

$A_{top}=A_{bot} \Rightarrow 400\times40+(1000-x)\times10 = 300\times20+x\times10$

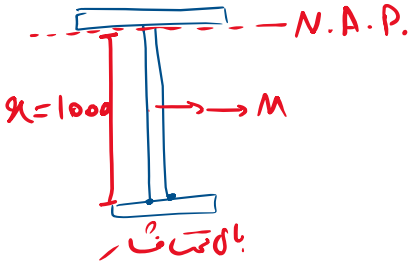
$\Rightarrow x=1000$



h_p برابر با دو برابر فاصله تار خنثی پلاستیک تا رویه داخلی بال تحت فشار می‌باشد

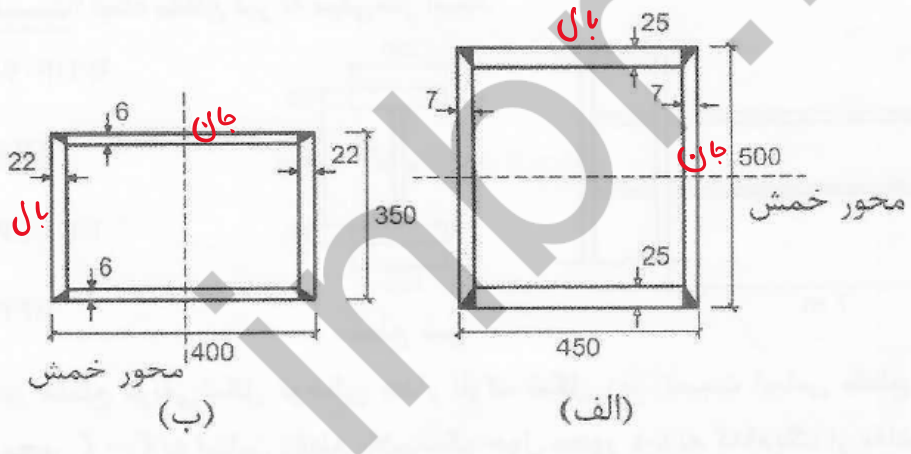
$h_p=2x=2000\ mm$

گزینه ۱



در صورتی‌که مقاطع (الف) و (ب) به‌عنوان ستون مورد استفاده قرار گیرند، با در نظر گرفتن $C_a=0.15$ کدام گزینه صحیح است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است. روش LRFD در نظر گرفته شود.

$E=2\times10^5$ MPa و $F_y=240$ MPa



۱) مقاطع (الف) و (ب) در قاب خمشی ویژه مجاز هستند.

۲) مقطع (الف) در قاب خمشی متوسط و مقطع (ب) در قاب خمشی ویژه مجاز است.

۳) مقطع (الف) در قاب خمشی ویژه و مقطع (ب) در قاب خمشی متوسط مجاز است.

۴) مقاطع (الف) و (ب) در قاب خمشی ویژه مجاز نیستند.

دی ۱۴۰۱

کنترل فشردگی بال مقاطع: ($R_y=1.15$) حالت 3 جدول 10-4-3-9

$\lambda_{hd}=0.55\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=0.55\sqrt{\frac{2\times10^5}{1.15\times240}}=14.9$ ، $\lambda_{md}=\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=29.6$

$(\frac{b}{t})_{الف}=\frac{450-14}{25}=17.4$ $(\frac{b}{t})_{ب}=\frac{350-12}{22}=15.36$

$\frac{b}{t}>\lambda_{hd}\Rightarrow$ مقطع فشرده لرزه‌ای ویژه نمی‌باشد

مقاطع الف و ب هردو در قاب ویژه مجازند باشند گزینه 4

کنترل فشردگی جان جدول 10-4-3-9، حالت 6-3

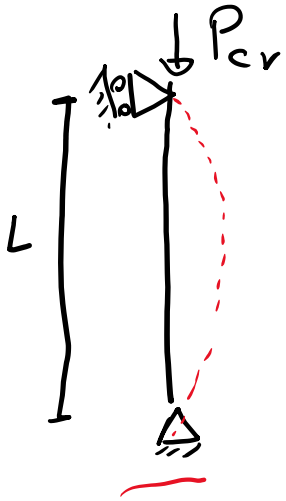
$\lambda_{hd}=2.26(1-0.38C_a)\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=57.3$ $\lambda_{md}=2.61(1-0.49C_a)\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=65.1$

$(\frac{h}{t_w})_{الف}=\frac{450}{7}=64.2$ $(\frac{h}{t_w})_{ب}=\frac{400-44}{6}=59.3$

جان هردو مقطع λ_{md} را رعایت کرده اما λ_{hd} را رعایت نمی‌کند.

@rjavanmardi

کم اهمیت ضریب طول موثر ستون های ایده آل



(اویلر) $P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{min}}{(kl)^2}$

l_e

(تئوری) $P_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$

$\lambda = \frac{kl}{r}$

$l_e = kl$ ← طول موثر

P_{cr} : بار بحرانی کمانشی

E : مدول الاستیسیته

k : ضریب طول موثر

l : طول آزاد

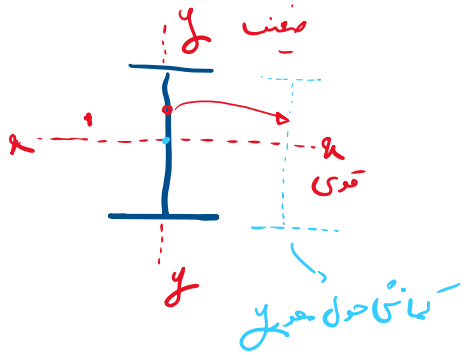
I_{min} : ممان اینرسی حداقل

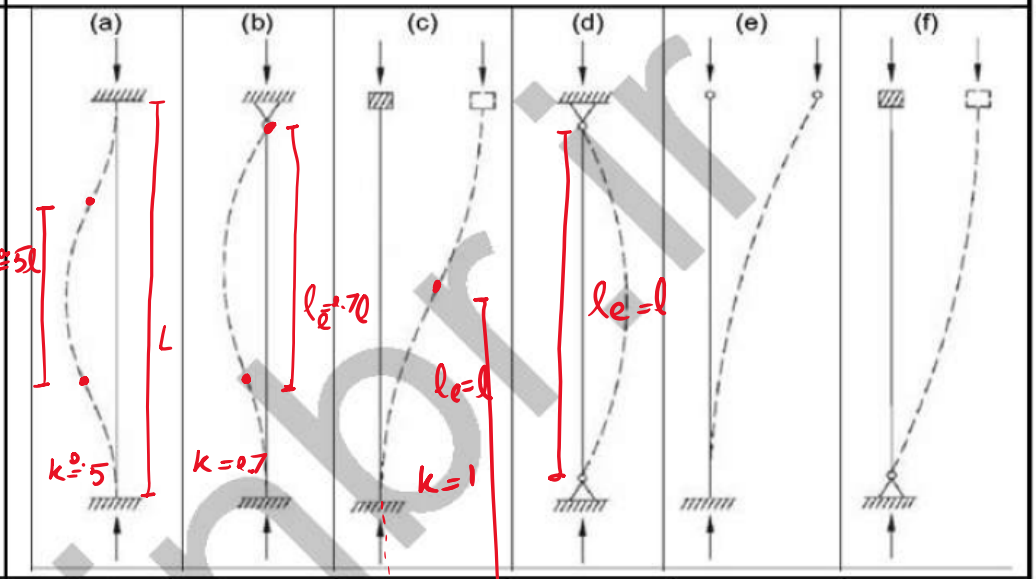
ضریب لاغری $\lambda = \frac{kl}{r_{min}}$ ← شعاع ژیراسیون $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

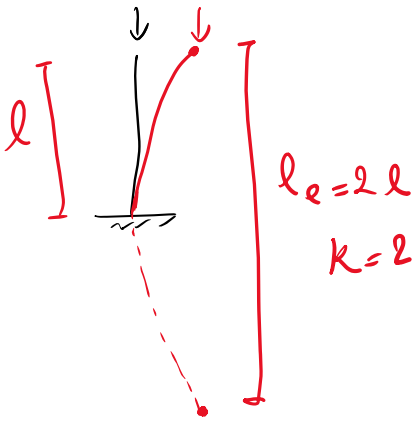
λ فلزی ≤ 200

λ بتنی ≤ 300

$I_{min} = I_{y-y}$

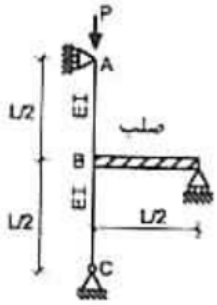


توضیحات	انواع مختلف اعضای فشاری با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل					
شکل کمانش یافته عضو فشاری به‌صورت خط‌چین نشان داده شده است.						
مقادیر نظری K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
مقادیر پیشنهادی K برای طراحی	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
نماد شرایط مرزی	= انتقال و دوران مقید = انتقال مقید، دوران آزاد = انتقال آزاد، دوران مقید = انتقال و دوران آزاد					



@rjavanmardi

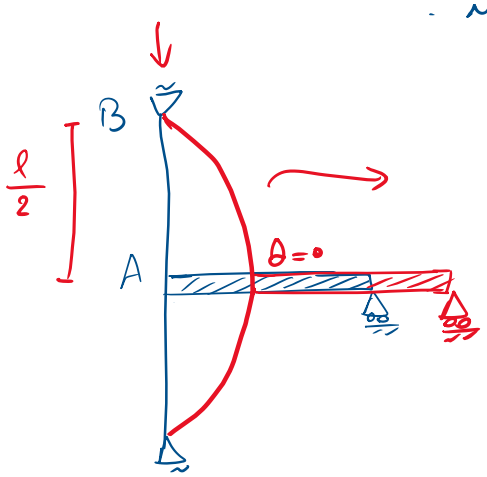
در سازه نشان داده شده در شکل، ضریب طول مؤثر ستون AB به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱) 4
۲) 1
۳) 2
۴) 0.5

در صفحه هایی که صفحه صلب وجود دارد، دوران صفر می باشد.

آذر ۹۲



شبیه به حالت f

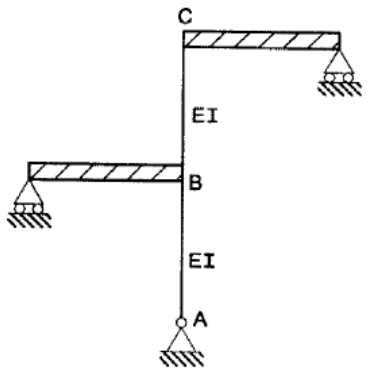
$k_{AB} = 2$

$l_e = kl = l$ (طول مؤثر) $\frac{}{2}$

ضریب k هیچ ربطی به طول ستون ندارد.

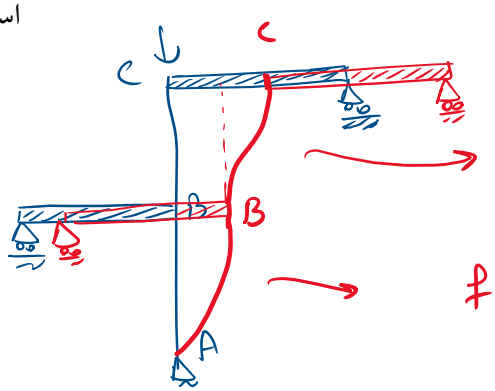
گزینه 3

در سازه شکل زیر، ضریب طول موثر ستونهای AB و BC چقدر است؟ (تیرها صلب فرض شوند).



۱) $K_{AB}=2\ ,K_{BC}=2$
۲) $K_{AB}=2\ ,K_{BC}=1$
۳) $K_{AB}=1\ ,K_{BC}=2$
۴) $K_{AB}=1\ ,K_{BC}=1$

اسفند ۹۱



C شبیه به حالت ۱ $k_{BC}=1$

AB شبیه به حالت ۴

$k_{AB}=2$

گزینه ۲

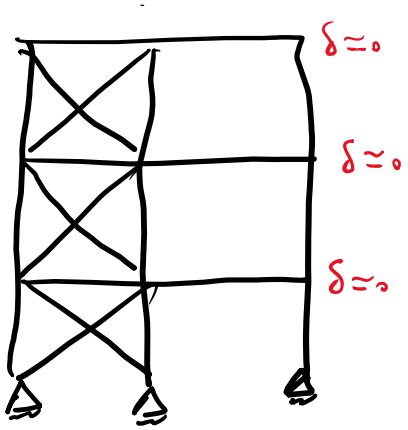
$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{(kl)^2}$

$k \uparrow \Rightarrow P_{cr} \downarrow$

$k \downarrow \Rightarrow P_{cr} \uparrow$

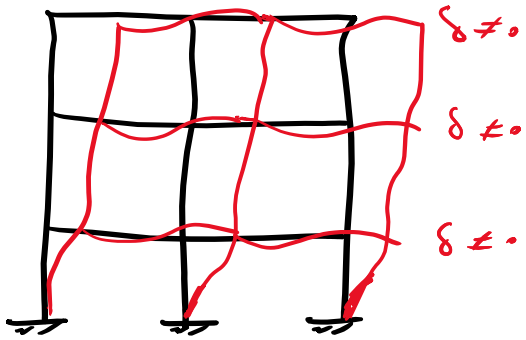
کم اهمیت

ضریب طول موثر قاب های مهار شده و مهار نشده



قاب با بندی (مهارشده)

$k = 1$



قاب خمشی (مهارنشده)

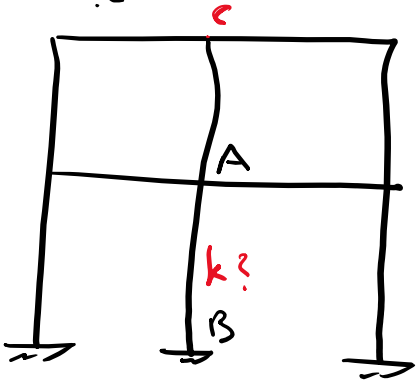
$k \geq 1$

نحوه محاسبه ضریب طول موثر در ستون های قاب های خمشی

ابتدا با بدست آوردن سختی نسبی ستون ها یا A, B نامگذاری کرده و G_A, G_B را برای گره های دو سر ستون حساب کنیم. پس از آن از نمودار آن که در ادامه آورده شده است، ضریب k محاسبه می گردد.

$$G_A = \frac{\sum(\frac{EI}{L})_{\text{ستون‌های متصل به گره A}}}{\sum(\frac{EI}{L})_{\text{تیرهای متصل به گره A}}}$$

$$G_B = \frac{\sum(\frac{EI}{L})_{\text{ستون‌های متصل به گره B}}}{\sum(\frac{EI}{L})_{\text{تیرهای متصل به گره B}}}$$



بار بندی

۱۰-پ۲-۱ قاب‌های مهارشده و طول مؤثر کمانشی اعضاء

قاب‌های مهارشده به قاب‌هایی گفته می‌شود که در آن‌ها پایداری جانبی و مقاومت در برابر بارهای جانبی به سختی خمشی ستون‌ها وابسته نبوده و در آن‌ها حرکت جانبی قاب با تکیه‌کردن بر مهاربندهای مورب، دیوارهای برشی یا به شیوه‌های مشابه مقید می‌شود. در این‌گونه قاب‌ها، ضریب طول مؤثر (K) برای اعضای فشاری به‌طور محافظه‌کارانه باید برابر 1.0 در نظر گرفته شود.

۱۰-پ۲-۲ قاب‌های مهارنشده و طول مؤثر کمانشی اعضاء

قاب‌های مهارنشده به قاب‌هایی گفته می‌شود که در آن‌ها فقط سختی جانبی قاب‌ها در پایداری جانبی مؤثر هستند و قاب به دیوار برشی یا مهاربندی متکی نیست. در این نوع قاب‌ها ضریب طول مؤثر (K) باید با استفاده از تحلیل کمانشی و الزامات بند ۱۰-۲-۱-۱ تعیین شود و هیچ‌گاه نباید کوچک‌تر از 1.0 در نظر گرفته شود.

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_c : A \text{ ستون‌های متصل به گره}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_b : A \text{ تیرهای متصل به گره}} \qquad (۱۰\text{-پ}۲\text{-}۳)$$

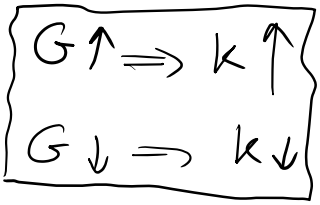
$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_c : B \text{ ستون‌های متصل به گره}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right)_b : B \text{ تیرهای متصل به گره}} \qquad (۱۰\text{-پ}۲\text{-}۴)$$

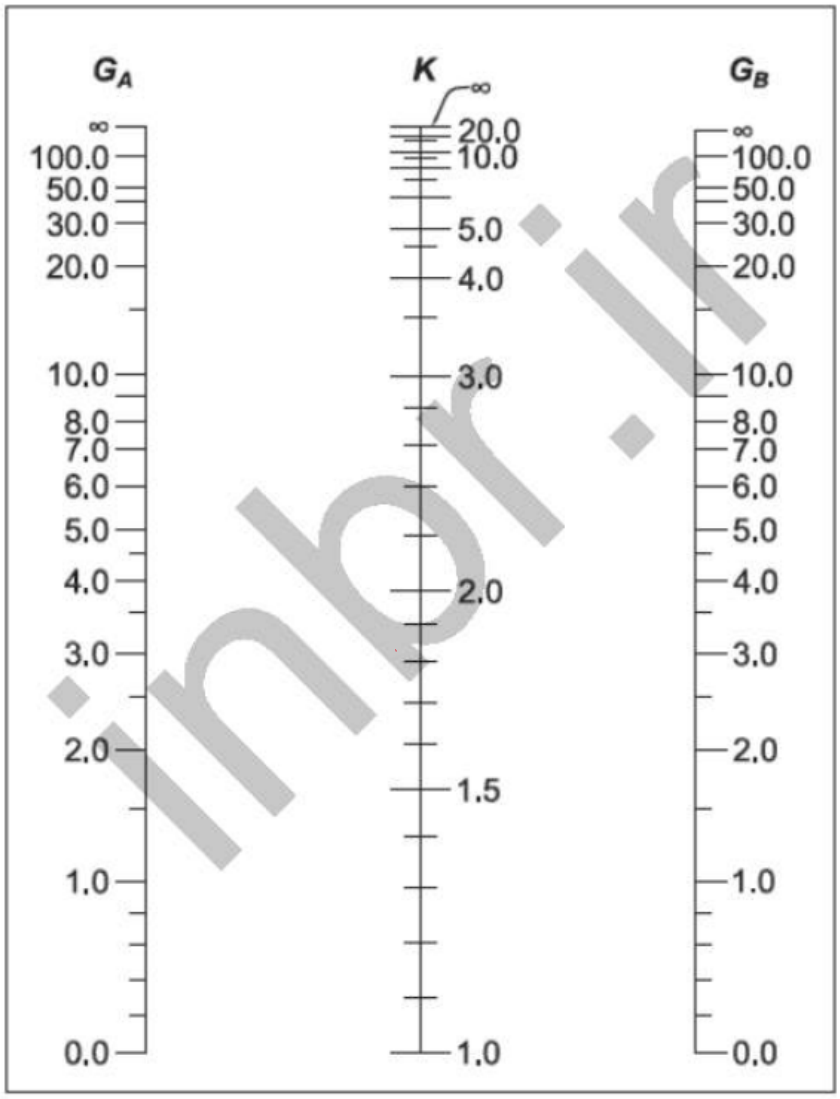
E= مدول الاستیسیته فولاد

I= ممان اینرسی تیرها و ستون‌ها حول محور عمود بر صفحهٔ کمانش

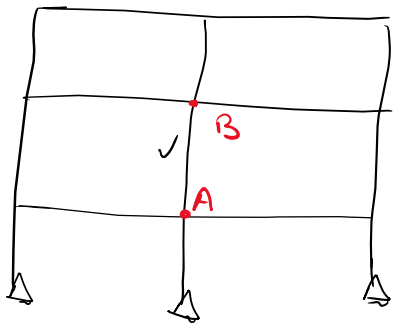
L= طول اعضاء

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





شکل ۱۰-پ۲-۱: ضریب طول مؤثر (K) اعضای فشاری قاب‌های مهارنشده برحسب G_A و G_B



$G_A = \frac{\sum \frac{EI}{\ell} \text{ستون متصل به A}}{\sum \frac{EI}{\ell} \text{تیر متصل به A}}$

G_B ✓

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

(۱) برای انتهای گیردار ستون که ضریب G به‌صورت نظری صفر است، برابر یک فرض شود.

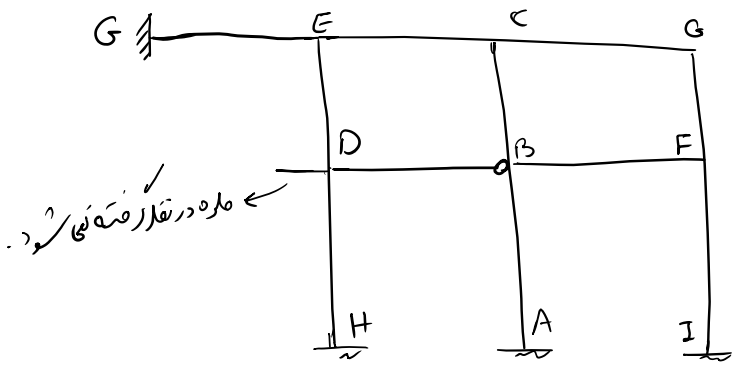
(۲) برای انتهای مفصلی ستون که ضریب G به‌صورت نظری بی‌نهایت است، برابر 10 فرض شود.

(۳) هرگاه تیر متصل به عضو فشاری، طره‌ای باشد، EI/L آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته شود.

(۴) هرگاه انتهای نزدیک تیر، مفصلی باشد، EI/L آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته شود.

(۵) هرگاه انتهای دور تیر، مفصلی باشد، EI/L آن تیر باید در ضریب 0.5 ضرب شود.

(۶) هرگاه دوران انتهای دور تیر، کاملاً مقید باشد، EI/L آن تیر باید در ضریب 2/3 ضرب شود.



$$G_B = \frac{(\frac{EI}{\ell})_{AB} + (\frac{EI}{\ell})_{BC}}{(\frac{EI}{\ell})_{BF} + (\frac{EI}{\ell})_{BD}}$$

$$G_D = \frac{(\frac{EI}{\ell})_{DH} + (\frac{EI}{\ell})_{DE}}{0.5(\frac{EI}{\ell})_{DB}}$$

$$G_E = \frac{(EI/\ell)_{ED}}{(EI/\ell)_{EC} + 2/3(EI/\ell)_{EG}}$$

در یک قاب خمشی طراح سازه پروفیل IPE240 را برای تیرها پیشنهاد داده است در حین اجرا پیمانکار از پروفیل IPE270 به جای IPE240 برای تیرها استفاده کرده است، ضریب طول موثر ستون های متصل به این تیر چه تغییری میکند کلیه اتصالات در این قاب گیردار میباشد.

۱- K کاهش پیدا می کند

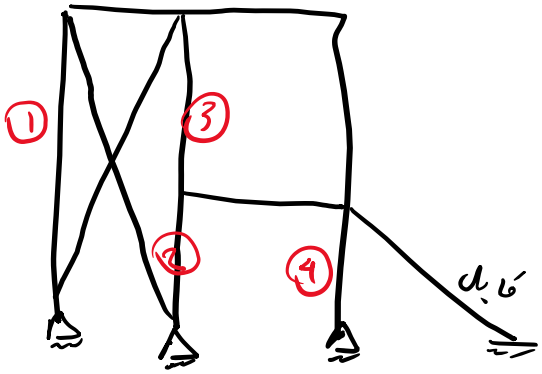
۲-K افزایش پیدا می کند

۳- K ثابت می‌ماند

۴- بسته به شرایط هر ۳ حالت ممکن است ایجاد شود.

با افزایش سختی تیر، همان اندازه تیر افزایش یافته و G با توجه به فرمول $G = \frac{\Sigma(E_c I_c/L_c)_{ستون}}{\Sigma(E_b I_b/L_b)_{تیر}}$ کم می شود، با کاهش G، ضریب طول موثر K نیز کاهش می یابد. گزینه ۱

کدام گزینه صحیح است:



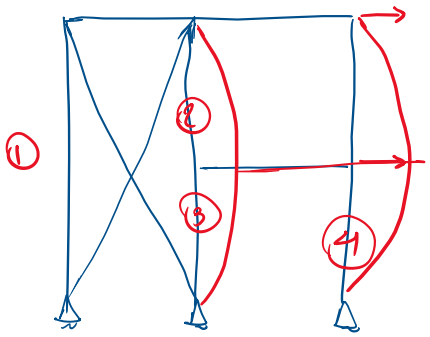
۱- $K1=1$ و $K2,K3,K4\geq 1$

۲- $K1,K2,K3,K4\leq 1$

۳- $K3\geq 1$ و $K1,K2,K4\leq 1$

۴- $K4\geq 1$ و $K1,K2,K3\leq 1$

می‌توان کابل را حذف کرد چون همیشه است تحت فشار قرار گیرد.



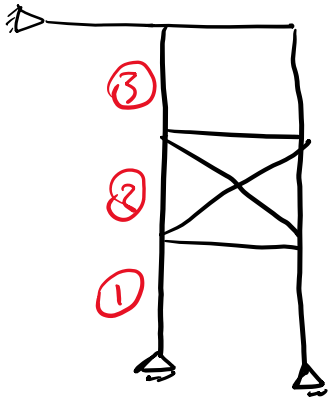
ستون ۱ کاملاً صلب فرض می‌شود $k_1=1$

ستون‌های 2، 3 و 4 صلب فرض می‌شوند و

$k_2,k_3,k_4\geq 1$

گزینه ۱

کدام گزینه صحیح است:

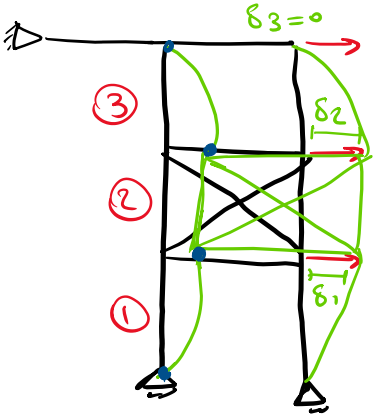


۱- K2=1 و K1,K3 ≥1

۲- K1,K2, K3 =1

۳- K3≥1 و K1,K2 =1

۴- K1≥1 و K2,K3=1



$\delta_1 = \delta_2$ ⇒ تغییرمکان بنی در دو سمت ستون

و صلبیت پس ستون ۲ صلب در نظر گرفته می‌شود. $k_2 = 1$

اما دو سر دهانه ستون ① و ③ نسبت به هم

تغییرمکان نسبی دارند، بنابراین ستون‌های ① و ③ صلب در نظر گرفته نمی‌شوند.

$k_1, k_3 > 1$

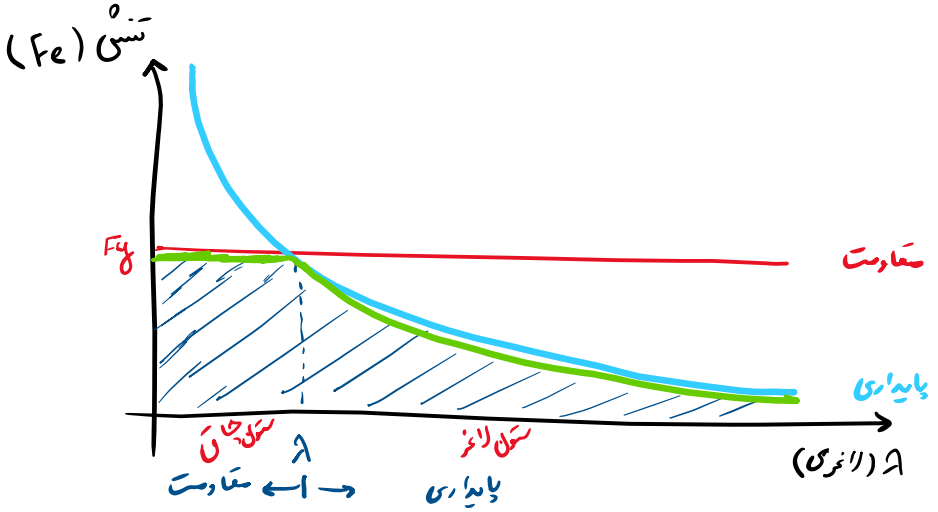
گزینه ۱

مهم

طراحی اعضای فشاری (ستون ها):

ستون ها (اعضای فشاری)
(کمانش خمشی)

- پایداری (کمانش) ← $F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ تنش
- مقاومت (تسلیم) ← $F_e = F_y$



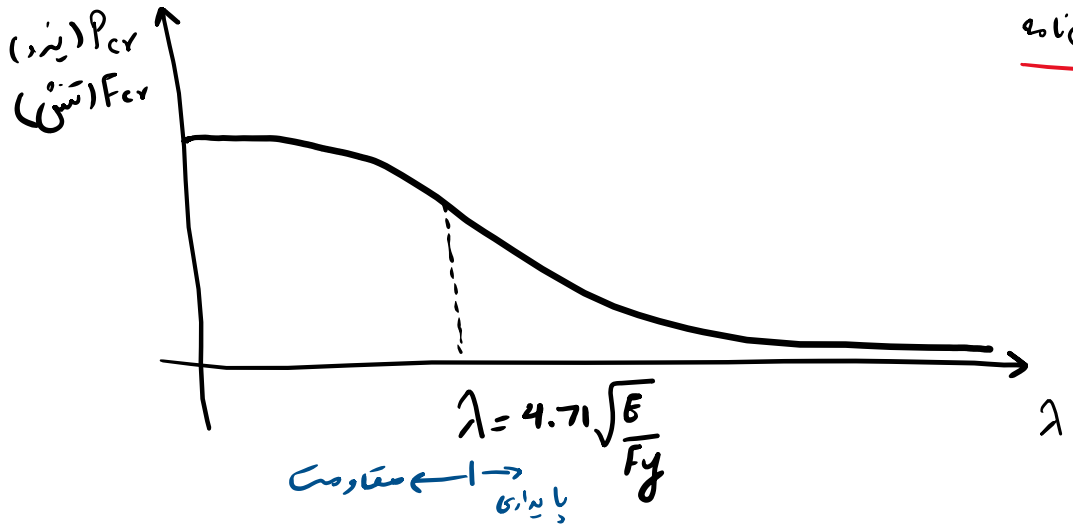
تئوری

$\lambda_x = \frac{k_x l_x}{r_x}$

$\lambda_y = \frac{k_y l_y}{r_y}$

آیین نامه

$\lambda = \max_{des}\{\lambda_x, \lambda_y\}$

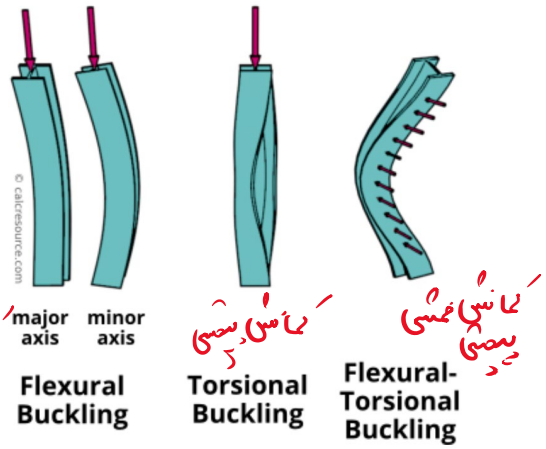


۱۰-۲-۴-۱ الزامات عمومی

اعضای فشاری می‌توانند از نیمرخ تک، نیمرخ‌های مرکب و نیمرخ‌های ساخته‌شده از ورق یا ترکیبی از ورق و نیمرخ باشند.

در روش LRFD مقاومت فشاری طراحی اعضا برابر $\phi_c P_n$ و در روش ASD مقاومت فشاری مجاز اعضا برابر P_n/Ω_c است. P_n مقاومت فشاری اسمی است که باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی کمانش خمشی، کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی (حسب مورد) در نظر گرفته شود. در طراحی اعضای فشاری مقدار ϕ_c برابر 0.9 و مقدار Ω_c برابر 1.67 است.

حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری براساس شکل مقطع، مطابق جدول ۱۰-۲-۴-۱ انتخاب می‌شود



در کل این آیین نامه در روش LRFD، تمت ترکیبات بارگذاری مربوط به این روش، حداکثر نیروی ایجاد شده در عضو محاسبه شده و به آن مقاومت مورد نیاز (P_u) می گوییم، در نهایت طراحی باید بگونه ای انجام شود که:

$$P_u \le \phi P_n$$ ← مقاومت مورد نیاز ، مقاومت طراحی

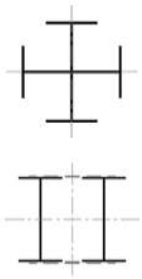
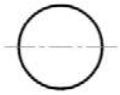
در روش ASD، تمت ترکیبات بارگذاری بدون ضریب این روش مقاومت مورد نیاز (P_u) محاسبه شده و در نهایت طراحی باید بگونه ای باشد که:

$$P_u \le \frac{P_n}{\Omega}$$ ← مقاومت مورد نیاز ، مقاومت مجاز

@rjavanmardi

۱۰-۲ الزامات طراحی

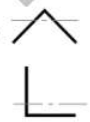
جدول ۱۰-۲-۴-۱: حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف

حالت	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی برای مقاطع بدون اجزای لاغر	بند مربوطه	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی برای مقاطع دارای اجزای لاغر	بند مربوطه
۱	مقاطع I شکل دارای دو محور تقارن		- کمانش خمشی حول هر یک از محورهای اصلی مقطع - کمانش پیچشی حول محور طولی عضو	۱۰-۴-۲-۳ ۱۰-۴-۲-۴	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول هر یک از محورهای اصلی مقطع - کمانش پیچشی حول محور طولی عضو	۱۰-۴-۲-۷
۲	مقاطع I شکل با یک محور تقارن و مقاطع ناودانی		- کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش‌خمشی- پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو	۱۰-۴-۲-۳ ۱۰-۴-۲-۴	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش‌خمشی-پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو	۱۰-۴-۲-۷
۳	مقاطع صلیبی یا ساخته‌شده (مرکب) دارای دو محور تقارن		- کمانش خمشی حول هر یک از محورهای اصلی مقطع - کمانش پیچشی حول محور طولی عضو	۱۰-۴-۲-۳ ۱۰-۴-۲-۴ ۱۰-۴-۲-۶	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول هر یک از محورهای اصلی مقطع - کمانش پیچشی حول محور طولی عضو	۱۰-۴-۲-۷ ۱۰-۴-۲-۶
۴	مقاطع توخالی مستطیلی شکل		- کمانش خمشی حول محورهای اصلی مقطع	۱۰-۴-۲-۳	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول محورهای اصلی مقطع	۱۰-۴-۲-۷
۵	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل		- کمانش خمشی حول هر محور دلخواه مقطع	۱۰-۴-۲-۳	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول هر محور دلخواه مقطع	۱۰-۴-۲-۷

jnpr.ir

@rjavanmardi

ادامهٔ جدول ۱۰-۲-۴-۱: حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف

حالت	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی برای مقاطع بدون اجزای لاغر	بند مربوطه	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی برای مقاطع دارای اجزای لاغر	بند مربوطه
۶	مقاطع سپری		- کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش خمشی- پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۳ ۱۰-۲-۴-۴	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش خمشی-پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۷
۷	مقاطع مرکب از دو نبمرخ نبشی پشت‌به‌پشت		- کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش خمشی- پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۳ ۱۰-۲-۴-۴ ۱۰-۲-۴-۶	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش خمشی-پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۷ ۱۰-۲-۴-۶
۸	مقاطع نبشی تک		- کمانش خمشی - کمانش خمشی-پیچشی	۱۰-۲-۴-۵	- کمانش موضعی - کمانش خمشی - کمانش خمشی-پیچشی	۱۰-۲-۴-۷
۹	مقاطع توپر		- کمانش خمشی حول محورهای اصلی	۱۰-۲-۴-۳	موضوعیت ندارد	-
۱۰	مقاطع بدون محور تقارن غیر از نبشی‌های تک		- کمانش خمشی- پیچشی حول محورهای اصلی مقطع و حول محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۴	- کمانش موضعی - کمانش خمشی-پیچشی حول محورهای اصلی مقطع و حول محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۷

۱۰-۲-۴-۲ نسبت لاغری

ضریب طول مؤثر (K)، برای محاسبهٔ نسبت لاغری اعضا $\left(\frac{KL}{r}\right)$ و محاسبهٔ مقاومت اسمی آن‌ها، باید مطابق با ضوابط بخش ۱۰-۲-۱ این مبحث تعیین شود که در آن:

L= طول مهارنشدهٔ عضو حول محور کمانش موردنظر

r= شعاع ژیراسیون مقطع عضو حول محور کمانش موردنظر

نسبت لاغری $\left(\frac{KL}{r}\right)$، اعضایی که برای تحمل نیروی محوری فشاری طراحی می‌شوند، نباید از 200 بیشتر شود.

$\lambda \leq 200$ عضو فشاری

@rjavanmardi

۱۰-۲-۴-۳ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش خمشی در اعضای با مقطع بدون اجزای لاغر

مقاومت فشاری اسمی (P_n)، اعضای فشاری با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن بدون اجزای لاغر براساس کمانش خمشی حول محور موردنظر با استفاده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad (۱۰-۲-۴-۱)$$

که در آن:

A_g = سطح مقطع کلی عضو

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

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

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y \qquad (۱۰-۲-۴-۲)$$

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

$$F_{cr} = 0.877 F_e \qquad (۱۰-۲-۴-۳)$$

در روابط فوق:

$\frac{KL}{r}$ = نسبت لاغری عضو حول محور کمانش موردنظر

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

K = ضریب طول مؤثر حول محور کمانش موردنظر مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۱

L = طول مهارنشدهٔ عضو حول محور کمانش موردنظر

r = شعاع ژیراسیون مقطع عضو حول محور کمانش موردنظر

@rjavanmardi

F_e = تنش کمانش الاستیک که مقدار آن عبارت است از:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \qquad (۴-۴-۲-۱۰)$$

الگوریتم مقاومت فشاری ستون (کمانش خمشی)

$\lambda = \frac{kl}{r}$, $F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$

$\lambda \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ↓ $F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}})F_y$

$\lambda > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ↓ $F_{cr} = 0.877\,F_e$

مقاومت اسمی فشاری $P_n = F_{cr} A_g$

مقاومت فشاری در LRFD $\phi P_n = \phi F_{cr} A_g$

مقاومت مجاز در روش ASD $\frac{P_n}{\Omega} = \frac{F_{cr} A_g}{\Omega}$

مقادیر Fcr در جدول باید بر ۱۰ تقسیم شده تا برحسب MPa شوند.

Fy=290 MPa

ST37, F_y=2400 kg/cm^2, E=2*10^6

λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}
1	2400	51	2102	101	1428	151	759
2	2400	52	2091	102	1413	152	749
3	2399	53	2080	103	1399	153	740
4	2398	54	2069	104	1384	154	730
5	2397	55	2058	105	1369	155	721
6	2396	56	2046	106	1355	156	711
7	2394	57	2034	107	1340	157	702
8	2392	58	2022	108	1326	158	693
9	2390	59	2010	109	1311	159	685
10	2388	60	1998	110	1297	160	676
11	2385	61	1986	111	1282	161	668
12	2382	62	1974	112	1268	162	660
13	2379	63	1961	113	1253	163	652
14	2376	64	1948	114	1239	164	644
15	2373	65	1936	115	1224	165	636
16	2369	66	1923	116	1210	166	628
17	2365	67	1910	117	1196	167	621
18	2361	68	1897	118	1182	168	613
19	2356	69	1884	119	1167	169	606
20	2352	70	1870	120	1153	170	599
21	2347	71	1857	121	1139	171	592
22	2342	72	1843	122	1125	172	585
23	2336	73	1830	123	1111	173	578
24	2331	74	1816	124	1097	174	572
25	2325	75	1803	125	1084	175	565
26	2319	76	1789	126	1070	176	559
27	2313	77	1775	127	1056	177	553
28	2306	78	1761	128	1043	178	546
29	2299	79	1747	129	1029	179	540
30	2293	80	1733	130	1016	180	534
31	2285	81	1719	131	1002	181	528
32	2278	82	1705	132	989	182	523
33	2271	83	1690	133	976	183	517
34	2263	84	1676	134	962	184	511
35	2255	85	1662	135	949	185	506
36	2247	86	1647	136	936	186	500
37	2238	87	1633	137	922	187	495
38	2230	88	1618	138	909	188	490
39	2221	89	1604	139	896	189	485
40	2212	90	1589	140	883	190	480
41	2203	91	1575	141	871	191	475
42	2194	92	1560	142	859	192	470
43	2184	93	1545	143	847	193	465
44	2175	94	1531	144	835	194	460
45	2165	95	1516	145	823	195	455
46	2155	96	1502	146	812	196	451
47	2145	97	1487	147	801	197	446
48	2134	98	1472	148	790	198	442
49	2124	99	1457	149	780	199	437
50	2113	100	1443	150	769	200	433

ST52, F_y=3600 kg/cm^2, E=2*10^6

λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}	λ	F_{cr}
1	3600	51	2952	101	1652	151	759
2	3599	52	2929	102	1627	152	749
3	3598	53	2905	103	1602	153	740
4	3596	54	2882	104	1577	154	730
5	3593	55	2858	105	1552	155	721
6	3590	56	2834	106	1527	156	711
7	3587	57	2809	107	1502	157	702
8	3582	58	2785	108	1478	158	693
9	3578	59	2760	109	1454	159	685
10	3573	60	2735	110	1429	160	676
11	3567	61	2710	111	1406	161	668
12	3561	62	2685	112	1380	162	660
13	3554	63	2659	113	1356	163	652
14	3547	64	2633	114	1332	164	644
15	3539	65	2608	115	1309	165	636
16	3530	66	2582	116	1287	166	628
17	3521	67	2556	117	1265	167	621
18	3512	68	2529	118	1243	168	613
19	3502	69	2503	119	1222	169	606
20	3492	70	2477	120	1202	170	599
21	3481	71	2450	121	1182	171	592
22	3469	72	2424	122	1163	172	585
23	3458	73	2397	123	1144	173	578
24	3445	74	2370	124	1126	174	572
25	3432	75	2343	125	1108	175	565
26	3419	76	2316	126	1090	176	559
27	3405	77	2290	127	1073	177	553
28	3391	78	2263	128	1057	178	546
29	3376	79	2236	129	1040	179	540
30	3361	80	2209	130	1024	180	534
31	3345	81	2182	131	1009	181	528
32	3329	82	2155	132	994	182	523
33	3313	83	2128	133	979	183	517
34	3296	84	2101	134	964	184	511
35	3279	85	2074	135	950	185	506
36	3261	86	2047	136	936	186	500
37	3243	87	2020	137	922	187	495
38	3224	88	1993	138	909	188	490
39	3205	89	1967	139	896	189	485
40	3186	90	1940	140	883	190	480
41	3166	91	1913	141	871	191	475
42	3146	92	1887	142	859	192	470
43	3126	93	1860	143	847	193	465
44	3105	94	1834	144	835	194	460
45	3084	95	1808	145	823	195	455
46	3063	96	1781	146	812	196	451
47	3041	97	1755	147	801	197	446
48	3019	98	1729	148	790	198	442
49	2997	99	1704	149	780	199	437
50	2975	100	1678	150	769	200	433

Fy = 360 MPa

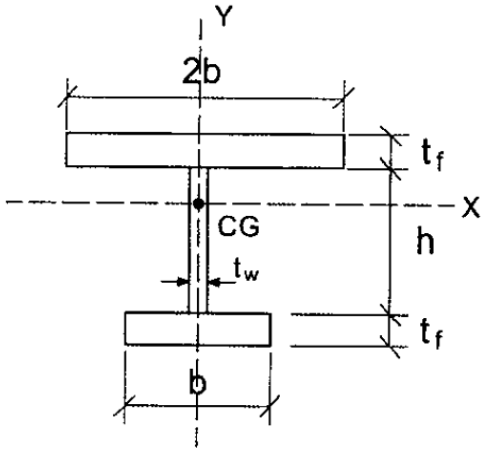
برای یک عضو فشاری از مقطع شکل زیر استفاده شده است. برای تعیین F_{cr} این عضو کنترل کدام‌یک از حالت‌های حدی زیر موضوعیت دارد؟

۱) کمانش خمشی حول محور y

۲) کمانش خمشی - پیچشی حول محورهای x و z

۳) کمانش پیچشی حول محور z

۴) کمانش خمشی - پیچشی حول محورهای y و z



اردیبهشت ۱۴۰۲

در این سوال محور تقارن مقطع، محور y می باشد
بنا براین کمانش خمشی حول محور x باید بررسی گردد و کمانش پیچشی حول محور تقارن (y) و طولی عضو (z) کنترل شود

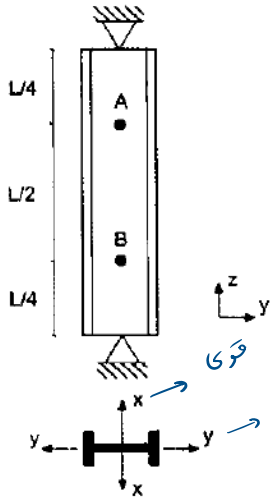
ستون دو سر مفصل نمایش داده شده در شکل زیر دو تکیه‌گاه جانبی عمود بر جان در نقاط A و B دارد. حداقل مقدار I_x برای آنکه کمانش حول محور x تعیین‌کننده نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید کمانش پیچشی ستون در طراحی کنترل‌کننده نبوده و استفاده از نتایج تحلیل دقیق مدنظر نیست).

۱) $4I_y$

۲) $\frac{1}{2} I_y$

۳) I_y

۴) $2I_y$



قوی

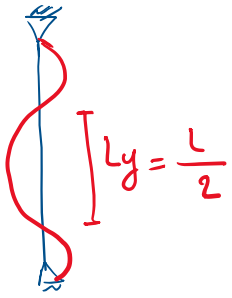
ضعیف

برای آنکه کمانش حول محور x تعیین‌کننده نباشد، $\lambda_y \geq \lambda_x$ باشد.

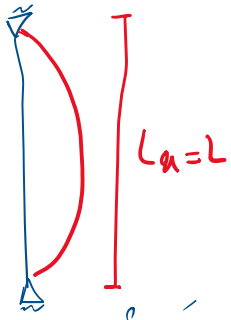
مهر ۹۶

$\lambda_y = \frac{k_y l_y}{r_y}$, $\lambda_x = \frac{k_x l_x}{r_x}$

ستون دو سر مفصل $k_x = k_y = 1$



کمانش حول محور y



کمانش حول محور x

$\lambda_y \geq \lambda_x \Rightarrow \frac{1 \times \frac{l}{2}}{r_y} \geq \frac{1 \times l}{r_x}$, $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$, $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$

$\Rightarrow \frac{1}{2\sqrt{\frac{I_y}{A}}} \geq \frac{1}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} \Rightarrow I_x \geq 4 I_y$

گزینه ۱

در یک ستون فولادی با مقطع قوطی شکل (HSS) و دارای اجزاء غیرلاغر، به ازای چه مقدار $\frac{KL}{r}$ ، مقاومت فشاری اسمی مقطع ناشی از کمانش خمشی حدوداً نصف مقاومت فشاری تسلیم خواهد بود؟ (نزدیک‌ترین گزینه به جواب مدنظر است)

$E=2\times10^5$ MPa و $F_y=240$ MPa

۱) 105 ۲) 117 ۳) 136 ۴) 142

شهریور ۱۴۰۱

$P_n = F_{cr} A_g$ مقاومت فشاری اسمی ناشی از کمانش خمشی

$P_y = F_y A_g$ مقاومت فشاری تسلیم

$P_n = 0.5 P_y \Rightarrow F_{cr} = 0.5 F_y$

با توجه به جدول ص 58 و برای $F_y = 240MPa$ تقریبا به ازای $\lambda = 117$ ، F_{cr} نصف یا همان 120MPa می‌شود.

$\Rightarrow \lambda = 117$ گزینه ۲

ستون قوطی نوردشده با ابعاد 5×100×100 میلی‌متر به‌صورت دو سر ساده مفروض است. اگر تنش فشاری اسمی ناشی از کمانش خمشی این ستون برابر 35 درصد تنش تسلیم باشد، طول ستون برحسب متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟
مشخصات قوطی به‌صورت زیر است:

$$A_g = 18.7 \times 10^2\ mm^2, \quad r_x = r_y = 38.6\ mm, \quad F_y = 240\ MPa, \quad E = 2\times10^5\ MPa$$

۱) 6.0 ۲) 4.5 ۳) 5.0 ۴) 5.5

بهمن ۹۴

$F_{cr} = 0.35\,F_y = 84\,MPa \xrightarrow{\text{از جدول}} \lambda = 143.5$

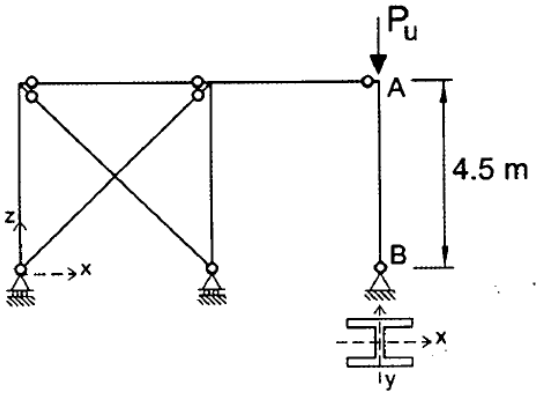
$\Rightarrow \lambda = \frac{kL}{r} \Rightarrow 143.5 = \frac{1 \times L}{38.6\,mm} \Rightarrow L \le 5530\,mm = 5.5\,m$

گزینه ۴

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

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

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



۱) 547
۲) 492
۳) 443
۴) 403

اردیبهشت ۹۷

$$\lambda_{max} = \frac{KL}{r_{min}} = \frac{1\times4500\ mm}{30mm} = 150$$

$$\lambda = 150 \xrightarrow[\text{جدول}]{} F_{cr} = 76.9$$

$$P_u = \phi P_n = \phi F_{cr} A_g = 0.9 \times 76.9 \times 6400 = 442.9\ kN$$ گزینه ③

در روش ASD

$$P_u = \frac{P_n}{\Omega} = \frac{F_{cr} A_g}{1.67} = \frac{76.9 \times 6400}{1.67} = 294\ kN$$

$$\lambda = 150 > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135 \Rightarrow$$ محاسبه F_{cr} از فرمول کمانش یاطاری

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 0.877 \times \frac{12^2 G}{150^2} = 76.9\ MPa$$

مقدار مقاومت فشاری طراحی اعضای فشاری با مقطع بدون اجزای لاغر، در مرز کمانش خمشی غیرالاستیک و الاستیک ($\frac{KL}{r} = 4.71\sqrt{E/F_y}$) به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در روش LRFD

۱) $0.35A_gF_y$

۲) $0.39A_gF_y$

۳) $0.44A_gF_y$

۴) $0.877A_gF_y$

مهر ۹۸

$\lambda = 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ⟵ در این مورد از هر دو فرمول می‌توان استفاده کرد.

پایداری $F_{cr} = 0.877F_e = 0.877\frac{\pi^2E}{\lambda^2} = 0.877 \times \frac{\pi^2E}{4.71^2 \times \frac{E}{F_y}} = 0.389F_y$

$\phi P_n = 0.9F_{cr}A_g = 0.9 \times 0.389F_yA_g = 0.35F_yA_g$

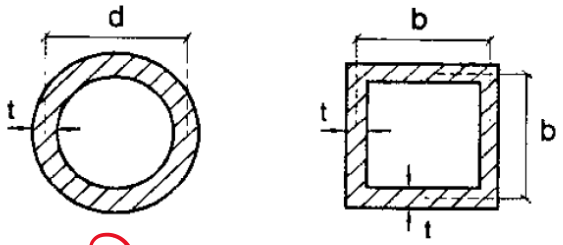
گزینه ۱

در روش ASD

$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{F_{cr}A_g}{1.67} = \frac{0.389F_yA_g}{1.67} = 0.233F_yA_g$

معیار پایداری

فرض کنید در یک ستون دو سر مفصلی فولادی به طول L حالت حدی کمانش خمشی الاستیک تعیین‌کننده مقاومت محوری فشاری طراحی آن است ($F_e<0.44\ F_y$). به ازای کدامیک از مقادیر زیر مقاومت محوری فشاری طراحی عضو مذکور برای هر دو مقطع جدار نازک نشان داده شده در شکل زیر حدوداً یکسان است؟ (فرض کنید هر دو مقطع دارای اجزای غیرلاغر بوده و $F_y=240\ MPa$ است).



۱) ۲)

۱) $d \approx 1.44b$

۲) $d \approx 1.20b$

۳) $d \approx 1.27b$

۴) $d \approx 1.33b$

مهر ۹۶

$$(\phi P_n)_1 = (\phi P_n)_2 \Rightarrow (\phi F_{cr} A_g)_1 = (\phi F_{cr} A_g)_2$$

$F_{cr}=0.877F_e$ ← معیار پایداری

$$\lambda = \frac{kl}{r},\quad r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\left(\frac{0.877\pi^2 E}{\lambda^2} A_g\right)_1 = \left(\frac{0.877\pi^2 E}{\lambda^2} A_g\right)_2 \Rightarrow \left(\frac{A_g \times \frac{I}{A_g}}{(kl)^2}\right)_1 = \left(\frac{A_g \times \frac{I}{A_g}}{(kl)^2}\right)_2$$

$\Rightarrow I_1 = I_2$ ← برای برابر بودن مقاومت فشاری ممان اینرسی دو عضو باید با هم برابر باشد.

$$\Rightarrow \pi r^3 t = \frac{2}{3} b^3 t$$

$$\Rightarrow r = 0.596b \Rightarrow d = 1.193b$$

گزینه ۲

ممان اینرسی دایره جدارنازک

$$I = \pi r^3 t$$

ممان اینرسی مربع جدارنازک

$$I = \frac{2}{3} b^3 t$$

۱۰-۲-۴-۴ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی در اعضای با مقطع بدون اجزای لاغر

همان‌طور که در جدول ۱۰-۲-۴-۱ نیز عنوان شده است، الزامات این بند برای تعیین مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری با مقاطع دارای دو محور تقارن، یک محور تقارن و نامتقارن مورد استفاده قرار می‌گیرد.

مقاومت فشاری اسمی (P_n) در اعضای فشاری با مقاطع بدون اجزای لاغر براساس کمانش پیچشی و کمانش خمشی- پیچشی (حسب مورد) برابر $F_{cr}A_g$ است که در آن A_g سطح مقطع کلی عضو و F_{cr} تنش فشاری بوده که مقدار آن با استفاده از روابط ۱۰-۲-۴-۲ و ۱۰-۲-۴-۳ ولی براساس تنش‌های کمانش پیچشی الاستیک و خمشی- پیچشی الاستیک (F_e) که برای حالت‌های مختلف به شرح زیر تعیین می‌شود، به‌دست می‌آید:

الف) برای مقاطع دارای دو محور تقارن براساس حالت حدی کمانش پیچشی حول محور طولی مار بر مرکز برش:

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ\right)\frac{1}{I_x + I_y} \qquad (۱۰-۲-۴-۵)$$

ب) برای مقاطع با یک محور تقارن که محور تقارن آن‌ها y نام‌گذاری شده است، براساس حالت حدی کمانش خمشی-پیچشی حول محور y و محور طولی مار بر مرکز برش:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}}\right] \qquad (۱۰-۲-۴-۶)$$

@rjavanmardi

۲-۱۰ الزامات طراحی

پ) برای مقاطع نامتقارن، براساس حالت حدی کمانشی خمشی- پیچشی حول محورهای اصلی مقطع و محور طولی ماربر مرکز برش، F_e عبارت است از کوچک‌ترین ریشهٔ معادلهٔ درجه سوم زیر:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0$$

(۷-۴-۲-۱۰)

در روابط فوق:

C_w = ثابت تابیدگی

K_z = ضریب طول مؤثر برای کمانش پیچشی، مقدار این ضریب به‌طور محافظه‌کارانه می‌تواند برابر یک انتخاب گردد. ولی در مواردی که فقط یک انتها یا هر دو انتهای ستون در برابر تابیدگی مقید شده باشند، این ضریب می‌تواند برابر 0.7 برای حالت فقط در یک انتها مقید یا برابر 0.5 برای حالت در هر دو انتها مقید، در نظر گرفته شود. مقید شدن در برابر تابیدگی می‌تواند از طریق جعبه‌ای کردن مقطع در انتها در طولی حداقل برابر بزرگ‌ترین بعد مقطع ستون انجام شود.

J = ثابت پیچشی

G = مدول الاستیسیتهٔ برشی $G = \frac{1}{2.6}E$ (با فرض $\nu = 0.3$)

x_o و y_o = مختصات مرکز برش نسبت به مرکز سطح در راستای محورهای اصلی x و y

r_x و r_y = شعاع ژیراسیون حول محورهای اصلی x و y

$\bar{r}_o$ = شعاع ژیراسیون قطبی نسبت به مرکز برش که از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

(۸-۴-۲-۱۰)

A_g= سطح مقطع کلی عضو

H = ضریبی است که از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2}$$

(۹-۴-۲-۱۰)

F_{ex}، F_{ey} و F_{ez} از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2}$$

(۱۰-۴-۲-۱۰)

@rjavanmardi

مبحث دهم

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} \qquad (۱۱-۴-۲-۱۰)$$

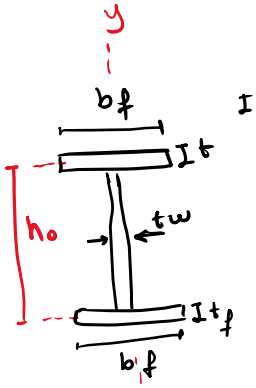
$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ\right] \frac{1}{A_g \bar{r}_o^2} \qquad (۱۲-۴-۲-۱۰)$$

I_x و I_y = ممان اینرسی حول محورهای اصلی

L_x، L_y و L_z = طول مهارنشدهٔ عضو به ترتیب حول محورهای کمانش x، y و z

K_x و K_y = ضریب طول مؤثر برای کمانش خمشی حول محورهای اصلی x و y

تبصره: برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن، C_w را می‌توان مساوی $I_y h_o^2/4$ در نظر گرفت که در آن h_o فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌ها است. برای مقاطع ناودانی، C_w را می‌توان برابر $\frac{t_f b^3 h^2}{12}\left(\frac{3bt_f+2ht_w}{6bt_f+ht_w}\right)$ در نظر گرفت که در آن b، t_f، h و t_w به ترتیب عرض بال، ضخامت بال، ارتفاع و ضخامت جان ناودانی هستند. برای مقاطع سپری و نبشی جفت پشت‌به‌پشت، در محاسبهٔ F_{ez} می‌توان از جملات حاوی C_w صرف‌نظر کرد و x_o را مساوی صفر در نظر گرفت.



$I_y = 2 \times \frac{1}{12} b_f^3 \times t_f$

مشابهت پشت به پشت

آلترناتیو مقاومت فشاری ستون با یک محور تقارن
با درنظرگرفتن کمانش خمشی و کمانش خمشی پیچشی

1) $\lambda_y \Rightarrow F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$ $\quad \lambda_x \Rightarrow F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}$

2) $x_o, y_o, \bar{r}_o^2, H, J, C_w$

$\Rightarrow F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(k_z l)^2} + GJ\right] \frac{1}{A_g \bar{r}_o^2}$

3) $F_{eT} = \left(\frac{F_{ey}+F_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{ey} F_{ez} H}{(F_{ey}+F_{ez})^2}}\right]$

4) $F_e = \min\{F_{eT}, F_{ey}, F_{ex}\}$

5) $\frac{F_y}{F_e} \geq 2.25 \Rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$

$\frac{F_y}{F_e} < 2.25 \Rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$

6) $P_n = F_{cr} A_g \quad \phi P_n = \phi F_{cr} A_g$ (LRFD), $\frac{P_n}{\Omega}$ (ASD)

آلترناتیو مقاومت فشاری ستون با دو محور تقارن
با درنظرگرفتن کمانش خمشی (F) - کمانش خمشی پیچشی (T)

1) $J, C_w \Rightarrow F_{eT} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(k_z l)^2} + GJ\right]\left(\frac{1}{I_x+I_y}\right)$

2) $\lambda \Rightarrow F_{eF} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$

3) $F_e = \min\{F_{eF}, F_{eT}\}$

4) $\frac{F_y}{F_e} \geq 2.25 \Rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$

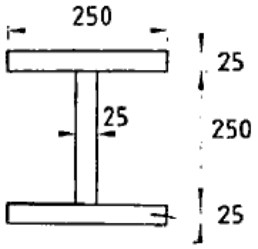
$\frac{F_y}{F_e} < 2.25 \Rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$

5) $P_n = F_{cr} A_g \quad \phi P_n = \phi F_{cr} A_g$ (LRFD), $\frac{P_n}{\Omega}$ (ASD)

مقاومت اسمی — مقاومت طراحی — مقاومت فشاری مجاز

@rjavanmardi

ثابت پیچش تابیدگی مقطع نشان‌داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد مقطع برحسب میلی‌متر است)



۱) $1230000\times10^6\ mm^6$

۲) $1850000\times10^6\ mm^6$

۳) $650000\times10^6\ mm^6$

۴) $2420000\times10^6\ mm^6$

اسفند ۹۵

برای مقطع I شکل با دو محور تقارن $C_w = \frac{I_y h_0^2}{4}$ می‌باشد

$I_y = \frac{1}{12} \times 25 \times 250^3 \times 2 = 65429687\ mm^4$

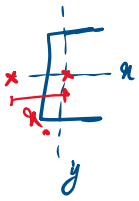
h_0 = مرکز تا مرکز بال‌ها $= 275$

$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = 1.237 \times 10^{12}\ mm^6$ گزینه ۱

یک محور تقارن

مقاومت فشاری اسمی یک ستون فولادی به‌طول 3.2 متر از ناودانی UNP300 براساس حالت حدی کمانش خمشی- پیچشی برحسب kN به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ضریب طول موثر این ستون برای کمانش حول محور تقارن مقطع آن برابر 1.8، عمود بر محور تقارن مقطع برابر 1.0 و حول محور طولی عضو برابر 1.0 می‌باشد). ($F_y = 240 MPa$)

۱) 1075 ۲) 968 ۳) 760 ۴) 685



بهمن ۹۷

$k_x = 1.8$, $k_y = 1$, $k_z = 1$

UNP300 ⟹ (اشتباه) $A_g = 5880 mm^2$, $I_x = 8030 \times 10^4 mm^4$, $I_y = 495 \times 10^4 mm^4$

$r_x = 117 mm$, $r_y = 29 mm$, $x_0 = 54.1 mm$, $y_0 = 0$, $C_w = 68970 \times 10^6 mm^6$

$J = 38.7 \times 10^4 mm^4$

1) $\bar{r}_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} = 17425$, $H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_0^2} = 0.83$, $F_{ez} = 420 MPa$

2) $\lambda_x = \frac{k_x L_x}{r_x} = \frac{1.8 \times 3200 mm}{117 mm} = 49.2 \Rightarrow F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = 814 MPa$

$\lambda_y = \frac{k_y L_y}{r_y} = \frac{1 \times 3200}{29} = 110.3 \Rightarrow F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = 162 MPa$

3) $F_{eT} = 148 MPa$,

4) $F_e = F_{eT} = 148 MPa$ در صورت سؤال فقط کمانش خمشی-پیچشی خواسته

5) $\frac{F_y}{F_e} < 2.25 \Rightarrow F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y \Rightarrow F_{cr} = 121 MPa$

6) $P_n = F_{cr} A_g = 716 kN$

اسی ✓

در یک عضو محوری فشاری با مقطع دارای دو محور تقارن، تنش فشاری ناشی از کمانش پیچشی برابر $F_{cr}=0.6F_y$ محاسبه شده است. مقدار تنش کمانشی پیچشی الاستیک (F_e) این عضو به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) $F_e=0.44F_y$
۲) $F_e=0.73F_y$
۳) $F_e=0.64F_y$
۴) $F_e=0.82F_y$

مرداد ۱۴۰۰

$F_{cr}=0.6F_y \Rightarrow F_e=?$

با فرض اینکه سیار مقاومت بر طرح حاکم باشد ($\frac{F_y}{F_e}\le 2.25$) آنگاه

$F_{cr}=(0.658)^{\frac{F_y}{F_e}}\times F_y \Rightarrow 0.6F_y=(0.658)^{\frac{F_y}{F_e}}F_y$

$0.6=(0.658)^{F_y/F_e} \Rightarrow \log 0.6=\frac{F_y}{F_e}\times \log 0.658$

$\Rightarrow F_e=0.82F_y$ گزینه ۴

فرض $\frac{F_y}{F_e}\le 2.25$ برقرار است ✓

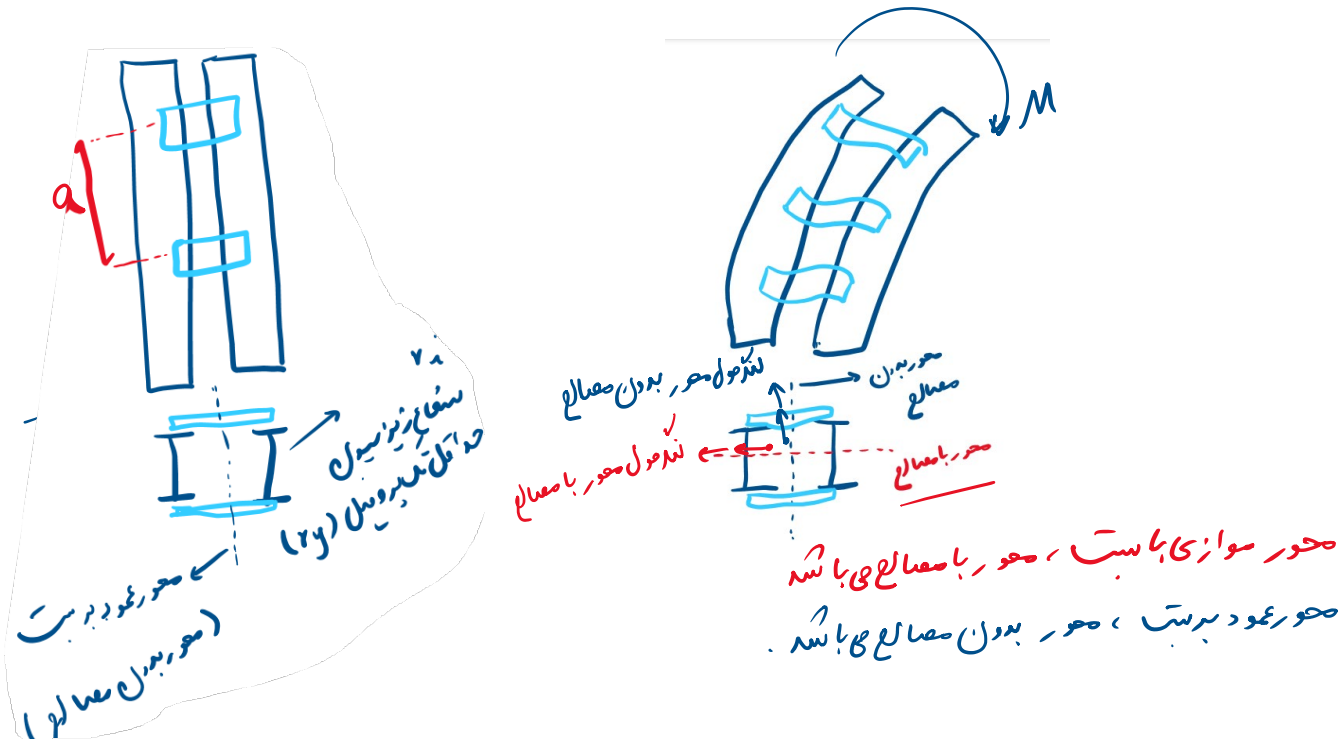
۱۰-۲-۴-۶ اعضای فشاری ساخته‌شده (مرکب)

مقاطع ساخته‌شده موردبحث در این بخش مقاطعی هستند که از دو یا چند نیمرخ با قطعات لقمه بین آن‌ها یا از دو یا چند نیمرخ به همراه ورق سراسری یا بست‌های موازی یا مورب و یا از دو نیمرخ که با پیچ یا جوش به هم متصل شده‌اند، ساخته می‌شوند. مقاومت فشاری اسمی و محدودیت‌های ابعادی این‌گونه مقاطع مطابق با الزامات بندهای ۱۰-۲-۴-۶-۱ و ۱۰-۲-۴-۶-۲ است.

۱۰-۲-۴-۶-۱ مقاومت فشاری اسمی

مقاومت فشاری اسمی مقاطع ساخته‌شده باید براساس الزامات بندهای ۱۰-۲-۴-۳ و ۱۰-۲-۴-۴ یا ۱۰-۲-۴-۷ و با اصلاحات لاغری ارائه‌شده در حالت‌های (الف) و (ب) این بند تعیین شود:

الف) در اعضای فشاری ساخته‌شده که در آن‌ها اتصال قطعات متصل‌کنندهٔ میانی به اجزای مختلف مقطع به‌صورت پیچی و با عملکرد اتکائی است، نسبت لاغری نسبت به محور عمود بر صفحهٔ بست (محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده) باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:



۲-۱۰ الزامات طراحی

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \qquad (۱۰-۴-۲-۱۷)$$

ب) در اعضای فشاری ساخته‌شده که در آن‌ها اتصال قطعات میانی متصل‌کنندهٔ نیمرخ‌های مختلف مقطع به‌صورت جوشی یا پیچی پیش‌تنیده یا لغزش بحرانی است، نسبت لاغری نسبت به محور عمود بر صفحهٔ بست (محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده) باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$\frac{a}{r_i} \le 40 \;:\; \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \qquad (۱۰-۴-۲-۱۸)$$

$$\frac{a}{r_i} > 40 \;:\; \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \qquad (۱۰-۴-۲-۱۹)$$

در روابط فوق:

$(\frac{KL}{r})_m$ = نسبت لاغری اصلاح‌شدهٔ عضو فشاری نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده

$(\frac{KL}{r})_o$ = نسبت لاغری عضو فشاری نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده

K_i = 0.5 برای مقطع نبشی پشت‌به‌پشت، 0.75 برای مقطع ناودانی پشت‌به‌پشت و 0.86 برای سایر مقاطع

a = فاصلهٔ بین متصل‌کننده‌ها

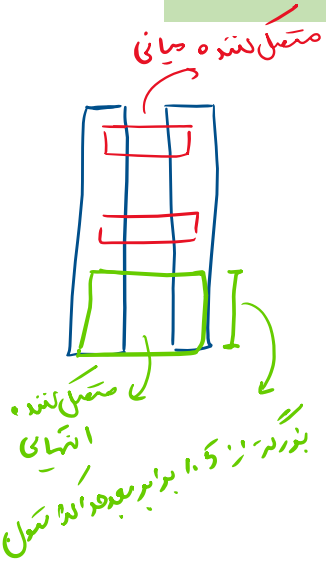
r_i = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخ‌ها

۲-۱۰-۴-۲-۶ محدودیت‌های ابعادی

محدودیت‌های ابعادی نیمرخ‌های اعضای فشاری ساخته‌شده به شرح زیر هستند:

الف) هر یک از نیمرخ‌های اعضای فشاری ساخته‌شده (مرکب) باید در فاصلهٔ a به یکدیگر متصل باشند، به نحوی که ضریب لاغری مؤثر هر یک از نیمرخ‌ها (a/r_i) در این فاصله از $\frac{3}{4}$ نسبت لاغری تعیین‌کنندهٔ کل عضو ساخته‌شده بیشتر نشود. در این محاسبه، r_i شعاع ژیراسیون حداقل هر نیمرخ است.

@rjavanmardi



مبحث دهم

ب) اتصالات متصل‌کننده‌های میانی می‌توانند از نوع جوشی یا پیچی با عملکرد اتکائی، پیش‌تنیده یا لغزش بحرانی باشند، لیکن اتصالات متصل‌کننده‌های انتهایی باید از نوع جوشی یا پیچی پیش‌تنیده یا لغزش بحرانی با وضعیت سطحی کلاس A یا B باشند.

پ) در انتهای اعضای فشاری ساخته‌شده، در محل فشار مستقیم بر کف‌ستون‌ها یا در محل سطوح صاف و تنظیم‌شده در درز وصله‌ها و نیز ناحیهٔ اتصالات تیر به ستون‌های ساخته‌شده، تمامی نیمرخ‌های اعضای ساخته‌شده باید در فاصلهٔ 1.5 برابر بعد حداکثر مقطع ساخته‌شده با پیچ‌هایی که فاصلهٔ محور به محور آن‌ها از یکدیگر حداکثر 4 برابر قطرشان باشد، به یکدیگر متصل شوند. اگر وسیلهٔ اتصال جوش باشد، تمامی نیمرخ‌های متصل به یکدیگر باید در طولی بزرگ‌تر یا مساوی بعد حداکثر مقطع ساخته‌شده، با جوش پیوسته به یکدیگر متصل شوند.

ت) چنانچه عضو فشاری ساخته‌شده، از نیمرخ‌ها و ورق‌های سراسری تشکیل شده باشد، در ناحیهٔ میانی فواصل طولی محور به محور بین پیچ‌ها یا فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع باید به نحوی انتخاب شود که مقاومت لازم تأمین گردد. حداقل و حداکثر فاصلهٔ مرکز سوراخ‌ها تا لبهٔ قطعات متصل‌شونده و نیز حداقل و حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹ را تأمین نماید. همچنین حداکثر فاصلهٔ خالص بین جوش‌های منقطع و فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

(۱) $0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ برابر ضخامت ورق خارجی و حداکثر 300 میلی‌متر برای حالتی که اتصالات در خطوط اتصال مجاور در حالت پس‌وپیش نباشند (روبروی هم باشند).

(۲) $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ برابر ضخامت ورق خارجی و حداکثر 450 میلی‌متر برای حالتی که اتصالات در خطوط اتصال مجاور به حالت پس‌وپیش قرار گیرند.

ث) چنانچه عضو فشاری از نیمرخ‌ها و ورق‌های سوراخ‌دار تشکیل شده باشند، درصورتی‌که ضوابط زیر رعایت شده باشند، بخشی از پهنای این ورق‌ها (پهنای کلی ورق سوراخ‌دار منهای عرض سوراخ) به همراه سطح مقطع نیمرخ‌ها می‌تواند به‌عنوان سطح مقطع خالص جهت کمک به تأمین مقاومت موجود در نظر گرفته شود:

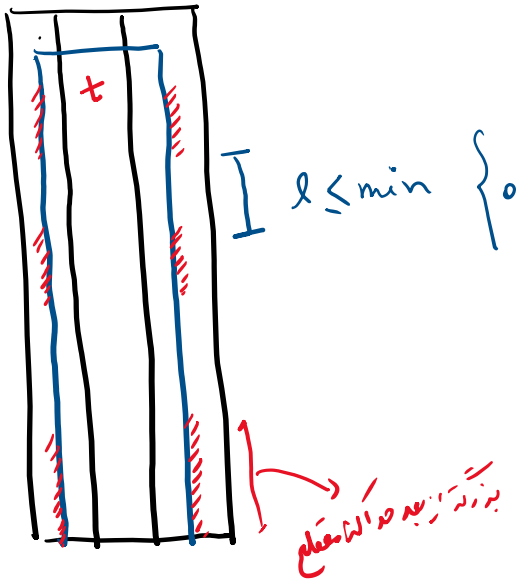
(۱) نسبت پهنای کلی ورق سوراخ‌دار به ضخامت آن از $1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ کمتر باشد.

@rjavanmardi

(۲) نسبت طول سوراخ (در راستای تنش) به عرض سوراخ از 2 بیشتر نباشد.

(۳) فاصلهٔ خالص بین سوراخ‌ها در راستای تنش از فاصلهٔ عرضی متصل‌کننده‌ها کمتر نباشد.

(۴) شعاع پیرامون سوراخ‌ها در تمامی نقاط حداقل 40 میلی‌متر باشد.

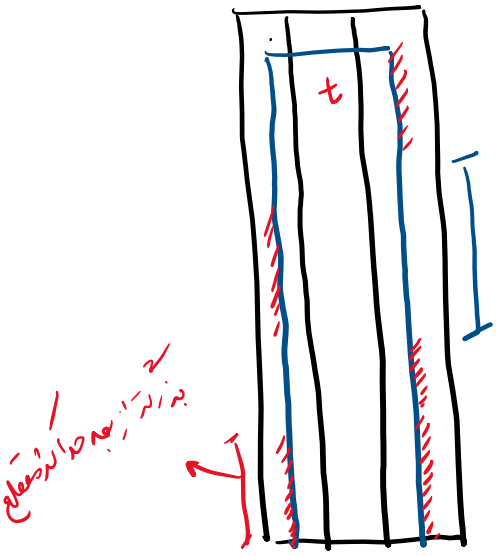


$$l \le \min\left\{0.75\sqrt{\frac{E}{Fy}}\,t\,,\,300mm\right\}$$

ضخامت ورق نازک‌تر

جوش روباه رو

بزرگترین بعد حداکثر مقطع



$$l \le \min\left\{1.12\sqrt{\frac{E}{Fy}}\,t\,,\,450mm\right\}$$

بزرگترین بعد حداکثر مقطع

جوش پس و پیش

ج) چنانچه عضو فشاری ساخته‌شده، از نیمرخ‌ها و بست‌های موازی تشکیل شده باشد، ضوابط زیر باید رعایت شوند:

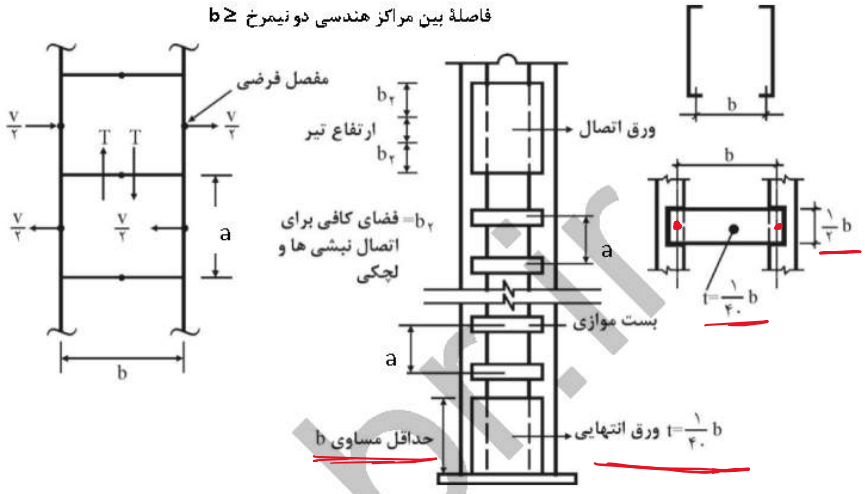
(۱) همانند اجزای کلیهٔ اعضای فشاری، فاصلهٔ بست‌ها از یکدیگر باید به اندازه‌ای باشد که نسبت لاغری مؤثر هر یک از نیمرخ‌های عضو فشاری ساخته‌شده در فاصلهٔ بین مرکز تا مرکز دو بست متوالی، الزامات بند (الف) از محدودیت‌های ابعادی اعضای فشاری ساخته‌شده را تأمین نماید.

(۲) استفاده از تسمه، نبشی یا هر مقطع مناسب دیگر به‌عنوان بست مجاز است، مشروط بر آن که کلیهٔ محدودیت‌های عنوان‌شده در موردهای (۱ تا ۵) از بند (ج) همین قسمت در آن‌ها رعایت شده باشد.

(۳) مشخصات هندسی بست‌های موازی شامل طول، مقطع و وسایل اتصال دو انتهای آن‌ها به عضو فشاری، باید به‌گونه‌ای انتخاب شود که منجر به تأمین مقاومت برشی لازم گردد. مقاومت برشی لازم باید برابر نیروی برشی عضو فشاری در اثر نیروهای خارجی بعلاوه 2 درصد مقاومت فشاری موجود عضو در نظر گرفته شود.

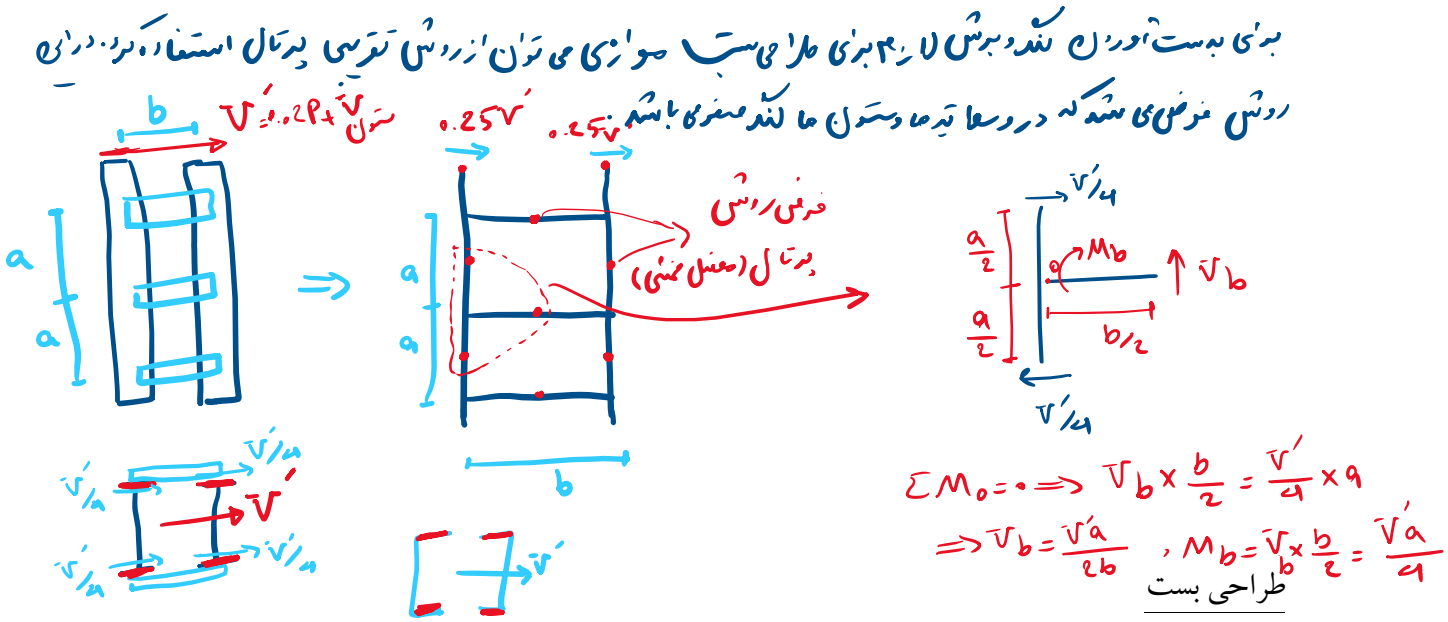
(۴) بست‌های موازی در انتهای عضو فشاری مورب و نیز در محل اتصال تیر به ستون باید محدودیت‌های عنوان‌شده در مورد (۱) از بند (ج) در خصوص ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال را تأمین نماید.

(۵) طول بست‌های میانی نباید از $\frac{b}{2}$ کمتر باشد.



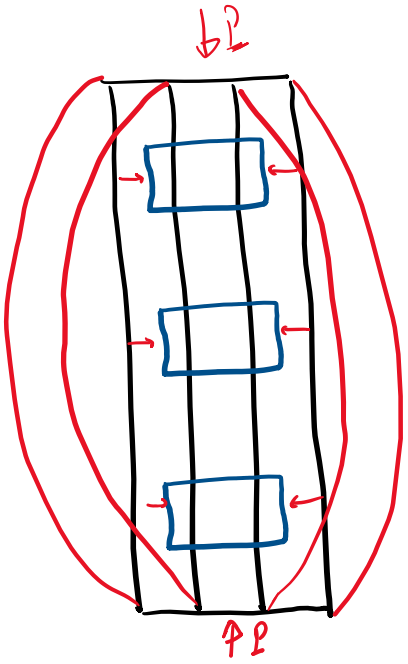
شکل ۱۰-۲-۴-۴: عضو فشاری ساخته‌شده (مرکب) با بست‌های موازی

@rjavanmardi

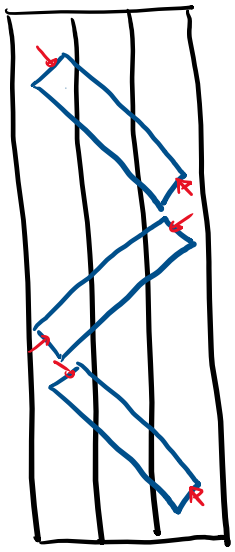


طراحی بست

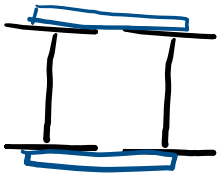
با توجه به وظیفه بست ها که یکپارچه کردن رفتار المان ستون دوبل می باشد، وجود بست ها باعث ایجاد یک برش اضافی در مقطع ستون می شود (به دلیل یک پارچه کردن و جلوگیری از تغییر شکل نسبی ستون ها نسبت به یکدیگر). بست های مورب رفتار مناسب تری نسبت به بست موازی دارند، چون برش به مراتب کمتری را در ستون ایجاد می کنند،



ستون با بست موازی



ستون با بست مورب



آرنیه ی برشی موجود در ستون برای طراحی بست V باشد بنابراین

$$V_b = \frac{V a'}{2b}$$
$$M_b = \frac{V a'}{4}$$

لنگر برشی طراحی متعلق بست و اتصالات آن

آنگاه در طراحی بست ها دو راه داریم:

1) محاسبه ی برش موجود در ستون برای طراحی بست ها

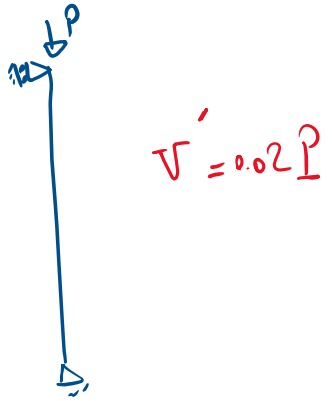
$V' = 0.02P + V$ (برشی موجود در ستون)

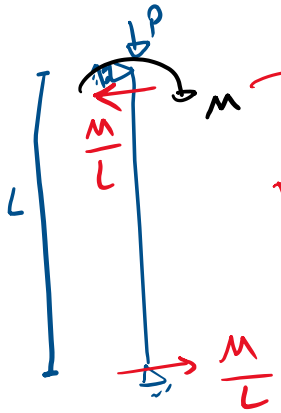
2)

$$V_b = \frac{V a'}{2b}$$
$$M_b = \frac{V a'}{4}$$

برش و لنگر طراحی متعلق بست موازی

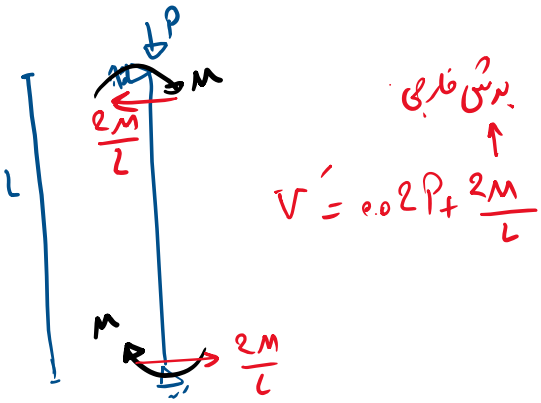
نیروی برشی در نظر گرفته شده در ستون برای طراحی بست ها





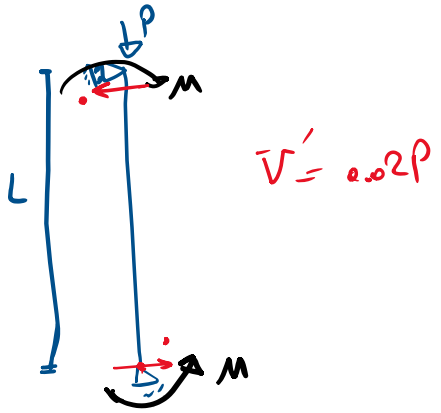
به شرطی که لنگر حول محور بدون حصالع باشد در آن اثر دارد.

$V' = 0.02P + \frac{M}{L}$

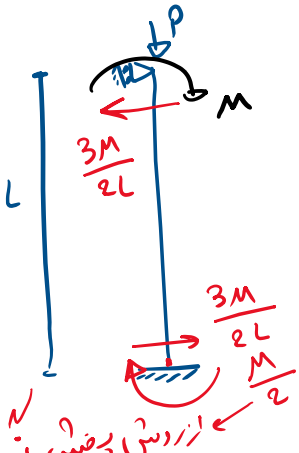


برش خارجی

$\bar{V}' = 0.02P + \frac{2M}{L}$



$\bar{V}' = 0.02P$

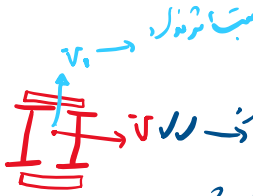


$\bar{V}' = 0.02P + \frac{3M}{2L}$



اگر نداشته باشد $\bar{V}' = 0.02P$

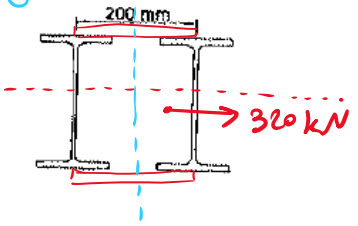
اگر داشته باشد $\bar{V}' = 0.02P + \bar{V}$



اگر برش ایجاد شده در ستون سازی با بست ها باشد آنگاه برروی بست ها اثر دارد. اما اگر این برش عمود بر بست باشد حول محور بادصالح لنگر ایجاد کرده که اثری بر بست ها ندارد.

یک ستون فولادی با مقطع دوبل تیرآهن IPE200 به فاصله 200 میلی‌متر از یکدیگر مفروض است. نیروی محوری نهایی ستون 800 kN و نیروی برشی نهایی ستون درامتداد محور با مصالح برابر 320 kN می‌باشد. درصورتی‌که فاصله مرکز به مرکز ورق بست‌های موازی 400 mm و فاصله مراکز جوش دو طرف ورق بست 200 mm باشد، نیروی برشی نهایی وارد بر هر بست برای طراحی ورق بر حسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقاومت فشاری موجود ستون و نیروی محوری نهایی ستون یکسان بوده و برابر 800 kN فرض شود)

محور بدون مصالح



۱) 16
۲) 32
۳) 48
۴) 96

شهریور ۹۵

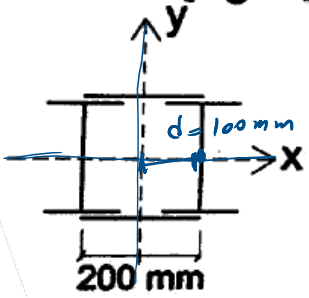
$P = 800\,kN$, $b = 200\,mm$, $a = 400\,mm$

با توجه به اینکه برش در راستای محور با مصالح می‌باشد و با توجه به اینکه برش بست‌ها موازی می‌باشد بنابراین برش 320 kN به بست‌ها اثر دارد.

1) $V' = 0.02P + 320\,kN = 0.02 \times 800 + 320\,kN = 336\,kN$

2) $V_b = \frac{V' a}{2b} = \frac{336 \times 400}{2 \times 200} = 336\,kN$ جواب در گزینه‌هاست

ستونی از 2IPE300 که به فاصله 200 mm از یکدیگر قرار دارند، با بست‌های موازی (که با جوش به ستون متصل شده‌اند) با فاصله‌های محور به محور 1.40 m از هم ساخته شده است. طول ستون 5.5 متر بوده و در دو جهت مهار شده است. برای تعیین مقاومت فشاری اسمی ستون ناشی از حالت حدی کمانش خمشی، مقدار نسبت لاغری طراحی ستون به کدام گزینه نزدیک‌تر می‌باشد؟ (فرض کنید کلیه ضوابط طراحی بست‌ها رعایت می‌شوند).



52 (3 36 (1
63 (4 49 (2

بهمن ۹۷ $b=200mm,\ a=1400mm,\ L=5500mm,\ k=1$

تیرورق $\begin{cases} I_x = 8360\times10^4\ mm^4 \\ I_y = 604\times10^4\ mm^4 \end{cases}$, $A=5380mm^2$, $r_x=125mm$, $r_y=33.5mm$

$\frac{a}{r_i}=\frac{1400}{33.5}=41.79>40 \rightarrow$ لازم است اصلاح لاغری بررسی شود.

$r_{x\,\text{دول}}=\sqrt{\frac{I_{x\,\text{دول}}}{A_{\text{دول}}}}=\sqrt{\frac{2I_x}{2A}}=r_x$ تیر $=125mm$, $\left(\frac{kl}{r}\right)_x=\frac{1\times5500}{125}=44.1$

$r_{y\,\text{دول}}=\sqrt{\frac{I_{y\,\text{دول}}}{A_{\text{دول}}}}=\sqrt{\frac{2(I_y+Ad^2)}{2A}}=\sqrt{\frac{604\times10^4+5380\times100^2}{5380}}=105.4mm$

$\left(\frac{kl}{r}\right)_y=\frac{1\times5500}{105.4}=52.15$

با توجه به فاصله a نیاز به اصلاح لاغری

$\left(\frac{kl}{r}\right)_m=\sqrt{\left(\frac{kl}{r}\right)_y^2+\left(\frac{k_i a}{r_i}\right)^2}=\sqrt{52.15^2+\left(\frac{0.86\times1400}{33.5}\right)^2}=63.3$

$\lambda_{design}=\max\{\lambda_a,\lambda_m\}=63.3$

λ اصلاح شده در راستای y با اثر بست ها

گزینه 4

@rjavanmardi

۱۰-۲-۴-۷ اعضای فشاری دارای اجزای لاغر

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

$$P_n=F_{cr}A_{ec} \qquad (۱۰-۲-۴-۲۰)$$

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

۱۰-۲ الزامات طراحی

F_{cr} = تنش بحرانی که براساس حالت‌های کمانش از روابط بخش‌های ۱۰-۲-۴-۳ و ۱۰-۲-۴-۴ به دست می‌آید. در مورد مقاطع نبشی تک فقط باید از ضوابط بخش ۱۰-۲-۴-۳ برای محاسبهٔ این تنش استفاده شود.

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

پهنای مؤثر کاهش‌یافته (b_e) در اجزای این مقاطع از روابط زیر محاسبه می‌شود. این روابط برای محاسبهٔ ارتفاع مؤثر جان اجزای لاغر (h_e)، یا عمق مؤثر تیغهٔ مقاطع سپری (d_e) نیز قابل‌استفاده هستند.

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

$$b_e = b \qquad (۱۰-۲-۴-۲۱)$$

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

$$b_e = b\left(1 - c_1\sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}\right)\sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \qquad (۱۰-۲-۴-۲۲)$$

در روابط فوق:

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

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

λ = نسبت پهنا به ضخامت جزء

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

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

$$F_{el} = \left(c_2\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2 F_y \qquad (۱۰-۲-۴-۲۳)$$

c_2 = ضرایب تأثیر نقص اولیه که از جدول ۱۰-۲-۴-۲ به دست می‌آید.

inbr.ir
@rjavanmardi

جدول ۱۰-۲-۴-۲: ضرایب تأثیر نقص اولیه در محاسبهٔ بعد مؤثر کاهش‌یافته

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

دولبه مقید

۱۰-۲-۴-۲-۷ مقاطع توخالی دایره‌ای لاغر

در این مقاطع، سطح مقطع مؤثر (A_{ec}) از روابط زیر محاسبه می‌شود:

الف) اگر $\frac{D}{t} \le 0.11\frac{E}{F_y}$ باشد: (لاغر نباشد)

$$A_{ec} = A_g \qquad (۱۰-۲-۴-۲۴)$$

(حاصل لاغر نمی‌باشد)

ب) اگر $0.11\frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45\frac{E}{F_y}$ باشد: (لاغر باشد)

$$A_{ec} = \left[\frac{0.038E}{F_y(\frac{D}{t})} + \frac{2}{3}\right]A_g \qquad (۱۰-۲-۴-۲۵)$$

در روابط فوق:

D = قطر خارجی مقطع توخالی دایره‌ای

t = ضخامت دیوارهٔ مقطع توخالی دایره‌ای

A_g = سطح مقطع کلی عضو

inbr.ir

@rjavanmardi

بسیار مهم

۱۰-۲-۵ الزامات طراحی اعضا برای لنگر خمشی

این بخش به الزامات طراحی اعضایی می‌پردازد که تحت اثر خمش ساده حول هر یک از محورهای اصلی مقطع قرار دارند. در حالت خمش ساده عضو در صفحه‌ای به‌موازات محورهای اصلی و مار بر مرکز برش مقطع بارگذاری شده یا در محل اعمال بار و در تکیه‌گاه‌ها در مقابل پیچش نگهداری شده باشد.

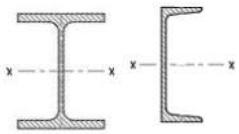
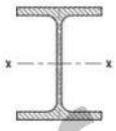
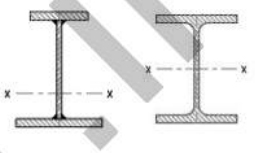
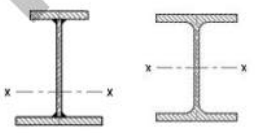
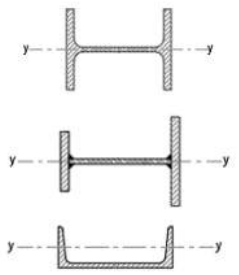
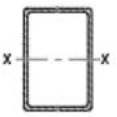
مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۵-۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده تحت اثر خمش حول محور قوی
- ۱۰-۲-۵-۳ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با دو محور تقارن با بال‌های غیرفشرده یا لاغر و جان فشرده تحت اثر خمش حول محور قوی
- ۱۰-۲-۵-۴ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده یا غیرفشرده یا لاغر و جان فشرده یا غیرفشرده تحت اثر خمش حول محور قوی
- ۱۰-۲-۵-۵ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده یا غیرفشرده یا لاغر و جان لاغر تحت اثر خمش حول محور قوی
- ۱۰-۲-۵-۶ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف
- ۱۰-۲-۵-۷ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل تحت اثر خمش حول محورهای قوی و ضعیف
- ۱۰-۲-۵-۸ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع دایره‌ای توخالی
- ۱۰-۲-۵-۹ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع سپری و نبشی جفت با بارگذاری در صفحهٔ تقارن
- ۱۰-۲-۵-۱۰ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع نبشی تک
- ۱۰-۲-۵-۱۱ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع دایره‌ای و چهارگوش توپر
- ۱۰-۲-۵-۱۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع نامتقارن
- ۱۰-۲-۵-۱۳ تناسبات ابعادی مقطع اعضای خمشی
- ۱۰-۲-۵-۱۴ ملاحظات مربوط به بازشو در جان تیرها

@rjavanmardi

مبحث دهم

جدول ۱۰-۲-۵-۱: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی

بند مربوطه	مقطع	لاغری بال	لاغری جان	حالت حدی
۱۰-۵-۲-۲		فشرده	فشرده	تسلیم کمانش جانبی-پیچشی
۱۰-۵-۲-۳		غیرفشرده لاغر	فشرده	کمانش جانبی-پیچشی کمانش موضعی بال
۱۰-۵-۲-۴		فشرده غیرفشرده لاغر	فشرده غیرفشرده	تسلیم کمانش جانبی-پیچشی کمانش موضعی بال تسلیم کششی بال
۱۰-۵-۲-۵		فشرده غیرفشرده لاغر	لاغر	تسلیم، کمانش جانبی-پیچشی کمانش موضعی بال تسلیم کششی بال
۱۰-۵-۲-۶		فشرده غیرفشرده لاغر	کاربرد ندارد	تسلیم کمانش موضعی بال
۱۰-۵-۲-۷		فشرده غیرفشرده لاغر	فشرده غیرفشرده لاغر	تسلیم، کمانش موضعی بال کمانش موضعی جان کمانش جانبی-پیچشی

inbr.ir

@rjavanmardi

ادامهٔ جدول ۱۰-۲-۵-۱: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی

بند مربوطه	مقطع	لاغری بال	لاغری جان	حالت حدی
۱۰-۵-۲-۸		کاربرد ندارد	کاربرد ندارد	تسلیم کمانش موضعی
۱۰-۵-۲-۹		فشرده غیرفشرده لاغر	کاربرد ندارد	تسلیم کمانش جانبی-پیچشی کمانش موضعی بال
۱۰-۵-۲-۱۰		کاربرد ندارد	کاربرد ندارد	تسلیم کمانش جانبی-پیچشی کمانش موضعی ساق
۱۰-۵-۲-۱۱		کاربرد ندارد	کاربرد ندارد	تسلیم کمانش جانبی-پیچشی
۱۰-۵-۲-۱۲	مقاطع نامتقارن به‌غیراز تیشی تک	کاربرد ندارد	کاربرد ندارد	کلیهٔ حالت‌های حدی

۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۱-۱ در روش LRFD مقاومت خمشی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ و در روش ASD مقاومت خمشی مجاز مساوی M_n/Ω_b است که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9، Ω_b ضریب اطمینان برابر 1.67 و M_n مقاومت خمشی اسمی بوده که باید مطابق الزامات بندهای ۱۰-۲-۵-۲ تا ۱۰-۲-۵-۱۲ تعیین شود.

تبصره ۱: دامنهٔ کاربرد این بخش مربوط به تیرهای با جان پر بوده و برای طراحی تیرهای با جان باز (تیرهای لانه‌زنبوری) به پیوست شماره ۵ رجوع شود.

@rjavanmardi

طراحی خمشی اعضای فولادی:

10-5-2-2



بال فشرده
جان فشرده
$\Rightarrow$ ۲ تسلیم
LTB کمانش پیچشی جانبی

این مقطع هیچ‌گاه دچار کمانش موضعی نمی‌شود بنابراین برای به کنترل حالات حدی مربوط به کمانش موضعی در آن نیاز نمی‌باشد.

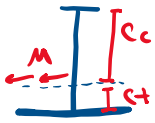
10-5-2-3



بال غیرفشرده یا لاغر
جان فشرده
$\Rightarrow$ FLB کمانش موضعی بال
LTB کمانش پیچشی جانبی

این مقطع نمی‌تواند به M_p (تسلیم) برسد چون قبل از اینکه به تسلیم برسد بال دچار کمانش موضعی می‌شود.

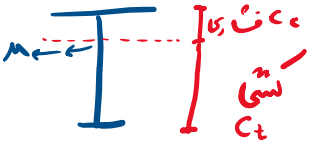
10-5-2-4



جان فشرده
بال فشرده
$\Rightarrow$ ۲
LTB
TFY

با توجه به جهت لنگر و ($c_c < c_t$) نیاز به کنترل TFY نداریم

* TFY تنها در مقاطعی رخ می‌دهد که بال کششی به مراتب عریض‌تر از بال فشاری باشد.



$c_t > c_c$ ← کنترل TFY الزامی است

جان غیرفشرده
بال غیرفشرده
$\Rightarrow$ FLB
LTB
TFY

10-5-2-6

چون خمش حول محور ضعیف می‌باشد نیازی به کنترل LTB برای آن وجود ندارد.
چون جان روی تار خنثی قرار دارد نیازی به کنترل کمانش موضعی برای آن وجود ندارد.

بال فشرده ← ۲ بال غیرفشرده یا لاغر ← FLB

@rjavanmardi

مبحث دهم

تبصره ۲: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای خمشی برای مقاطع مختلف می‌تواند مطابق جدول ۱۰-۲-۵-۱ انتخاب شود.

۱۰-۲-۵-۱-۲ تمامی الزامات این بخش بر این فرض استوار هستند که از پیچش مقطع حول محور طولی عضو در نقاط تکیه‌گاهی اعضای خمشی جلوگیری شده است.

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیهٔ اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش جانبی- پیچشی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیریکنواخت در حدفاصل دو مقطع مهارشده از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد و مقدار آن نباید بزرگ‌تر از 3.0 در نظر گرفته شود:

$$C_b = \frac{12.5\,M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \le 3.0 \qquad (۱۰-۵-۲-۱)$$

که در آن:

M_{max} = قدرمطلق لنگر خمشی حداکثر در حدفاصل دو مقطع مهارشده

M_A = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطهٔ $\frac{1}{4}$ طول مهارنشده

M_B = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطهٔ $\frac{1}{2}$ طول مهارنشده

M_C = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطهٔ $\frac{3}{4}$ طول مهارنشده

تبصره ۱: برای تیرهای طره‌ای که در تکیه‌گاه آن‌ها از تابیدگی مقطع جلوگیری شده و انتهای آزاد آن‌ها فاقد مهار جانبی باشد، C_b مساوی 1.0 است.

تبصره۲: برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای مضاعف ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی (C_b) باید براساس یک تحلیل مستدل محاسبه گردد. برای مقاطع I شکل دارای یک محور تقارن (محور y) به‌عنوان یک روش تقریبی حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی باید به‌طور مجزا برای لنگرهای خمشی مثبت و منفی کنترل شوند. در این محاسبات ضریب C_b به‌دست‌آمده از رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۱ را می‌توان در ضرایب اصلاحی R_m^+ (برای لنگر خمشی مثبت) و R_m^- (برای لنگر خمشی منفی) ضرب کرد، مشروط بر آنکه مقدار به‌دست‌آمده بزرگ‌تر از 3.0 در نظر گرفته نشود.

@rjavanmardi

۲-۱۰ الزامات طراحی

$$R_m^+ = 0.5 + 2\left(\frac{I_{yc}^+}{I_y}\right)^2 \quad \text{و} \quad R_m^- = 0.5 + 2\left(\frac{I_{yc}^-}{I_y}\right)^2 \qquad (۲-۵-۲-۱۰)$$

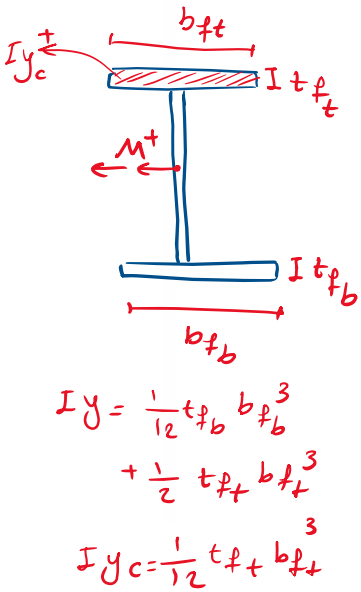
که در آن:

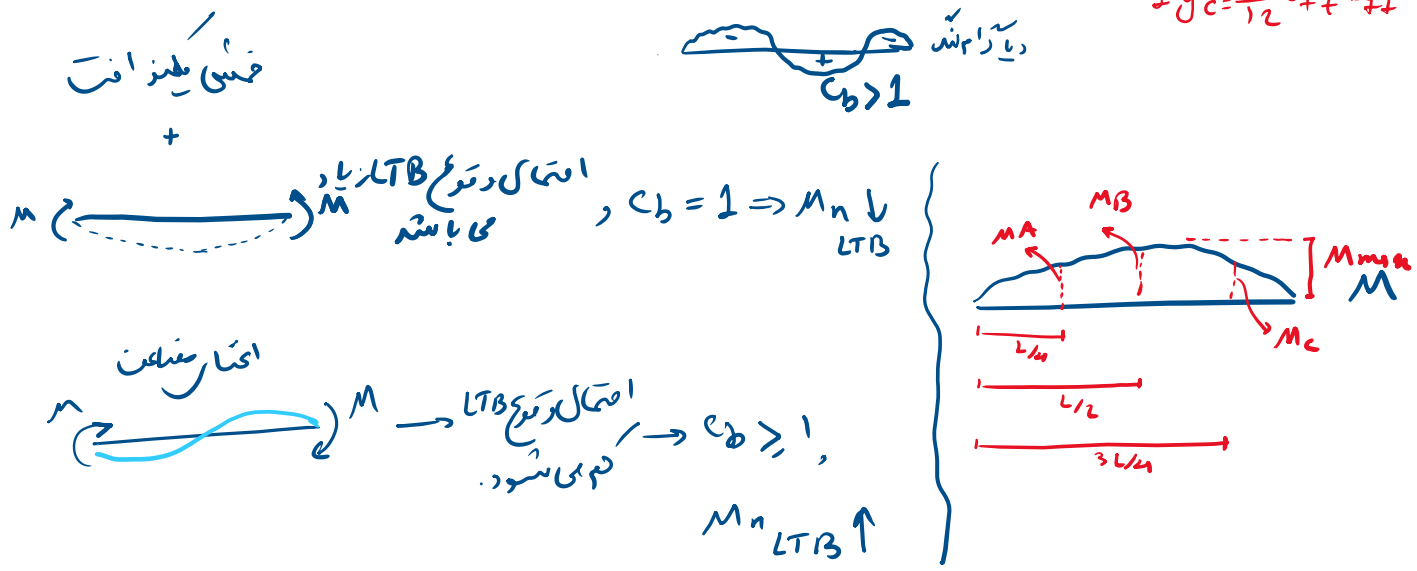
I_y = ممان اینرسی مقطع حول محور اصلی y

I_{yc}^+ = ممان اینرسی بال تحت فشار مقطع حول محور اصلی y برای ناحیهٔ لنگر خمشی مثبت

I_{yc}^- = ممان اینرسی بال تحت فشار مقطع حول محور اصلی y برای ناحیهٔ لنگر خمشی منفی

تبصره ۳: برای اعضای خمشی با مقطع نامتقارن، C_b را می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه مساوی 1.0 در نظر گرفت.







طول آزاد مهار نشده تیر (L_b)

فاصله بین دو تکیه گاه جانبی که از کمانش پیچشی جانبی تیر بتوانند جلوگیری کنند را طول آزاد مهار نشده تیر می نامیم و آن را معمولا با L_b نمایش می دهیم. این طول در تیر سقف های کامپوزیت و تیرچه بلوک که بال فشاری آن ها به طور کامل در بتن مدفون است برابر با صفر می باشد.

ضریب C_b وابسته به دیاگرام خمش می باشد و هر چقدر دیاگرام لنگر یکنواخت تر باشد (لنگر تقریبا ثابت باشد) این ضریب به ۱ نزدیکتر می باشد و هرچقدر دیاگرام لنگر دارای تغییرات بیشتری باشد این ضریب بزرگتر می شود.

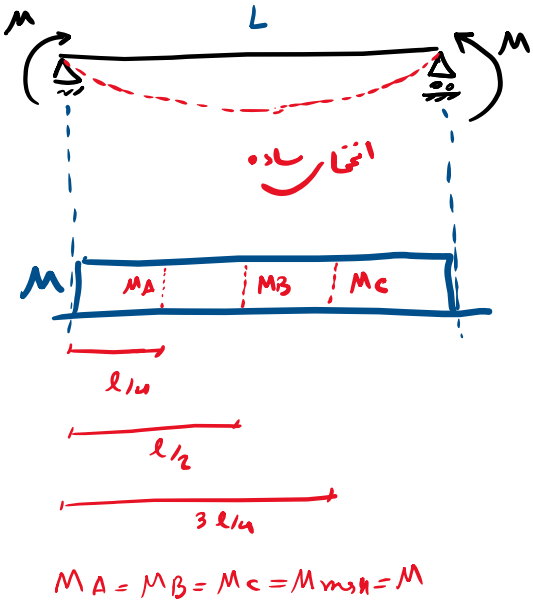
ضریب C_b با مقاومت خمشی اسمی M_n ارتباط مستقیم دارد.

$C_b \downarrow \Rightarrow M_{n\downarrow}$ (LTB) $C_b \uparrow \Rightarrow M_{n\uparrow}$ (LTB)

در تیرهای طره احتمال وقوع کمانش پیچشی جانبی بسیار زیاد می باشد، بنابراین برای این تیرها بدون توجه به دیاگرام لنگر ضریب C_b را برابر با ۱ در نظر می گیریم.

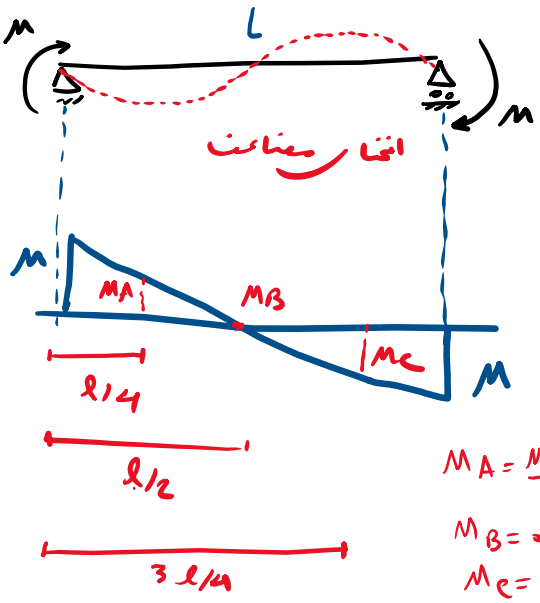
$\Rightarrow C_b = 1$

انحنای ساده و انحنای مضاعف



$M_A = M_B = M_C = M_{max} = M$

$\Rightarrow C_b = 1$



$M_A = \frac{M}{2}$ $M_{max} = M$

$M_B = 0$

$M_C = \frac{M}{2}$

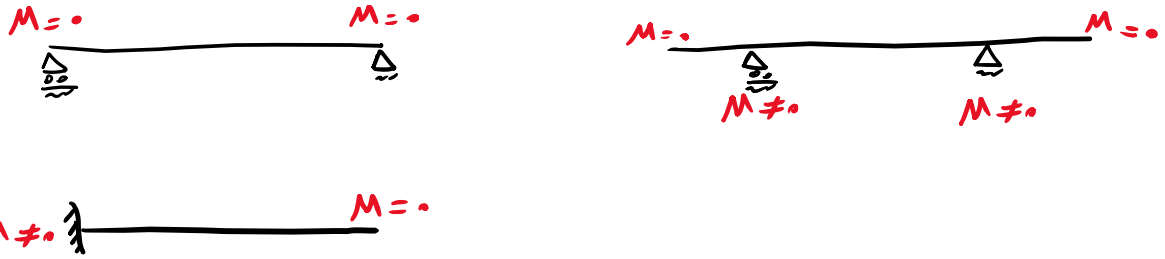
$C_b \simeq 2.2$

با توجه به اینکه در انحنای ساده در تمام طول تیر، تارهای بالای تحت فشار یکنواخت با حداکثر مقدار قرار دارند، بنابراین احتمال وقوع کمانش LTB در این تیر بسیار زیاد می باشد. از فرمول پیشنهادی است که مقدار C_b برای این حالت برابر با ۱ می باشد. همانطور که گفته شد هرچقدر ضریب C_b به ۱ نزدیک تر باشد، احتمال وقوع LTB بیشتر می باشد و به طور متناظر $M_{n_{LTB}}$ کاهش می یابد

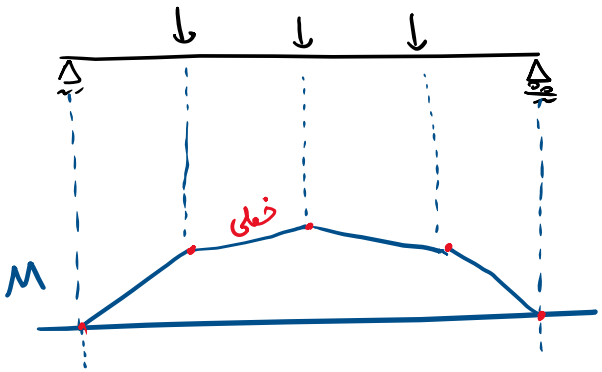
در راستای مقاطع در نصف تیر تارهای بالایی و در نصف دیگر تارهای پایینی تحت فشاری باشند. بنابراین احتمال وقوع LTB در آن کم می شود.

نکاتی در ترسیم دیاگرام لنگر خمشی

۱- لنگر خمشی در انتهای آزاد تیرها همواره برابر با صفر می باشد.

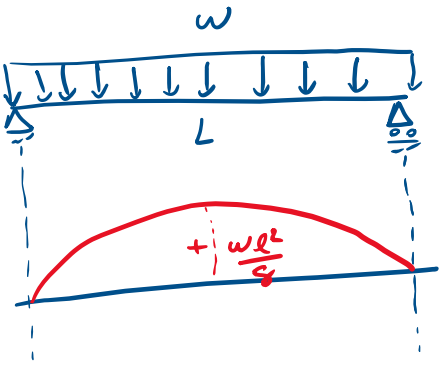


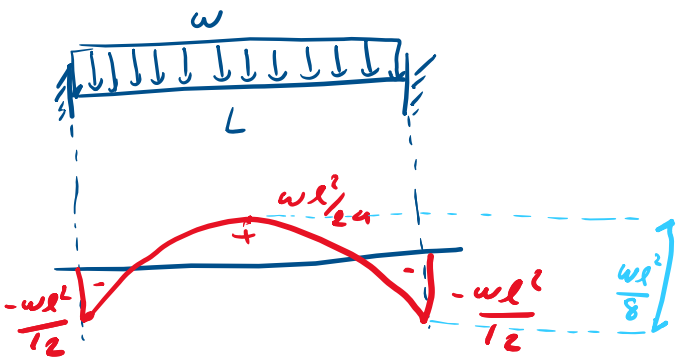
۲- در تیرهایی که تنها بار متمرکز داریم، لنگر بصورت خطی تغییر کرده و شیب دیاگرام لنگر در نقاطی که بار متمرکز اعمال می شود یا تکیه گاه وجود دارد عوض می شود.

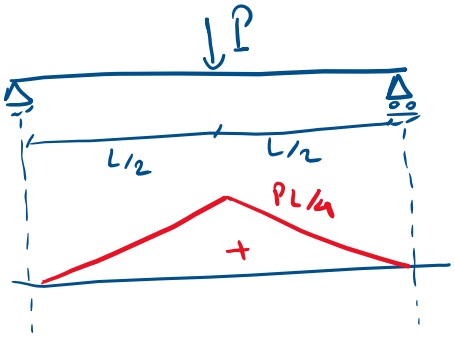


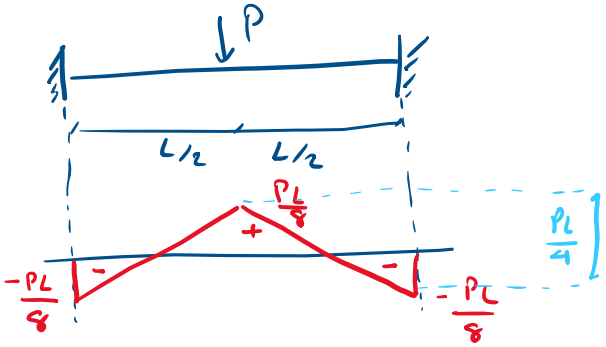
۳- دیاگرام لنگر در تیرهای مهم:

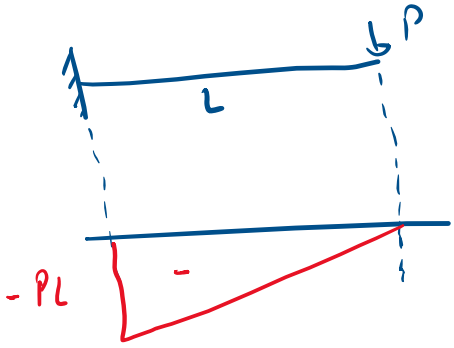
* با توجه به شکل دیاگرام لنگر مثبتی است که تکیه گاه ها اثری در شکل نمودار لنگر نمی نداشته و تنها می توانند آن را جابجا کنند بنابراین فرم کلی دیاگرام لنگر فقط به بارگذاری خارجی وابسته می باشد

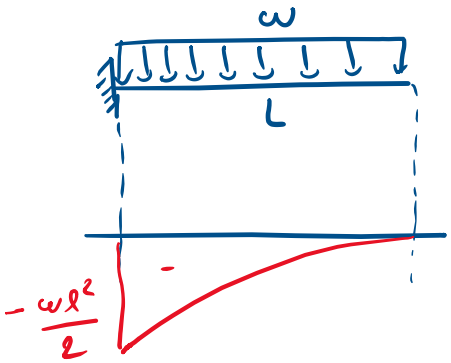




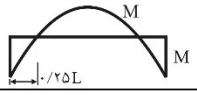
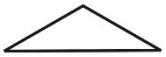
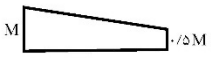
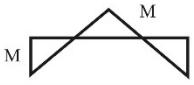




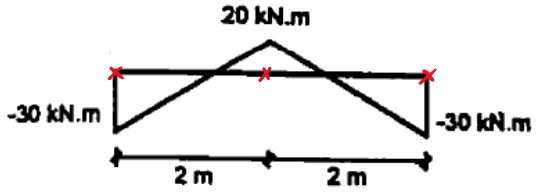




جدول ۱۰ ـ ۲ ـ ۵ ـ ۲ مقادیر نمونه C_b با فرض $R_m = ۱$ (آیین نامه ۸۹۲۱)

ردیف	نمودار M	C_b
۱		۱
۲		۱/۱۵
۳		۱/۹
۴		۲/۲۵
۵		۱/۳
۶		۱/۴
۷		۱/۶۵
۸		۱
۹		۱/۲۵
۱۰		۱/۹

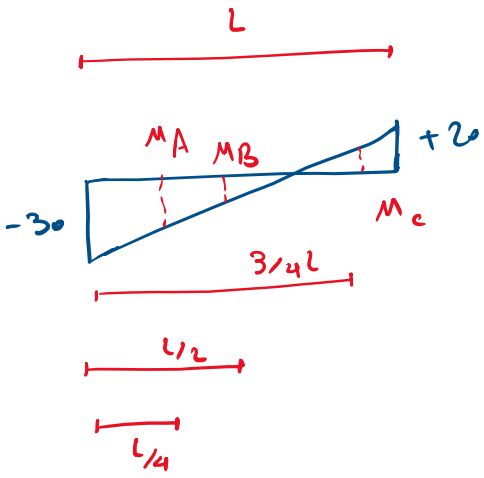
نمودار لنگر خمشی یک تیر فولادی IPE300 بطول 4 m به صورت زیر می‌باشد. در صورتیکه تیر در تکیه‌گاهها و در وسط دهانه دارای مهار جانبی باشد، ضریب اصلاح کمانش پیچشی – جانبی (C_b) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱) 3.0
۲) 1.2
۳) 2.0
۴) 2.2

آبان ۹۳

دیاگرام لنگر خمشی یک تیر که دو نقطه دارای مهار جانبی تئوریم می‌شود.



$$M_{max} = 30$$

$$M_B = \frac{-30+20}{2} = -5 \Rightarrow |M_B| = 5$$

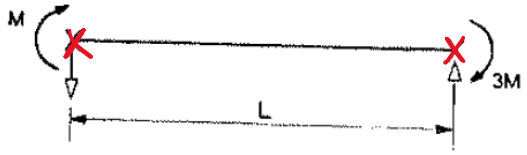
$$M_A = \frac{-30+M_B}{2} = -17.5 \Rightarrow |M_A| = 17.5$$

$$M_C = \frac{20+M_B}{2} = 7.5$$

$$\Rightarrow C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 2.2$$

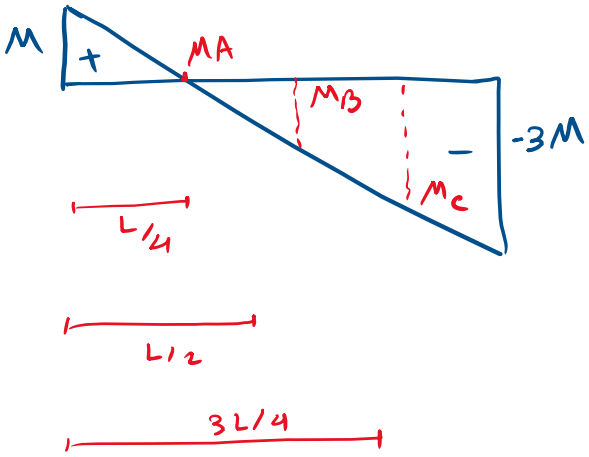
گزینه ۴

در عضو خمشی نشان داده شده در شکل زیر، که در دو انتهای خود دارای مهار جانبی بوده و در طول خود فاقد بار خارجی است، مقدار ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقطع عضو دارای دو محور تقارن است.)



۱) 2.14
۲) 1.60
۳) 1.36
۴) 1.0

شهریور ۹۵



$M_{max} = 3M$

$M_B = \frac{-3M + M}{2} = -M$

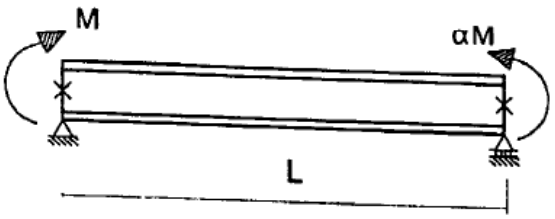
$|M_B| = M$

$M_A = 0$

$M_C = -2M \Rightarrow |M_C| = 2M$

$\Rightarrow C_b = 2.16$ گزینه ۱

در تیر فولادی دو سر ساده شکل زیر، در حالت کلی به ازای چه مقداری از α، مقاومت خمشی اسمی ناشی از کمانش پیچشی – جانبی دارای کمترین مقدار خواهد بود؟ (فرض کنید مهارهای جانبی فقط در ابتدا و انتهای تیر قرار دارد و تیر در طول خود فاقد بار است.)



۱) $\alpha = 2.0$

۲) $\alpha = 1.0$

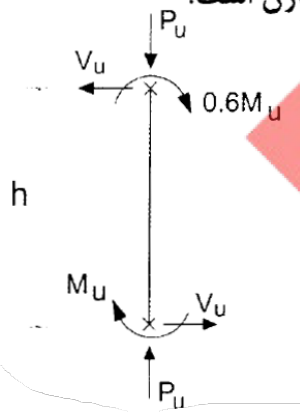
۳) $\alpha = 0.5$

۴) $\alpha = 0.0$

اسفند ۹۵

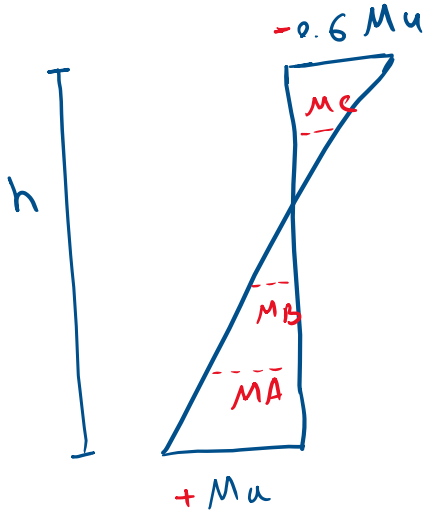
با توجه به اینکه هرچقدر دیاگرام لنگر یکنواخت‌تر باشد، احتمال وقوع LTB در آن زیادتر می‌شود و مثلا قدر با آن M_{nLTB} کمتر می‌شود، بنابراین به ازای $\alpha = 1$ خمشی در تیر کاملاً یکنواخت شده و M_{nLTB} آن به حداقل می‌رسد. گزینه 2

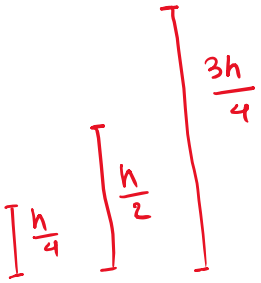
در تیر ستون فولادی شکل زیر فرض کنید تکیه‌گاه‌های جانبی فقط در ابتدا و انتهای آن قرار دارند. ضریب اصلاح کمانش پیچشی – جانبی این تیر ستون به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید مقطع تیر ستون دارای دو محور تقارن است.



۱) 1.25
۲) 1.33
۳) 1.67
۴) 2.2

مرداد ۱۴۰۰





$$M_B = \frac{M - 0.6M}{2} = 0.2M$$

$$M_A = \frac{M + 0.2M}{2} = 0.6M$$

$$M_C = \frac{0.2M - 0.6M}{2} = -0.2M$$

$$|M_C| = 0.2M$$

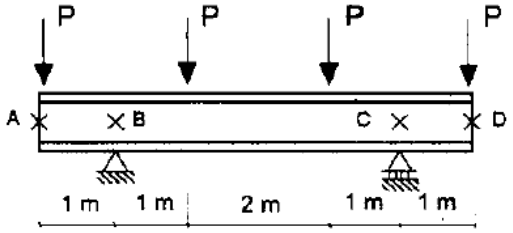
$$M_{max} = M$$

$$\Rightarrow C_b = 2.2$$

گزینه ۴

@rjavanmardi

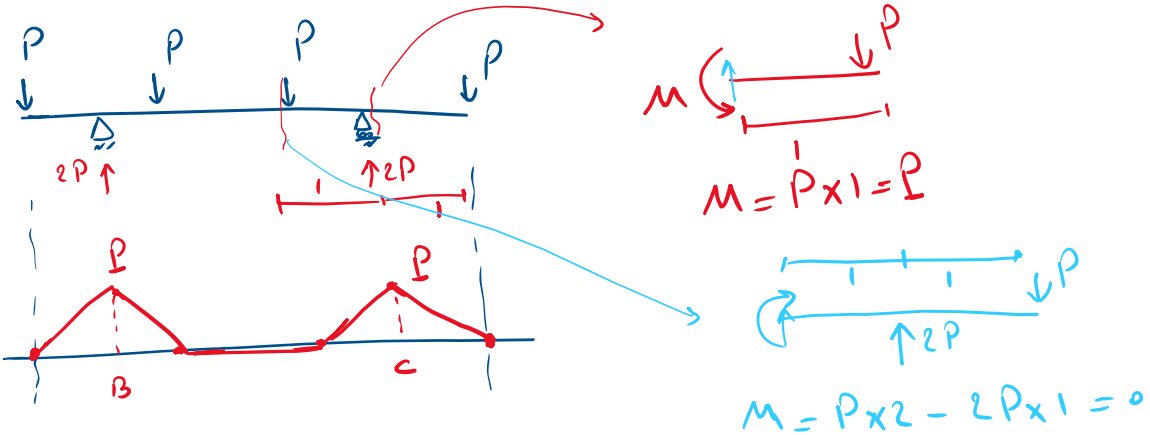
در تیر با مقطع IPE180 شکل زیر، فرض کنید در نقاطی که با علامت × مشخص شده است، مهارهای جانبی وجود دارد. مقدار ضریب اصلاح کمانش پیچشی – جانبی (C_b) در ناحیه BC به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (از وزن واحد طول تیر صرفنظر شود).



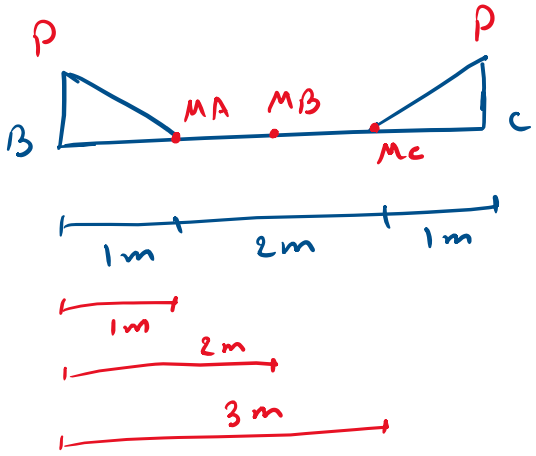
۱) 5
۲) 1.0
۳) 1.67
۴) 3

مهر ۹۶

لازم است ابتدا دیاگرام لنگر تیر رسم شود.



M دیاگرام لنگر تیر



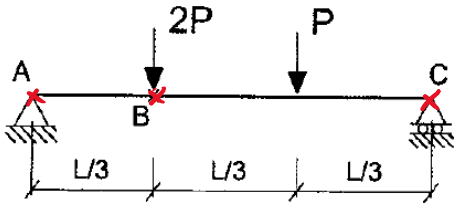
$M_{max} = P$

$M_A = M_B = M_C = 0$

$$C_b = \frac{12.5\, M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$= 5 \Rightarrow C_b = 3$ گزینه ۴

در تیر شکل زیر فرض نمائید تیر در نقاط A، B و C دارای تکیه‌گاه جانبی است. ضریب اصلاح کمانش جانبی پیچشی در فاصلهٔ BC به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ صلبیت خمشی تیر ABC یکسان و برابر EI بوده و مقطع تیر دارای دو محور تقارن است.



۱) 1.4

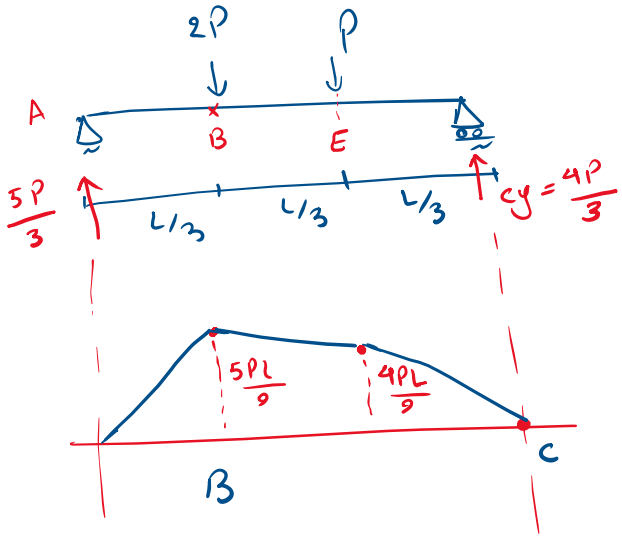
۲) 1.1

۳) 1.3

۴) 1.2

اردیبهشت ۱۴۰۲

ابتدا دیاگرام لنگر را رسم می‌کنیم

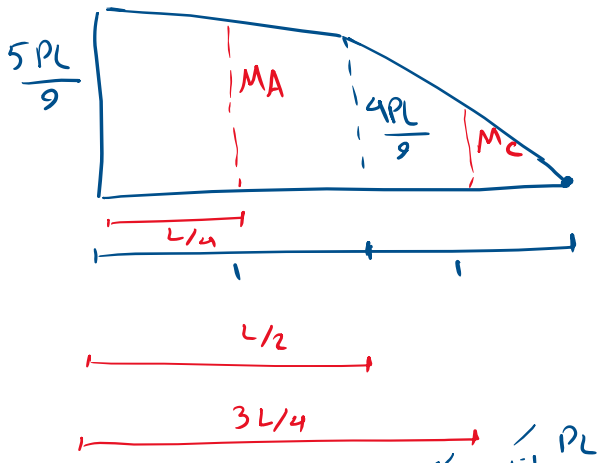


$\sum M_A = 0 \Rightarrow 2P \times \frac{L}{3} + P \times \frac{2L}{3} = C_y \times L$

$\Rightarrow C_y = \frac{4P}{3}$

$M_E = \frac{4P}{3} \times \frac{L}{3} = \frac{4PL}{9}$

$M_B = \frac{5P}{3} \times \frac{L}{3} = \frac{5PL}{9}$



$M_{max} = \frac{5PL}{9}$

$M_B = \frac{4PL}{9}$

$M_A = \frac{5PL/9 + 4PL/9}{2} = \frac{PL}{2} = \frac{4.5PL}{9}$

$M_C = \frac{2PL}{9}$

$\Rightarrow C_b = \frac{12.5 \times 5}{2.5 \times 5 + 3 \times 4.5 + 4 \times 4 + 3 \times 2} = 1.3$

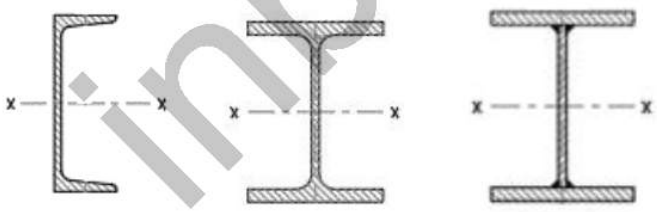
گزینه 3

PL/9 را نادیده می‌گیریم

@rjavanmardi

۱۰-۲-۵-۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده تحت اثر خمش حول محور قوی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.



بال‌ها و جان فشرده بال‌ها و جان فشرده بال‌ها و جان فشرده

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم و کمانش جانبی-پیچشی در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_x \qquad (۱۰-۲-۵-۳)$$

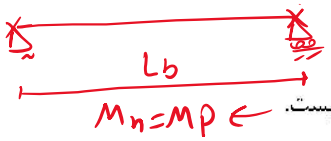
در رابطهٔ فوق:

@rjavanmardi

M_p = لنگر پلاستیک

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

Z_x = اساس مقطع پلاستیک حول محور x (محور قوی)



ب) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی LTB

ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن کمانش جانبی-پیچشی نیست.

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$:

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۴-۵-۲-۱۰)$$

دورن یابی خطی

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

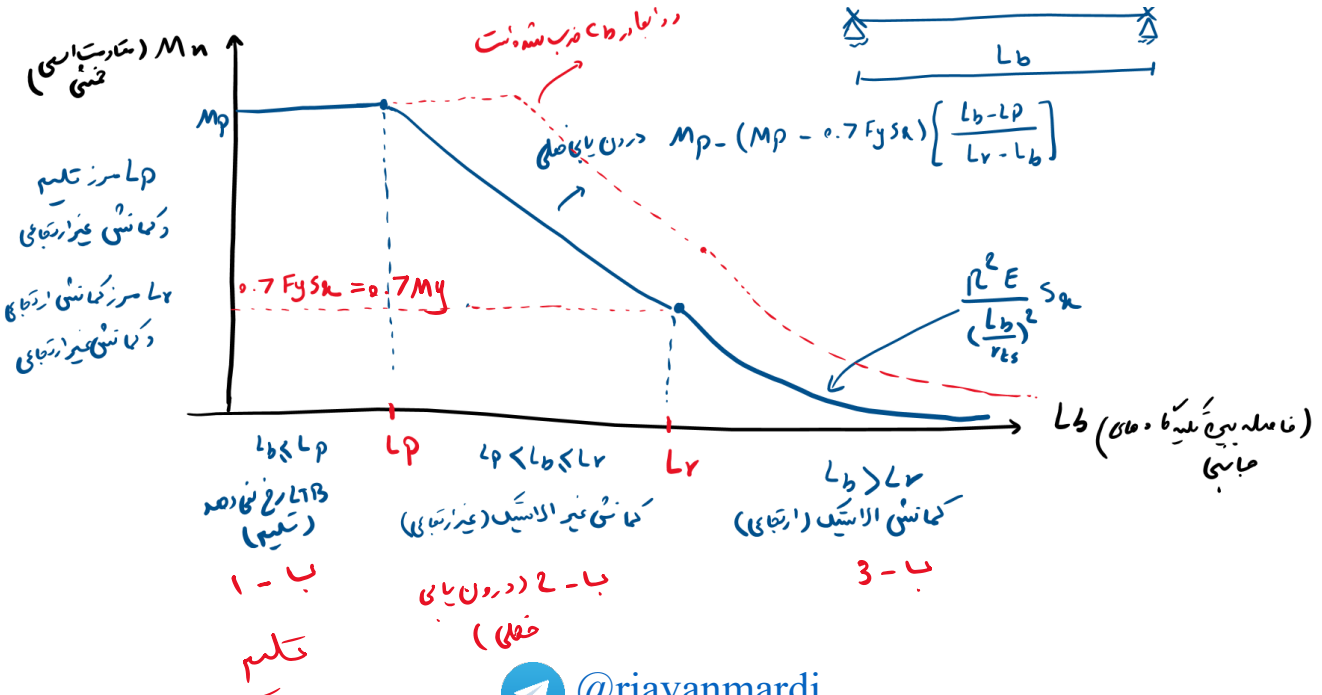
$$M_n = F_{cr}S_x \le M_p \qquad (۵-۵-۲-۱۰)$$

کمانش الاستیک

در روابط فوق:

L_b = فاصلهٔ بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییرمکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کل مقطع جلوگیری شده است. در این بخش برای اختصار و سادگی، فاصلهٔ بین دو تکیه‌گاه جانبی متوالی به‌عنوان طول مهارنشدهٔ عضو نامیده می‌شود.

L_p = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک را مشخص می‌کند.



@rjavanmardi

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۶-۵-۲-۱۰)$$

L_r = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر که مرز بین حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی غیرالاستیک و الاستیک را مشخص می‌کند.

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \qquad (۷-۵-۲-۱۰)$$

F_{cr} = تنش بحرانی کمانش الاستیک جانبی-پیچشی مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۸:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad (۸-۵-۲-۱۰)$$

تبصره: در رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۸ عبارت زیر رادیکال را می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

J = ثابت پیچشی که مقدار آن را به‌طور تقریبی می‌توان از طریق رابطهٔ $\frac{1}{3}\sum bt^3$ تعیین نمود که در آن b پهنا و t ضخامت اجزاء مقطع است.

S_x = اساس مقطع الاستیک حول محور x (محور قوی)

h_o = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌ها

r_{ts} = شعاع ژیراسیون مؤثر طبق رابطهٔ زیر:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \qquad (۹-۵-۲-۱۰)$$

c = ضریبی است طبق روابط زیر:

- برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن $c = 1$
- برای مقاطع ناودانی $c = 0.5 h_o \sqrt{I_y / C_w}$

C_w = ثابت تابیدگی

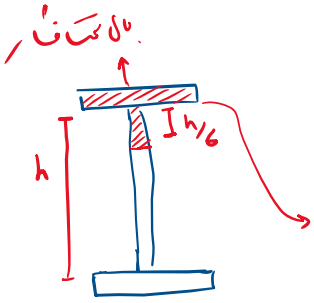
I_y = ممان اینرسی مقطع حول محور y (محور ضعیف)

@rjavanmardi

تبصره ۱: برای مقاطع I شکل دارای دو محور تقارن با بال مستطیلی، $C_w = I_y \frac{h_o^2}{4}$ بوده و در نتیجه برای این نوع مقاطع، رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۹ به‌صورت زیر ساده می‌شود:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۰)$$

همچنین r_{ts} را می‌توان مطابق با رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۱۱، به‌طور محافظه‌کارانه برابر شعاع ژیراسیون مقطعی شامل بال فشاری و یک‌ششم جان حول محور مار بر جان در نظر گرفت:

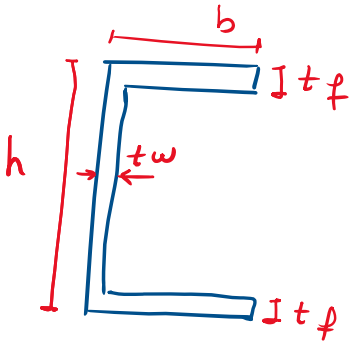


$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12\left(1+\frac{h t_w}{6 b_f t_f}\right)}} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۱)$$

b_f و t_f = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

h و t_w = به ترتیب ضخامت و پهنای جان مقطع

تبصره ۲: برای مقاطع ناودانی C_w را می‌توان برابر $\frac{t_f b^3 h^2}{12}\left(\frac{3bt_f+2ht_w}{6bt_f+ht_w}\right)$ در نظر گرفت که در آن b، t_f، h و t_w به ترتیب عرض بال، ضخامت بال، ارتفاع و ضخامت جان ناودانی هستند.

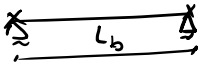


مقادیر L_p و L_r و r_{ts} برای پروفیل های اشتال (مرجع کتاب سری عمران)

		IPE 140	IPE 160	IPE 180	IPE 200	IPE 220	IPE 240	IPE 270	IPE 300	IPE 330	IPE 360	IPE 400	IPE 450	IPE 500
	$r_{ts}(cm)$	1.97	2.19	2.44	2.65	2.93	3.18	3.57	3.96	4.20	4.47	4.69	4.94	5.18
ST 37	$L_p(cm)$	84	93	104	114	126	137	153	170	180	193	201	209	219
ST 37	$L_r(cm)$	342	368	393	425	455	495	527	565	597	630	654	673	695
ST 52	$L_p(cm)$	68	76	85	93	103	112	125	139	147	157	164	171	179
ST 52	$L_r(cm)$	244	264	285	308	333	362	391	423	448	473	493	511	530

		IPB 140	IPB 160	IPB 180	IPB 200	IPB 220	IPB 240	IPB 260	IPB 280	IPB 300	IPB 320	IPB 340	IPB 360
	$r_{ts}(cm)$	4.04	4.58	5.15	5.70	6.27	6.83	7.35	7.91	8.46	8.47	8.45	8.44
ST 37	$L_p(cm)$	182	206	232	258	284	309	334	360	385	385	383	381
ST 37	$L_r(cm)$	1142	1260	1328	1430	1505	1609	1655	1695	1805	1800	1765	1736
ST 52	$L_p(cm)$	149	168	190	210	232	252	273	294	314	314	312	311
ST 52	$L_r(cm)$	771	852	901	973	1027	1100	1136	1170	1247	1244	1222	1205

الگوریتم محاسبه مقاومت خمشی مقاطع I شکل مشروط به دو محور تقارن
و نامتقارن مشروط حول محور قوی براساس معیار LTB



1) L_r ، L_p محاسبه L_b را از سوال داریم

2)
$$\begin{cases} L_b \le L_p \Rightarrow \text{نیازی به کنترل این معیار نمی باشد} \quad (M_n = M_p = Z F_y) \\ L_p < L_b \le L_r \Rightarrow M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \quad \text{(کمانش غیرارتجاعی)} \\ L_b > L_r \Rightarrow M_n = C_b \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} S_x \;,\; r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o^2}{2 S_x} \quad \text{(کمانش ارتجاعی)} \end{cases}$$

برای I شکل با دو محور تقارن

3) $\phi M_n = 0.9 M_n$ ، $\frac{M_n}{\Omega} = \frac{M_n}{1.67}$ مقاومت مجاز براساس LTB در روش ASD

مقاومت طراحی براساس LTB در روش LRFD

@rjavanmardi

در یک مقطع باکس مربعی در صورتیکه بخواهیم مقطع را تقویت کنیم بهتر است ورق تقویتی به کدام قسمت جوش شود؟

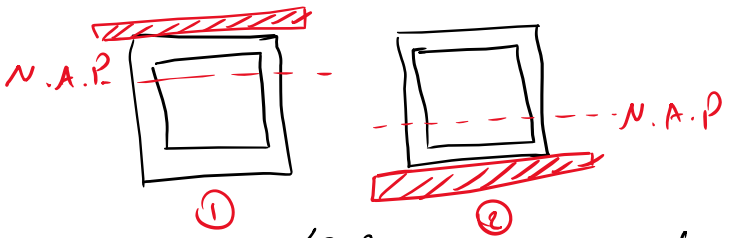
۱- بال فشاری مقطع

۲- بال کششی مقطع

۳- تفاوتی ندارد

۴- به شرایط تکیه گاه های جانبی تیر بستگی دارد

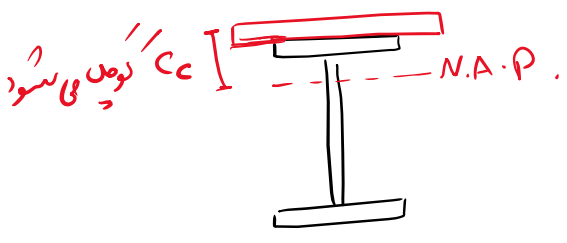
با توجه به اینکه مقطع Box می باشد و همان اینرسی حول محور x و y آن به هم نزدیک است، بنابراین اصلاحی به کنترل LTB در آن وجود ندارد و تنها فاکتوری است جهار تکیه گاه جانبی (بارهای فشرده بدون مقطع) مقاومت خمشی در جهار تکیه Mp یا همان zFy می باشد، اضافه کردن ورق تقویتی به هرکدام از بال های مقطع (بالا یا پایین) به یک مقدار z را افزایش می دهد. بنابراین تفاوتی ندارد که ورق تقویتی به بال فشاری جوشی شود یا بال کششی



$Z_1 = Z_2 \Rightarrow Mp_1 = Mp_2$

گزینه 3

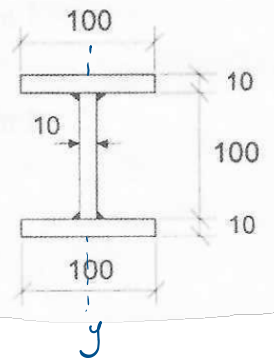
اگر بجای Box مقطع I شکل بود و تحت خمش حول محور قوی قرار داشته باشد آنگاه (بال تحت فشار فاقد مهاربندی است) در این حالت با اضافه کردن ورق تقویتی به بال فشاری تیر، تار خنثی بالا شیفت پیدا کرده و محل ناحیه تحت فشار در تیر (c) کم می شود. در این حالت امکان وقوع LTB در تیر کم می شود، بنابراین بهتر است ورق به بال بالایی تیر I شکل اضافه گردد.



کنترل می شود.

@rjavanmardi

مقدار پارامتر ثابت تابیدگی (C_w) مقطع I شکل زیر به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۱) $6000\times10^6\ mm^6$

۲) $3000\times10^6\ mm^6$

۳) $4000\times10^6\ mm^6$

۴) $5000\times10^6\ mm^6$

دی-۱۴۰۱

با توجه به فرمول C_w مربوط به مقطع I شکل با دو محور تقارن خواهیم داشت

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} \Rightarrow \qquad I_y = 2\times\frac{1}{12}(10\times100^3)$$

$$h_o = 100+10 = 110mm \Rightarrow \quad C_w = 5041\times10^6\ mm^6$$

گزینه ۴

-مقطع تیر نشان داده شده در شکل زیر تحت خمش حول محور قوی قرار دارد. به ازای حدوداً چه طول مهارنشده این عضو، حالت حدی تسلیم خمشی و حالت حدی کمانش پیچشی جانبی غیرارتجاعی به طور همزمان حاکم بر طرح می‌شوند؟ (F_y=240 MPa)



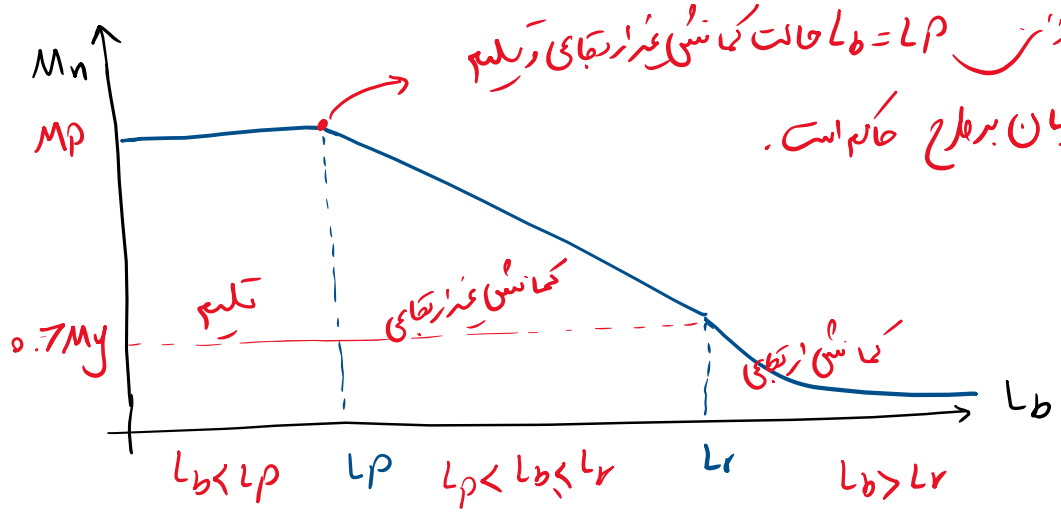
۱) 1.72 متر

۲) 4.72 متر

۳) 2.72 متر

۴) 3.72 متر

شهریور ۹۵



به ازای $L_b = L_p$ حالت کمانش غیرارتجاعی و تسلیم همزمان برطرح حاکم است.

$$L_b = L_p \Rightarrow L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 28.86$$

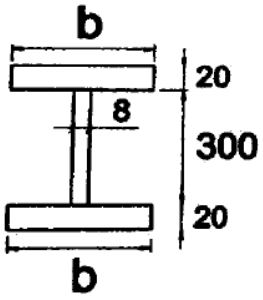
$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2\times 15\times 300^3/12}{15\times 300\times 2 + 360\times 10}} = 73.2\ mm$$

$$\Rightarrow L_b = L_p = 3719\ mm$$

گزینه ۴

در یک تیر فولادی با مقطع شکل زیر چنانچه فاصله مهارهای جانبی برابر 3 متر باشد، آنگاه بدون توجه به نمودار لنگر خمشی تیر، حداقل پهنای بال مقطع (b) برای آنکه حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی حاکم بر مقاومت خمشی اسمی تیر نشود، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ابعاد به میلی‌متر است)

$l_b = 3m$



$F_y = 240\ MPa$

$E = 2 \times 10^5\ MPa$

۱) 200 mm
۲) 230 mm
۳) 260 mm
۴) 300 mm

بهمن ۹۷

برای آنکه LTB بحرانی حاکم نشود باید $l_b \leq l_p$ باشد

$L_b = 3000\ mm$

$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ، $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2 \times 20 \times b^3/12}{2 \times 20 \times b + 300 \times 8}}$

$L_p = 50.72 \sqrt{\frac{3.33\, b^3}{40b + 2400}} > l_b = 3000\ mm$

حل معادله فوق مشکل می باشد بنا برای گزینه ها آنرا چک می شوند

گزینه ۲

$b = 200$ ✗

$b = 230$ ✓

در یک تیر دو سر سادهٔ تحت اثر بار گستردهٔ یکنواخت که مقطع آن نیمرخ IPE270 است، در صورتی‌که مقدار تنش تسلیم فولاد مصرفی برابر F_y=275 MPa باشد، طول مهارنشدهٔ عضو در مرز بین حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی غیرارتجاعی و ارتجاعی برحسب متر به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ تیر IPE270 تحت اثر لنگر خمشی حول محور قوی قرار دارد.

۱) 1.41
۲) 3.25
۳) 4.75
۴) 5.55

مهر ۹۹

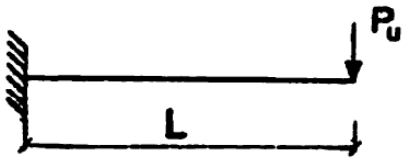
مسئله بین حالت حدی کمانش پیچشی جانبی غیرارتجاعی و ارتجاعی L_r می باشد. با توجه به اینکه فرمول L_r طولانی و زمان بری می باشد می توان از جدول استیل کمک گرفت

IPE270 ⟶
- F_y=240MPa ⇒ L_r = 5262 mm
- F_y = 300 MPa ⇒ L_r = 4483 mm

تنها گزینه 3 بین این دو عددی می باشد با توجه به اینکه سوال F_y=275MPa می باشد می توان این گزینه را صحیح دانست.

راه دوم) فرمول

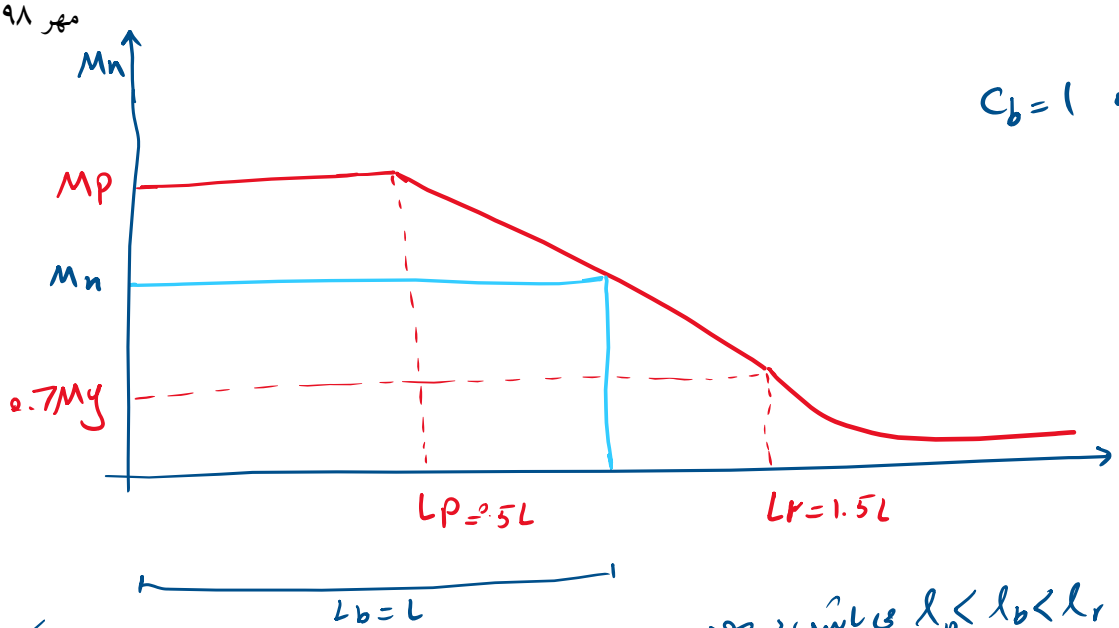
یک عضو طره‌ای که انتهای آزاد ان فاقد مهار جانبی بوده و تحت اثر بار متمرکز P_u در انتهای آزاد قرار دارد. دارای مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن بوده و تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارد. اگر در این تیر $L_p=0.5L$ و $L_r=1.5L$ محاسبه شده باشد و $Z_x=1.25S_x$ باشد. مقدار مقاومت خمشی طراحی آن به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تراست؟ LRFD /



ϕM_n

1) $0.9M_p$
2) $0.70M_p$
3) $0.78M_p$
4) $0.56M_p$

مهر ۹۸



$C_b=1$ به طور

با توجه به اینکه $l_p<l_b<l_r$ می باشد، در محدوده دوم یا ناحیه غیر خطی قرار داریم. (می توان از فرمول استفاده کرد)

با توجه به شکل و اینکه l_b دقیقا در وسط l_p و l_r قرار دارد، پس $0.7F_y$

$$M_n=\frac{M_p+0.7M_y}{2}=\frac{M_p+0.7\frac{Z}{1.25}F_y}{2}=\frac{M_p+0.56M_p}{2}=0.78M_p$$

$$\phi M_n=0.9\times 0.78M_p=0.7M_p$$

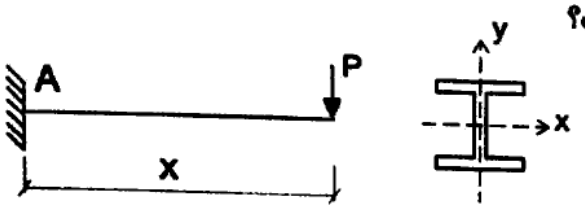
گزینه 2

راه دوم) حل با استفاده از فرمول

$$M_n=C_b\left(M_p-(M_p-0.7M_y)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right)=\left(M_p-\left(M_p-\frac{0.7}{1.25}M_p\right)\times\left(\frac{L-0.5L}{1.5L-0.5L}\right)\right)$$

$$\Rightarrow M_n=0.78M_p$$

در شکل زیر، تیر فقط در نقطه A تکیه‌گاه جانبی دارد. اگر مقطع تیر IPE220 بوده و مقاومت خمشی اسمی آن حول محور x برابر 0.8Mp تیر باشد، حداکثر طول مجاز تیر برحسب متر به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟



$F_y = 240\ MPa$

$E = 2 \times 10^5\ MPa$

۱) 3.0
۲) 2.5
۳) 2.0
۴) 1.5

بهمن ۹۷

$M_n = 0.8\,M_p \Rightarrow L_b$ ✓

با توجه به اینکه مقدار M_n کمتر از M_p شده و بزرگتر از $0.7M_y$ می باشد، در محدوده وسط یا خطی قرار داریم.

از جدول اشتال و برای St-37 و IPE220

1) $L_p = 1260\ mm$, $L_r = 4549\ mm$

و $C_b = 1$, $S_x = 252\times10^3\ mm^3$ $Z_x = 285\times10^3\ mm^3$

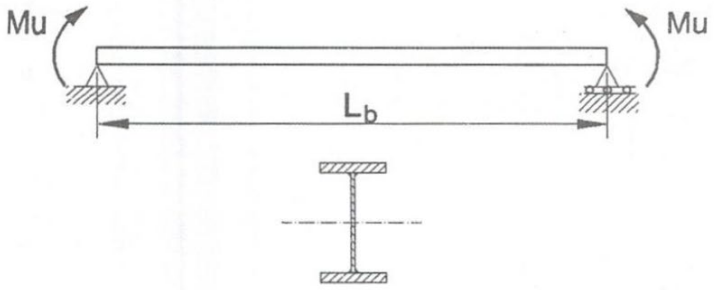
2) $M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7 S_x F_y)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right]$

$0.8 \times 285\times10^3 F_y = 1\times\left[285\times10^3 F_y - \left(285\times10^3 F_y - 0.7\times 252\times10^3 F_y\right)\left(\frac{L_b - 1260}{4549 - 1260}\right)\right]$

$L_b = x = 2986\ mm$

گزینه ۱

در تیر دو سر سادهٔ شکل زیر دارای مقطع فشرده، اگر مهارهای جانبی بال فشاری فقط در ابتدا و انتهای تیر بوده و $L_b=2L_p=\frac{L_r}{2}$ باشد، مقدار M_n تیر به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید مقطع تیر متقارن است.



۱) $\frac{2}{3}(M_p+0.3M_y)$

۲) $\frac{2}{3}(M_p+0.7M_y)$

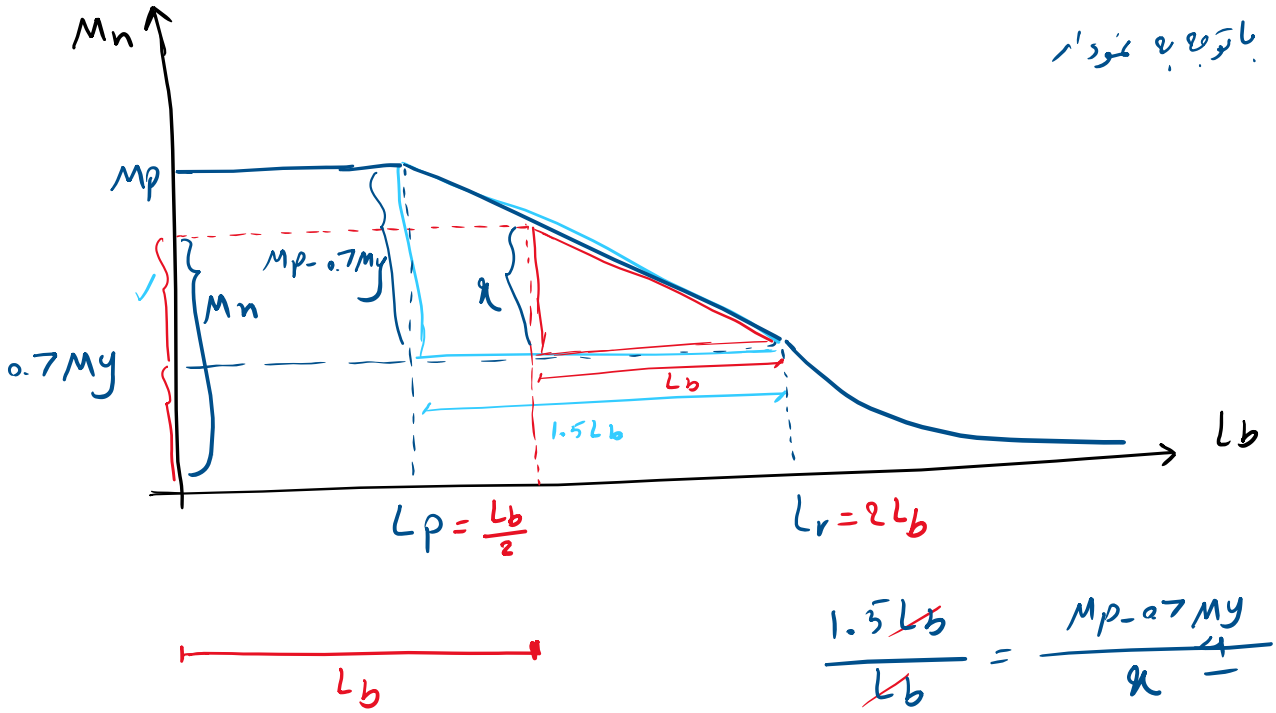
۳) $\frac{1}{3}(M_p+0.7M_y)$

۴) $\frac{1}{3}(2M_p+0.7M_y)$

شهریور ۱۴۰۱

خمش یکنواخت $C_b=1$

با توجه به نمودار



$$\frac{1.5L_b}{L_b}=\frac{M_p-0.7M_y}{x}$$

$$\Rightarrow x=(M_p-0.7M_y)\times\frac{2}{3}$$

$$M_n=x+0.7M_y=(M_p-0.7M_y)\times\frac{2}{3}+0.7M_y$$

$$=\frac{2}{3}M_p+\frac{1}{3}M_y=\frac{1}{3}(2M_p+M_y)$$

گزینه ۴

@rjavanmardi

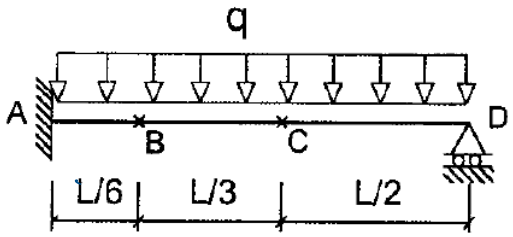
تیر یک سر گیردار و یک سر سادهٔ شکل زیر در نقاط A، B، C و D دارای تکیه‌گاه جانبی است. صلبیت خمشی تیر یکسان و برابر EI است، حداکثر طول تیر (L) برای آنکه در هیچ‌یک از نواحی مختلف تیر لزومی به کنترل حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی نباشد، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر و F_y=240 MPa است.

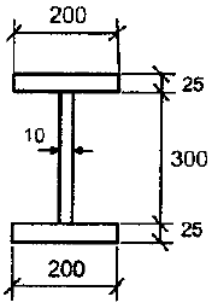
۱) 2.57 m

۲) 5.15 m

۳) 4.53 m

۴) 6.67 m





مقطع تیر

اردیبهشت ۱۴۰۲

$L_b = \frac{l}{2}$ بلندترین طول آزاد

برای آنکه کمانش پیچشی جانبی (LTB) برطرف حاکم نشود $L_b \le L_p$

$L_p = 1.76\, r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ، $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2\times\frac{1}{12}25\times200^3}{2\times25\times200+10\times300}} = 50.6$ mm

$L_p = 1.76\times 50.6\times 28.86 = 2572$ mm $\Rightarrow \frac{l}{2} \le 2572$

$\Rightarrow l \le 5150$ mm گزینه ۲

۱۰-۲-۵-۳ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با دو محور تقارن با بال‌های غیرفشرده یا لاغر و جان فشرده حول محور قوی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با دو محور تقارن با بال‌های غیر فشرده یا لاغر و جان فشرده که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.



بال‌ها غیرفشرده یا لاغر، جان فشرده بال‌ها غیرفشرده یا لاغر، جان فشرده

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی کمانش جانبی-پیچشی و کمانش موضعی بال فشاری در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی

الزامات این حالت حدی عیناً مشابه الزامات بند ۱۰-۲-۵-۲-ب است.

@rjavanmardi

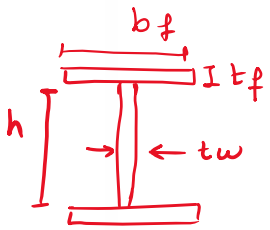
ب) حالت حدی کمانش موضعی بال فشاری → FLB

ب-۱) برای مقطع با بال‌های غیرفشرده: $\lambda_{pf} < \lambda_f < \lambda_{rf}$

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad (۱۲-۵-۲-۱۰)$$

ب-۲) برای مقطع با بال‌های لاغر: $\lambda_f > \lambda_{rf}$

$$M_n = \frac{0.9Ek_cS_x}{\lambda_f^2} \qquad (۱۳-۵-۲-۱۰)$$



که در آن:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \lambda_f$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p = \lambda_{ef}$ = حد لاغری برای بال فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

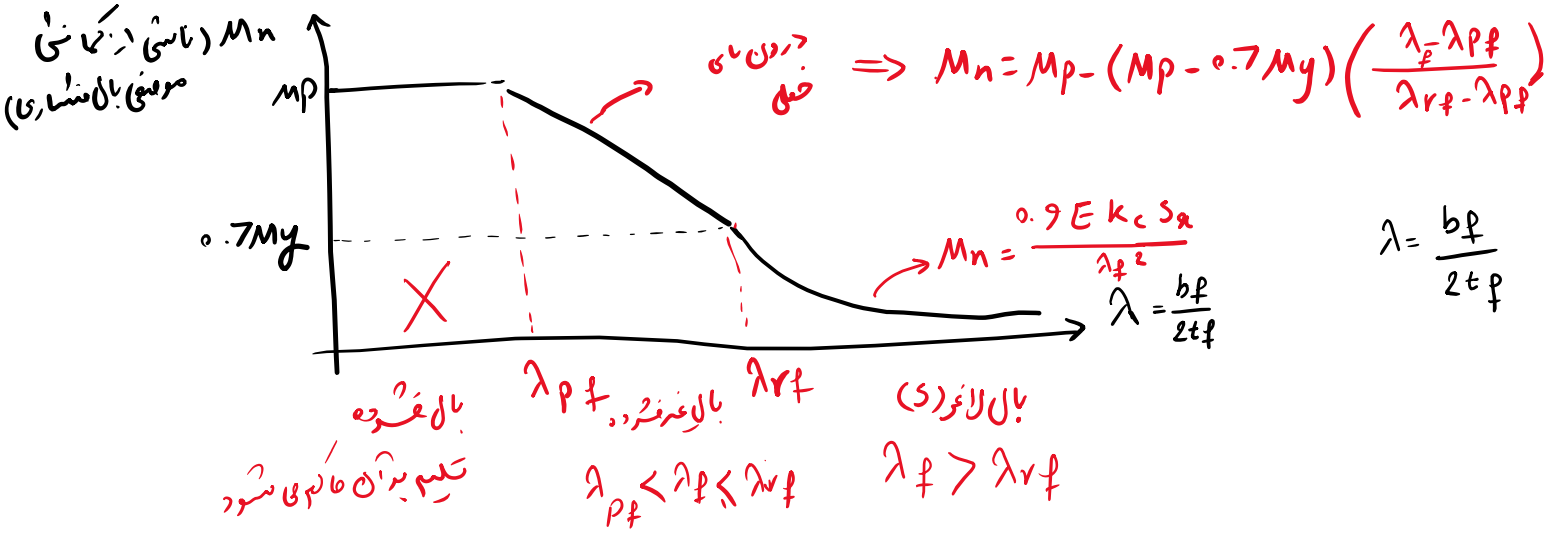
$\lambda_{rf} = \lambda_r = \lambda_{if}$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

t_f و b_f = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

S_x = اساس مقطع الاستیک حول محور x

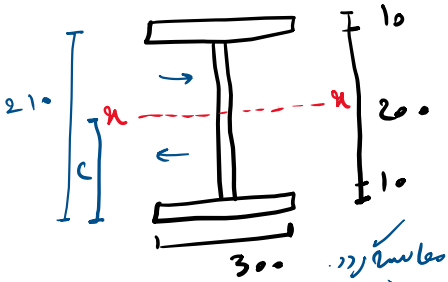
k_c = برابر با $\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ که نباید از 0.35 کمتر و از 0.76 بیشتر در نظر گرفته شود.

t_w و h = به ترتیب ضخامت و پهنای ورق جان مقطع براساس تعاریف بند ۱۰-۲-۲-۴



@rjavanmardi

مقاومت خمشی طراحی تیر زیر در روش حدی را با فرض اینکه بال فشاری تیر دارای مهار جانبی کافی باشد حساب کنید. فولاد مصرفی از نوع ST-37 می باشد. ضخامت بال و جان تیر ۱۰ میلی متر می باشد.



$F_y = 240\ MPa$

ابتدا باید مشخص کنیم با استفاده از کدام بند ها باید مقاومت خمشی مقطع محاسبه کرد.

کنترل غیرفشرده بال

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2\times10} = 15$$

با توجه به حالات ۱۱ جدول ۱۰-۲-۲-۳ $\Rightarrow$ $\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} \simeq 11$, $\lambda_{rf} = 0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$

مقطع متقارن $F_L = 0.7F_y$, $k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{200}{10}}} = 0.88 \Rightarrow k_c = 0.76$

$\Rightarrow \lambda_{rf} = 28.6$, $\lambda_{pf} < \lambda_f < \lambda_{rf} \Rightarrow$ بال غیرفشرده

کنترل فشرده جان حالت a جدول ۱۰-۲-۲-۹

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{200}{10} = 20$

$\lambda_{pw} = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108 \Rightarrow \lambda_w < \lambda_{pw} \Rightarrow$ جان فشرده

بال غیرفشرده و جان فشرده $\rightarrow$ بند ۱۰-۲-۵-۳ کنترل خمشی انجام می شود.

۱۰-۲-۵-۳ { LTB کمانش جانبی — مهار جانبی کافی نمی باشد ✗ بنابراین به کنترل لنگر دوم بال دارای
FLB کمانش موضعی بال

کنترل حالت FLB: ب ـ ۱

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x)\left[\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right]$$

$$M_p = 240\times(300\times10\times210 + 100\times10\times100) = 175.2\ kN.m$$

$$S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{\frac{1}{12}[300\times220^3 - 290\times200^3]}{110} = 66420\ mm^3$$

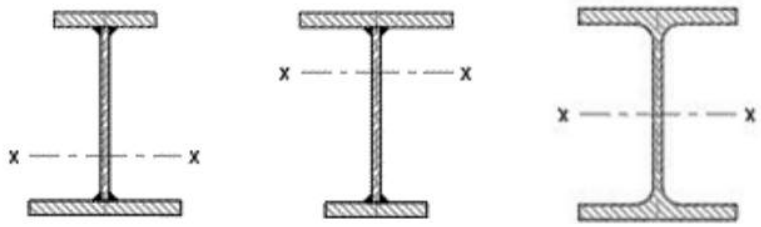
$\Rightarrow M_n = 159\ kN.m$

$\phi M_n = 143\ kN.m$

$\phi = 0.9$

۱۰-۲-۵-۴ مقاومت خمشی اسمی سایر اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده یا غیر فشرده یا لاغر و جان فشرده یا غیرفشرده تحت اثر خمش حول محور قوی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی سایر اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن که جان به وسط ورق بال متصل شده و دارای بال‌های فشرده یا غیرفشرده یا لاغر و جان فشرده یا غیرفشرده هستند که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.



بال‌ها فشرده یا غیرفشرده یا لاغر، جان فشرده یا غیرفشرده

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم بال فشاری، کمانش جانبی- پیچشی، کمانش موضعی بال فشاری و تسلیم بال کششی در نظر گرفته شود.

تبصره: مقاومت خمشی اسمی این نوع اعضا را به‌طور محافظه‌کارانه می‌توان براساس ضوابط بند ۱۰-۲-۵-۵ نیز تعیین نمود.

الف) تسلیم بال فشاری

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۴)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور x

M_{yc} = لنگر تسلیم نسبت به بال فشاری و برابر با $F_y S_{xc}$

R_{pc} = ضریب پلاستیک جان مقطع براساس حالت حدی تسلیم بال فشاری مطابق روابط زیر:

- اگر $\frac{I_{yc}}{I_y} > 0.23$ و $\lambda_w \le \lambda_{pw}$ باشد:

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۵)$$

@rjavanmardi

- اگر $\frac{I_{yc}}{I_y} > 0.23$ و $\lambda_w > \lambda_{pw}$ باشد:

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right) \le \frac{M_p}{M_{yc}} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۶)$$

- اگر $\frac{I_{yc}}{I_y} \le 0.23$ باشد:

$$R_{pc} = 1 \qquad (۱۰-۵-۲-۱۷)$$

که در آن:

I_y = ممان اینرسی مقطع حول محور y

I_{yc} = ممان اینرسی بال فشاری مقطع حول محور y

$M_p = F_y Z_x$ = لنگر پلاستیک مقطع حول محور x که نباید بیشتر از $1.6F_yS_x$ در نظر گرفته شود.

Z_x = اساس مقطع پلاستیک حول محور x

S_x = اساس مقطع الاستیک حول محور x

$\frac{h_c}{t_w} = \lambda_w$

$\lambda_p = \lambda_{pw}$ = حد لاغری برای جان فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۴

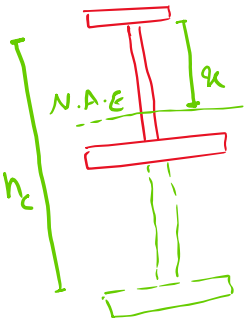
$\lambda_r = \lambda_{rw}$ = حد لاغری برای جان غیر فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۴

h_c = دو برابر فاصلهٔ محور خنثی الاستیک تا آغاز گردی ریشهٔ اتصال جان به بال، برای مقاطع نوردشده

= دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا نزدیک‌ترین خط وسایل اتصال در ناحیهٔ فشاری، برای مقاطع ساخته شده از ورق با وسایل اتصال غیر از جوش

= دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا وجه داخلی بال فشاری، برای مقاطع ساخته شده از ورق با اتصال جوشی بال به جان

t_w = ضخامت جان.



@rjavanmardi

مبحث دهم

ب) کمانش جانبی-پیچشی

ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش جانبی-پیچشی نیست.

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$:

$$M_n = C_b\left[R_{pc}M_{yc} - \left(R_{pc}M_{yc} - F_L S_{xc}\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le R_{pc}M_{yc} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۸)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr}S_{xc} \le R_{pc}M_{yc} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۹)$$

در روابط فوق:

C_b= ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۵-۱-۳

R_{pc}، M_{yc} و S_{xc}= مشابه تعاریف قسمت (الف) بند ۱۰-۲-۵-۴

L_b = طول مهارنشدهٔ عضو

L_p = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک را مشخص می‌کند:

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۱۰-۵-۲-۲۰)$$

L_r = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر که مرز بین حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک و الاستیک را مشخص می‌کند:

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_L}\sqrt{\frac{J}{S_{xc}h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc}h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{F_L}{E}\right)^2}} \qquad (۱۰-۵-۲-۲۱)$$

F_{cr}= تنش بحرانی کمانش الاستیک جانبی-پیچشی، مطابق رابطهٔ زیر:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2}\sqrt{1 + 0.078\frac{J}{S_{xc}h_o}\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \qquad (۱۰-۵-۲-۲۲)$$

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

@rjavanmardi

۲-۱۰ الزامات طراحی

J = ثابت پیچشی مقطع که در حالت $I_{yc}/I_y \le 0.23$ مقدار آن صفر منظور می‌شود.

h_o = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌ها

F_L = تنش اسمی بال فشاری که مرز کمانش الاستیک و غیر الاستیک را نشان می‌دهد و از طریق روابط زیر تعیین می‌شود:

- اگر $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge 0.7$ باشد:

$$F_L = 0.7F_y \qquad (۲۳-۵-۲-۱۰)$$

- اگر $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$ باشد:

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge 0.5F_y \qquad (۲۴-۵-۲-۱۰)$$

S_{xt} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی حول محور x

r_t = شعاع ژیراسیون مؤثر برای کمانش جانبی-پیچشی مطابق روابط زیر:

- برای مقاطع I شکل با بال فشاری مستطیلی به‌طور محافظه‌کارانه:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6}a_w\frac{h^2}{h_o d}\right)}} \qquad (۲۵-۵-۲-۱۰)$$

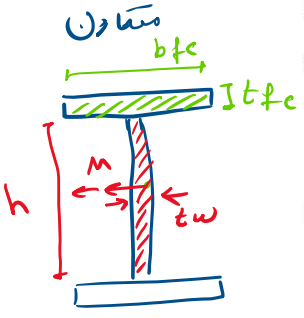
یا به‌طور محافظه‌کارانه‌تر:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1+\frac{a_w}{6}\right)}} \qquad (۲۶-۵-۲-۱۰)$$

- برای مقاطع I شکل با بال فشاری غیرمستطیلی نظیر بال‌های تقویت‌شده با ورق یا ناودانی، r_t برابر با شعاع ژیراسیون قسمتی از مقطع شامل مجموع بال فشاری و اجزای تقویت‌کنندهٔ آن به همراه یک‌سوم ناحیهٔ فشاری جان حول محور ماربر جان تیر (محور y) که در آن:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \qquad (۲۷-۵-۲-۱۰)$$

t_{fc} و b_{fc} = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع



$a_w = \frac{h t_w}{b_{fc} t_{fc}}$

@rjavanmardi

مبحث دهم

t_w و h_c = مطابق تعاریف بند ۱۰-۲-۵-۴-الف

h_o = فاصلهٔ مراکز دو بال

d = ارتفاع کل مقطع

h = ارتفاع جان برابر با فاصلهٔ خالص بین دو بال

پ) کمانش موضعی بال فشاری

پ-۱) برای مقاطع با بال فشاری فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال فشاری نیست.

پ-۲) برای مقاطع با بال فشاری غیرفشرده:

$$M_n = R_{pc}M_{yc} - \left(R_{pc}M_{yc} - F_L S_{xc}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۲۸)$$

پ-۳) برای مقاطع با بال فشاری لاغر:

$$M_n = \frac{0.9Ek_cS_{xc}}{\lambda_f^{\,2}} \qquad (۱۰-۲-۵-۲۹)$$

که در آن:

F_L = مطابق تعاریف بند ۱۰-۲-۵-۴-ب

R_{pc} و M_{yc} = مطابق تعاریف بند ۱۰-۲-۵-۴-الف

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ = حد لاغری برای بال فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

t_{fc} و b_{fc} = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

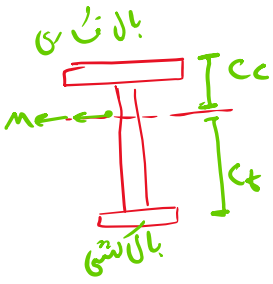
S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور x

k_c = برابر با $\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ که مقدار آن نباید از 0.35 کمتر و از 0.76 بیشتر در نظر گرفته شود.

t_w و h = به ترتیب ضخامت و ارتفاع ورق جان مقطع براساس تعاریف بند ۱۰-۲-۲-۴

@rjavanmardi

۲-۱۰ الزامات طراحی



ت) تسلیم بال کششی

ت-۱) چنانچه $S_{xt} \geq S_{xc}$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن تسلیم بال کششی نیست.

ت-۲) درصورتی‌که $S_{xt} < S_{xc}$ باشد:

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \qquad (۳۰-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور x

S_{xt} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی حول محور x

M_{yt} = لنگر تسلیم نسبت به بال کششی و برابر با $F_y S_{xt}$

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

R_{pt} = ضریب پلاستیک جان مقطع براساس حالت حدی تسلیم بال کششی مطابق روابط زیر:

- اگر $\frac{I_{yc}}{I_y} > 0.23$ و $\lambda_w \leq \lambda_{pw}$ باشد:

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \qquad (۳۱-۵-۲-۱۰)$$

- اگر $\frac{I_{yc}}{I_y} > 0.23$ و $\lambda_w > \lambda_{pw}$ باشد:

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right) \qquad (۳۲-۵-۲-۱۰)$$

- اگر $\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23$ باشد:

$$R_{pt} = 1 \qquad (۳۳-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

I_y = ممان اینرسی مقطع حول محور y

I_{yc} = ممان اینرسی بال فشاری مقطع حول محور y

$M_p = F_y Z_x$ = لنگر پلاستیک مقطع حول محور x که نباید بیشتر از $1.6 F_y S_x$ منظور شود.

Z_x = اساس مقطع پلاستیک حول محور x

irnbr.ir
@rjavanmardi

مبحث دهم

S_x= اساس مقطع الاستیک حول محور x

$$\frac{h_c}{t_w}=\lambda_w$$

$\lambda_p = \lambda_{pw}$ = حد لاغری برای جان فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۴

$\lambda_r = \lambda_{rw}$ = حد لاغری برای جان غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۴

h_c = دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا آغاز گردی ریشهٔ اتصال جان به بال، برای مقاطع نوردشده

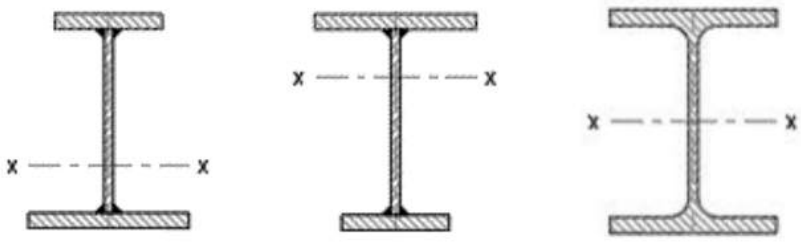
= دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا نزدیک‌ترین خط وسایل اتصال در ناحیهٔ فشاری، برای مقاطع ساخته شده از ورق با وسایل اتصال غیر از جوش

= دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا وجه داخلی بال فشاری، برای مقاطع ساخته شده از ورق با اتصال جوشی بال به جان

t_w = ضخامت جان.

۱۰-۲-۵-۵ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده و غیرفشرده یا لاغر و جان لاغر تحت اثر خمش حول محور قوی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده و غیرفشرده یا لاغر و جان لاغر که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.



بال‌ها فشرده یا غیرفشرده یا لاغر، جان لاغر

@rjavanmardi

۱۰-۲ الزامات طراحی

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم بال فشاری، کمانش جانبی- پیچشی، کمانش موضعی بال فشاری و تسلیم بال کششی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم بال فشاری

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \qquad (۱۰-۲-۵-۳۴)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور x

R_{pg} = ضریب تقلیل مقاومت خمشی برای جان لاغر مطابق رابطهٔ زیر:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300 a_w}\left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۳۵)$$

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

h_c = دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا آغاز گردی ریشهٔ اتصال جان به بال، برای مقاطع نوردشده

= دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا نزدیک‌ترین خط وسایل اتصال در ناحیهٔ فشاری، برای مقاطع ساخته شده از ورق با وسایل اتصال غیر از جوش

= دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا وجه داخلی بال فشاری، برای مقاطع ساخته شده از ورق با اتصال جوشی بال به جان

t_w = ضخامت جان

a_w = نسبت دو برابر مساحت جان تحت فشار به مساحت بال فشاری مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۲۷ که نباید بزرگ‌تر از 10 در نظر گرفته شود.

ب) کمانش جانبی- پیچشی

ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش جانبی- پیچشی نیست.

@rjavanmardi

مبحث دهم

ب-۲) برای $L_b > L_p$:

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \qquad (۱۰-۲-۵-۳۶)$$

که در آن:

R_{pg}= ضریب تقلیل مقاومت خمشی مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۳۵

S_{xc}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور x

F_{cr}= تنش کمانشی مطابق روابط زیر:

$$\begin{cases} F_{cr} = C_b \left[F_y - (0.3F_y)\left(\dfrac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le F_y & : L_p < L_b \le L_r \\ F_{cr} = \dfrac{C_b \pi^2 E}{\left(\dfrac{L_b}{r_t}\right)^2} \le F_y & : L_r < L_b \end{cases} \qquad (۱۰-۲-۵-۳۷)$$

L_b= فاصلهٔ بین مهارهای جانبی متوالی

مقادیر L_p و L_r از طریق روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۱۰-۲-۵-۳۸)$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \qquad (۱۰-۲-۵-۳۹)$$

r_t= شعاع ژیراسیون مؤثر مربوط به کمانش جانبی-پیچشی مطابق روابط بند ۱۰-۲-۵-۴-ب

پ) کمانش موضعی بال فشاری

پ-۱) برای مقاطع با بال فشاری فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال فشاری نیست.

پ-۲) برای مقاطع با بال فشاری غیرفشرده و لاغر:

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \qquad (۱۰-۲-۵-۴۰)$$

که در آن:

R_{pg}= ضریب تقلیل مقاومت خمشی مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۳۵

inbr.ir
@rjavanmardi

S_{xc}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

F_{cr}= تنش کمانشی مطابق روابط زیر:

- برای مقاطع با بال فشاری غیرفشرده:

$$F_{cr} = F_y - (0.3F_y)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{rf}}{\lambda_{if} - \lambda_{rf}}\right) \qquad (۴۱-۵-۲-۱۰)$$

- برای مقاطع با بال فشاری لاغر:

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\lambda_f{}^2} \qquad (۴۲-۵-۲-۱۰)$$

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \lambda_f$$

$\lambda_p = \lambda_{pf}$= حد لاغری برای بال فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

$\lambda_r = \lambda_{rf}$= حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

t_{fc} و b_{fc}= به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک حول محور x

k_c = برابر با $\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ که نباید از 0.35 کمتر و از 0.76 بیشتر در نظر گرفته شود.

t_w و h = به ترتیب ضخامت و پهنای ورق جان مقطع براساس تعاریف بند ۱۰-۲-۲-۴

ت) تسلیم بال کششی

ت-۱) چنانچه $S_{xt} \geq S_{xc}$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن تسلیم بال کششی نیست.

ت-۲) درصورتی‌که $S_{xt} < S_{xc}$ باشد:

$$M_n = F_y S_{xt} \qquad (۴۳-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

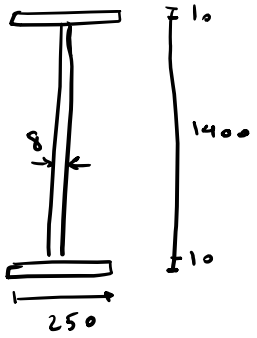
S_{xc}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور x

S_{xt}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی حول محور x

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

@rjavanmardi

مقاومت خمشی اسمی تیر ورق زیر حول محور قوی چند KN.m می باشد، فولاد از نوع ST-37 می باشد. بال فشاری تیر دارای مهار جانبی کافی می باشد.



$F_y = 240 MPa$

کنترل فشردگی بال:

$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{250}{2\times 10} = 12.5$

حالت ۱۱ جدول ۱۰-۲-۲-۱۰ 3

$\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11$, $\lambda_{rf} = 0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} = 19.32$

متقارن $\Rightarrow F_L = 0.7 F_y$, $k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.3 \Rightarrow k_c = 0.35$

$\lambda_{pf} < \lambda_f < \lambda_{rf} \rightarrow$ بال غیر فشرده

کنترل فشردگی جان

حالت ۱۵ جدول ۱۰-۲-۲-۹

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{1400}{8} = 175$,

$\lambda_{rw} = 164.5 \Rightarrow \lambda_w > \lambda_{rw} \Rightarrow$ جان لاغر

در ادامه مقاومت خمشی این مقطع بر اساس بند ۱۰-۲-۵-۲ محاسبه می گردد:

۱۰-۲-۵-۲ $\Rightarrow$

- ۲ تسلیم → بال غیرفشرده و مقطع با تسلیم خواهد شد ×
- LTB کمانش پیچشی جانبی → × بال نگاه دارنده جانبی دارد
- FLB کمانش موضعی بال ✓
- TFY تسلیم کششی بال → × مقطع متقارن است

کنترل کمانش موضعی بال FLB:

$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$, $S_{xc} = \frac{I_y}{c_c} = \frac{\frac{1}{12}(250\times 1420^3 - 242\times 1400^3)}{710} = 6076\times 10^3 \, mm^3$

$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200+300 a_w}\left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right) \leq 1$

$a_w = \frac{h t_w}{b_{fc} t_{fc}} \leq 10 \Rightarrow a_w = \frac{1400\times 8}{250\times 10} = 4.5 \Rightarrow R_{pg} = 0.98$

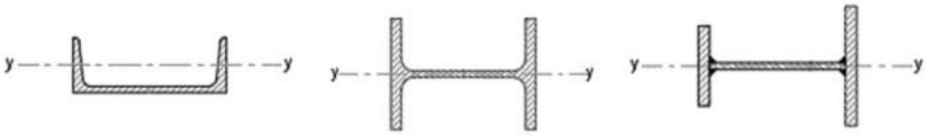
۱۰-۲-۵-۲ جدول بال غیرفشرده $F_{cr} = F_y - 0.3 F_y\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) = 226 MPa$

$M_n = 0.98 \times 226 \times 6076\times 10^3 = 1350 \, kN.m$

مبحث دهم

۱۰-۲-۵-۶ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی که تحت اثر خمش حول محور ضعیف قرار دارند.



بال‌ها فشرده، غیرفشرده یا لاغر

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت حدی تسلیم و کمانش موضعی بال در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_y \le 1.6 F_y S_y \qquad (۱۰-۲-۵-۴۴)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

S_y = اساس مقطع الاستیک حول محور ضعیف (محور y) نسبت به دورترین تار

Z_y = اساس مقطع پلاستیک حول محور ضعیف (محور y)

ب) کمانش موضعی بال

ب-۱) برای مقاطع با بال‌های فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال نیست.

ب-۲) برای مقاطع با بال‌های غیرفشرده:

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_y\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۴۵)$$

ب-۳) برای مقاطع با بال‌های لاغر:

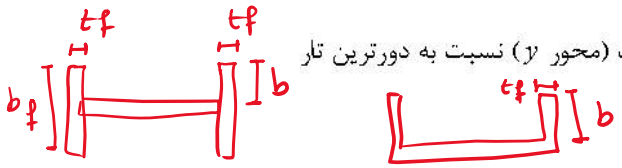
$$M_n = \frac{0.7 E S_y}{\lambda_f^{\,2}} \qquad (۱۰-۲-۵-۴۶)$$

@rjavanmardi

۲-۱۰ الزامات طراحی

که در آن:

S_y= اساس مقطع الاستیک حول محور ضعیف (محور y) نسبت به دورترین تار



$$\frac{b}{t_f}=\lambda_f$$

$\lambda_p=\lambda_{hf}$ = حد لاغری بال فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

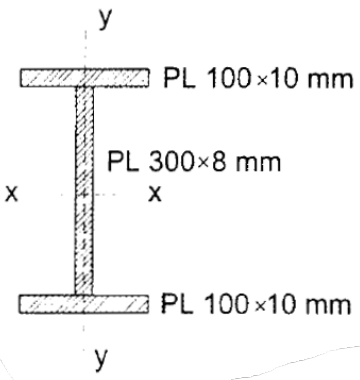
$\lambda_r=\lambda_{mf}$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

t_f = ضخامت بال مقطع

b = برای مقطع I شکل برابر با نصف پهنای بال، برای مقطع ناودانی برابر با پهنای بال

مقاومت خمشی طراحی حول محورهای قوی و ضعیف تیر ورق I شکل زیر از جنس S235 به‌طول 6 متر با فرض تامین تکیه‌گاه جانبی کافی در سرتاسر طول تیر، برحسب کیلونیوتن-متر به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$Z_{y\text{-}y}= 54800\ mm^3$ ، $Z_{x\text{-}x}= 490000\ mm^3$ ، $S_{y\text{-}y}= 33589\ mm^3$ و $S_{x\text{-}x}= 412917\ mm^3$



۱) 104 و 11
۲) 104 و 9
۳) 87 و 9
۴) 87 و 11

مرداد ۱۴۰۰

مقطع دارای بال و جان فشرده می باشد، بنابراین تنها لازم است معیار تسلیم کنترل گردد.
(معیار LTB حاکم نمی باشد چون بال مقطع دارای مهار جانبی کافی می باشد)

خمش حول محور قوی

با توجه به جدول $F_y = 235\ MPa$

$$\phi M_{nx} = \phi Z_x F_y = 0.9 \times 490 \times 10^3 \times 235 = 103.6\ kN.m$$

خمش حول محور ضعیف

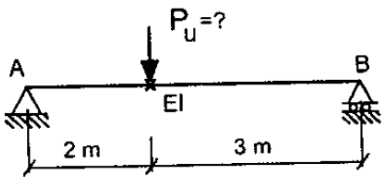
$$\phi M_n = \phi \min\{Z_y F_y, 1.6 S_y F_y\} = \min\{11.5\ kN.m, 11.9\ kN.m\}$$

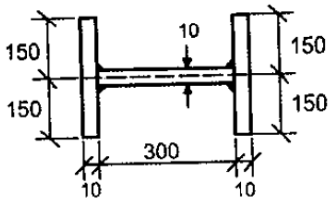
$$= 11.9\ kN.m$$

گزینه ۱

حداکثر بار نهایی (P_u) قابل تحمل توسط تیر شکل زیر که تحت اثر خمش حول محور ضعیف قرار دارد، به کدام‌یک از گزینه‌ها نزدیک‌تر است؟ ابعاد مقطع تیر به میلی‌متر بوده و تیر فقط در تکیه‌گاه‌ها دارای تکیه‌گاه جانبی است.

$F_y=240$ MPa و $E=2\times10^5$ MPa

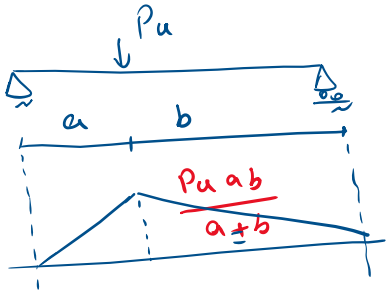




مقطع تیر

۱) 82.4 kN
۲) 109.8 kN
۳) 86.8 kN
۴) 72.3 kN

اردیبهشت ۱۴۰۲



$M_u = \frac{P_u \times 2000 \times 3000}{5000} = 1200\ P_u$

خمش حول محور ضعیف:

کنترل فشرده‌ی بال

حالت 13 جدول 10-2-2-3

$\lambda_f = \frac{150}{10} = 15$, $\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11$, $\lambda_{pf} = 1\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.8$

$\lambda_{pf} < \lambda_f < \lambda_{rf}$ ← بال غیرفشرده

حالت 10-2-5-6 بند ج

$M_n = M_p - (M_p - 0.7 S_y F_y)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)$

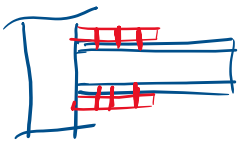
$M_p = Z_y F_y = 2\times[150\times10\times150]\times240 = 108$ kN.m

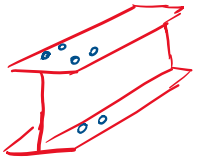
$S_y = \frac{2\times\frac{1}{12}\times10\times300^3}{150} = 300\times10^3\ mm^3$, $0.7\ S_y F_y = 50.4$ kN.m

$\Rightarrow M_n = 95.05$ kN.m $\Rightarrow P_u = \frac{0.9\times95.05\times10^3\ kN.mm}{1200} = 72$ kN

گزینه ۴

@rjavanmardi





۱۰-۲-۵-۱۳ تناسبات ابعادی مقطع اعضای خمشی

الف) اعضای با مقاطع دارای بال کششی سوراخ‌دار

این بند مربوط است به اعضای با مقاطع نوردشده و ساخته شده از ورق که مقطع آن‌ها دارای سوراخ بوده و مقاومت خمشی اسمی آن‌ها بر مبنای سطح مقطع کلی محاسبه شده است.

در این‌گونه اعضا در صورت وجود سوراخ در بال یا بال‌ها، در محاسبهٔ مقاومت خمشی اسمی (M_n)، در محدودهٔ سوراخ باید محدودیت‌های گسیختگی بال کششی در نظر گرفته شود.

الف-۱) درصورتی‌که $F_u A_{fn} \geq 1.2\, Y_t F_y A_{fg}$ باشد، هیچ‌گونه محدودیتی در محاسبهٔ مقاومت خمشی اسمی به‌خاطر وجود سوراخ در بال کششی در نظر گرفته نمی‌شود.

الف-۲) درصورتی‌که $F_u A_{fn} < 1.2\, Y_t F_y A_{fg}$ باشد، در محدودهٔ سوراخ بال کششی، مقاومت خمشی اسمی نباید بزرگ‌تر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \qquad (۱۰-۲-۵-۹۵)$$

که در آن:

A_{fg} = سطح مقطع کلی بال کششی

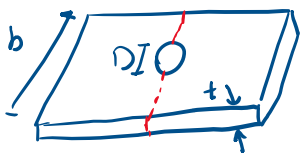
A_{fn} = سطح مقطع خالص بال کششی که براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۳ محاسبه می‌شود.

F_u = تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

Y_t = ضریب تأثیر سوراخ که برای حالت $F_y / F_u \leq 0.8$ برابر 1.0 و برای سایر حالت‌ها باید برابر 1.1 در نظر گرفته شود.

S_x = اساس مقطع الاستیک حول محور خمش نسبت به دورترین تار مقطع



$A_{fn} = (b - D)\, t$

$A_{fg} = b\, t$

$F_u A_{fn}$

$1.2\, Y_t F_y A_g$

@rjavanmardi

تیر IPE300 با مهار جانبی کافی بال فشاری، در محل اتصال خمشی با ستون در هر یک از بال‌های بالا وپائین دارای دو سوراخ (در هر طرف جان یک سوراخ) با قطر 20 mm می‌باشد. دو سوراخ بال پائین و دو سوراخ بال بالا همگی در یک مقطع عرضی از تیر قرار دارند و فواصل آنها از لبه‌ها به درستی تنظیم شده است. در صورتیکه فولاد از نوع ST37 ($F_u = 370\,MPa, F_y = 240\,MPa$) باشد مقدار مقاومت خمشی اسمی مقطع بر حسب kN.m در محدوده سوراخ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 170 ۲) 150 ۳) 135 ۴) 110

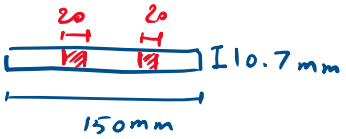
خرداد ۹۳

تیر خمش دیده بوده و با توجه به مهار بال فشاری تنها کافی است، مقاومت تسلیم مبنای آن تشکیل گردد.

$IPE300 \Rightarrow M_p = Z F_y = 150.7\ kN.m$

تشکیل لنگر انددر سوراخ برمقاومت خمشی تیر

$\frac{F_y}{F_u} \leq 0.8 \Rightarrow Y_t = 1 \Rightarrow$



گسیختگی $F_u A_{fn} = 370 \times (150 - 40) \times 10.7 = 435\ kN$

تسلیم $1.2 Y_t f_y A_{fg} = 1.2 \times 1 \times 240 \times 150 \times 10.7 = 462\ kN$

$1.2 Y_t f_y A_{fg} > F_u A_{fn} \Leftarrow$ سوراخ ها در مقاومت خمشی اسمی مقطع اثر دارند.

$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x = \frac{370 \times (150 - 40) \times 10.7}{150 \times 10.7} \times 557 \times 10^3 = 151\ kN.m$

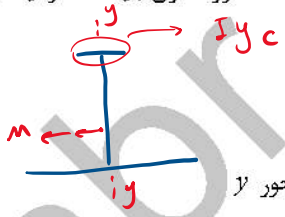
بنابراین M_n حاصل 150.7و151 باید در نظر گرفته شود.

$M_n = 150\ kN.m$ گزینه 2

ب) اعضای با مقطع I شکل

ب-۱) اعضای با مقطع I شکل دارای یک محور تقارن باید محدودیت زیر را برآورده سازند.

$$0.1 \le \frac{I_{yc}}{I_y} \le 0.9 \qquad (۹۶-۵-۲-۱۰)$$



که در آن:

I_y= ممان اینرسی کل مقطع حول محور y

I_{yc}= ممان اینرسی بال فشاری در حالت انحنای ساده و ممان اینرسی بال کوچک‌تر در حالت انحنای مضاعف حول محور y





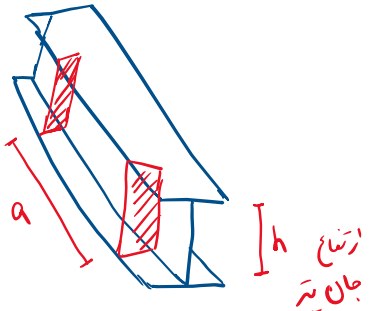
ب-۲) در اعضای با مقطع I شکل با جان لاغر باید محدودیت‌های زیر نیز رعایت شوند.

- برای $\frac{a}{h} \le 1.5$:

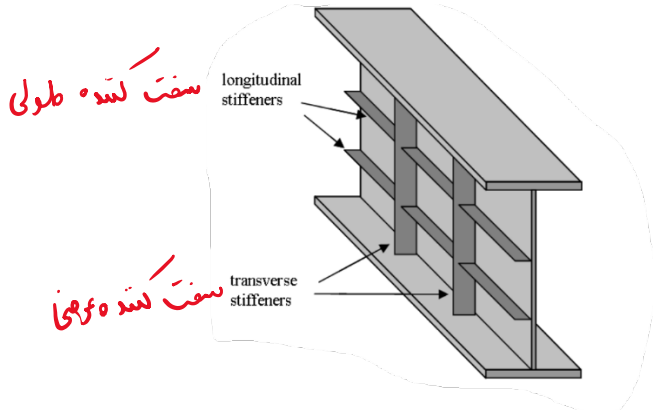
$$\frac{h}{t_w} \le 12\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۹۷-۵-۲-۱۰)$$

- برای $\frac{a}{h} > 1.5$:

$$\frac{h}{t_w} \le 0.4\frac{E}{F_y} \qquad (۹۸-۵-۲-۱۰)$$



که در آن:



@rjavanmardi

۲-۱۰ الزامات طراحی

a = فاصلهٔ آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی

h = فاصلهٔ بین شروع گردی ریشهٔ جان به بال، برای نیمرخ‌های نورد شده

= فاصلهٔ آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته شده از ورق

t_w = ضخامت جان

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

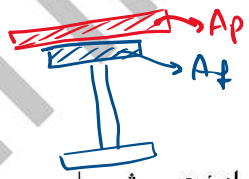
ب-۳) در اعضای بدون سخت‌کننده‌های عرضی نسبت h/t_w نباید از 260 و نسبت دو برابر مساحت ناحیهٔ تحت فشار جان به مساحت بال فشاری نباید از 10 بیشتر شود.

پ) ملاحظات ورق‌های پوششی در بال مقاطع اعضای خمشی

پ-۱) تقویت بال‌ها

بال مقاطع تیرهای نوردشده و تیرهای ساخته‌شده از ورق را می‌توان به کمک ورق‌های پوششی بال، تقویت نمود. در مواردی که اتصال ورق پوششی بال به بال مقاطع تیرها از نوع پیچی یا جوشی باشد، در هر بال مجموع سطح مقطع‌های ورق‌های پوششی نباید از 70 درصد سطح مقطع کل بال (شامل ورق‌های پوششی) تجاوز نماید.

$A_p \le 0.7(A_p + A_f)$



پ-۲) اتصال ورق‌های پوششی به بال

اتصال ورق‌های پوششی به بال تیر باید از نوع جوشی یا پیچی با پیچ‌های پرمقاومت و با عملکرد لغزش بحرانی باشد و بر مبنای برش افقی ناشی از تغییرات لنگر خمشی تیر طراحی شوند. توزیع طولی پیچ‌ها و جوش‌های منقطع باید متناسب با شدت برش باشد، لیکن فاصلهٔ آن‌ها نباید از مقادیر ارائه‌شده در بند ۱۰-۲-۳-۵ برای بال کششی و مقادیر ارائه‌شده در بند ۱۰-۲-۴-۶-۲ برای بال فشاری بیشتر شود. در صورت استفاده از جوش گوشه، درهرحال بعد جوش نباید از بعد حداقل آن کمتر شود. در ضمن این پیچ‌ها یا جوش‌ها باید برای انتقال هر نیرویی که مستقیماً از طریق بال به جان منتقل می‌شود، طراحی گردند؛ مگر اینکه این نیرو به طریقی دیگر به جان انتقال یابد.

@rjavanmardi

مبحث دهم

پ-۳) قطع ورق‌های پوششی بال‌ها

ورق‌های پوششی که در تمام طول دهانه ادامه ندارند، باید بعد از نقطهٔ قطع محاسباتی به طول مشخصی ادامه یافته و در این طول به‌وسیلهٔ پیچ‌های پرمقاومت با عملکرد لغزش بحرانی یا جوش گوشه به بال متصل شوند. این طول، طول گیرایی نامیده می‌شود. (۹)

طول گیرایی باید به اندازه‌ای باشد که اتصال ورق پوششی در این طول قادر به انتقال برش افقی ناشی از مقاومت خمشی سهم ورق پوششی از مقاومت خمشی موردنیاز تیر در نقطهٔ قطع محاسباتی ورق یا به‌طور محافظه‌کارانه قادر به انتقال برش افقی برابر حاصل‌ضرب مساحت ورق پوششی در تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد باشد.

حداقل طول گیرایی (a) که از انتهای ورق پوششی اندازه‌گیری می‌شود، باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

(۱) برابر پهنای ورق پوششی، در حالتی که جوش اتصال ورق پوششی به تیر در طول a، پیوسته و بعد ساق آن حداقل سه‌چهارم ضخامت ورق پوششی بوده و در دو لبهٔ کناری و لبهٔ انتهایی ورق پوششی اجرا شود.

(۲) یک و نیم برابر پهنای ورق پوششی، در حالتی که بعد جوش پیوسته به طول a در دو لبهٔ کناری ورق پوششی و در انتهای آن کمتر از سه‌چهارم ضخامت ورق تقویتی باشد.

(۳) دو برابر پهنای ورق پوششی، در حالتی که جوش پیوسته به طول a فقط در دو لبهٔ کناری ورق وجود دارد و در لبهٔ انتهایی جوش اجرا نمی‌شود.

ت) اعضای ساخته شده از چند نیمرخ

هنگامی‌که از دو یا چند نیمرخ برای ساخت مقطع یک عضو خمشی با عملکرد مشترک استفاده شود، اتصال آن‌ها باید براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۹ انجام گیرد. برای انتقال بار از یک نیمرخ به نیمرخ یا نیمرخ‌های دیگر یا توزیع آن بین نیمرخ‌ها، باید دیافراگم‌هایی در امتداد عمود بر محور طولی عضو با سختی کافی از طریق پیچ یا جوش به نیمرخ‌ها متصل شود.

@rjavanmardi

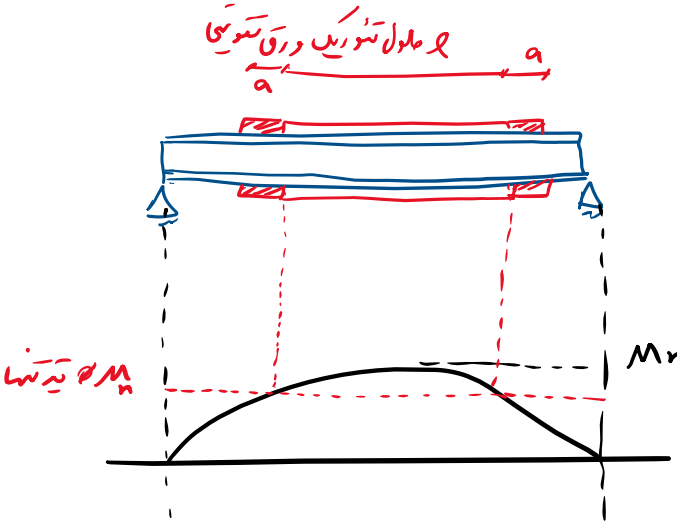
۱۰-۲ الزامات طراحی

ث) اتصال جان به بال اعضای ساخته شده از ورق

اتصال جان به بال مقاطع ساخته شده از ورق باید از نوع جوشی بوده و بر مبنای برش افقی ناشی از تغییرات لنگر خمشی تیر و متناسب با شدت برش طراحی شوند. در صورت استفاده از جوش‌های منقطع، توزیع طولی آن‌ها باید متناسب با شدت برش باشد، لیکن فاصلهٔ آن‌ها نباید از حداقل مقادیر ارائه‌شده در بند ۱۰-۲-۳-۵ برای بال کششی و مقادیر ارائه‌شده در بند ۱۰-۲-۴-۶-۲ برای بال فشاری بیشتر شود. درهرحال بعد جوش گوشه نباید از بعد حداقل کمتر در نظر گرفته شود. در ضمن این جوش‌ها باید برای انتقال هر نیرویی که مستقیماً از طریق بال به جان منتقل می‌شود، طراحی گردند؛ مگر اینکه این نیرو به طریقی دیگر به جان انتقال یابد.

۱۰-۲-۵-۱۴ ملاحظات مربوط به بازشو در جان تیرها

در تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع فولادی، تأثیر بازشوهای موجود در جان باید به نحو مناسبی در نظر گرفته شود. الزامات مربوط به تیرهای دارای بازشوهای متوالی در جان (تیرهای لانه‌زنبوری) در پیوست ۵ ارائه شده است.



@rjavanmardi

طراحی اعضا برای برش

تسلیم برشی در جان: تنش در جان تیر فولادی به $0.6F_y$ برسد.

کمانش برشی (کمانش محلی در جان تیر): در سازه‌هایی دهکده جان (اغلب یا بدون سفت‌کننده) باشد

الگوهای شکست برشی:

کمانش محلی جان (کمانش برشی) معمولاً در تیرهایی رخ می‌دهد که نسبت $\frac{h}{t_w}$ در آن‌ها زیاد باشد. در این تیرها ممکن است جان تیر بجای تسلیم، دچار کمانش محلی شود. راستای این کمانش معمولاً 45° بوده و در صورت استفاده از سفت‌کننده در جان تیر احتمال وقوع آن بسیار کم می‌شود.

آیین‌نامه اثر کمانش محلی جان را در یک ضریب بنام C_V در نظر می‌گیرد.

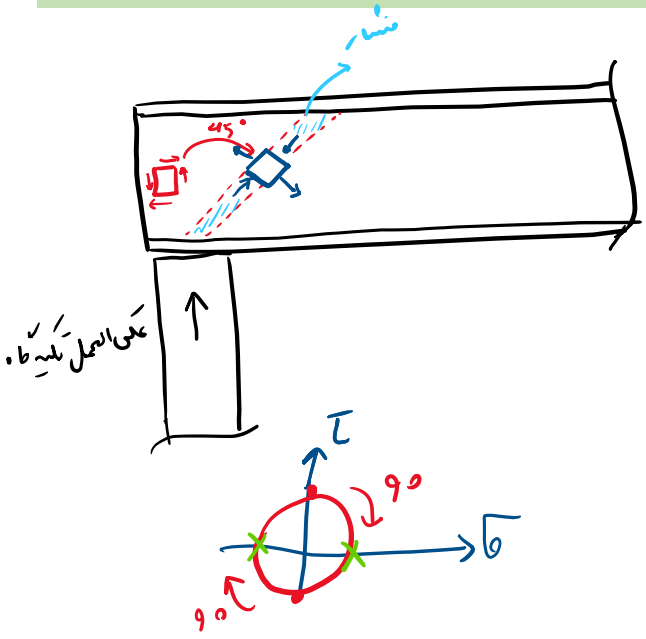
اگر ضریب $C_V = 1$ باشد، معنای آن این است که کمانش محلی در تیر رخ نمی‌دهد و تسلیم برشی برای طراحی آن حاکم است.

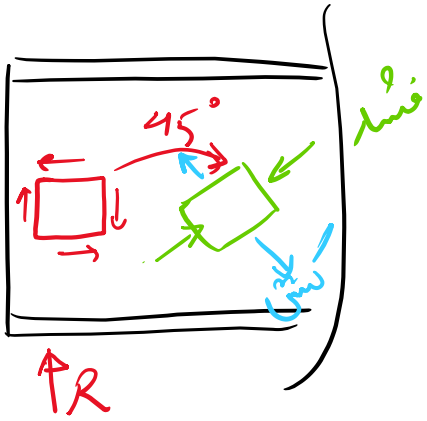
اگر ضریب $C_V < 1$ باشد، مفهوم این است که احتمال وقوع کمانش محلی در جان تیر وجود دارد. و آیین‌نامه با این ضریب مقاومت برشی مقطع را کاهش می‌دهد.

$C_V = 1 \longrightarrow$ تسلیم برشی

$C_V < 1 \longrightarrow$ کمانش محلی جان

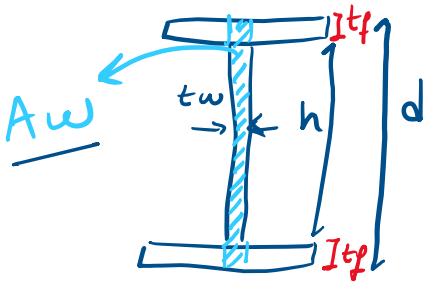






مقاومت برشی $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$ ← ضریب کاهنده

$$A_w = d\, t_w$$



$$d = h + 2t_f$$

d عمق مقطع t_w ضخامت جان

h ارتفاع جان

مبحث دهم

۱۰-۲-۶ الزامات طراحی اعضا برای نیروی برشی

این بخش به الزامات طراحی اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر برش در صفحهٔ جان، اعضای با مقطع نبشی تک، اعضای با مقطع دایره‌ای شکل توخالی، قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای، اعضای با مقطع تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف می‌پردازد.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۶-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی تحت اثر برش در صفحهٔ جان
- ۱۰-۲-۶-۳ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع سپری تحت اثر برش در صفحهٔ تقارن و نبشی تک
- ۱۰-۲-۶-۴ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل (HSS)، جعبه‌ای و سایر مقاطع دارای یک یا دو محور تقارن
- ۱۰-۲-۶-۵ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع دایره‌ای شکل توخالی
- ۱۰-۲-۶-۶ مقاومت برشی اسمی اعضای دارای یک یا دو محور تقارن که تحت اثر برش در راستای عمود بر محور ضعیف مقطع
- ۱۰-۲-۶-۷ ملاحظات مربوط به بازشو در جان تیرها

۱۰-۲-۶-۱ الزامات عمومی

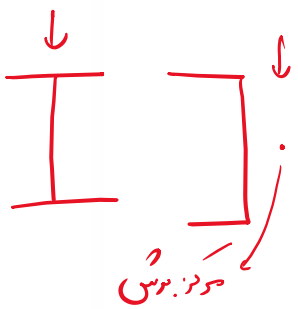
در روش LRFD مقاومت برشی طراحی مساوی $\phi_v V_n$ و در روش ASD مقاومت برشی مجاز مساوی V_n/Ω_v است که در آن:

ϕ_v = ضریب کاهش مقاومت برشی بوده و برای کلیهٔ الزامات این بخش برابر 0.9 است، به‌جز در مورد بند ۱۰-۲-۶-۲-۱-الف که مقدار آن باید برابر 1.0 در نظر گرفته شود.

Ω_v = ضریب اطمینان مقاومت برشی بوده و برای کلیهٔ الزامات این بخش برابر 1.67 است، به‌جز در مورد بند ۱۰-۲-۶-۲-۱-الف که مقدار آن باید برابر 1.5 در نظر گرفته شود.

V_n = مقاومت برشی اسمی اعضا بوده که مطابق الزامات بندهای ۱۰-۲-۶-۲ تا ۱۰-۲-۶-۷ باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های تسلیم برشی و کمانش برشی در نظر گرفته شود.

inbr.ir
@rjavanmardi



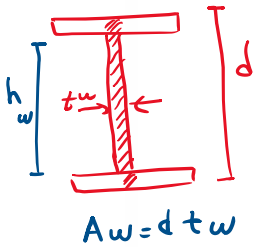
۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی تحت اثر برش در صفحهٔ جان

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع I شکل نوردشده یا ساخته‌شده از ورق دارای یک یا دو محور تقارن و ناودانی که تحت اثر برش در صفحهٔ جان قرار دارند. در این بند برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضایی با این نوع مقاطع دو روش ارائه گردیده است. در روش اول برای محاسبهٔ مقاومت برشی اسمی اعضا مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ از عمل میدان کششی استفاده نمی‌شود؛ اما در روش دوم برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضا مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-۲ از عمل میدان کششی استفاده می‌شود.

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی

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

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \qquad (۱۰-۶-۲-۱)$$



که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

$A_w = dt_w$ = مساحت جان که برابر است با حاصل‌ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان

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

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده که $\frac{h}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد:

ASD ← $\Omega_v = 1.5$
LRFD ← $\phi_v = 1$

$$C_{v1} = 1 \qquad (۱۰-۶-۲-۲)$$

ب) برای جان سایر مقاطع I شکل و ناودانی: $\Omega_v = 1.67$, $\phi_v = 0.9$

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_{v1} = 1 \qquad (۱۰-۶-۲-۳)$$

@rjavanmardi

مبحث دهم

ب-۲) برای $\frac{h}{t_w} > 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

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

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

- برای جان مقاطع بدون سخت‌کننده:

$$k_v = 5.34 \qquad (۵-۶-۲-۱۰)$$

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

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

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

$$k_v = 5.34 \qquad (۷-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

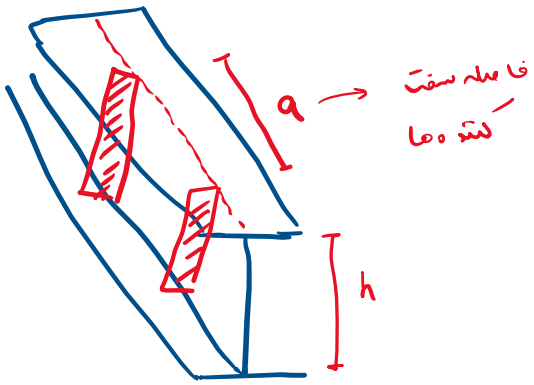
t_w = ضخامت جان مقطع

a = فاصلهٔ آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان

h = فاصلهٔ آزاد بین دو بال منهای گردی محل اتصال جان به بال، برای تیرهای نورد شده

= فاصلهٔ آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته‌شده از ورق با اتصال جان به بال‌ها به‌وسیلهٔ جوش

= فاصلهٔ بین خطوط پیچ، برای مقاطع ساخته شده از ورق با اتصال جان به بال‌ها به‌وسیلهٔ پیچ



@rjavanmardi

الگوریتم محاسبه مقاومت برشی مقاطع I شکل حول محور قوی

بدون در نظر گرفتن اثر میدان کششی

1) $\frac{h}{t_w}$, $\frac{a}{h}$

2) محاسبه k_v

جان مقطع بدون سفت کننده عرضی $k_v = 5.34$

جان مقطع دارای سفت کننده عرضی

$$\begin{cases} \frac{a}{h} \le 3 \Rightarrow k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \\ \frac{a}{h} > 3 \Rightarrow k_v = 5.34 \end{cases}$$

3) محاسبه C_{v_1} مقطع نورد شده با $\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_{v_1} = 1$

سایر مقاطع

$$\frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow C_{v_1} = 1$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow C_{v_1} = \frac{1.1}{(\frac{h}{t_w})}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

4) $V_n = 0.6 F_y A_w C_{v_1}$ $\quad A_w = dt$

مقاومت طراحی LRFD $\leftarrow$ $\phi_v V_n = \phi_v (0.6 F_y A_w C_{v_1})$

مقاومت مجاز ASD $\leftarrow$ $\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{0.6 F_y A_w C_{v_1}}{\Omega_v}$

$\Omega_v = 1.5 \rightarrow$ AS D

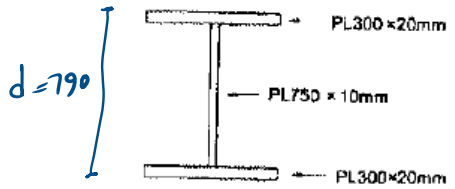
جان مقطع I نورد شده با $\frac{h}{t_w} < 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\phi_v = 1$

سایر مقاطع $\leftarrow$ $\phi_v = 0.9$, $\Omega_v = 1.67$

مقطع یک تیر به طول 10 متر با تکیه‌گاه‌های ساده مطابق شکل زیر است. اگر فواصل آزاد سخت‌کننده‌ها در جان تیر ورق برابر با یک متر باشد، مقاومت برشی طراحی این تیر ورق بر حسب kN در چشمه‌های ابتدایی و انتهایی، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (F_y=240 MPa)

LRFD ←

بدون عملکرد میدان کشی ←



1) 1020
2) 1138
3) 645
4) 715

شهریور ۹۵

1) $\frac{h}{t_w}=\frac{750}{10}=75$, $=\frac{a}{h}=\frac{1000}{750}=1.33$

2) $\frac{a}{h}=1.33<3 \Rightarrow k_v=5+\frac{5}{(a/h)^2}=7.81$

3) $\frac{h}{t_w}<1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}=88.7 \Rightarrow C_{v1}=1$

$\frac{h}{t_w}$ ~ 75

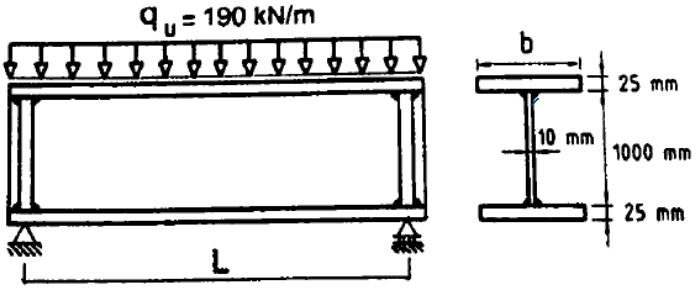
4) $\phi V_n=\phi\, 0.6 F_y A_w C_{v1}=0.9\times 0.6\times 240\times 790\times 10\times 1=1023$ kN

(A_w, C_{v1})

توجه:

$\frac{0.6 F_y A_w C_{v1}}{\Omega_v}=\frac{0.6\times 240\times 790\times 10\times 1}{1.67}=680$ kN ASD متناظر در روش

- در تیر شکل زیر سخت‌کننده‌های عرضی فقط در محل تکیه‌گاه‌ها تعبیه شده‌اند. بدون توجه به لزوم تعبیه سخت‌کننده‌های عرضی در طول تیر و فقط براساس کنترل برش، حداکثر طول مجاز تیر برحسب متر به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟(فرض کنید وزن واحد طول تیر در q_u لحاظ شده است). $(F_y = 240\ MPa\ ,\ E=2\times10^5\ MPa)$



۱) 14
۲) 8
۳) 9
۴) 10

اردیبهشت ۹۷

1) $\frac{h}{t_w} = \frac{1000}{10} = 100\ ,\quad \frac{a}{h} = \infty > 3$

2) جان بدون سخت کننده $\Rightarrow k_v = 5.34$

3) $\frac{h}{t_w} > 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow 100 > 73.7$

$\Rightarrow C_{v_1} = \frac{1.1}{(\frac{h}{t_w})}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 0.733$

4) $\phi V_n = 0.9 \times 0.6\ F_y A_w C_{v_1} = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 1050 \times 10 \times 0.733$
$= 997.4 kN$

$V_u \le \phi V_n \Rightarrow \frac{q_u L}{2} \le 997.4 \Rightarrow \frac{190 \times L}{2} \le 997.4$

$L \le 10.5\ m$ گزینه ۴

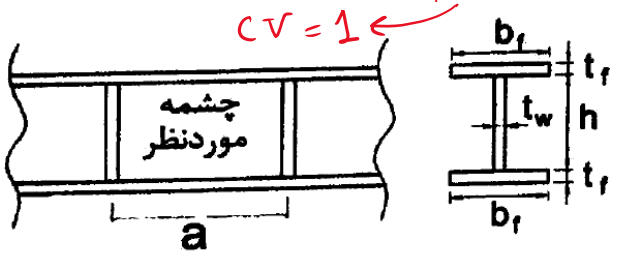
روش ASD

$\frac{0.6 F_y A_w C_{v_1}}{1.67} \le \frac{q_u L}{2}$

@rjavanmardi

در یک تیر I شکل فولادی ساخته شده از ورق در یکی از چشمه‌ها مقدار ضریب k_v برابر 10 محاسبه شده است. حداکثر مقدار h/t_w برای آنکه در این چشمه تعبیه سخت‌کننده‌های عرضی اضافی عملاً نتواند مقدار مقاومت برشی اسمی مقطع را افزایش دهد، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$C_V = 1$



$F_y = 240\ MPa$

$E = 2 \times 10^5\ MPa$

۱) 100 ۲) 70 ۳) 64 ۴) 123

بهمن ۹۷

اگر $C_V < 1$ باشد، آنگاه افزودن سفت‌کننده باعث افزایش ضریب C_V می‌شود. حتی اگر $C_V = 1$ باشد، احتمال دارد که چشمه‌ای در مقطع وجود نداشته باشد که عملاً افزودن سفت‌کننده، مقاومت برشی را هیچ تغییری ندهد. بنابراین در این سوال در صورتی که $C_V = 1$ باشد، افزودن سفت‌کننده، مقاومت برشی را تغییر نمی‌دهد.

$$C_V = 1 \Rightarrow \frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow \frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{10 \times 2 \times 10^5}{240}} \Rightarrow \frac{h}{t_w} \le 100$$

گزینه ۱

فرض کنید مقاومت برشی اسمی یک مقطع I شکل ساخته شده از ورق با $\frac{h}{t_w}=50$ برابر V_n است. اگر ضخامت جان این مقطع نصف شود، مقدار مقاومت برشی اسمی این مقطع حدوداً چقدر خواهد بود؟ فرض کنید مقاومت برشی اسمی در امتداد جان مقطع مدنظر است. همچنین فرض کنید عضو در طول خود فاقد سخت‌کننده‌های عرضی بوده و استفاده از آثار عمل میدان کششی مدنظر نیست. $E=2\times10^5$ MPa و $F_y=240$ MPa

۱) $0.63V_n$ ۲) $0.50V_n$ ۳) $0.42V_n$ ۴) $0.31V_n$

مهر ۹۹

حالت اول:

جان بدون سفت کننده $\Rightarrow k_v=5.34 \Rightarrow \frac{h}{t_w}=50 < 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow (C_{v1})_1 = 1$

$V_{n_1} = 0.6\, F_y A_w (C_{v1})_1 = 0.6 F_y d\, t_w (C_{v1})_1$ ~ 73.3

حالت دوم:

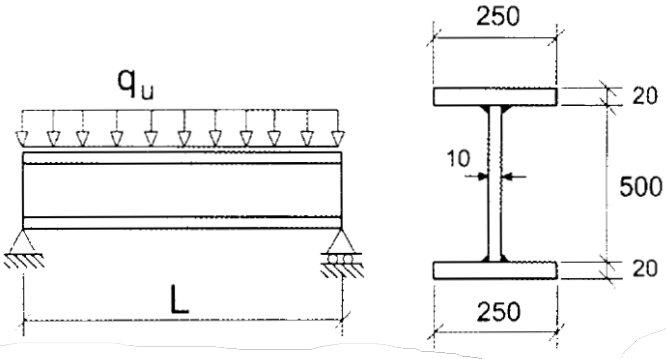
جان بدون سفت کننده $\Rightarrow k_v=5.34, \quad \frac{h}{t_w}=100 > 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$\Rightarrow (C_{v1})_2 = \frac{1.1}{(\frac{h}{t_w})}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 0.733$

$V_{n_2} = 0.6\, F_y\, A_w (C_{v1})_2 = 0.6\, F_y\, d\, \frac{t_w}{2} \times (C_{v1})_2$

$\frac{V_{n2}}{V_{n1}} = \frac{\frac{1}{2}\times(C_{v1})_2}{(C_{v1})_1} = 0.36$

فرض کنید تیر نشان داده شده در شکل زیر بدون سخت‌کننده‌های عرضی از مقاومت برشی اسمی کافی برخوردار نیست. از طریق تعبیه سخت‌کننده‌های عرضی در جان تیر با فاصلهٔ آزاد 500 میلی‌متر از یکدیگر حدوداً می‌توان چند درصد مقاومت برشی اسمی این تیر را افزایش داد؟ درشکل ابعاد به میلی‌متر، $E=2\times10^5$ MPa و $F_y=240$ MPa است.



۱) 22
۲) 12.5
۳) 10
۴) صفر

مرداد ۱۴۰۰

حالت اول (بدون سخت کننده)

1) $\frac{h}{t_w}=\frac{500}{10}=50$, $\frac{a}{h}=\infty$

2) $k_{v1}=5.34$

3) $\frac{h}{t_w} < 1.1\sqrt{\frac{k_{v1}E}{F_y}} \Rightarrow C_{v1}=1$ ← جان بدون سخت کننده

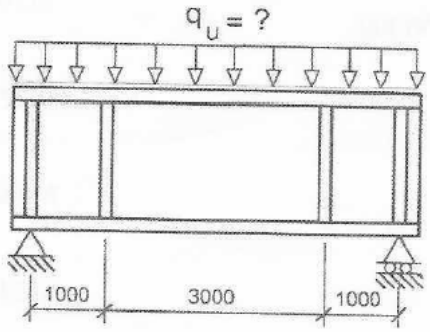
چون $C_{v1}=1$ شد بنابراین این مقطع دچار کمانش قطری جان نمی‌شود و تسلیم برشی بر مقطع حاکم می‌باشد.
بنابراین اضافه کردن سخت کننده، هیچ تأثیری در مقاومت برشی مقطع ندارد.
دقت شود سخت کننده زمانی مؤثر است که $C_v<1$ باشد و احتمال وقوع کمانش برشی در مقطع وجود داشته باشد
در این حالت اضافه کردن سخت کننده، C_v را افزایش می‌دهد.

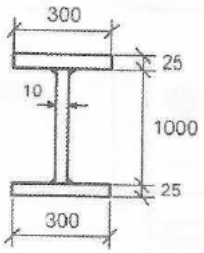
$C_{v1}=C_{v2}=1$ ← گزینه ۴

بدون در نظر گرفتن اثر میدان کشش

فقط براساس کنترل برش در چشمه‌های ابتدایی و انتهایی، حداکثر مقدار q_u قابل‌تحمل توسط تیر شکل زیر به کدام‌یک از گزینه‌ها نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$F_y=240$ MPa و $E=2\times10^5$ MPa





۱) 350 kN/m

۲) 605 kN/m

۳) 540 kN/m

۴) 1360 kN/m

دی-۱۴۰۱

1) $\frac{h}{t_w}=\frac{1000}{10}=100$, $\frac{a}{h}=\frac{1000}{1000}=1$

2) $\frac{a}{h}<3 \Rightarrow k_v=5+\frac{5}{(a/h)^2}=10$

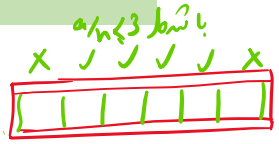
3) $\frac{a}{h}=100<1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}=100.4 \Rightarrow C_{V_1}=1$

4) $\phi V_n=0.9\times0.6F_yA_wC_{V_1}=0.9\times0.6\times240\times1050\times10=1360\,kN$

$V_u<\phi V_n \Rightarrow \frac{q_u L}{2}\leq 1360 \Rightarrow \frac{q_u\times5}{2}\leq 1360$

$q_u\leq 544$ kN/m

گزینه 3



۱۰-۲-۶-۲-۲ مقاومت برشی اسمی با توجه به عمل میدان کششی

در مواردی که قطعات سخت‌کننده عرضی با $a/h \le 3$ در جان تیر تعبیه شود، در چشمه‌های داخلی فاقد بازشو در جان می‌توان برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضا از عمل میدان کششی استفاده نمود. در این حالت مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از روابط زیر تعیین می‌شود:

در چشمه ابتدا و انتها نمی‌توان از عمل میدان استفاده کرد

الف) برای $\frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$V_n = 0.6F_y A_w \qquad (۱۰-۶-۲-۸)$$

ب) برای $\frac{h}{t_w} > 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

ب-۱) در صورت برقراری هر سه شرط $\frac{2A_w}{A_{fc}+A_{ft}} \le 2.5$ و $\frac{h}{b_{fc}} \le 6$ و $\frac{h}{b_{ft}} \le 6$:

$$V_n = 0.6F_y A_w \left(C_{v2} + \frac{1-C_{v2}}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) \qquad (۱۰-۶-۲-۹)$$

ب-۲) در غیر این صورت:

$$V_n = 0.6F_y A_w \left(C_{v2} + \frac{1-C_{v2}}{1.15\left((a/h)+\sqrt{1+(a/h)^2}\right)} \right) \qquad (۱۰-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

A_{fc} = مساحت بال فشاری

A_{ft} = مساحت بال کششی

b_{fc} = پهنای بال فشاری

b_{ft} = پهنای بال کششی

تعریف سایر پارامترها در بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ آمده است.

C_{v2} = ضریب کمانش برشی جان به شرح زیر:

- برای $\frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_{v2} = 1 \qquad (۱۰-۶-۲-۱۱)$$

- برای $1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

inbr.ir

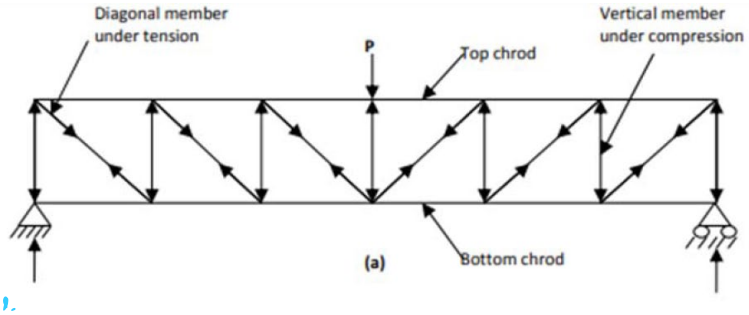
$$C_{v2}=\frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \qquad (۱۲-۶-۲-۱۰)$$

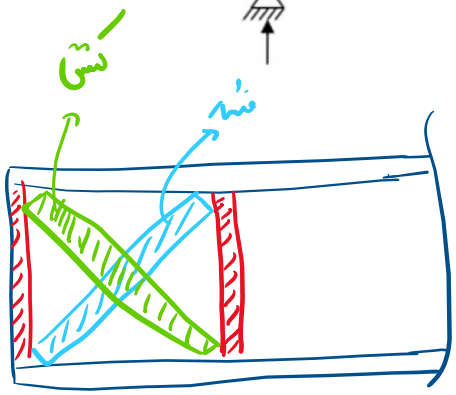
- برای $\frac{h}{t_w}>1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_{v2}=\frac{1.51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \qquad (۱۳-۶-۲-۱۰)$$

تبصره: درصورتی‌که مقاومت برشی اسمی به‌دست‌آمده با توجه به عمل میدان کششی کوچک‌تر از مقاومت برشی حاصل از رابطهٔ ۱۰-۲-۶-۲-۱ باشد، مقاومت برشی اسمی را می‌توان بدون توجه به عمل میدان کششی محاسبه نمود.

عملکرد میدان کششی:

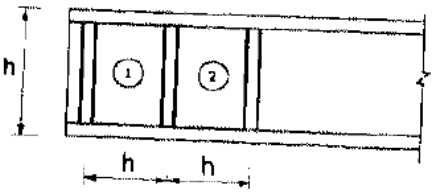




عمل میدان کششی: هنگامی که در جان تیر ورق بال ها و سخت کننده های مناسبی داشته باشیم، آنگاه در این حالت کمانش برشی جان رخ داده، و این راستا تحت فشار قرار گیرد، راستای عمود بر آن تحت کشش قابل توجه قرار دارد. این کشش می تواند تا حدودی از کمانش فعلی (برشی جان) جلوگیری کند. در صورتیکه بخواهیم بررسی این عملکرد میدان کششی حساب کنیم می توان مقاومت برشی را اندکی بیشتر در نظر گرفت به شرطی که شرایط استفاده از این عملکرد وجود داشته باشد.

شرایط استفاده از عملکرد میدان کششی: $\frac{a}{h}<3$ و دهانه داخلی قاب بازشو

در شکل زیر دو چشمه ابتدایی یک تیر ورق با تکیه‌گاه‌های انتهایی ساده و سخت‌کننده‌های عرضی به‌کار رفته در آن نشان داده شده است. با احتساب عمل میدان کششی، کدامیک از عبارت‌های زیر صحیح است؟



$\frac{a}{h} = 1$

۱) مقاومت برشی اسمی چشمه 2 همواره بزرگ‌تر یا مساوی مقاومت برشی اسمی چشمه 1 است.
۲) مقاومت برشی اسمی چشمه 2 همواره بزرگ‌تر از مقاومت برشی اسمی چشمه 1 است.
۳) مقاومت برشی اسمی چشمه 1 همواره بزرگ‌تر یا مساوی مقاومت برشی اسمی چشمه 2 است.
۴) مقاومت برشی اسمی چشمه 1 همواره بزرگ‌تر از مقاومت برشی اسمی چشمه 2 است.

شهریور ۹۵

در چشمه ۱ (چشمه ابتدایی) نمی‌توان از عملکرد میدان کششی استفاده کرد، اما در چشمه ۲ می‌توان از عملکرد استفاده کرد، بنابراین در حالاتی که کمانش قطری رخ دهد ($C_v < 1$) مقاومت برشی چشمه ۲ بزرگ‌تر از مقاومت برشی چشمه ۱ می‌باشد.

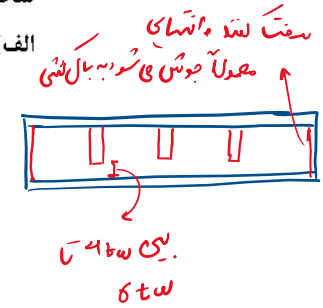
اما در حالاتی که $C_v = 1$ باشد و تسلیم برشی بر طرح حاکم باشد، مقاومت برشی چشمه ۱ و ۲ یکسان می‌باشد.

بنابراین گزینه ۳ پاسخ سؤال می‌باشد.

۱۰-۲-۶-۲-۳ سخت‌کننده‌های عرضی

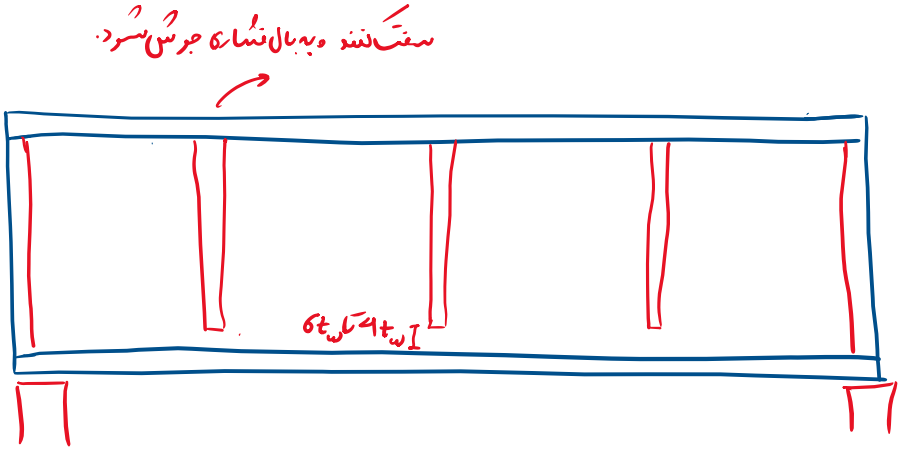
در مواردی که $h/t_w \le 2.54\sqrt{k_v E/F_y}$ باشد، تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی ضروری نیست. درصورتی‌که $h/t_w > 2.54\sqrt{k_v E/F_y}$ بوده و برای تأمین مقاومت برشی اسمی استفاده از سخت‌کننده‌های عرضی مدنظر باشد، محدودیت‌های زیر باید موردتوجه قرار گیرند:

الف) درصورتی‌که به عمل تماسی مستقیم بین قطعه سخت‌کننده و بال تیر، برای انتقال بارهای متمرکز یا عکس‌العمل تکیه‌گاهی نیاز نباشد، می‌توان سخت‌کنندهٔ عرضی را به بال کششی جوش نداده یا حتی می‌توان قطعهٔ سخت‌کننده را نرسیده به بال کششی قطع کرد. در صورت عدم جوشکاری سخت‌کننده به بال کششی، جوش‌هایی که قطعهٔ سخت‌کننده را به جان تیر متصل می‌کنند باید در فاصله‌ای نه کمتر از 4 برابر و نه بیشتر از 6 برابر ضخامت جان از بر جوش اتصال سخت‌کننده به جان و بال کششی ختم شوند.

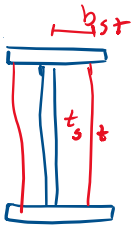


ب) سخت‌کننده‌های عرضی باید به بال فشاری متصل گردند تا از بلند شدن بال در اثر پیچش جلوگیری به عمل آید.

پ) فاصلهٔ مرکز تا مرکز پیچ‌هایی که سخت‌کننده‌ها را به جان تیر متصل می‌کنند، نباید از 300 میلی‌متر بیشتر باشد. چنانچه برای اتصال سخت‌کننده‌ها به جان تیر از جوش‌های گوشه منقطع استفاده شود، نباید فاصلهٔ آزاد بین جوش‌های منقطع از 16 برابر ضخامت جان و 250 میلی‌متر بیشتر شود.



@rjavanmardi



ت) کمانش موضعی ورق‌های تشکیل‌دهندهٔ قطعات سخت‌کننده باید کنترل شود:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{st} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \qquad (۱۰-۶-۲-۱۴)$$

که در آن:

$\left(b/t\right)_{st}$ = نسبت پهنا به ضخامت ورق‌های سخت‌کننده

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

F_{yst} = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد قطعات سخت‌کننده

ث) ممان اینرسی (I_{st}) قطعات سخت‌کننده باید محدودیت زیر را براساس مشخصات هر دو چشمهٔ مجاور آن به‌صورت جداگانه تأمین نماید:

$$I_{st} \ge I_{st2} + \left(I_{st1} - I_{st2}\right)\rho_w \qquad (۱۰-۶-۲-۱۵)$$

در رابطهٔ فوق:

I_{st} = ممان اینرسی قطعات سخت‌کننده حول محور مرکزی جان، برای قطعات سخت‌کنندهٔ جفت

" = ممان اینرسی قطعات سخت‌کننده حول محل تماس سخت‌کننده با ورق جان، برای قطعات سخت‌کنندهٔ تک



$$I_{st} = \frac{1}{12}\left(\left(2b + t_w\right)^3 - t_w^{\,3}\right)t \qquad I_{st} = \frac{1}{3}b^3 t$$

شکل ۱۰-۲-۶-۱: مقطع ورق‌های سخت‌کننده‌های عرضی

ρ_w = نسبت نیروهای برشی در چشمهٔ مجاور براساس رابطهٔ زیر که نباید کوچک‌تر از صفر در نظر گرفته شود:

$$\rho_w = \left(\frac{V_u - V_{c2}}{V_{c1} - V_{c2}}\right) \ge 0 \qquad (۱۰-۶-۲-۱۶)$$

V_u = مقاومت برشی موردنیاز در چشمهٔ موردنظر

@rjavanmardi

V_{c1}= برابر $\phi_v V_n$ در LRFD و V_n / Ω_v در ASD است که در آن مقدار V_n در چشمهٔ موردنظر از روابط ۱۰-۲-۶-۱ یا ۱۰-۲-۶-۹ و یا ۱۰-۲-۶-۱۰ تعیین می‌گردد.

V_{c2}= برابر $\phi_v V_n$ در LRFD و V_n / Ω_v در ASD است که در آن مقدار V_n در چشمهٔ موردنظر از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v2} \qquad (۱۰-۲-۶-۱۷)$$

ϕ_v = 0.9

C_{v2}= ضریب کمانش برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۱ تا ۱۳

$A_w = d\, t_w$ = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل‌ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان

$$I_{st1} = \frac{h^4 \rho_{st}^{1.3}}{40}\left(\frac{F_{yw}}{E}\right)^{1.5} \qquad (۱۰-۲-۶-۱۸)$$

$$I_{st2} = \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2\right] b_p\, t_w^3 \geq 0.5 b_p\, t_w^3 \qquad (۱۰-۲-۶-۱۹)$$

t_w= ضخامت جان مقطع

a = فاصلهٔ آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان در چشمهٔ موردنظر

h = فاصلهٔ آزاد بین دو بال منهای گردی محل اتصال جان به بال، برای تیرهای نورد شده

= فاصلهٔ آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته‌شده از ورق یا اتصال جان به بال‌ها به‌وسیلهٔ جوش

= فاصلهٔ بین خطوط پیچ، برای مقاطع ساخته شده از ورق یا اتصال جان به بال‌ها به‌وسیلهٔ پیچ

b_p= کوچک‌ترین مقدار a و h

ρ_{st} = بزرگ‌ترین مقدار $\left(F_{yw} / F_{yst}\right)$ و 1

F_{yw}= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

تبصره: به منظور تأمین حداقل ممان اینرسی لازم برای سخت‌کننده‌ها، به‌جای رابطهٔ ۱۰-۲-۶-۱۵ به‌طور محافظه‌کارانه می‌توان از رابطهٔ $I_{st} \geq I_{st1}$ استفاده کرد.

jnbr.ir
@rjavanmardi

۱۰-۲-۶-۳ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع سپری تحت اثر برش در صفحهٔ تقارن و نبشی تک تحت اثر برش در امتداد یکی از ساق‌ها

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

$$V_n = 0.6F_y b t C_{v2} \qquad (۱۰-۲-۶-۲۰)$$



که در آن:

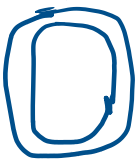
F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

b = عمق مقطع سپری یا پهنای ساق نبشی مقاوم در برابر نیروی برشی

t = ضخامت جان سپری یا نبشی مقاوم در برابر نیروی برشی

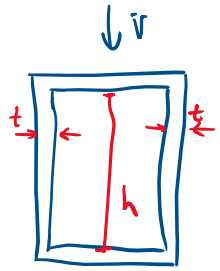
C_{v2} = ضریب برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۰ تا ۱۳ با فرض $h/t_w = b/t$ و $k_v = 1.2$

۱۰-۲-۶-۴ مقاومت برشی اعضای با مقطع قوطی شکل (HSS)، جعبه‌ای و سایر مقاطع دارای یک یا دو محور تقارن



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

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v2} \qquad (۱۰-۲-۶-۲۱)$$



که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

الف) برای مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای

$A_w = 2ht$

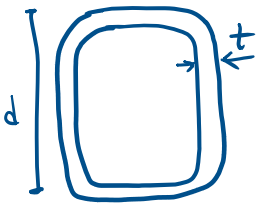
t = ضخامت جدارهٔ مقطع قوطی شکل و ضخامت جان‌ها در مقاطع جعبه‌ای

h = پهنای جان مقطع مقاوم در برابر نیروی برشی

= فاصلهٔ آزاد بین دو بال منهای گردی محل اتصال جان به بال، برای مقاطع نورد شده

= فاصلهٔ آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته شده از ورق

= بعد بیرونی (کلی) منهای سه برابر ضخامت بال، در صورت مشخص نبودن شعاع گردی اتصال جان‌ها به بال‌ها



inbr.ir
@rjavanmardi

مبحث دهم

C_{v2}= ضریب برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۰ تا ۱۰-۲-۶-۱۳ با فرض $h/t_w = h/t$ و $k_v = 5$

ب) برای سایر مقاطع دارای یک یا دو محور تقارن:

A_w= مساحت جان یا جان‌های مقاوم مقطع در برابر نیروی برشی

t= ضخامت جان مقاوم در برابر نیروی برشی

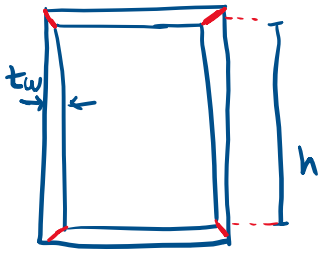
h= پهنای جان مقطع مقاوم در برابر نیروی برشی

= فاصلهٔ آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته شده از ورق یا اتصال جان به بال‌ها به‌وسیلهٔ جوش

= فاصلهٔ بین خطوط پیچ، برای مقاطع ساخته شده از ورق یا اتصال جان به بال‌ها به‌وسیلهٔ پیچ

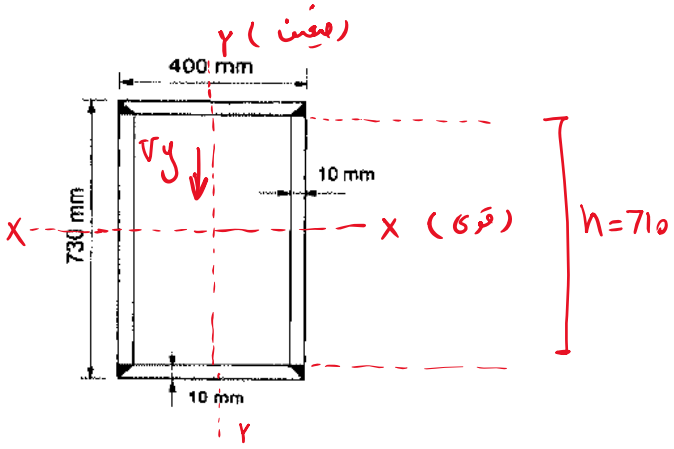
C_{v2}= ضریب برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۰ تا ۱۳ با فرض $h/t_w = h/t$ و $k_v = 5$

تبصره: در مقاطع صلیبی متشکل از دو نیمرخ I شکل عمود بر هم، مقادیر A_w، t و h باید براساس فقط جان موازی با امتداد نیروی برشی تعیین گردیده و از مقاومت برشی اسمی بال‌ها صرف‌نظر شود.



@rjavanmardi

شکل مقابل یک مقطع قوطی ساخته‌شده با جوش قوس الکتریکی را نشان می‌دهد. مقاومت برشی طراحی این مقطع در امتداد محور ضعیف برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (Fy=240 MPa)



۱) 1590
۲) 1765
۳) 1840
۴) 2045

شهریور ۹۵

1) $\frac{h}{t_w} = \frac{710}{10} = 71$

2) $k_v = 5$, 3) $\frac{h}{t_w} = 71$

$1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 71.04$

$1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 88.4$

$\frac{h}{t_w} < 1.1\sqrt{\frac{k_v G}{F_y}} \Rightarrow C_{V2} = 1$

4) $\phi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y A_w C_{V2} = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (2 \times 710 \times 10) \times 1$

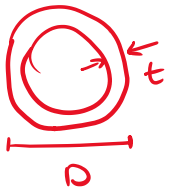
A_w , C_{V2}

$\Rightarrow \phi V_n = 1840\ kN$

3 پاسخ درست

۱۰-۲-۶-۵ مقاومت برشی اعضای با مقطع دایره‌ای شکل توخالی

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



$$V_n = 0.5F_{cr}A_g \qquad (۱۰-۲-۶-۲۲)$$

که در آن:

$$F_{cr} = \max\left(\frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{1.25}} \text{ و } \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{1.5}}\right) \le 0.6F_y \qquad (۱۰-۲-۶-۲۳)$$

در روابط فوق:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

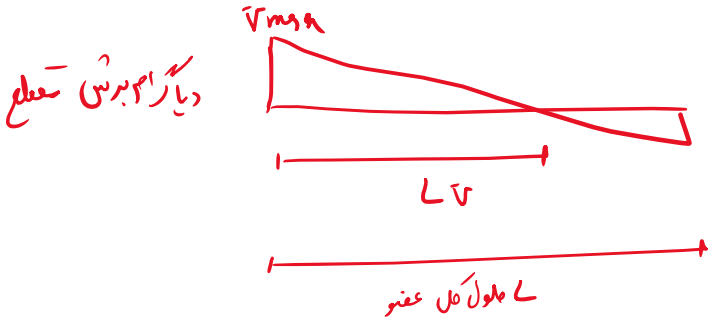
E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

A_g = سطح مقطع کلی مقطع

D = قطر خارجی مقطع

t = ضخامت طراحی مقطع لوله‌ای معادل 0.93 برابر ضخامت اسمی مقطع برای مقاطع ساخته شده با جوش قوس الکتریکی و معادل ضخامت اسمی مقطع برای مقاطع ساخته شده با جوش زیرپودری

L_v = فاصلهٔ بین محل نیروی برشی حداکثر تا محل نیروی برشی صفر در طول عضو



@rjavanmardi

۱۰-۲-۶-۶ مقاومت برشی اسمی اعضای دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر برش در راستای عمود بر محور ضعیف مقطع

در صورتی‌که این نوع اعضا تحت اثر پیچش قرار نداشته باشند، مقاومت برشی اسمی (V_n) هر یک از اجزای مقاوم در برابر برش باید از رابطهٔ زیر به‌دست آید:

$$V_n = 0.6F_y b_f t_f C_{v2} \qquad (۱۰-۲-۶-۲۴)$$

که در آن:

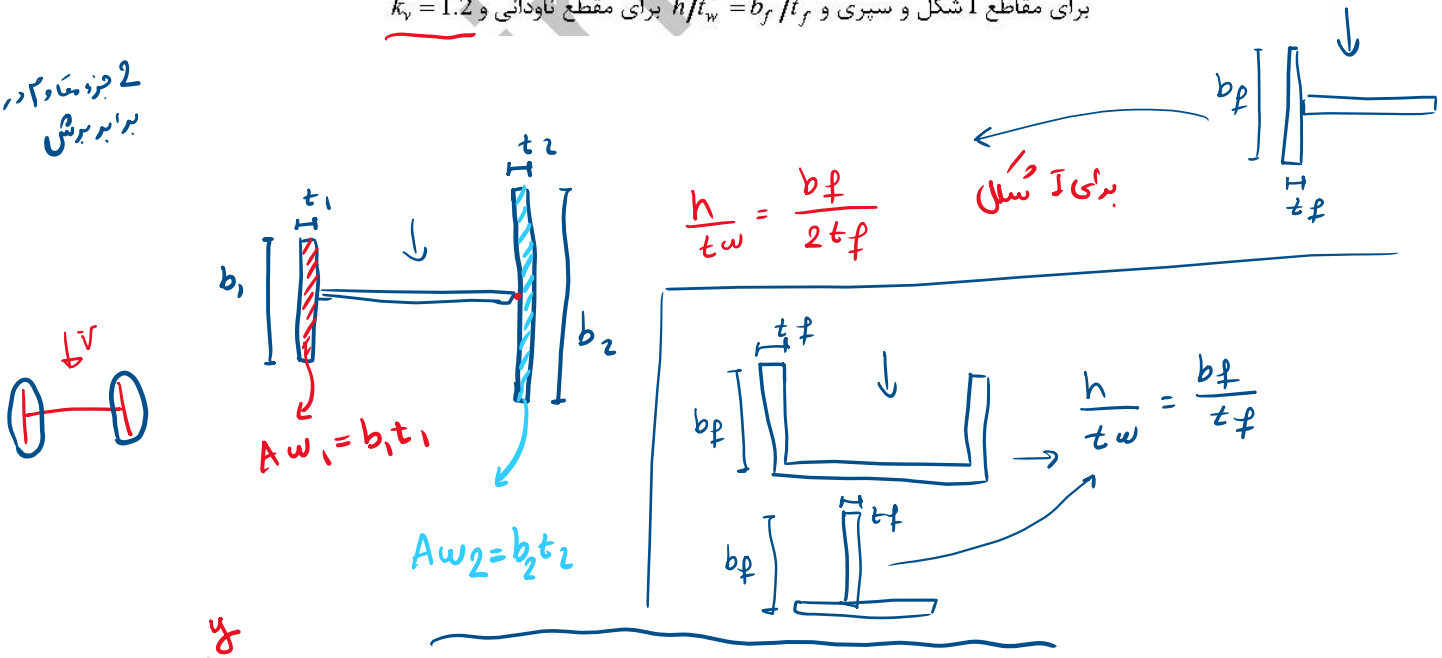
F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

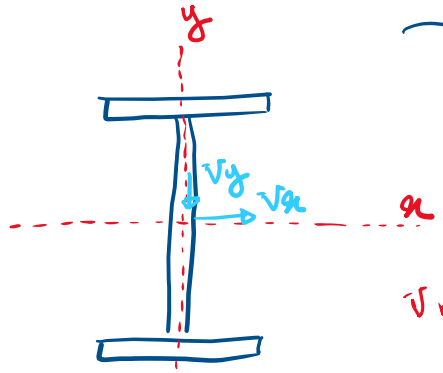
t_f = ضخامت جزء مقاوم در مقابل برش

b_f = پهنای جزء مقاوم در مقابل برش

C_{v2} = ضریب کمانش برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۰ تا ۱۳ با فرض $h/t_w = b_f/2t_f$

برای مقاطع I شکل و سپری و $h/t_w = b_f/t_f$ برای مقطع ناودانی و $k_v = 1.2$





I_x, I_y → حساب می‌کنیم

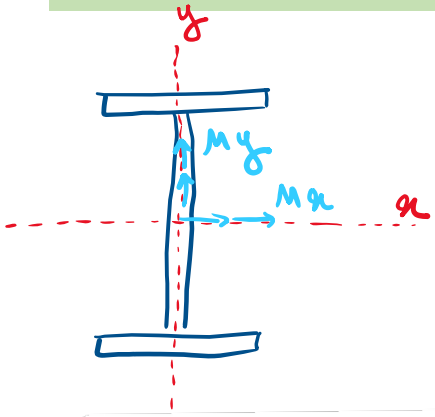
هرکدام بزرگتر باشد محور قوی مقطع می‌شود

$I_x > I_y$ ⇒ x محور قوی
y محور ضعیف

دومدل سؤال معمولاً مطرح می‌شود. برش در راستای محور قوی یا ضعیف یعنی راستای برشی در راستای آن محور (قوی یا ضعیف) باشد.

برش در راستای محور قوی V_x برش در راستای محور ضعیف V_y

@rjavanmardi



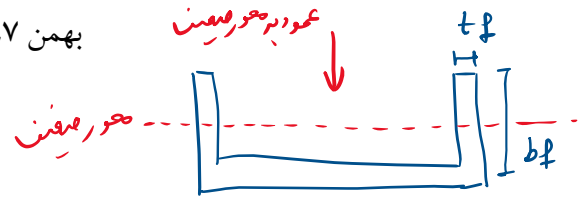
لنگر حول محور قوی یعنی راستای لنگر در راستای محور قوی مقطع باشد
لنگر حول محور ضعیف یعنی راستای لنگر در راستای محور ضعیف باشد

M_y لنگر حول محور ضعیف M_x لنگر حول محور قوی

مقاومت برشی طراحی ناودانی UNP300 در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع برحسب kN به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ عضو تحت پیچش قرار ندارد و هیچ سخت‌کننده عرضی وجود ندارد. $F_y = 240\ MPa$

۱) 207 ۲) 388 ۳) 414 ۴) 461

بهمن ۹۷



1) $\frac{h}{t_w} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{100}{16} = 6.25$

2) $k_v = 1.2$

3) $\frac{h}{t_w} < 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \Rightarrow C_{V2} = 1$

6.25 ، 34

2 بال مقاوم برابر برش

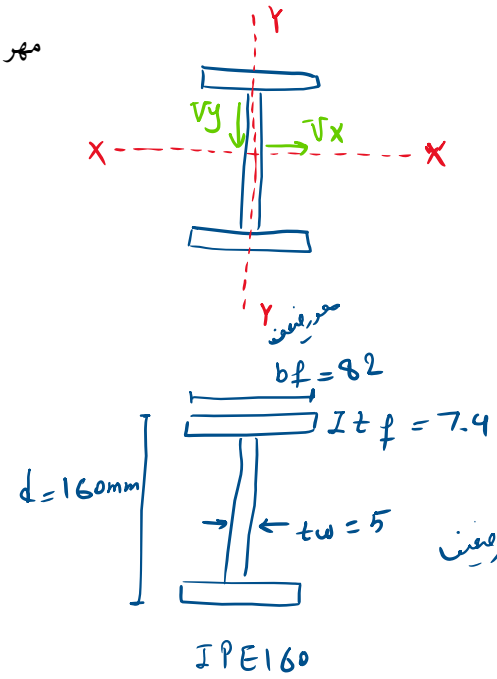
4) $\phi V_n = 0.9 \times 0.6\, F_y\, A_w\, C_{V2} = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times \underbrace{(2 \times 100 \times 16)}_{A_w} \times \underbrace{1}_{C_V}$

$= 414\ kN$ گزینه 3

در یک عضو فولادی با مقطع IPE160، نسبت مقاومت برشی طراحی در صفحهٔ جان مقطع به مقاومت برشی طراحی در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (F_y=240 MPa و $E=2\times10^5$ MPa) روش LRFD در

۱) 0.66
۲) 0.73
۳) 1.37
۴) 1.46

مهر ۹۸



برش در صفحه جان V_y

برش در امتداد عمود بر محور ضعیف V_x

$\phi V_{ny} = 1 \times 0.6 \times 240 \times (160\times5) \times 1 = 114\,kN$

ϕ مقطع نورد شده بنا است

$\phi V_{nx} = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times (2 \times 82 \times 7.4) \times 1 = 157\,kN$

2 بال

$\frac{\phi V_{ny}}{\phi V_{nx}} = 0.73$ گزینه ۲

۱۰-۲-۷-۴ مقاومت پیچشی مقاطع دایره‌ای شکل توخالی، قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای

مقاومت پیچشی موجود اعضای با مقطع دایره‌ای شکل توخالی، قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای مساوی $\phi_T T_n$ در LRFD و T_n/Ω_T در ASD بوده که در آن ϕ_T ضریب کاهش مقاومت پیچشی برابر 0.9، Ω_T ضریب اطمینان مقاومت پیچشی برابر 1.67 و T_n مقاومت پیچشی اسمی است که براساس حالت‌های حدی تسلیم پیچشی و کمانش پیچشی با استفاده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$T_n = F_{cr} C \qquad (۱۰-۷-۲-۸)$$

که در آن، C ثابت پیچشی مقطع و F_{cr} تنش کمانشی مقطع هستند و به شرح زیر تعیین می‌شوند:

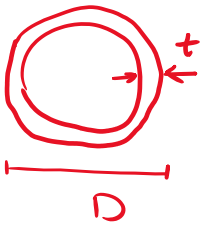
الف) مقاطع دایره‌ای شکل توخالی:

برای این نوع مقاطع، F_{cr} باید از طریق رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$F_{cr} = \max\left(\frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{1.25}} \text{ و } \frac{0.6E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{1.5}}\right) \le 0.6F_y \qquad (۱۰-۷-۲-۹)$$

C = ثابت پیچشی مقطع است که برای مقاطع دایره‌ای شکل توخالی به‌طور محافظه‌کارانه از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$C = \frac{\pi(D-t)^2 t}{2} \qquad (۱۰-۷-۲-۱۰)$$



در روابط فوق:

L = طول عضو

D = قطر خارجی مقطع

t = ضخامت جدار لوله

@rjavanmardi

ب) مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای:

برای مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای، F_{cr} حسب مورد از روابط زیر به دست می‌آید:

- برای $\frac{h}{t} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = 0.6F_y \qquad (۱۰-۷-۲-۱۱)$$

- برای $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \le 3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = \frac{0.6F_y(2.45\sqrt{E/Fy})}{(\frac{h}{t})} \qquad (۱۰-۷-۲-۱۲)$$

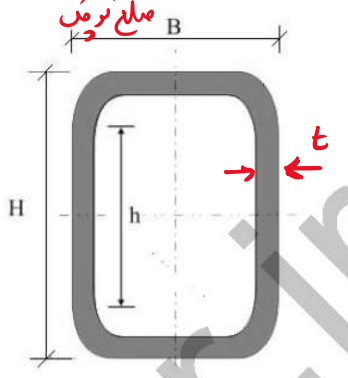
برای $3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \le 260$:

$$F_{cr} = \frac{0.458\pi^2 E}{(\frac{h}{t})^2} \qquad (۱۰-۷-۲-۱۳)$$

C = ثابت پیچشی مقطع است که برای مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای به‌طور محافظه‌کارانه از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3 \qquad (۱۰-۷-۲-۱۴)$$

پارامترهای به‌کاررفته در روابط فوق مطابق شکل زیر است:

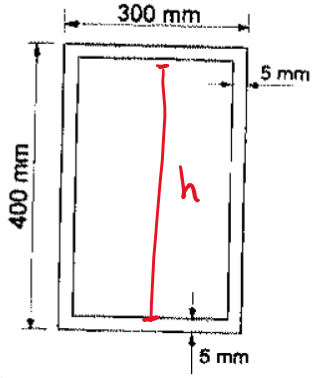


H = ضلع بزرگ

شکل ۱۰-۲-۷-۱: مقطع قوطی شکل

@rjavanmardi

مقاومت پیچشی طراحی مقطع نشان داده شده در شکل مقابل برحسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟(F_y=240 MPa)



۱) 167
۲) 152
۳) 150
۴) 136

شهریور۹۵

$T = F_{cr}\, C$

$\frac{h}{t_w} = \frac{400-2\times5}{5} = 78$, $\sqrt{\frac{E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\times10^5}{240}} = 28.86$

$2.45\times28.86 = 70.7$, $3.07\times28.86 = 88$

$2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} < 3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow F_{cr} = \frac{0.6F_y\times2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} = 130.5$ MPa

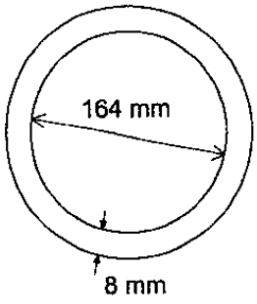
$C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$

$= 2(300-5)(400-5)\times5 - 4.5\times(4-3.14)(5)^3$

$= 1164766\ mm^3$

$\phi T_n = \phi F_{cr} C = 136.27\ kN.m$ گزینه ۴

مقاومت پیچشی طراحی یک عضو فولادی به طول 10 m با مقطع لوله‌ای مطابق شکل زیر به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ F_y=360 MPa



۱) 415 kN.m

۲) 375 kN.m

۳) 80 kN.m

۴) 72 kN.m

اردیبهشت-۱۴۰۲

$$C=\frac{\pi(D-t)^2 t}{2}=\frac{3.14\times(180-8)^2\times 8}{2}=37\,15\,75\ mm^3$$

$$F_{cr}=\max\left\{\frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{1.25}},\ \frac{0.6E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{1.5}}\right\}=\max\left\{\frac{1.23\times 2\times 10^5}{\sqrt{\frac{10000}{180}}\left(\frac{180}{8}\right)^{1.25}},\ \frac{0.6\times 2\times 10^5}{\left(\frac{180}{8}\right)^{1.5}}\right\}$$

$$=\max\{673,\ 1124\}=1124\ MPa > 0.6F_y$$

$$\Rightarrow F_{cr}=0.6\times 360=216\ MPa$$

$$\phi T_n=0.9\times F_{cr}\,C=0.9\times 216\times 37\,15\,75=72.2\ kN.m$$

گزینه ۴

۱۰-۲-۷-۵ اعضای تحت اثر ترکیب پیچش، خمش، برش و نیروی محوری با مقطع دایره‌ای شکل توخالی، قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای

هرگاه مقاومت پیچشی موردنیاز (T_r) کمتر یا مساوی 20 درصد مقاومت پیچشی موجود (T_c) باشد، در این صورت پیچش در ترکیب با خمش، برش و نیروی محوری قابل صرف‌نظر بوده و اثر توأم خمش و نیروی محوری براساس الزامات بند ۱۰-۲-۷-۲ تعیین می‌شود. اما اگر مقاومت پیچشی موردنیاز (T_r) بیش از 20 درصد مقاومت پیچشی موجود (T_c) باشد، در این صورت اثر توأم پیچش، خمش، برش و نیروی محوری از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد:

$$\left[\frac{P_r}{P_c}+\frac{M_r}{M_c}\right]+\left[\frac{V_r}{V_c}+\frac{T_r}{T_c}\right]^2 \le 1.0 \qquad (۱۰-۷-۲-۱۵)$$

که در آن:

P_r = مقاومت محوری موردنیاز مساوی P_u در LRFD و P_a در ASD

P_c = مقاومت محوری موجود مساوی ϕP_n در LRFD و $\frac{P_n}{\Omega}$ در ASD

M_r = مقاومت خمشی موردنیاز مساوی M_u در LRFD و M_a در ASD

M_c = مقاومت خمشی موجود مساوی $\phi_b M_n$ در LRFD و $\frac{M_n}{\Omega_b}$ در ASD

V_r = مقاومت برشی موردنیاز مساوی V_u در LRFD و V_a در ASD

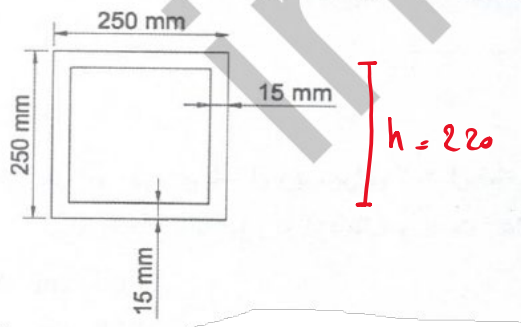
V_c = مقاومت برشی موجود مساوی $\phi_v V_n$ در LRFD و $\frac{V_n}{\Omega_v}$ در ASD

T_r = مقاومت پیچشی موردنیاز مساوی T_u در LRFD و T_a در ASD

T_c = مقاومت پیچشی موجود مساوی $\phi_T T_n$ در LRFD و $\frac{T_n}{\Omega_t}$ در ASD

@rjavanmardi

یک عضو فولادی با مقطع قوطی شکل زیر، تحت اثر هم‌زمان نیروهای محوری، خمشی، برشی و پیچشی قرار دارد. درصورتی‌که نسبت مقاومت‌های موردنیاز به مقاومت‌های طراحی برای نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی برابر با مقادیر $M_u/M_c=0.5$ ،$P_u/P_c=0.2$ و $V_u/V_c=0.2$ باشد، حداکثر مقدار مقاومت پیچشی موردنیاز، برای آنکه مقطع قابل قبول تلقی شود، به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ مصالح فولاد S235 است.



۱) $T_u=73$ kN.m

۲) $T_u=46$ kN.m

۳) $T_u=233$ kN.m

۴) $T_u=0$

شهریور-۱۴۰۱

$\frac{P_r}{P_c}=0.2$, $\frac{V_r}{V_c}=0.2$, $\frac{M_r}{M_c}=0.5$

با توجه به فرمول ترکیب تنش ها

$$\frac{P_r}{P_c}+\frac{M_r}{M_c}+\left(\frac{T_r}{T_c}+\frac{V_r}{V_c}\right)^2\le 1 \Rightarrow 0.2+0.5+\left(\frac{T_r}{T_c}+0.2\right)^2\le 1$$

$$\Rightarrow \frac{T_r}{T_c}\le 0.348 \Rightarrow T_r\le 0.348\,T_c$$

بنابراین حداکثر مقاومت پیچشی موردنیاز (T_r) برابر $0.348\,T_c$ (ظرفیت پیچشی) مقطع می باشد

$T_c=\phi F_{cr} C$, $\frac{h}{t_w}=\frac{220}{15}=14.6<2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow F_{cr}=0.6F_y$

با توجه به جدول ۱۰-۱-۱، برای S235 , $t<16mm$ ، $F_y=235$ MPa می باشد.

$$C=2(B-t)(H-t)t-4.5(4-R)t^3=1.643\times10^6 mm^3$$

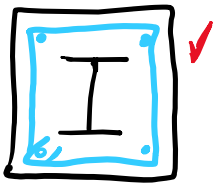
$$T_c=\phi F_{cr} C=0.9\times0.6\times235\times1.643\times10^6=208.5\ kN.m$$

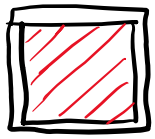
$$T_r\le 0.348T_c=72.5\ kN.m$$

گزینه ۱

@rjavanmardi

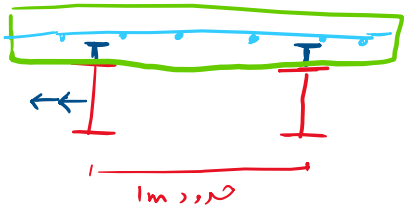
طراحی مقاطع مرکب (کامپوزیت)





۱۰-۲-۸ الزامات طراحی اعضای مختلط

این بخش به الزامات طراحی اعضای مختلط متشکل از نیمرخ فولادی نوردشده یا ساخته شده از ورق محاط در بتن یا دایره‌ای‌شکل توخالی، قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای پرشده با بتن می‌پردازد که به‌واسطهٔ برشگیرهای متصل به فولاد و مدفون در بتن یا به‌واسطهٔ چسبندگی با یکدیگر به‌طور توأم در تحمل بار عمل می‌کنند. همچنین به الزامات طراحی تیرهای خمشی فولادی با دال بتنی متکی بر آن می‌پردازد که توسط برشگیرهای فولادی به هم اتصال یافته‌اند. علاوه بر موارد فوق، این بخش به الزامات طراحی تیرهای خمشی با دهانه‌های ساده یا پیوسته با دال بتنی متکی بر آن همراه با برشگیرهای فولادی، تیرهای خمشی فولادی محاط در بتن یا پرشده با بتن می‌پردازد که با یا بدون استفاده از پایه‌های موقت اجرا می‌شوند.



مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۸-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۸-۲ اعضای محوری با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۸-۳ اعضای خمشی با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۸-۴ مقاومت برشی موجود اعضای با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۸-۵ ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی در اعضای با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۸-۶ انتقال بار در اعضای با مقطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن
- ۱۰-۲-۸-۷ دیافراگم‌های مختلط
- ۱۰-۲-۸-۸ برشگیرها در تیرهای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن
- ۱۰-۲-۸-۹ برشگیرها در ستون‌ها و سایر اعضای مختلط
- ۱۰-۲-۸-۱۰ کنترل فشار هیدرواستاتیک در مقاطع مستطیلی پرشده با بتن

۱۰-۲-۸-۱ الزامات عمومی

در تعیین آثار بار در اعضا و اتصالات سازه‌هایی که دارای اعضای با مقطع مختلط هستند، لازم است توجه کافی به میزان مؤثر بودن بخش‌های مختلف مقطع عضو، در هر مرحله از افزایش بارگذاری مبذول گردد. الزامات مربوط به پوشش بتن روی میلگردها، وصلهٔ میلگردها، فواصل میلگردها، خم میلگردها و مقاومت برشی اجزای بخش بتنی باید با توجه به الزامات مبحث نهم مقررات ملی

@rjavanmardi

ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه) تعیین گردند، مگر آنکه در این بخش الزامات خاصی برای آن‌ها مقرر شده باشد.

۱۰-۲-۸-۱-۱ مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط

مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط براساس یکی از روش‌های زیر تعیین می‌گردد:

- روش توزیع تنش پلاستیک
- روش سازگاری کرنش
- روش توزیع تنش الاستیک
- روش تنش-کرنش مؤثر

در محاسبهٔ مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط، از مقاومت کششی بتن صرف‌نظر می‌شود. آثار کمانش موضعی اجزای بخش فولادی در محاسبهٔ مقاومت اسمی اعضای مختلط با مقطع فولادی پرشده با بتن باید مطابق ضوابط این بخش در نظر گرفته شود. در اعضای مختلط با مقطع مختلط محاط در بتن، لزومی به در نظر گرفتن آثار کمانش موضعی نیست.

الف) روش توزیع تنش پلاستیک

در این روش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط براساس فرضیات زیر محاسبه می‌شود:

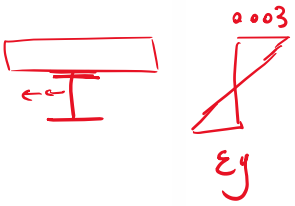
۱- تنش در اجزای بخش فولادی و میلگردها، هم در ناحیهٔ فشاری و هم در ناحیهٔ کششی به تنش یکنواخت F_y می‌رسد که در آن F_y تنش تسلیم اجزای بخش فولادی و میلگردها است.

۲- تنش در اجزای بخش بتنی در ناحیهٔ فشاری به تنش یکنواخت $0.85f'_c$ می‌رسد که در آن f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن است. برای اعضای با مقطع مختلط دایره‌ای شکل توخالی که با بتن پرشده باشند، به دلیل محصورشدگی بتن توسط مقطع فولادی می‌توان تنش بتن در ناحیهٔ فشاری را $0.95f'_c$ در نظر گرفت.

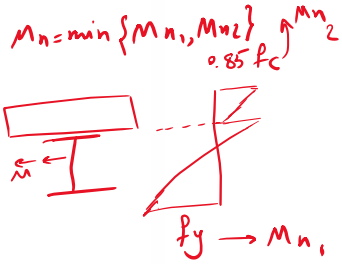
ب) روش سازگاری کرنش

در این روش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط با این فرض صورت می‌گیرد که تغییرات کرنش در مقطع مختلط به‌صورت خطی بوده به‌طوری‌که مقدار حداکثر کرنش در ناحیهٔ فشاری اجزای

@rjavanmardi



بتنی برابر 0.003 باشد. روابط تنش-کرنش مصالح فولادی، میلگردها و بتنی باید براساس نتایج آزمایش تعیین گردد یا برای تعیین آن‌ها به نتایج منتشرشده برای مصالح توسط مدارک معتبر رجوع شود. روش سازگاری کرنش عموماً در تعیین مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط نامنظم و نیز در حالت‌هایی که اجزای فولادی مقطع دارای رفتار الاستو پلاستیک نیستند، مورد استفاده قرار می‌گیرد.



پ) روش توزیع تنش الاستیک

در این روش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط با در نظر گرفتن جمع آثار تنش‌های الاستیک برای حالت حدی آستانهٔ تسلیم اجزای فولادی یا خردشدگی اجزای بتنی محاسبه می‌شود.

ت) روش تنش- کرنش مؤثر

در این روش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط با در نظر گرفتن سازگاری کرنش و رابطهٔ تنش- کرنش مؤثر برای اجزای بتنی و فولادی متأثر از آثار کمانش موضعی، تسلیم، اندرکنش و محصورشدگی محاسبه می‌شود.

۱۰-۲-۸-۱-۲ محدودیت‌های مصالح در اعضای با مقطع مختلط

مشخصات مصالح بتنی، میلگرد و بخش فولادی اعضای با مقطع مختلط باید دارای شرایط زیر باشند:

۱- برای محاسبهٔ مقاومت موجود اعضای با مقطع مختلط، تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن (f'_c) برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی نباید از 20 MPa کمتر و از 70 MPa بیشتر و برای بتن‌های با وزن مخصوص سبک نباید از 20 MPa کمتر و از 40 MPa بیشتر باشد. مصالح بتنی با مقاومت بیشتر را می‌توان برای استفادهٔ آن‌ها در سختی اعضا به کار برد، لیکن در محاسبهٔ مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط نمی‌توان به آن تکیه کرد، مگر آنکه استفاده از آن‌ها توسط آزمایش یا تحلیل توجیه داشته باشد.

۲- در محاسبهٔ مقاومت موجود اعضای با مقطع مختلط، تنش تسلیم مشخصهٔ بخش فولادی و میلگردها به ترتیب نباید بیشتر از 460 و 550 مگاپاسکال در نظر گرفته شوند.

@rjavanmardi

۱۰-۲-۸-۱-۳ طبقه‌بندی مقاطع مختلط پرشده با بتن از منظر کمانش موضعی LB

برای نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی در اعضای با مقاطع مختلط پرشده با بتن، مقاطع فولادی به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

- مقاطع با اجزای فشرده
- مقاطع با اجزای غیرفشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

برای نیروی محوری فشاری، مقاطع با اجزای فشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت کلیهٔ اجزای تشکیل‌دهندهٔ مقطع فولادی از λ_p مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ بیشتر نباشد. مقاطع با اجزای غیرفشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء مقطع فولادی از λ_p مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ بیشتر بوده اما از λ_r مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ کوچک‌تر باشد. مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت حداقل یکی از اجزای مقطع فولادی از λ_r مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ بزرگ‌تر باشد؛ اما نسبت پهنا به ضخامت هیچ‌یک از آن‌ها از حداکثر نسبت پهنا به ضخامت مجاز مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ بزرگ‌تر نباشد.

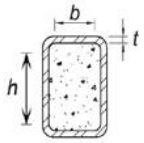
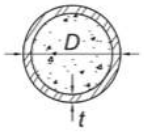
مرزبین فشرده و غیرفشرده → λ_p

مرزبین لاغر و غیرفشرده → λ_r

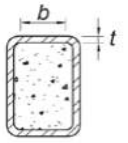
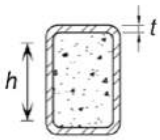
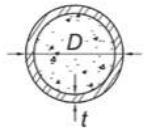
برای لنگر خمشی، مقاطع با اجزای فشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری بال و جان مقطع فولادی از λ_p مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ بیشتر نباشد. مقاطع با اجزای غیرفشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء فشاری بال و جان مقطع فولادی از λ_p مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ بیشتر بوده اما از λ_r مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ کوچک‌تر باشد. مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت حداقل یکی از اجزای فشاری بال و جان مقطع فولادی از λ_r مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ بزرگ‌تر باشد؛ اما نسبت پهنا به ضخامت هیچ‌یک از آن‌ها از حداکثر نسبت پهنا به ضخامت مجاز مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ بزرگ‌تر نباشد. برای تعاریف b، d، h و t مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۸-۱ و ۱۰-۲-۸-۲ به بخش ۱۰-۲-۲ مراجعه شود.

@rjavanmardi

جدول ۱۰-۳-۸-۱: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فولادی مقطع مختلط پرشده با بتن در اعضای تحت اثر نیروی محوری فشاری

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		حداکثر نسبت مجاز	مقاطع فولادی نمونه
			λ_p (غیرفشرده/فشرده)	λ_r (لاغر/غیرفشرده)		
۱	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t و h/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$3\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$5\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	
۲	مقاطع دایره‌ای شکل	D/t	$0.15\frac{E}{F_Y}$	$0.19\frac{E}{F_Y}$	$0.31\frac{E}{F_Y}$	

جدول ۱۰-۳-۸-۲: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فولادی مقطع مختلط پرشده با بتن در اعضای تحت اثر لنگر خمشی

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		حداکثر نسبت مجاز	مقاطع فولادی نمونه
			λ_p (غیرفشرده/فشرده)	λ_r (لاغر/غیرفشرده)		
۱	بال‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$3\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$5\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	
۲	جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	h/t	$3\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$5.7\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$5.7\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	
۳	مقاطع دایره‌ای شکل	D/t	$0.09\frac{E}{F_Y}$	$0.31\frac{E}{F_Y}$	$0.31\frac{E}{F_Y}$	

@rjavanmardi

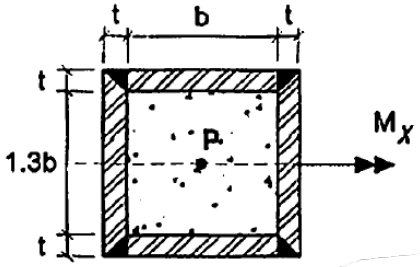
در شکل زیر یک مقطع مختلط مستطیلی پر شده با بتن و دارای ضخامت یکنواخت نشان داده شده است. فرض کنید مقطع مذکور در برابر لنگر خمشی حول محور x فشرده است. در خصوص شرایط این مقطع در برابر نیروی محوری فشاری (P)، کدام‌یک از عبارت‌های زیر صحیح است؟

۱) به مقدار $\frac{b}{t}$ بستگی دارد و ممکن است فشرده یا غیرفشرده باشد.

۲) قطعاً فشرده خواهد بود.

۳) قطعاً غیرفشرده خواهد بود.

۴) قطعاً لاغر خواهد بود.



مهر ۹۹

در لنگر M_x، بال مقطع برابر b و جان مقطع برابر $1.3b$ می باشد.

کنترل فشردگی بال تحت M_x $\Rightarrow \frac{b}{t} \le 2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ،

کنترل فشردگی جان تحت M_x $\frac{1.3b}{t} \le 3\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{b}{t} \le 2.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$\Rightarrow \frac{b}{t} \le 2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

کنترل فشردگی مقطع تحت نیروی محوری

تحت نیروی محوری تنها وقتی بین بال و جان مقطع وجود ندارد و هر کدام که بزرگتر باشد، برطرف کننده می باشد.

$$\frac{1.3b}{t} \le 2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{b}{t} \le 1.73\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

با توجه به فشرده بودن مقطع حول محور x تحت M_x، مشخص شد که $\frac{b}{t} < 2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$، اما الزامی وجود ندارد که حتماً $\frac{b}{t} < 1.73\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد و بسته به شرایط ممکن است تحت فشار محوری، مقطع فشرده یا غیر فشرده باشد.

گزینه ۱

۱۰-۲-۸-۱-۴ سختی اعضای با مقطع مختلط پرشده با بتن و محاط در بتن و تعیین مقاومت‌های موردنیاز

در تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری، مقاومت‌های موردنیاز اعضای با مقطع مختلط پرشده با بتن یا محاط در بتن، باید با توجه به الزامات مندرج در بخش ۱۰-۲-۱ و موارد زیر محاسبه شوند:

- صلبیت خمشی اسمی اعضای تحت اثر بار محوری فشاری خالص باید برابر $(EI)_{eff}$ که در بند ۱۰-۲-۸-۲ ارائه شده است، در نظر گرفته شود.
- سختی محوری اسمی اعضای تحت اثر بار محوری فشاری خالص باید برابر مجموع سختی محوری بخش‌های فولادی و بتنی مقطع مختلط در نظر گرفته شود.
- سختی محوری اعضای تحت اثر بار محوری کششی خالص باید برابر سختی محوری بخش فولادی مقطع مختلط در نظر گرفته شود.

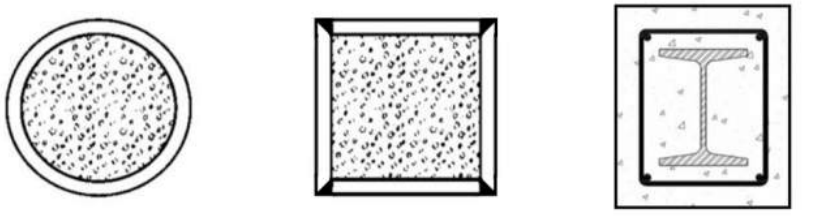
تبصره: در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم مقدار τ_b باید برابر 0.8 در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۸-۲ اعضای محوری با مقطع مختلط

اعضای محوری با مقطع مختلط به دو گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

الف) اعضای محوری با مقطع مختلط محاط در بتن که در آن مقطع فولادی نوردشده یا ساخته شده از ورق در بتن سازه‌ای محاط است (شکل ۱۰-۲-۸-۱-الف).

ب) اعضای محوری با مقطع مختلط پرشده با بتن که در آن مقطع فولادی نوردشده یا ساخته شده از ورق و مقطع دایره‌ای شکل توخالی یا مقطع قوطی‌شکل (HSS) با بتن سازه‌ای پرشده است (شکل ۱۰-۲-۸-۱- ب و پ).



(الف) عضو محوری مختلط محاط در بتن (ب) عضو محوری مختلط جعبه‌ای (پ) عضو محوری مختلط با مقطع دایره‌ای

شکل ۱۰-۲-۸-۱: اعضای محوری با مقطع مختلط

@rjavanmardi

۱۰-۲ الزامات طراحی

۱۰-۲-۸-۲-۱ اعضای محوری با مقطع مختلط محاط در بتن

الف) محدودیت‌ها

اعضای محوری با مقطع مختلط محاط در بتن باید محدودیت‌های زیر را برآورده نمایند:

۱- سطح مقطع هستهٔ فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع مختلط باشد.

۲- پوشش بتنی هستهٔ فولادی باید به کمک میلگردهای طولی و تنگ‌های عرضی یا مارپیچ مسلح شوند. حداقل قطر تنگ‌های عرضی 10 میلی‌متر است. چنانچه از تنگ عرضی با قطر 10 میلی‌متر استفاده شود، حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز تنگ‌ها در راستای طولی عضو محوری 300 میلی‌متر و چنانچه از تنگ‌های عرضی با قطر 12 میلی‌متر یا بیشتر استفاده شود، حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز تنگ‌ها 400 میلی‌متر است. درهرحال حداکثر فاصلهٔ تنگ‌های عرضی در راستای طولی نباید از نصف بعد کوچک‌تر مقطع مختلط بیشتر باشد.

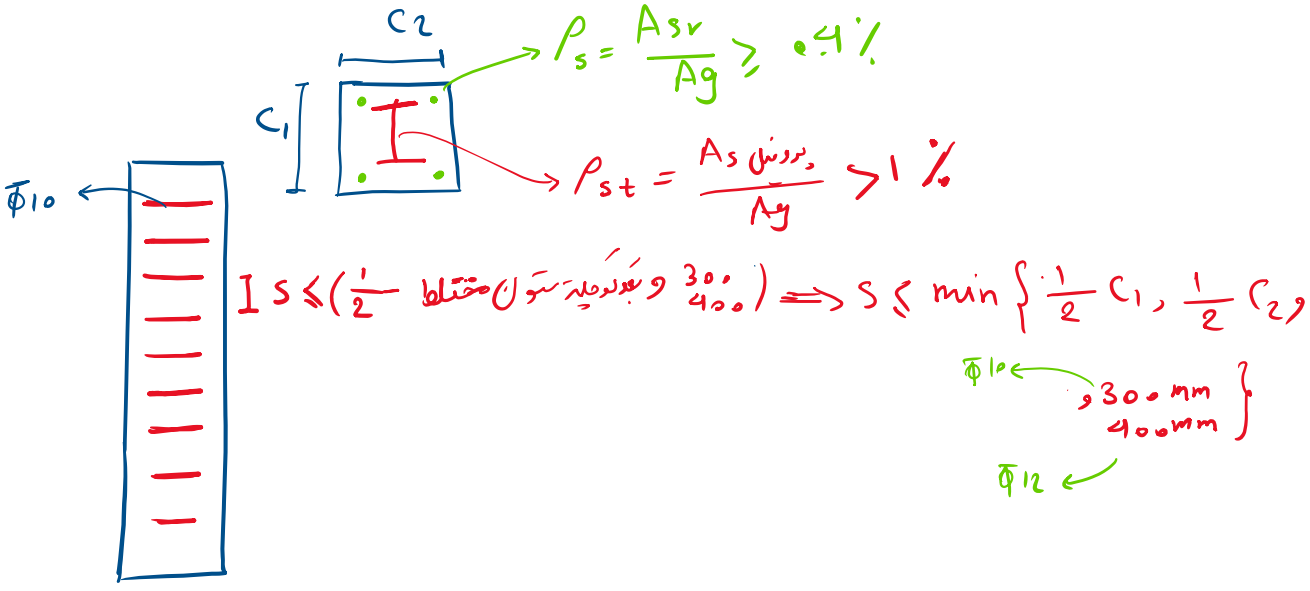
۳- نسبت مساحت میلگردهای طولی به مساحت کل مقطع مختلط (ρ_s) باید حداقل 0.004 باشد.

$$\rho_s = \frac{A_{sr}}{A_g} \geq 0.004 \qquad (۱-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g = سطح مقطع کل مقطع مختلط

A_{sr} = مجموع سطح مقطع آرماتورهای طولی



@rjavanmardi

ب) مقاومت فشاری موجود

برای مقاطع مختلط محاط در بتن و دارای دو محور تقارن، مقاومت فشاری موجود در روش LRFD برابر $\phi_c P_n$ و در روش ASD برابر $\frac{P_n}{\Omega_c}$ است که در آن P_n مقاومت فشاری اسمی مقطع بوده و باید براساس حالت حدی کمانش خمشی با توجه به لاغری عضو به شرح زیر تعیین شود:

$\phi_c=0.75$ (LRFD) و $\Omega_c=2.0$ (ASD)

(۱) برای $\frac{P_{no}}{P_e} \le 2.25$: معیار مقاومت

$$P_n = P_{no}(0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}}) \qquad (۲-۸-۲-۱۰)$$

(۲) برای $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$: معیار پایداری

$$P_n=0.877P_e \qquad (۳-۸-۲-۱۰)$$

$$P_{no}=F_yA_s+F_{ysr}A_{sr}+0.85\,f'_cA_c \qquad (۴-۸-۲-۱۰)$$

پروفیل — میلگرد — بتن

$$P_e=\pi^2\frac{(EI)_{eff}}{(KL)^2} \qquad (۵-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_c= سطح مقطع بخش بتنی

A_s = سطح مقطع بخش فولادی

E_c= مدول الاستیسیتهٔ بتن. در این بخش می‌توان از رابطهٔ $E_c=0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ محاسبه نمود (kg/m3، MPa، MPa)

که در آن w_c جرم مخصوص بتن برحسب کیلوگرم بر مترمکعب، f'_c مقاومت مشخصهٔ فشاری نمونهٔ استوانه‌ای بتن برحسب مگاپاسکال و E_c برحسب مگاپاسکال است.

$(EI)_{eff}$ = صلبیت خمشی مؤثر مقطع مختلط مطابق رابطهٔ زیر:

$$(EI)_{ef}=E_sI_s+E_s\,I_{sr}+C_1E_cI_c \qquad (۶-۸-۲-۱۰)$$

که در آن C_1 ضریبی است که برای تعیین سختی مؤثر عضو فشاری با مقطع مختلط محاط در بتن از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$C_1=0.25+3\left[\frac{A_s+A_{sr}}{A_g}\right]\le 0.7 \qquad (۷-۸-۲-۱۰)$$

E_s= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_{ysr}= تنش تسلیم مشخصهٔ میلگردهای فولادی

I_c= ممان اینرسی بخش بتنی نسبت به محور خنثی الاستیک مقطع مختلط

I_{sr}= ممان اینرسی میلگردها نسبت به محور خنثی الاستیک مقطع مختلط

@rjavanmardi

K= ضریب طول مؤثر عضو محوری فشاری مختلط

L= طول مهارنشدهٔ عضو محوری فشاری مختلط

$KL = L_c$

w_c= جرم مخصوص بتن برحسب کیلوگرم بر مترمکعب با محدودیت:

- برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی $2300\ kg/m^3 < w_c \leq 2500\ kg/m^3$
- برای بتن‌های با وزن مخصوص سبک $1400\ kg/m^3 \leq w_c \leq 2300\ kg/m^3$

تبصره: مقاومت فشاری موجود اعضای مختلط محاط در بتن لزومی ندارد کمتر از مقاومت فشاری مقطع فولادی تنها در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت کششی

مقاومت کششی موجود اعضای محوری کششی با مقطع مختلط محاط در بتن در روش LRFD برابر $\phi_t P_n$ و در روش ASD برابر $\frac{P_n}{\Omega_t}$ است که در آن P_n مقاومت کششی اسمی بوده و باید براساس حالت حدی تسلیم کششی از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} \qquad (۸-۸-۲-۱۰)$$

که در آن، A_s، A_{sr}، F_y و F_{ysr} در بند ۱۰-۲-۸-۱-ب تعریف شده‌اند.

ت) انتقال بار

الزامات انتقال بار برای اعضای محوری با مقطع مختلط محاط در بتن باید با توجه به الزامات بند ۱۰-۲-۸-۶ تعیین گردد.

ث) جزئیات‌بندی اعضای محوری با مقطع مختلط محاط در بتن

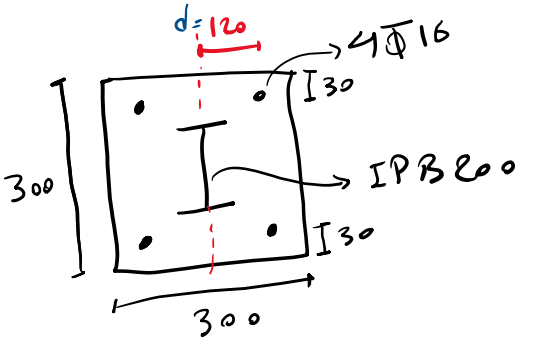
۱- الزامات مربوط به پوشش بتن روی میلگردها، وصلهٔ میلگردها، فواصل میلگردها از یکدیگر و خم میلگردها باید با توجه به الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین گردد.

۲- فاصلهٔ آزاد بین میلگردها و مقطع فولادی باید از 1.5 برابر قطر میلگرد طولی و 40 میلی‌متر بزرگ‌تر باشد.

۳- به‌طورکلی در اعضای فشاری با مقطع مختلط محاط در بتن لزومی به در نظر گرفتن الزامات کمانش موضعی برای اجزای فولادی نیست، لیکن درصورتی‌که مقطع فولادی از دو یا تعداد بیشتری مقطع فولادی تشکیل شده باشد، مقاطع فولادی باید توسط بست که می‌تواند از تسمه، نبشی، ناودانی یا مقاطع دیگر باشد، به یکدیگر متصل شوند تا از کمانش هر یک از مقاطع فولادی به تنهایی در اثر بارهای وارد بر آن‌ها قبل از سفت‌شدن بتن جلوگیری به عمل آید.

@rjavanmardi

مقاومت فشاری طراحی ستون زیر را به دست آورید، فولاد پروفیل از نوع ST-37، میلگرد مصرفی از نوع AIII و بتن C25 با وزن مخصوص $W_c=2500\ kg/m^3$ می باشد. طول ستون ۳ متر و شرایط تکیه گاهی دوسمت ستون گیردار می باشد.



$f_c=25\ MPa$

ستون دوسرگیردار $k=0.65$

$E_c=0.043\,w_c^{1.5}\sqrt{f_c}=26875\ MPa$

$IBP\,200 \rightarrow \begin{cases} A_s=7810\ mm^2 \\ I_x=5700\times10^4\ mm^4 \\ I_y=2000\times10^4\ mm^4 \end{cases}$

$I_s=\min\{I_x,I_y\}=2000\times10^4\ mm^4$

$C_1=0.25+3\left[\frac{A_s+A_{sr}}{A_g}\right]\le 0.7 \Rightarrow C_1=0.537$

$(EI)_{eff}=E_sI_s+E_{sr}I_{sr}+C_1E_cI_c=2\times10^5\times2000\times10^4+2\times10^5\times4\times201\times120^2$
$+0.537\times26875\times\frac{1}{12}300^4=1.605\times10^{13}\ mm^4$

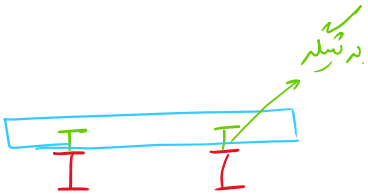
$P_e=\frac{\pi^2(EI)_{eff}}{(KL)^2}=\frac{\pi^2\times1.605\times10^{13}}{(0.65\times3000)^2}=41.67\times10^3\ kN$

$P_{no}=F_yA_s+F_{ysr}A_{sr}+0.85f_cA_c=3924\ kN$

$\frac{P_{no}}{P_e}\le 2.25 \Rightarrow$ معیار پایداری $P_n=P_{no}(0.658)^{\frac{P_{no}}{P_e}}=3772\ kN$

مقاومت طراحی LRFD $\phi P_n=2829\ kN$

مقاومت مجاز ASD $\frac{P_n}{\Omega}=1886\ kN$



۱۰-۲-۸-۳ اعضای خمشی با مقطع مختلط

اعضای خمشی با مقطع مختلط به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

الف) اعضای خمشی با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن به همراه برشگیر

ب) اعضای خمشی با مقطع مختلط محاط در بتن

پ) اعضای خمشی با مقطع مختلط پرشده با بتن

۱۰-۲-۸-۳-۱ پهنای مؤثر و حداقل ضخامت دال بتنی

الف) پهنای مؤثر

پهنای مؤثر دال بتنی برابر با مجموع پهناهای مؤثر در هر طرف محور مقطع فولادی بوده و با تیر فولادی به کمک برشگیرها به‌صورت مختلط عمل می‌نماید. پهنای مؤثر دال بتنی در هر طرف تیر نباید از کوچک‌ترین مقادیر زیر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود:

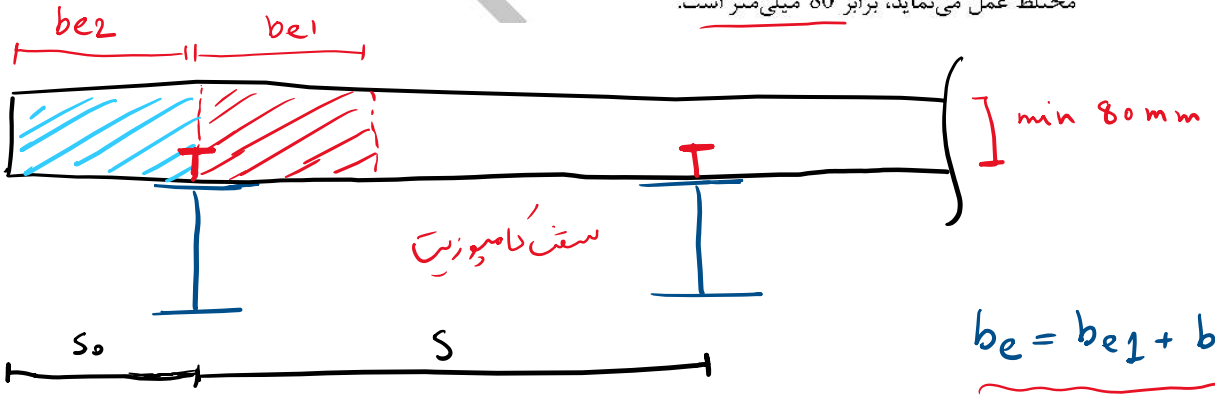
۱- یک‌هشتم طول دهانهٔ تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)

۲- نصف فاصلهٔ محور تیر تا محور تیر مجاور برای تیرهای مختلط میانی

۳- فاصلهٔ محور تیر تا لبهٔ آزاد دال بتنی برای تیرهای مختلط کناری

ب) حداقل ضخامت دال بتنی

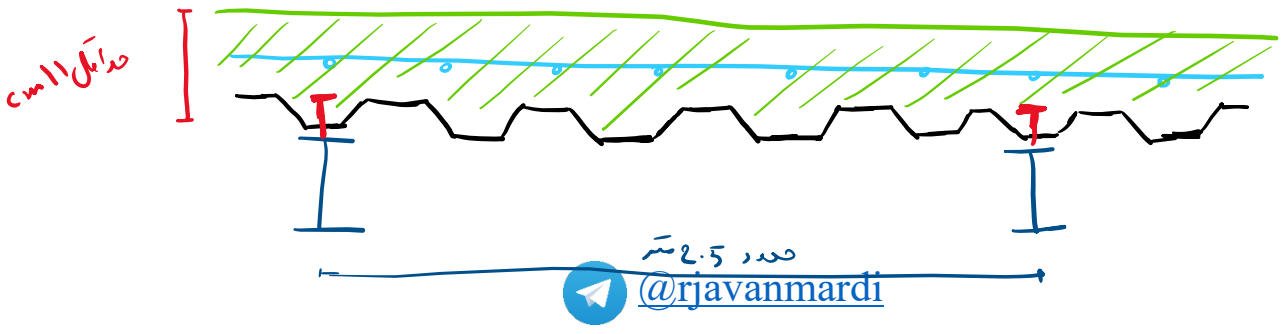
حداقل ضخامت دال بتنی در حالت بدون استفاده از ورق‌های عرشه که با مقطع فولادی به‌صورت مختلط عمل می‌نماید، برابر 80 میلی‌متر است.



$$b_e = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{e1} = \min\left\{\frac{L}{8}, \frac{S}{2}\right\}$$

$$b_{e2} = \min\left\{\frac{L}{8}, \frac{S}{2}, S_0\right\}$$



@rjavanmardi

۱۰-۲-۸-۳-۲ مقاومت در برابر بارهای حین اجرا

درصورتی‌که در اعضای خمشی با مقطع مختلط، در هنگام بتن‌ریزی دال بتنی در زیر تیر فولادی از پایهٔ موقت استفاده نشود، عضو فولادی تا قبل از رسیدن بتن به 75 درصد تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای (f'_c)، باید به تنهایی دارای مقاومت کافی برای تحمل وزن بتنِ تر و بارهای حین اجرا (نظیر بارهای ناشی از قالب‌بندی) و وزن خود باشد. مقاومت خمشی عضو فولادی تنها باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین شود.

۱۰-۲-۸-۳-۳ مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن

الف) در نواحی لنگر خمشی مثبت

در نواحی لنگر خمشی مثبت، مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن با عملکرد مختلط کامل در روش LRFD برابر $\phi_b M_n^+$ و در روش ASD برابر $\frac{M_n^+}{\Omega_b}$ است که باید براساس حالت حدی تسلیم به شرح زیر تعیین شود:

$\phi_b=0.9$ (LRFD) و $\Omega_b=1.67$ (ASD)

شرط فشردگی جان

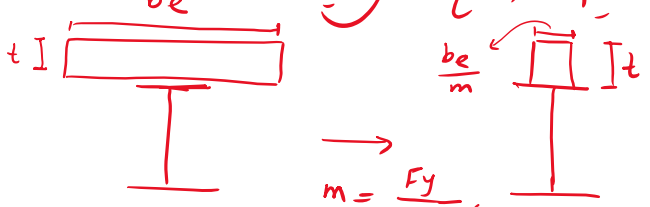
الف-۱) درصورتی‌که $\frac{h}{t_w} \le 3.76\sqrt{E/F_y}$ باشد، M_n^+ مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۳-۲ باید براساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع مختلط تعیین شود.

که در آن:

t_w = ضخامت جان تیر فولادی

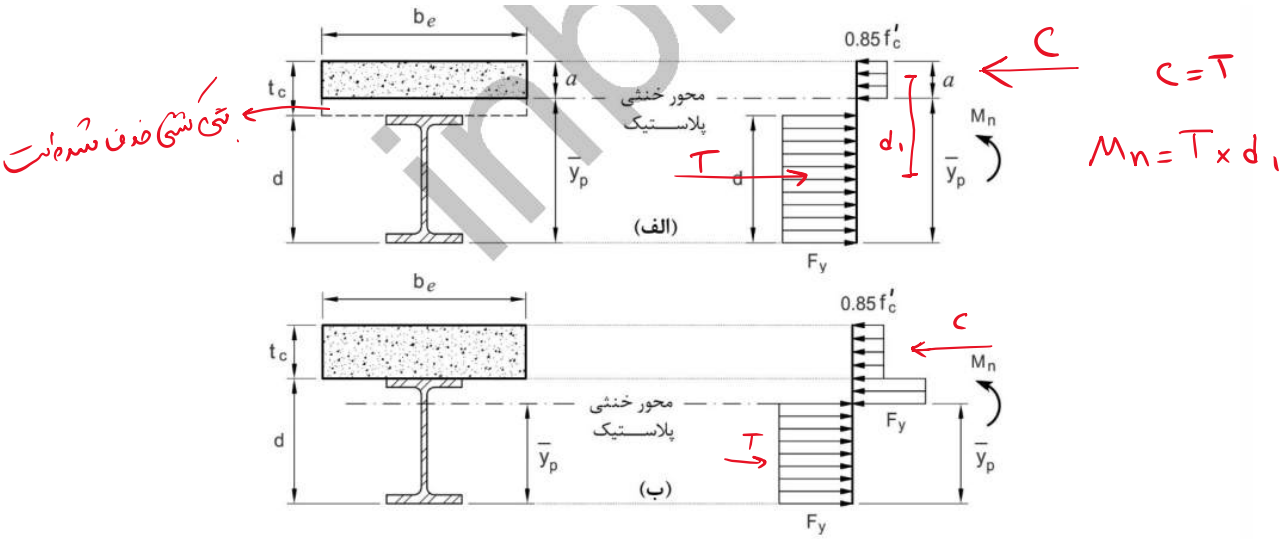
h = فاصلهٔ بین شروع گردی ریشهٔ جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و فاصلهٔ آزاد بین دو بال برای مقاطع ساخته شده از ورق

نحوه محاسبه Mp در مقطع مختلط خمشی:
۱- ابتدا با به عرض موثر دال بتنی (b_e) حساب شود
۲- ضریب $m = \frac{F_y}{0.85 f'_c}$ محاسبه می‌گردد.
۳- عرض مقطع بتنی بر m تقسیم شده و مقطع به فولادی تبدیل می‌شود.



۴- N.A.P محاسبه می‌گردد. ← ابتدا عرض موثر بتن (N_{AP}) در مقطع بتنی قرار دارد.
۵- Mp محاسبه می‌شود.

@rjavanmardi

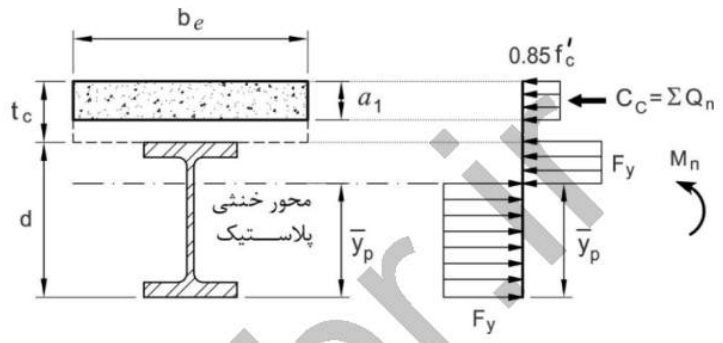


(الف) محور خنثی در بخش بتنی مقطع قرار گرفته است (ب) محور خنثی در بخش فولادی مقطع قرار گرفته است

شکل ۱۰-۲-۸-۲: توزیع تنش پلاستیک در مقطع مختلط در حالت عملکرد مختلط کامل

مبحث دهم

درصورتی‌که مقاومت برشگیرهای به‌صورت گل‌میخ یا ناودانی به‌کاررفته در حدفاصل حداکثر لنگر خمشی مثبت و لنگر خمشی صفر ($\sum Q_n$)، از کوچک‌ترین دو مقدار A_sF_y و $0.85f'_cA_c$ کمتر باشد، در این صورت تیر دارای عملکرد مختلط ناقص خواهد بود. در این حالت برای محاسبهٔ مقاومت خمشی اسمی موجود، ابتدا باید یک بلوک فشاری فرضی به ارتفاع a از بالاترین تار مقطع جایگزین بخش بتن شود، سپس مقدار a از رابطهٔ $\sum Q_n/0.85f'_cb_{eff}$ محاسبه شده و پس‌ازآن از طریق تعادل استاتیکی، مقدار لنگر خمشی اسمی تیر تعیین شود (شکل ۱۰-۲-۸-۳).



شکل ۱۰-۲-۸-۳: توزیع تنش پلاستیک در مقطع مختلط در حالت عملکرد مختلط ناقص

الف-۲) درصورتی‌که $\frac{h}{t_w} > 3.76\sqrt{E/F_y}$ باید براساس روی هم‌گذاری تنش‌های الاستیک و با فرض مقطع تبدیل‌یافته، براساس تنش‌های حاصل از بارهای قبل از سفت‌شدن بتن روی دورترین تار مقطع فولادی و بارهای پس از سفت شدن بتن در دورترین تارهای مقطع مختلط تعیین شود. در این حالت مقدار M_n^+ برابر کوچک‌ترین دو مقدار به‌دست‌آمدهٔ از M_{n1}^+ و M_{n2}^+ خواهد بود که در آن، M_{n1}^+ لنگر خمشی نظیر تنش F_y در دورترین تار تحتانی مقطع مختلط و M_{n2}^+ لنگر خمشی نظیر تنش $0.7f'_c$ در دورترین تار فوقانی مقطع مختلط بوده و به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

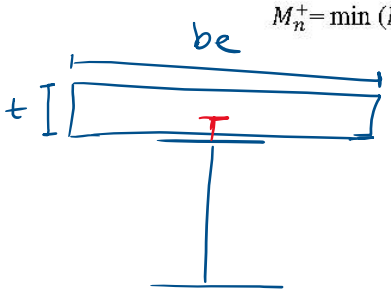
- در صورت استفاده از پایه‌های موقت (مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۴):

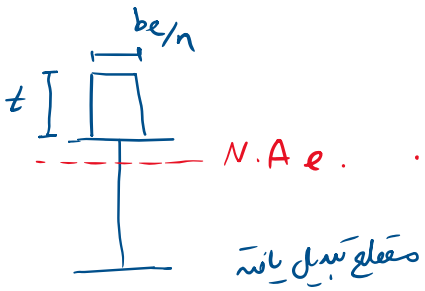
$$M_{n1}^+ = F_y \times S_{tr}^{bot}$$

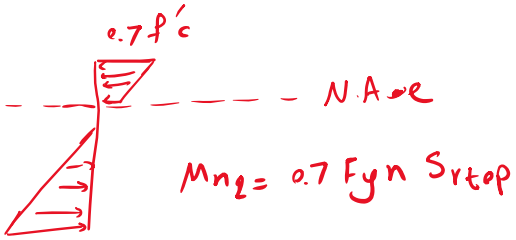
$$M_{n2}^+ = 0.7f_c' \times n \times S_{tr}^{top}$$

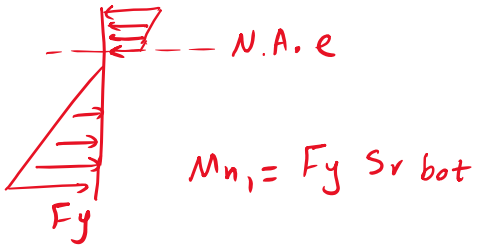
$$M_n^+ = \min(M_{n1}^+ \text{ و } M_{n2}^+)$$

(۱۰-۲-۸-۱۸)









@rjavanmardi

- در صورت عدم استفاده از پایه‌های موقت (مطابق شکل‌های ۱۰-۲-۸-۵):

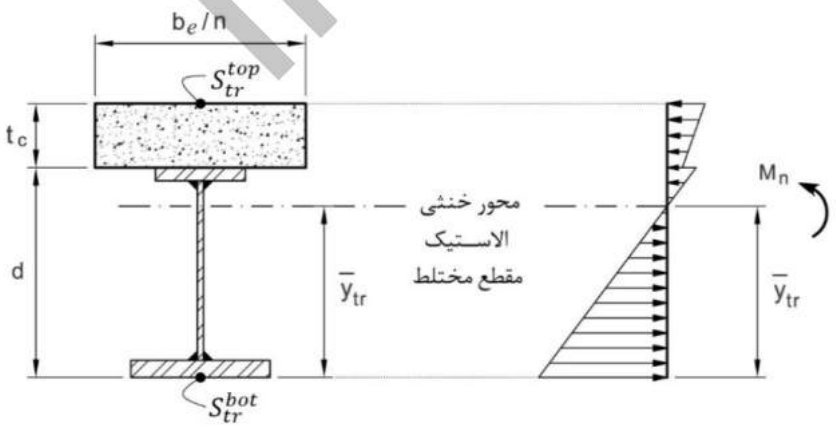
$$M_{n2}^{+} = 0.7f_c' \times n \times S_{tr}^{top} + M_{r0}$$

$$\frac{M_{n1}^{+} - M_{r0}}{S_{tr}^{bot}} + \frac{M_{r0}}{S_S^{bot}} = F_y \;\Rightarrow\; M_{n1}^{+} = \cdots \qquad (۱۰-۲-۸-۱۹)$$

$$M_n^{+} = \min\left(M_{n1}^{+} \text{ و } M_{n2}^{+}\right)$$

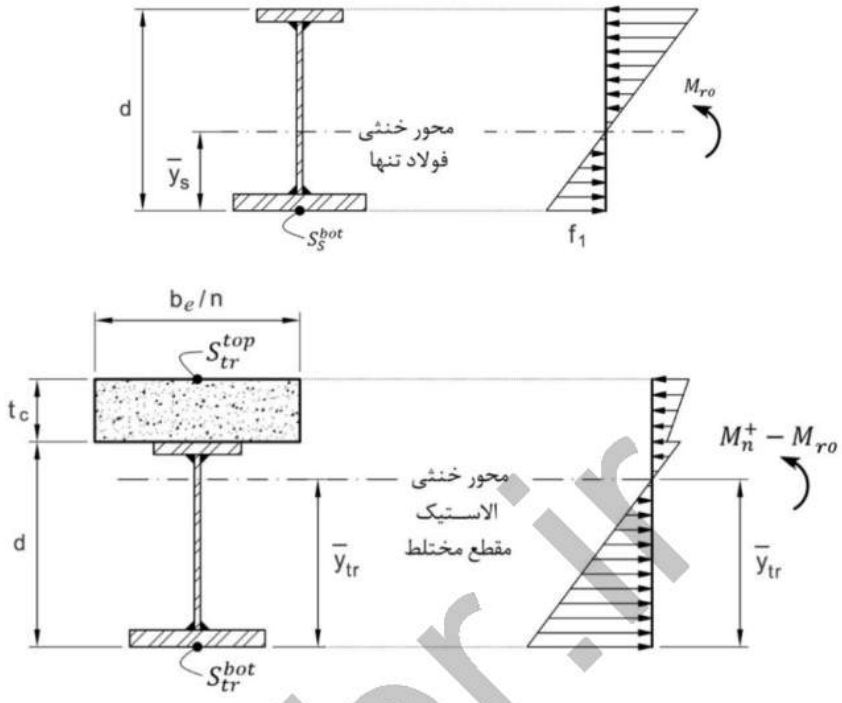
M_{r0} = لنگر ناشی از بارهای قبل از سفت شدن بتن است که مقدار آن در روش LRFD برابر M_{u0}/ϕ و در روش ASD برابر ΩM_{a0} است.

تبصره: درصورتی‌که مقاومت برشگیرهای به‌صورت گل‌میخ یا ناودانی به‌کاررفته در حدفاصل حداکثر لنگر مثبت و لنگر صفر $(\sum Q_n)$، از کوچک‌ترین دو مقدار A_sF_y و $0.85f'_cA_c$ کمتر باشد، در این حالت برای محاسبهٔ مقاومت خمشی اسمی موجود، اساس مقطع مؤثر متناظر با تار تحتانی مقطع مختلط باید برابر $S_{eff}^{bot} = S_s^{bot} + \sqrt{(\sum Q_n/C_f)}(S_{tr}^{bot} - S_s^{bot})$ و اساس مقطع مؤثر متناظر با تار فوقانی مقطع مختلط باید برابر $S_{eff}^{top} = S_{tr}^{top}\left(S_{eff}^{bot}/S_{tr}^{bot}\right)$ در نظر گرفته شود که در آن S_{tr}^{bot} اساس مقطع الاستیک مقطع تبدیل‌یافته نسبت به دورترین تار تحتانی مقطع، S_{tr}^{top} اساس مقطع الاستیک مقطع تبدیل‌یافته نسبت به دورترین تار فوقانی مقطع و S_s^{bot} اساس مقطع الاستیک مقطع فولادی تنها نسبت به دورترین تار تحتانی آن است.



شکل ۱۰-۲-۸-۴: توزیع الاستیک تنش در مقطع مختلط تبدیل‌یافته در صورت استفاده از پایه‌های موقت

@rjavanmardi



شکل۱۰-۲-۸-۵: توزیع الاستیک تنش در مقطع مختلط تبدیل‌یافته در صورت عدم استفاده از پایه‌های موقت

ب) در نواحی لنگر خمشی منفی

در نواحی لنگر خمشی منفی، مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط و دال بتنی متکی بر آن با عملکرد مختلط کامل، در روش LRFD برابر $\phi_b M_n^-$ و در روش ASD برابر $\frac{M_n^-}{\Omega_b}$ بوده که در آن ϕ_b برابر 0.9، Ω_b برابر 1.67 و M_n^- را می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه برابر مقاومت خمشی اسمی منفی مقطع فولادی تنها براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ در نظر گرفت. در صورت اقناع شرایط زیر مقاومت خمشی اسمی منفی مقطع مختلط را می‌توان براساس توزیع تنش پلاستیک و با منظور کردن میلگردهای موجود در دال بتنی در محدودهٔ پهنای مؤثر تیر محاسبه نمود:

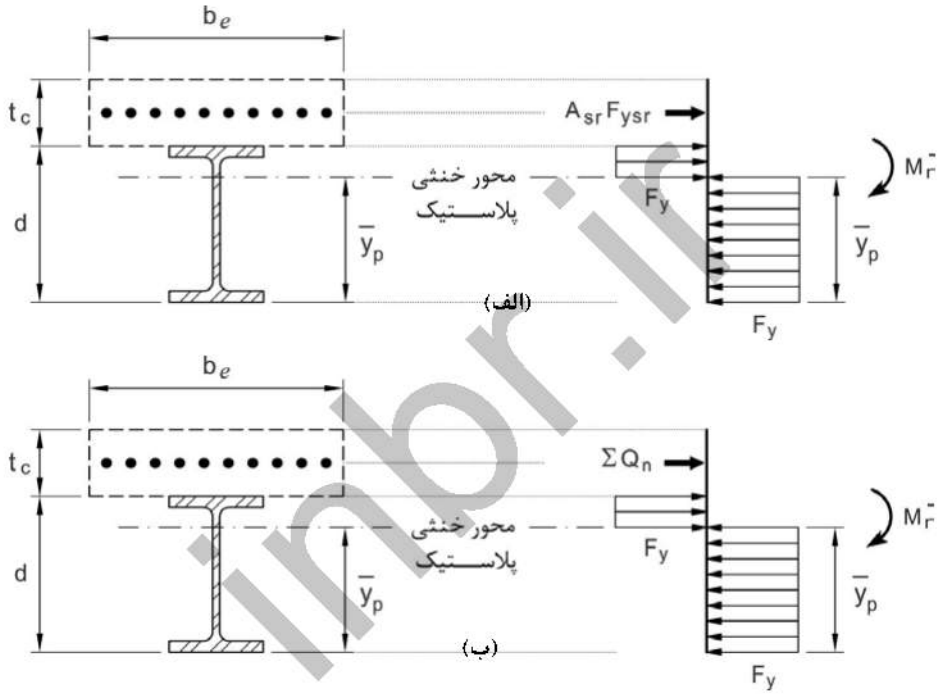
۱- اجزای مقطع فولادی فشرده و دارای اتکای جانبی کافی مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ باشد.

۲- در ناحیهٔ لنگر خمشی منفی، دال بتنی به‌کمک برشگیرهای کافی به تیر فولادی وصل شده باشد.

۳- در محدودهٔ عرض مؤثر دال بتنی، میلگردهای موازی با محور تیر به‌طور کامل الزامات مربوط به چسبندگی و طول مهاری را مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برآورده نمایند.

@rjavanmardi

درصورتی‌که $\sum Q_n \geq A_{sr}F_{yr}$ باشد، در ناحیهٔ لنگر خمشی منفی عملکرد مختلط کامل بوده و مقدار M_n^- می‌تواند مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۶-الف، براساس توزیع تنش پلاستیک تعیین شود. اما اگر $\sum Q_n < A_{sr}F_{yr}$ باشد، در ناحیهٔ لنگر خمشی منفی عملکرد مختلط ناقص بوده و مقدار M_n^- می‌تواند مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۶-ب تعیین گردد. درهرحال، در ناحیهٔ لنگر خمشی منفی در صورتی می‌توان از عملکرد مختلط ناقص استفاده کرد که $\frac{\sum Q_n}{A_{sr}F_{yr}}$ کمتر از 0.25 نباشد.

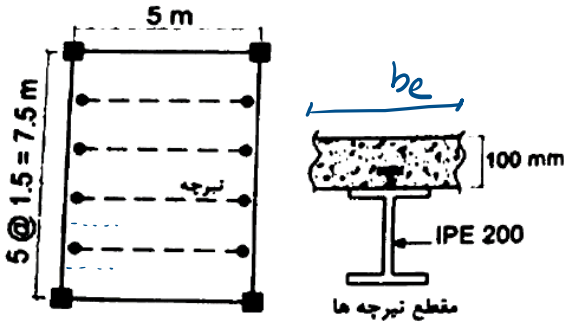


(الف) عملکرد مختلط کامل (ب) عملکرد مختلط ناقص

شکل ۱۰-۲-۸-۶: مقاومت خمشی منفی اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن

@rjavanmardi

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



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

۱) 128 ۲) 48 ۳) 96 ۴) 115

اردیبهشت ۹۷

۱- ابتدا لازم است عرض مؤثر بتنی (b_e) را حساب کنیم

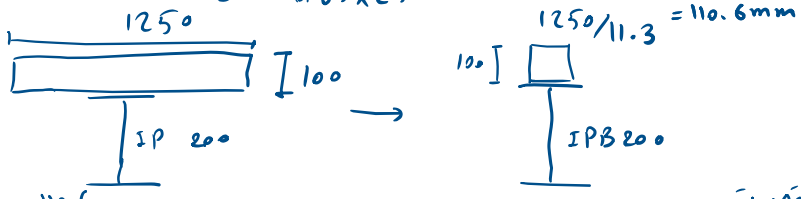
$$b_e = \min\left\{\frac{s}{2}, \frac{\ell}{8}\right\} \times 2 = 1250\ mm$$

(1500mm ← s/2 ، 5000mm ← ℓ/8)

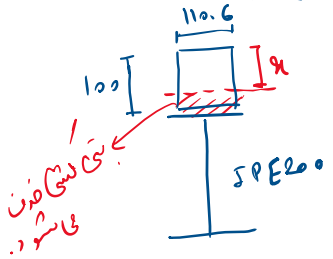
۲- ضریب m محاسبه می‌شود

$$m = \frac{F_y}{0.85 f'_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.3$$

۳- مقطع تبدیل یافته



۴- محاسبه N.A.P. با فرض قرارداشتن در بتن



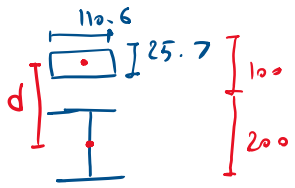
$$A_t = A_b \Rightarrow 110.6 \times a = \frac{2850}{A_{s\,IPE200}} \Rightarrow a = 25.7mm < 100$$

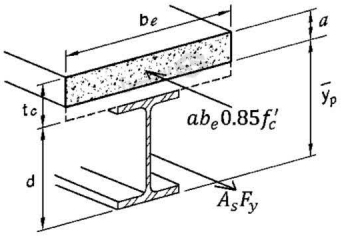
فرض N.A.P. در بتن صحیح است

۵-

$$M_n = A_s F_y d = 2850 \times 240 \times 187.1$$

$$LRFD\ \phi M_n = 115\ kN.m$$

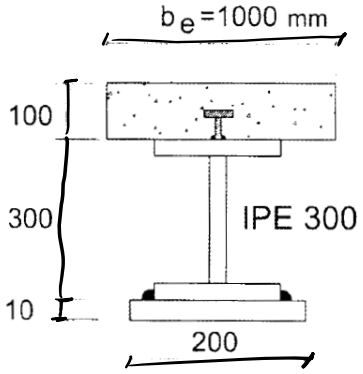




براساس روش توزیع پلاستیک تنش، مقاومت خمشی مثبت اسمی (M_n) مقطع مختلط شکل زیر حدوداً چقدر است؟ فرض نمائید تیر دارای عملکرد مختلط کامل بوده و سایر اطلاعات به‌شرح زیر هستند:

$f'_c = 25$ MPa ، $F_y = 240$ MPa و $E_s = 2\times10^5$ MPa

در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۱) 660 kN.m

۲) 550 kN.m

۳) 440 kN.m

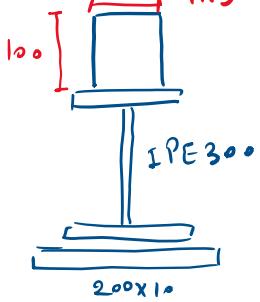
۴) 330 kN.m

مرداد ۱۴۰۰

۱- b_e ، ۲- $m = \frac{F_y}{0.85 f'_c} = 11.3$

۳- مقطع تبدیل یافته

$1000/11.3 = 88.5$



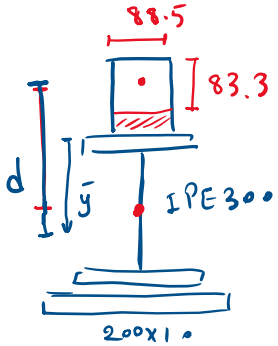
۴- محاسبه N.A.P با فرض قرارگیری تار خنثی در بتن



$x \times 88.5 = 200\times10 + 5380 \Rightarrow x = 88.32 < 100$ mm

پس فرض قرارگیری N.A.P در بتن صحیح است.

۵- محاسبه M_p



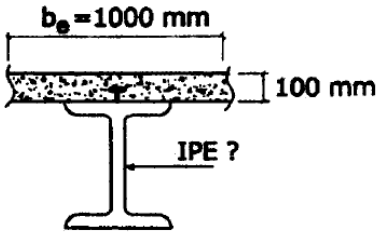
$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{5380\times150 + 200\times10\times305}{5380 + 200\times10} = 192$ mm

$M_p = A_s f_y d = (5380 + 200\times10)\times240\times(250.3) = 444$ kN.m

گزینه ۳

@rjavanmardi

چنانچه تیر مختلط نشان داده شده در شکل زیر دارای عملکرد مختلط کامل باشد، آنگاه حداقل شماره نیمرخ قابل قبول از نوع IPE برای آنکه فاصله محور خنثی پلاستیک مقطع از بالای بتن بیش از نصف ضخامت دال بتن باشد، به کدام‌یک از نیمرخ‌های زیر نزدیک‌تر است؟



$f'_c = 25$ MPa

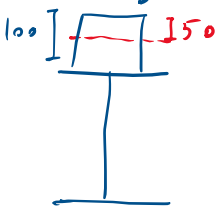
$F_y = 240$ MPa

۱) IPE 180 ۲) IPE 220 ۳) IPE 270 ۴) IPE 330

بهمن ۹۷

$m = 11.3$

$\frac{1000}{11.3} = 88.5$



مقطع تبدیل یافته

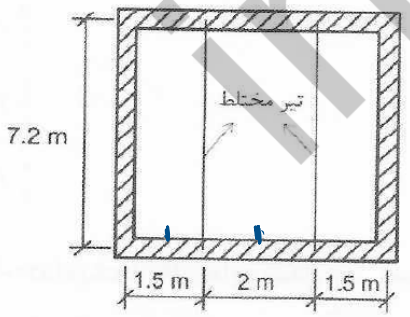
N.A.P. در وسط بتن قرار داشته باشد

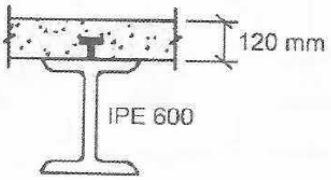
$A_s \geq 50 \times 88.5 \Rightarrow A_s \geq 4425\ mm^2$

use IPE270 $\Rightarrow A_s = 4590\ mm^2$ گزینه 3

برای پوشش یک سقف از دو تیر دو سر ساده با مقطع مختلط به دهانهٔ 7.2 متر و با عملکرد مختلط کامل استفاده شده است. مقاومت خمشی مثبت اسمی این تیرها به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

F_y=240 MPa و f'_c = 30 MPa





۱) 1600 kN.m
۲) 1800 kN.m
۳) 1200 kN.m
۴) 1400 kN.m

دی-۱۴۰۱

۱- محاسبه b_e

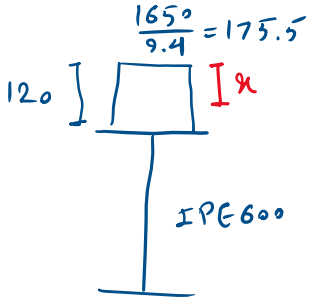
$$b_e = \min\left\{\frac{1500}{2}, \frac{7200}{8}\right\} + \min\left\{\frac{2000}{2} + \frac{7200}{8}\right\} = 1650\,mm$$

۲- محاسبه m

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c} = 9.4$$

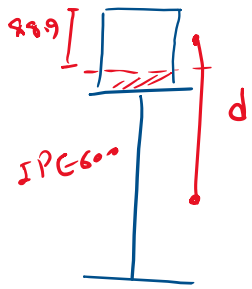
۳- تعادل

۴- N.A.P. با فرض تار خنثی در بتن



$$175.5 \times a = A_{s\,IPE600} = 15600 \Rightarrow a = 88.9\,mm < 120 \quad ok.$$

۵- محاسبه M_P

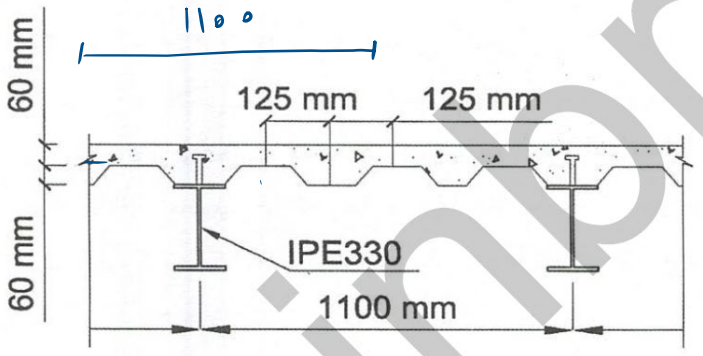


$$M_n = M_P = A_s f_y \times d = 15600 \times 240 \times 375.5 = 1405\,kN.m$$

گزینه ۴

@rjavanmardi

براساس توزیع پلاستیک تنش، مقاومت اسمی خمشی مثبت (M_n) در تیر با مقطع مختلط و با عملکرد مختلط کامل نشان داده شده به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟
$f'_c = 25$ MPa و F_y=235 MPa فرض می‌شود. طول تیرها 8 متر و فواصل آنها 1.1 متر است.



۱) 320 kN.m
۲) 370 kN.m
۳) 400 kN.m
۴) 450 kN.m

شهریور-۱۴۰۱

۱- محاسبه b_e

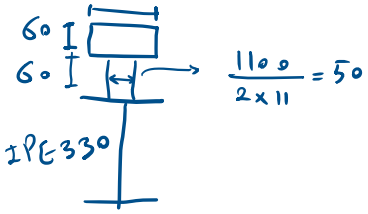
$$b_e = 2 \times \min\left\{\frac{S}{2}, \frac{l}{8}\right\} = 2 \times \min\left\{\frac{1100}{2}, \frac{8000}{8}\right\}$$

$b_e = 1100\,mm$

۲- محاسبه m

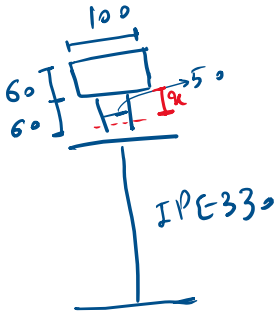
$$m = \frac{F_y}{0.85 f'_c} = 11$$

$1100/11 = 100$



۳- مقطع معادل برای مقطع کنده زیر تنش محوری در نظر گرفته شده است

۴- N.A.P. با فرض اینکه تار خنثی در بتن نفوذ یا پیدا کرده باشد

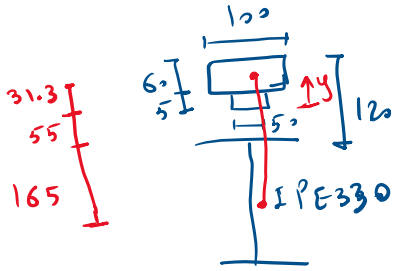


$100 \times 60 + 50 \times x = 62600 \Rightarrow x = 5\,mm$

فرض صحیح است.

۵-

$$y = \frac{50 \times 5 \times 2.5 + 100 \times 60 \times 32.5}{50 \times 5 + 100 \times 60} = 31.3$$



$$M_n = M_p = A_s f_{yd} = 62600 \times 240 \times (31.3 + 165 + 55)$$

$$\Rightarrow M_p = 377\ kN.m$$

پاسخ نزدیک‌تر

@rjavanmardi

پ) مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن به همراه عرشهٔ فولادی

مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن به همراه عرشهٔ فولادی باید براساس الزامات بند ۱۰-۲-۸-۳-۳-الف برای مقاومت خمشی موجود مثبت و براساس الزامات بند ۱۰-۲-۸-۳-۳-ب برای مقاومت خمشی موجود منفی و با رعایت الزامات زیر تعیین گردد:

پ-۱) ملاحظات و محدودیت‌ها

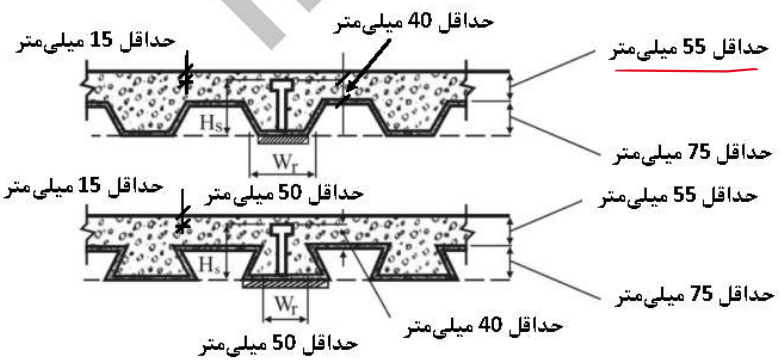
۱- ارتفاع اسمی عرشهٔ فولادی (h_r) نباید از 75 میلی‌متر بیشتر باشد. پهنای متوسط کنگره‌های پرشده با بتن (w)، نباید کمتر از 50 میلی‌متر باشد، لیکن در محاسبات نباید بزرگ‌تر از حداقل پهنای آزاد (خالص) در نزدیکی سطح فوقانی عرشهٔ فولادی در نظر گرفته شود.

۲- دال بتنی باید به‌وسیلهٔ برشگیرهای از نوع گل‌میخ با قطر حداکثر 20 میلی‌متر به مقطع فولادی متصل شوند. گل‌میخ‌ها باید از طریق عرشهٔ فولادی یا به‌طور مستقیم به مقطع فولادی جوش شوند. پس از نصب، ارتفاع گل‌میخ‌ها که از بالای عرشهٔ فولادی اندازه‌گیری می‌شود، نباید از 40 میلی‌متر و نصف ضخامت دال بتنی روی عرشه کوچک‌تر باشد.

۳- پوشش بتن روی گل‌میخ‌ها نباید از 15 میلی‌متر کمتر باشد.

۴- ضخامت دال بتنی در قسمت فوقانی عرشهٔ فولادی نباید کمتر از 55 میلی‌متر باشد.

۵- عرشهٔ فولادی باید در فواصلی حداکثر 450 میلی‌متر به مقطع فولادی و سایر اعضای تکیه‌گاهی مهار شوند. این مهارها می‌توانند برشگیرهای از نوع گل‌میخ، ترکیبی از گل‌میخ‌ها و جوش‌های نقطه‌ای یا هر راهکار فنی دیگر باشد.

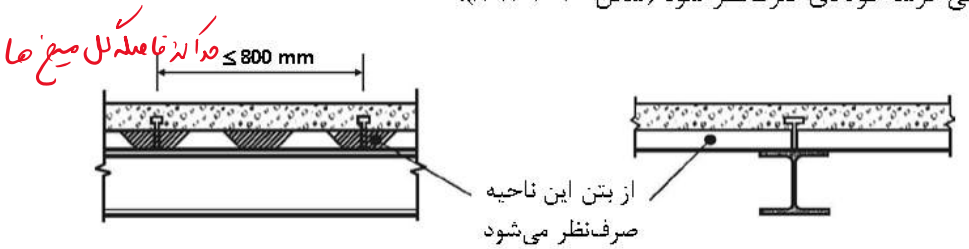


شکل ۱۰-۲-۸-۷: ملاحظات و محدودیت‌های عرشهٔ فولادی برای حالت یک گل‌میخ در پهنا

@rjavanmardi

پ-۲) عرشهٔ فولادی که کنگره‌های آن‌ها عمود بر محور طولی تیر است

در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبهٔ A_c باید از بتن موجود در زیر سطح فوقانی عرشهٔ فولادی صرف‌نظر شود (شکل ۱۰-۲-۸-۸).

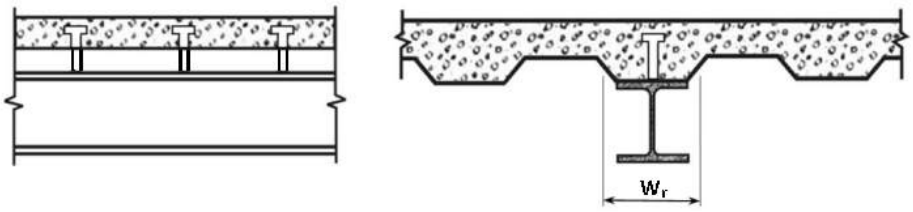


شکل ۱۰-۲-۸-۸: عرشهٔ فولادی که کنگره‌های آن عمود بر محور طولی تیر است

پ-۳) عرشهٔ فولادی که کنگره‌های آن‌ها موازی با محور طولی تیر است

در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبهٔ سطح مقطع بخش بتنی (A_c)، می‌توان از بتن موجود در داخل کنگره‌های عرشهٔ فولادی استفاده نمود. همچنین عرشهٔ فولادی را می‌توان در روی تیر فولادی تکیه‌گاهی از هم جدا کرد به‌طوری‌که در روی بال مقطع فولادی یک ماهیچهٔ بتنی تشکیل شود.

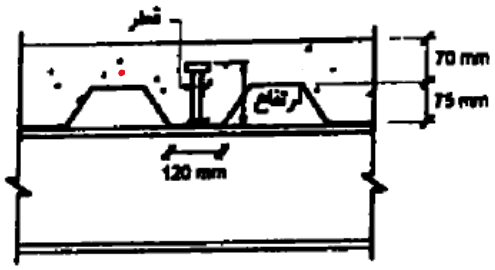
چنانچه ارتفاع اسمی عرشهٔ فولادی (h_r) برابر 40 میلی‌متر یا بزرگ‌تر باشد، پهنای متوسط کنگره‌های پرشده با بتن در روی تیر تکیه‌گاهی نباید کمتر از 50 میلی‌متر برای حالت یک گل‌میخ در پهنا باشد. این پهنای حداقل برای هر گل‌میخ اضافی در پهنا، باید به اندازهٔ 4 برابر قطر گل‌میخ افزایش یابد.



شکل۱۰-۲-۸-۹: عرشهٔ فولادی که کنگره‌های آن موازی با محور طولی تیر است

@rjavanmardi

در شکل زیر بخشی از یک سقف مرکب با ورق‌های فولادی شکل داده شده، نشان داده شده است.
استفاده از کدام گل‌میخ در این سقف قابل قبول است؟



۱) قطر 16 mm و ارتفاع 75 mm
۲) قطر 19 mm و ارتفاع 120 mm
۳) قطر 16 mm و ارتفاع 100 mm
۴) قطر 22 mm و ارتفاع 120 mm

باتوجه به اینکه قطر حداکثر میلگرد 20mm می‌تواند باشد، بنابراین گزینه ۴ صحیح نیست.

آبان ۹۳

ضخامت گل میخ باید حداقل 40mm در داخل بالای عرشه نفوذ کند. پس ارتفاع حداقل آن 115 = 40+75 می‌باشد. پس تنها گزینه 2 صحیح است

ت) مقاومت برشی موردنیاز بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) در نواحی لنگر خمشی مثبت

برش افقی موردنیاز کل (V_h) بین تیر فولادی و دال بتنی در فاصلهٔ نقطهٔ حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطهٔ لنگر خمشی صفر در حالت عملکرد مختلط کامل باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

۱- خردشدگی بتن مطابق رابطهٔ زیر:

$$V_h=0.85f'_cA_c \qquad (۲۰-۸-۲-۱۰)$$

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطهٔ زیر:

$$V_h=F_yA_s \qquad (۲۱-۸-۲-۱۰)$$

$$V_h=\min\{0.85f'_cA_c, A_sf_y\}$$

تبصره: در ناحیهٔ لنگر خمشی مثبت (فاصلهٔ بین نقطهٔ حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطهٔ لنگر خمشی صفر) چنانچه مقدار ΣQ_n مساوی یا بیش از V_h باشد تیر دارای عملکرد مختلط کامل، کمتر از V_h و مساوی یا بیشتر از $0.25V_h$ باشد تیر دارای عملکرد مختلط ناقص و کمتر از $0.25V_h$ باشد تیر بدون عملکرد مختلط در نظر گرفته می‌شود.

در روابط فوق:

A_c= سطح مقطع دال بتنی در محدودهٔ پهنای مؤثر

A_s= مساحت مقطع فولادی

ΣQ_n= مقاومت اسمی برشگیرهای تعبیه‌شده در فاصلهٔ بین نقطهٔ لنگر خمشی صفر و نقطهٔ با حداکثر لنگر خمشی مثبت

ت-۲) در نواحی لنگر خمشی منفی

در تیرهای پیوسته و خمشی که در آن میلگردهای طولی در نواحی لنگر خمشی منفی به‌صورت مختلط با مقطع فولادی عمل می‌نمایند، برش افقی موردنیاز کل (V_h^-) بین دال بتنی و تیر فولادی در فاصلهٔ نقطهٔ حداکثر لنگر خمشی منفی و نقطهٔ لنگر خمشی صفر باید براساس حالت حدی تسلیم میلگردهای داخل بتن در پهنای مؤثر دال بتنی از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$V_h^-=F_{yr}A_{sr} \qquad (۲۲-۸-۲-۱۰)$$

@rjavanmardi

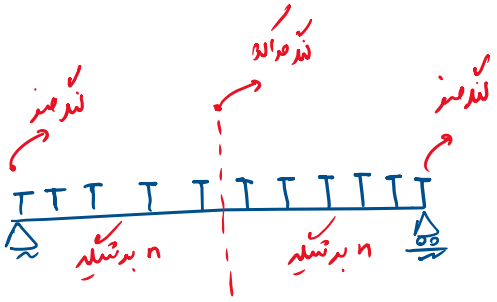
محاسبه تعداد برشگیر در لنگر مثبت

$$V_h = \min\{A_s F_y, 0.85 f_c A_c\}$$

$$n = \frac{V_h}{Q_n}$$

Q_n ظرفیت یک برشگیر — از روابط محاسبه می‌شود

تعداد برشگیر بین نقطه لنگر صفر تا لنگر



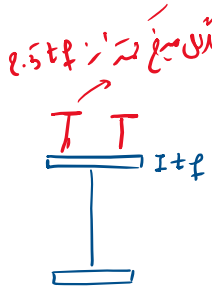
در تیر دو سر ساده، 2n برشگیر نیاز داریم.

۱۰-۲-۸-۸ برشگیرها در تیرهای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن

الف) الزامات عمومی

۱- در تیرها، برشگیرهای موردنیاز در هر یک از طرفین نقطهٔ لنگر حداکثر مثبت یا منفی را می‌توان بین آن نقطه و نقاط مجاوری که دارای لنگر صفر هستند، به‌طور یکنواخت توزیع نمود. لیکن مقدار برشگیر موجود بین هر بار متمرکز و نزدیک‌ترین نقطهٔ دارای لنگر صفر، باید جهت حصول لنگر حداکثر موردنیاز در نقطهٔ اعمال بار کافی باشد.

۲- در تیرهای مختلط قطر برشگیرهای از نوع گل‌میخ باید مساوی یا کوچک‌تر از 20 میلی‌متر باشد. فقط برای انتقال نیروهای برشی دیافراگم‌هایی از نوع دال بتنی توپر به تیر می‌توان از برشگیرهای از نوع گل‌میخ تا قطر 25 میلی‌متر استفاده نمود. همچنین قطر گل‌میخ‌ها نباید از 2.5 برابر ضخامت فلز پایه‌ای که گل‌میخ به آن جوش می‌شود، بیشتر شود، مگر اینکه گل‌میخ درست در امتداد جان مقطع فولادی قرار گیرد.

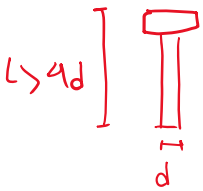




گل میخ در امتداد جان

۳- طول برشگیرهای از نوع گل‌میخ نباید از چهار برابر قطر آن کوچک‌تر باشد.

۴- در اعضای مختلط با مقاطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن، پوشش بتن روی برشگیرهای از نوع گل‌میخ نباید از 15 میلی‌متر و روی برشگیرهای از نوع ناودانی از 20 میلی‌متر کوچک‌تر باشد.



@rjavanmardi

۵- در دال‌های بتنی توپر متکی بر تیر فولادی ارتفاع برشگیرهای از نوع گل‌میخ و ناودانی نباید از نصف ضخامت دال بتنی کوچک‌تر در نظر گرفته شود.

ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ کلاهک‌دار

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \le R_g R_p A_{sa} F_u \qquad (۳۶-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_{sa}= سطح مقطع گل‌میخ

E_c= مدول الاستیسیتهٔ بتن

f'_c= تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

F_u= تنش کششی نهایی مصالح گل‌میخ

R_p و R_g = ضرایب اصلاحی مطابق جدول ۱۰-۲-۸-۴

جدول ۱۰-۲-۸-۴: مقادیر R_g و R_p

حالت			R_g	R_p
۱- مقاطع مختلط بدون استفاده از عرشهٔ فولادی			1	0.75
۲- مقاطع مختلط با استفاده از عرشهٔ فولادی	کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی	$w_r/h_r \ge 1.5$	1	0.75
		$w_r/h_r < 1.5$	**0.85	0.75
	کنگره‌ها عمود بر محور تیر فولادی	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر با 1	1	*0.6
		تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر با 2	0.85	*0.6
		تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر یا بزرگ‌تر از 3	0.7	*0.6

در جدول فوق:

h_r= ارتفاع اسمی کنگرهٔ ورق عرشه

w_r= پهنای متوسط بتن داخل کنگرهٔ فولادی

* درصورتی‌که فاصلهٔ بین لبهٔ بدنهٔ گل‌میخ تا نصف ارتفاع عرشهٔ فولادی بیشتر از 50 میلی‌متر باشد، این مقدار می‌تواند تا 0.75 افزایش یابد.

** برای گل‌میخ تکی

@rjavanmardi

پ)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، بدون توجه به جهت قرارگیری ناودانی در طول تیر از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)\, l_a \sqrt{f'_c E_c} \qquad (۳۷-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

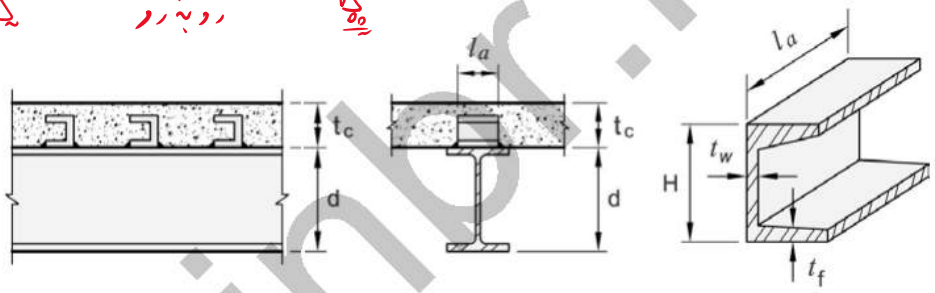
t_f= ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w= ضخامت جان ناودانی

l_a= طول ناودانی

f'_c= تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

E_c = مدول الاستیسیتهٔ بتن



شکل ۱۰-۲-۸-۱۷: برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت حاصل از رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۳۷ از طریق جوش ناودانی به بال تیر با در نظر گرفتن برون‌محوری ناودانی تأمین می‌گردد. در صورت تأمین کلیهٔ محدودیت‌های زیر، طراحی جوش اتصال ناودانی به بال تیر می‌تواند بدون در نظر گرفتن اثر برون‌محوری ناودانی انجام پذیرد:

- نسبت ضخامت بال به جان ناودانی بزرگ‌تر از 1 و کوچک‌تر از 5.5 باشد.
- نسبت ارتفاع ناودانی به ضخامت جان از 8 بزرگ‌تر باشد.
- نسبت طول ناودانی به ضخامت بال آن از 6 بزرگ‌تر باشد.
- نسبت شعاع ناحیهٔ اتصال بین بال و جان ناودانی به ضخامت جان ناودانی بزرگ‌تر از 0.5 و کوچک‌تر از 1.6 باشد.

@rjavanmardi

$n=\frac{V_h}{Q_n}$, $V_h^+=\min\{A_s f_y, 0.85 f_c A_c\}$

ت) تعداد برشگیرهای موردنیاز

تعداد برشگیرهای موردنیاز در حدفاصل مقطع با لنگر خمشی حداکثر مثبت یا منفی و مقطع مجاور با لنگر صفر، از تقسیم برش افقی به‌دست‌آمده از رابطهٔ بندهای ۱۰-۲-۸-۳-۳-ت-۱ و ۱۰-۲-۸-۳-۳-ت-۲ بر مقاومت برشی اسمی یک برشگیر به‌دست‌آمده از روابط ۱۰-۲-۸-۳۶ یا ۱۰-۲-۸-۳۷ (حسب مورد) محاسبه می‌گردد. در حدفاصل یک بار متمرکز و نقطهٔ مجاور با لنگر خمشی صفر باید به تعداد کافی برشگیر تعبیه شود تا ظرفیت خمشی لازم برای تحمل خمش حداکثر در محل بار متمرکز فراهم گردد.

ث) جزئیات‌بندی

۱- تعداد برشگیرهای موردنیاز در هر طرف نقطهٔ با لنگر خمشی حداکثر مثبت یا منفی، باید به‌صورت یکنواخت با فواصل مساوی تا نقطهٔ با لنگر خمشی صفر توزیع شوند، مگر اینکه توسط مهندس طراح راهکار دیگری با مستندات کافی ارائه شده باشد.

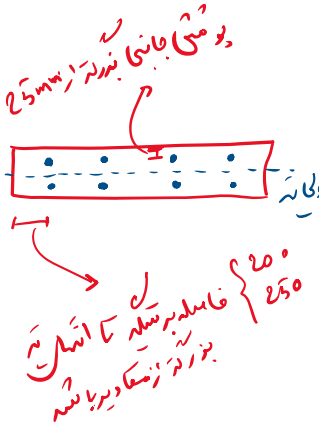
۲- در راستای عمود بر محور طولی تیر برشگیرها باید حداقل 25 میلی‌متر پوشش جانبی از بتن داشته باشند.

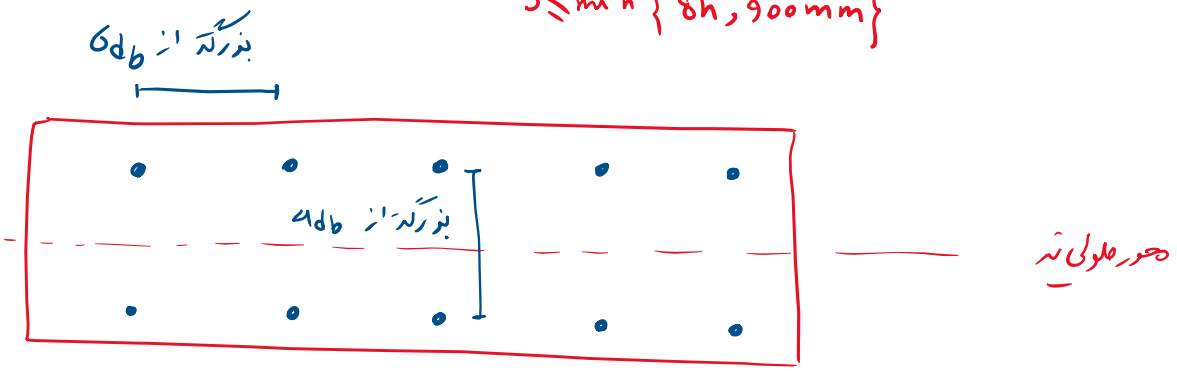
۳- در امتداد محور طولی تیر، فاصلهٔ برشگیرها تا لبهٔ بتن برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی نباید کوچک‌تر از 200 میلی‌متر و برای بتن‌های سبک کوچک‌تر از 250 میلی‌متر باشد.

۴- فاصلهٔ مرکز تا مرکز برشگیرهای از نوع گل‌میخ در راستای طولی تیر نباید کوچک‌تر از 6 برابر قطر آن‌ها و در برشگیرهای از نوع ناودانی کوچک‌تر از 4 برابر پهنای بال ناودانی در نظر گرفته شود. همچنین فاصلهٔ مرکز تا مرکز بین برشگیرهای از نوع گل‌میخ در امتداد عمود بر محور طولی تیر نباید کوچک‌تر از 4 برابر قطر آن‌ها در نظر گرفته شود.

۵- حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز برشگیرها نباید از 8 برابر ضخامت کل دال بتنی یا 900 میلی‌متر بیشتر باشد.

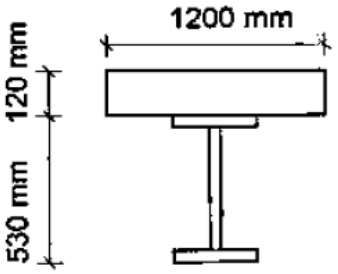
$S\le\min\{8h, 900mm\}$





@rjavanmardi

یک تیر دوسر ساده با مقطع مختلط خمشی، تشکیل شده است از یک تیر ورق I شکل با جان PL 500 × 10 mm و بال‌های PL 200× 15 mm . ضخامت دال 120 mm و عرض مؤثرآن در هر طرف تیر 600 mm است. میلگرد دال S340، رده بتن C25 و فولاد تیر ورق ST37 ($F_u = 370\ MPa, F_y = 240\ MPa$) فرض می‌شود. برای عملکرد مختلط کامل این تیر، مقاومت برشی افقی موردنیاز به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱) 3060 kN
۲) 2640 kN
۳) 1530 kN
۴) 1320 kN

خرداد ۹۳

$$V_h = \min\{A_s F_y, 0.85 f_c A_c\} =$$

$$= \min\{(500\times10 + 200\times15\times2)\times240,\ 0.85\times25\times1200\times120\}$$

$$= \min\{2640\,kN, 3060\,kN\} = 2640\,kN$$ گزینه ۴

یک تیر دو سر ساده با مقطع و عملکرد مختلط با دهانه 6 متر موجود است. اگر ضخامت دال بتنی 100 mm، تیرچه فولادی IPE 200 ($A = 2850\ mm^2$) به فاصله 2 متر و عرض مؤثر دال بتنی هر تیرچه 1.5 m باشد و در صورتی‌که از ناودانی UNP 60 به طول 60 میلی‌متر با فواصل مساوی از یکدیگر به عنوان برش‌گیر استفاده شود، حداکثر فاصله ناودانی‌ها (بر حسب میلی‌متر) حدوداً چقدر است؟ (رده بتن C30 با $E_c = 30000\ MPa$ ، فولاد با $F_y=240\ MPa$ ، ضخامت جان ناودانی برابر $t_w=6\ mm$ و ضخامت بال ناودانی برابر $t_f = 6\ mm$ بوده و تیر بارگسترده یکنواخت را تحمل می‌کند).

۱) 200 ۲) 800 ۳) 400 ۴) 600

مرداد ۹۴

$$V_h = \min\{A_s F_y, 0.85 f_c A_c\}$$

$$= \min\{2850 \times 240 \ , 0.85 \times 30 \times 1500 \times 100\} = 684\ kN$$

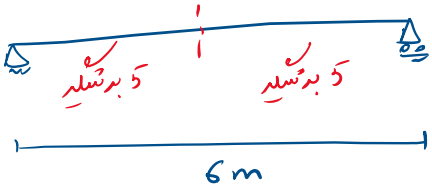
$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5 t_w) L_a \sqrt{f_c E_c} = 0.3(6 + 0.5 \times 6) \times 60 \sqrt{30 \times 30000}$$

$$= 153.6\ kN$$

تعداد برشگیر بین نقطه ماکزیمم و نقطه صفر لنگر

$$n = \frac{V_h}{Q_n} = 4.4 \Rightarrow 5$$

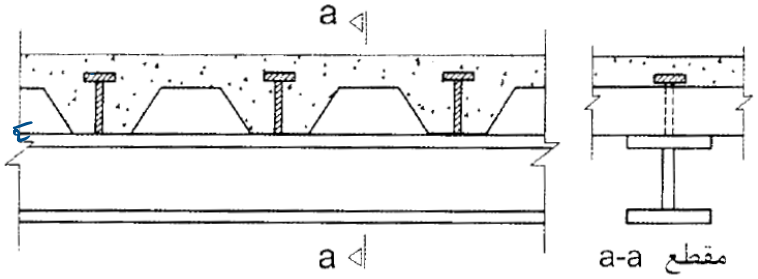
مجموع ۱۰ برشگیر



$$S = \frac{6000}{10} = 600\ mm < 8h$$ گزینه ۴

مشخصات بتن مصرفی و گل‌میخ Φ19 در سقف مختلط با عرشهٔ فولادی به‌صورت زیر داده شده است. مقاومت برشی اسمی گل‌میخ به‌کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$f_c = 25\ MPa$ ، $E_c = 4700\sqrt{f_c}$ و $F_u = 400\ MPa$



۱) 58 kN
۲) 68 kN
۳) 85 kN
۴) 108 kN

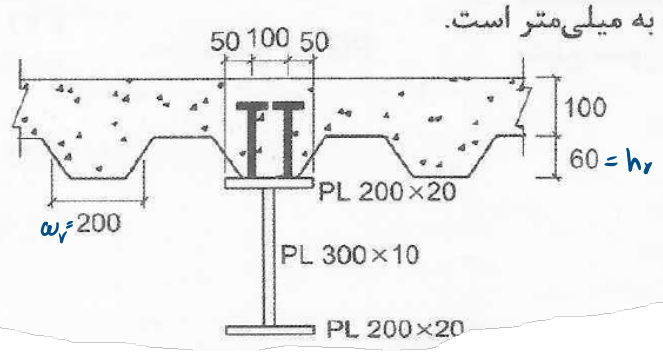
مرداد ۱۴۰۰

$$Q_n = \min\left\{0.5 A_{sa}\sqrt{f_c E_c},\ R_g R_p A_{sa} F_u\right\}$$ ، ستف‌وشه گنده عمود بر تیر ⇒ $\begin{cases} R_g = 1 \\ R_p = 0.6 \end{cases}$

$$Q_n = \min\left\{0.5 \times \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \sqrt{25 \times 4700 \times \sqrt{25}},\ 1 \times 0.6 \times \frac{\pi}{4} \times 19 \times 400\right\}$$

$$Q_n = 68\ kN$$ 2 تا میخ

در تیر با مقطع مختلط شکل زیر مقاومت برشی اسمی هر یک از گل‌میخ‌ها به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از ردهٔ C30، فولاد مقطع تیر از نوع S235، تنش کشش نهایی گل‌میخ‌ها 500 MPa، جرم مخصوص بتن $2500\ kg/m^3$ و قطر گل‌میخ‌ها 19 میلی‌متر فرض شود. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۱) 75 kN
۲) 133 kN
۳) 150 kN
۴) 106 kN

دی-۱۴۰۱

$$Q_n = \min\{0.5 A_{sa}\sqrt{f_c E_c},\ R_g R_p F_u A_{sa}\}$$ کنه موازی پایه

باکنگل میلگرد $\Rightarrow \begin{cases} R_g = 1 \\ R_p = 0.75 \end{cases}$

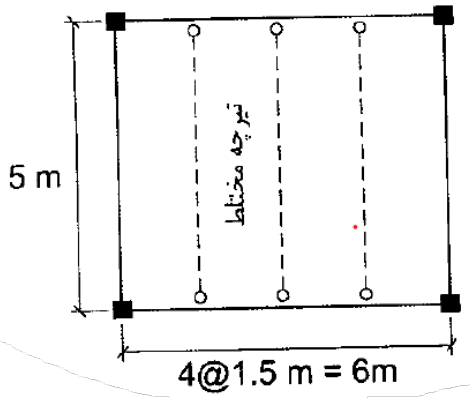
$$E_c = 0.043\, w_c^{1.5}\sqrt{f_c} = 29440\ MPa$$

$\frac{w_r}{h_r} > 1.5$

$$Q_n = \min\left\{0.5 \times \frac{\pi}{4} 19^2 \sqrt{30 \times 29440},\ 1 \times 0.75 \times 500 \times \frac{\pi}{4} \times 19^2\right\}$$

$$Q_n = \min\{133\ kN, 106\ kN\} = 106\ kN$$ گزینه ۴

مطابق شکل زیر برای پوشش یک سقف با بار سنگین از تیرچه‌های مختلط IPE400 و با دال تخت به ضخامت 100 mm از ناودانی UNP60 به طول 100 mm به‌عنوان برشگیر استفاده شده است. برای تامین عملکرد مختلط کامل این تیرچه‌ها، در کل طول هر یک از تیرچه‌ها باید حداقل چند عدد از این ناودانی‌ها تعبیه شود؟ بتن از ردهٔ C25، فولاد تیرآهن با F_y=360 MPa و جرم مخصوص بتن 2500 kg/m^3 است. در پلان توزیع بارهای مرده و زنده یکنواخت فرض شود.



۱) 24 عدد

۲) 12 عدد

۳) 30 عدد

۴) 15 عدد

اردیبهشت-۱۴۰۲

$b_e = 2 \times \min\left\{\frac{L}{8}, \frac{S}{2}\right\} = 1250\,mm$

$V_n = \min\{A_s f_y, 0.85 f_c A_c\} = \min\{8450 \times 360, 0.85 \times 25 \times 1250 \times 100\}$

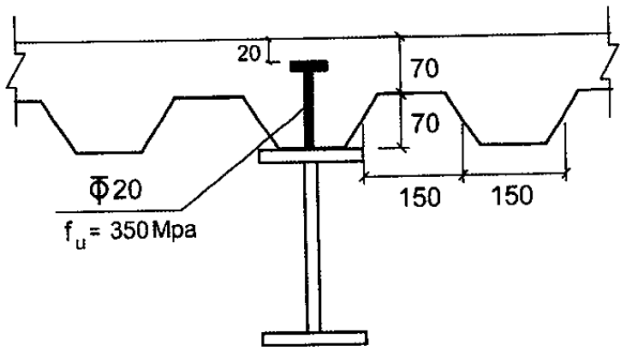
$= 2656\,kN$

ناودانی $Q_n = 0.3(t_f + 0.5 t_w) \times L_a \sqrt{f_c E_c}$, $E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c} = 26875$ MPa

$Q_n = 0.3(6 + 0.5 \times 6) \times 100 \sqrt{25 \times 26875} = 221\,kN$

$n = \frac{V_n}{Q_n} = 12 \Rightarrow$ تعداد برشگیر یک نیمه $\Rightarrow$ کل برشگیر $= 2n = 24$ عدد

در شکل مقابل چنانچه راستای کنگره‌ها از حالت موازی تیر به حالت عمود بر تیر تغییر کند، مقاومت برشی اسمی گل‌میخ‌ها چه تغییری می‌کند؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر بوده و بتن از ردهٔ C30 است. (w_c=2400 kg/m^3)



۱) 20% کاهش می یابد.
۲) تغییری نمی کند.
۳) 10% کاهش می یابد.
۴) 20% افزایش می یابد.

اردیبهشت-۱۴۰۲

محاسبه Q_n در حالت کنگره موازی با تیر

$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c} = 27691 MPa$

$Q_n = \min \{ 0.5 A_{sa} \sqrt{f_c E_c} , R_g R_p A_{sa} F_u \}$

$\frac{w_r}{h_r} > 1.5 \Rightarrow R_g = 1, R_p = 0.75$

$= \min \{ 0.5 \times 314 \times \sqrt{30 \times 27691} , 1 \times 0.75 \times 314 \times 350 \} = 82.42 kN$

حالت دوم، کنگره عمود بر تیر ← $R_g = 1, R_p = 0.6$

$Q_{n_2} = 65.94 kN$

$\frac{Q_{n2}}{Q_{n1}} = 0.8$ → مقاومت برشی 20% کاهش یافته است

گزینه ۱

کم اهمیت

۱۰-۲-۸-۶ انتقال بار در اعضای با مقطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن

۱۰-۲-۸-۶-۱ الزامات عمومی

هنگامی‌که اعضای با مقطع مختلط محاط در بتن یا پرشده با بتن تحت اثر نیروی محوری خارجی قرار می‌گیرند، در مرز بخش بتنی و فولادی، برش طولی موردنیاز (V_r')، متناسب با نحوهٔ انتقال بار به مقطع مختلط، براساس الزامات بند ۱۰-۲-۸-۶-۲ تعیین می‌گردد. مقاومت برش طولی موجود در روش LRFD برابر ϕR_n و در روش ASD برابر R_n/Ω است و براساس نوع مکانیزم انتقال نیرو، مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۸-۶-۳ تعیین می‌شود. مقاومت برش طولی موجود باید بزرگ‌تر یا مساوی مقاومت برش طول موردنیاز (V_r') باشد.

۱۰-۲-۸-۶-۲ مقاومت برش طولی موردنیاز در مقاطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن

مقاومت برشی طولی موردنیاز (V_r') در مقاطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) هنگامی‌که نیروی خارجی مستقیماً به مقطع فولادی وارد می‌شود

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

$$V_r' = P_r'(1-F_yA_s/P_{no}) \qquad (۱۰-۲-۸-۳۰)$$

که در آن:

A_s= مساحت بخش فولادی مقطع مختلط

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ مصالح مقطع فولادی

P_{no} = مقاومت محوری فشاری اسمی مقطع مختلط بدون در نظر گرفتن آثار طول مؤثر، مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۴ برای مقاطع مختلط محاط در بتن و روابط ۱۰-۲-۸-۹ و ۱۰-۲-۸-۱۱ برای مقاطع مختلط پرشده با بتن دارای اجزای فولادی فشرده و غیرفشره (حسب مورد)

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

ب) هنگامی‌که نیروی خارجی مستقیماً به بتن وارد می‌شود

در این حالت مقاومت برش طولی موردنیاز که باید به بخش فولادی منتقل گردد (V_r')، از روابط زیر تعیین می‌گردد:

۱- برای مقاطع مختلط محاط در بتن و مقاطع پرشده با بتنی که اجزای فولادی مقطع، فشرده و غیرفشرده هستند:

$$V_r' = P_r' \, (F_y A_s / P_{no}) \qquad (۳۱-۸-۲-۱۰)$$

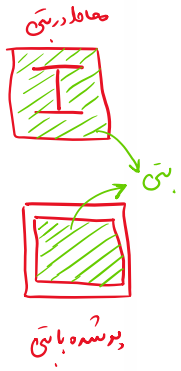
۲- برای مقاطع مختلط پرشده با بتن با اجزای فولادی لاغر

$$V_r' = P_r' \, (F_{cr} A_s / P_{no}) \qquad (۳۲-۸-۲-۱۰)$$

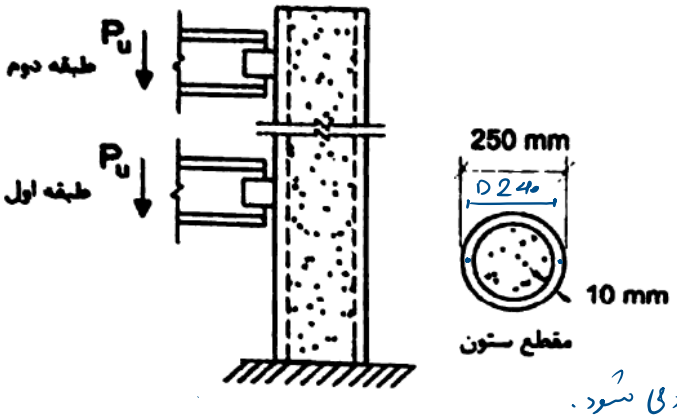
که در آن:

F_{cr}: تنش کمانشی بحرانی اجزای لاغر بخش فولادی در مقطع مختلط مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۱۴

P_{no}: مقاومت محوری فشاری اسمی مقطع مختلط بدون در نظر گرفتن آثار طول مؤثر، مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۴ برای مقاطع مختلط محاط در بتن و رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۹ برای مقاطع مختلط پرشده با بتن.



برش طولی موردنیاز در تراز طبقهٔ اول ستون با مقطع مختلط شکل زیر به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



$F_y = 240$ MPa
$E_s = 2\times10^5$ MPa
$f'_c = 30$ MPa
$E_c = 2.9\times10^4$ MPa

۱) $0.4P_u$
۲) $0.6P_u$
۳) $0.8P_u$
۴) P_u

مقطع پرشده با بتن و دیده به فولادی بررسی شود.

مساحت مقطع دیواره‌ای جدار نازک فولادی $= 2\pi rt$

با توجه به ضوابط آیین‌نامه

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

$$P_{no} = F_y A_s + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}\right)$$

$$\Rightarrow P_{no} = 240\times(2\pi\times120\times10) + 0.95\times25\left(\frac{\pi}{4}\times230^2 + 0\right) = 2992\ \text{kN}$$

$$V_r' = P_u\left(1 - \frac{240\times2\pi\times120\times10}{2992\times10^3}\right) = 0.4P_u$$

گزینه ۱

مهر ۹۸

۱۰-۲-۸-۹ برشگیرها در ستون‌ها و سایر اعضای مختلط

الف) الزامات عمومی

الزامات مندرج در این بند برای محاسبهٔ مقاومت اسمی برشگیرهای به‌کاررفته در طول مقرر بار ستون‌ها و تیرستون‌های با مقطع مختلط، تیرهای با مقطع مختلط محاط در بتن یا پرشده با بتن،

تیرهای همبند با مقطع مختلط و دیوارهای برشی با مقطع مختلط بوده که در آن‌ها اجزای بتنی و فولادی به‌واسطهٔ عملکرد مختلط در طول عضو با یکدیگر کار می‌کنند. ضوابط این بند برای سازه‌های مرکب از اعضای بتنی و فولادی که در آن‌ها بتن و فولاد با یکدیگر کار نمی‌کنند، قابل کاربرد نیست.

محاسبات مربوط به مقاومت برشگیرهای مدفون در دال بتنی یا در دال بتنی واقع بر عرشهٔ فولادی در بند ۱۰-۲-۸-۸ ارائه گردیده است. حالت‌های حدی مرتبط با گسیختگی برشگیر و گسیختگی قالبی بتن در این بخش ارائه می‌گردد. علاوه بر این، ضوابط مرتبط با فاصله‌گذاری و محدودیت‌های هندسی برشگیرها مندرج در این بخش، از قلوه‌کن شدن بتن در تماس با برشگیر تحت اثر بارهای برشی و همچنین گسیختگی قالبی بتن در تماس با برشگیر تحت اثر بارهای کششی جلوگیری می‌کنند.

در اعضای با مقطع مختلط، قطر برشگیرهای از نوع گل‌میخ باید مساوی یا کوچک‌تر از 20 میلی‌متر باشد. همچنین قطر گل‌میخ‌ها نباید از 2.5 برابر ضخامت فلز پایه‌ای که گل‌میخ به آن جوش می‌شود، بیشتر شود، مگر اینکه گل‌میخ درست در امتداد جان مقطع فولادی قرار گیرد.

در بتن‌های با وزن مخصوص معمولی، چنانچه برشگیر از نوع گل‌میخ تنها تحت اثر برش قرار گیرد، ارتفاع برشگیر از نوع گل‌میخ پس از نصب نباید از 5 برابر قطر گل‌میخ کمتر باشد. چنانچه گل‌میخ تحت اثر کشش یا ترکیبی از کشش و برش قرار گیرد، ارتفاع گل‌میخ نباید از 8 برابر قطر آن کوچک‌تر باشد. در بتن‌های با وزن مخصوص سبک، چنانچه گل‌میخ تنها تحت اثر برش قرار گیرد، ارتفاع گل‌میخ پس از نصب نباید از 7 برابر قطر آن و چنانچه گل‌میخ تحت اثر کشش قرار گیرد، ارتفاع گل‌میخ نباید از 10 برابر قطر آن کوچک‌تر باشد.

مقاومت اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ مدفون در بتن با وزن مخصوص سبک که تحت اثر ترکیبی از بارهای کششی و برشی قرار می‌گیرند، باید براساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین شوند. در این نوع اعضا مشخصات هندسی برشگیرها در جدول ۱۰-۲-۸-۵ نیز ارائه شده است. قطر کلاهک برشگیرهای از نوع گل‌میخ که تحت اثر کشش یا ترکیبی از کشش و برش قرار می‌گیرند، باید از 1.6 برابر قطر بدنهٔ گل‌میخ بزرگ‌تر باشد.

@rjavanmardi

جدول ۱۰-۲-۸-۵: حداقل نسبت ارتفاع گل‌میخ به قطر آن در ستون‌ها و تیرستون‌ها

نوع بار وارد بر گل‌میخ	بتن با وزن مخصوص معمولی	بتن سبک
برش	h/d≥5	h/d≥7
کشش	h/d≥8	h/d≥10
برش و کشش به‌طور هم‌زمان	h/d≥8	کاربرد ندارد
h = ارتفاع گل‌میخ d = قطر گل‌میخ		

ب) مقاومت برشی موجود برشگیرهای از نوع گل‌میخ کلاهک‌دار

در مواردی که گسیختگی قالبی بتن در برش به‌عنوان یک حالت حدی محسوب نشود، مقاومت برشی موجود گل‌میخ‌ها در روش LRFD برابر $\phi_v Q_{nv}$ و در روش ASD برابر Q_{nv}/Ω_v بوده که در آن:

$$Q_{nv}=F_u A_{sa} \qquad (۱۰-۲-۸-۳۸)$$

$$\phi_v = 0.65 \ (\text{LRFD}) \qquad \text{و} \qquad \Omega_v = 2.31 \ (\text{ASD})$$

F_u = تنش کششی نهایی گل‌میخ

A_{sa} = سطح مقطع گل‌میخ

چنانچه گسیختگی قالبی بتن در برش به‌عنوان یک حالت حدی محسوب شود، مقاومت برشی طراحی یک برشگیر گل‌میخ باید براساس یکی از حالات زیر تعیین شود:

۱) چنانچه براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، میلگرد لازم در دو طرف ناحیهٔ گسیختگی در بتن کار گذاشته شود، کوچک‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از معادلهٔ ۱۰-۲-۸-۳۸ و مقاومت اسمی میلگرد، باید به‌عنوان مقاومت برشی اسمی گل‌میخ (Q_{nv})، محسوب شود.

۲) براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

پ) مقاومت کششی موجود برشگیرهای از نوع گل‌میخ

در مواردی که فاصلهٔ مرکز گل‌میخ تا لبهٔ آزاد بتن در امتداد عمود بر ارتفاع گل‌میخ بزرگ‌تر از 1.5 برابر ارتفاع گل‌میخ و فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها بزرگ‌تر یا مساوی 3 برابر ارتفاع گل‌میخ باشد،

@rjavanmardi

مقاومت کششی موجود گل‌میخ‌ها در روش LRFD مساوی $\phi_t Q_{nt}$ و در روش ASD برابر Q_{nt}/Ω_t است، که در آن:

$$Q_{nt}=F_u A_{sa} \qquad (۳۹-۸-۲-۱۰)$$

$$\phi_t = 0.75 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 2.00 \ \text{(ASD)}$$

F_u و A_{sa} همان تعاریف به‌کاررفته در بند (ب) فوق هستند.

تبصره: در مواردی که فاصلهٔ مرکز گل‌میخ تا لبهٔ آزاد بتن در امتداد عمود بر ارتفاع گل‌میخ کوچک‌تر از 1.5 برابر ارتفاع گل‌میخ یا فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها کوچک‌تر از 3 برابر ارتفاع گل‌میخ باشد، مقاومت کششی طراحی گل‌میخ‌ها باید براساس یکی از حالات زیر تعیین گردد:

۱) چنانچه براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، میلگرد لازم در دو طرف ناحیهٔ گسیختگی در بتن کار گذاشته شود، کوچک‌ترین مقدار به دست آمده از رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۳۹ و مقاومت اسمی میلگرد باید به‌عنوان مقاومت برشی اسمی گل‌میخ (Q_{nt})، محسوب شود.

۲) براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران

ت) اثر هم‌زمان برش و کشش در گل‌میخ‌ها

در مواردی که گسیختگی قالبی بتن در برش به‌عنوان یک حالت حدی محسوب نشود و نیز فاصلهٔ مرکز گل‌میخ تا لبهٔ آزاد بتن در امتداد عمود بر ارتفاع گل‌میخ بزرگ‌تر از 1.5 برابر ارتفاع گل‌میخ و فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها بزرگ‌تر یا مساوی 3 برابر ارتفاع گل‌میخ باشد، اثر توأم برش و کشش در گل‌میخ باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

$$\left[\frac{Q_{ut}}{\phi_t Q_{nt}}\right]^{\frac{5}{3}} + \left[\frac{Q_{uv}}{\phi_v Q_{nv}}\right]^{\frac{5}{3}} \le 1.0 \qquad \text{LRFD} \qquad (۴۰-۸-۲-۱۰)$$

$$\left[\frac{Q_{at}}{Q_{nt}/\Omega_t}\right]^{\frac{5}{3}} + \left[\frac{Q_{av}}{Q_{nv}/\Omega_v}\right]^{\frac{5}{3}} \le 1.0 \qquad \text{ASD} \qquad (۴۱-۸-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

Q_{ut} = مقاومت کششی موردنیاز گل‌میخ در LRFD

@rjavanmardi

۱۰-۲-۸-۱۰ کنترل فشار هیدرواستاتیک در مقاطع مستطیلی پرشده با بتن

در صورتی که در هنگام ریختن بتن به داخل مقاطع مستطیلی شکل فشار هیدرواستاتیکی بزرگی به دیوارهٔ مقطع فولادی (به جدارهای مقطع مستطیلی شکل) وارد شود، ممکن است دیوارهٔ مقطع دچار تغییرشکل بزرگی شود. این مسئله علاوه بر ایجاد ظاهر نامناسب در مقطع، ممکن است موجب فراهم شدن شرایطی برای شروع کمانش موضعی جدارهای مقطع مستطیلی شکل شود. برای کنترل این‌گونه تغییرشکل‌ها می‌توان از روابط زیر استفاده کرد:

$$\sigma_{max} = \max \begin{bmatrix} \left(\frac{2h_c}{b_c + 4h_c}\right)\frac{ph_c^2}{t^2} \\ \frac{1}{3}\left(\frac{3b_c + 4h_c}{b_c + 4h_c}\right)\frac{ph_c^2}{t^2} \end{bmatrix} \leq 0.5F_y \qquad (۴۲-۸-۲-۱۰)$$

$$\delta_{max} = \frac{1}{32}\left(\frac{5b_c + 4h_c}{b_c + 4h_c}\right)\frac{ph_c^4}{E_s t^3} \leq \frac{L}{2000} \qquad (۴۳-۸-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

σ_{max} = تنش عمودی حداکثر در جدار مقطع مستطیلی شکل ناشی از فشار هیدرواستاتیک

δ_{max} = تغییرشکل حداکثر در جدار مقطع مستطیلی شکل ناشی از فشار هیدرواستاتیک

h = بعد بزرگ مقطع مستطیلی شکل و $h_c = h - 2t$

b = بعد کوچک مقطع مستطیلی شکل و $b_c = b - 2t$

t = ضخامت دیوارهٔ مقطع مستطیلی شکل

p = فشار هیدرواستاتیک

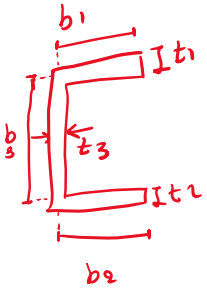
L = طول فشار هیدرواستاتیک

E_s = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

inbr.ir
@rjavanmardi

طراحی اعضای کششی

$Ag = b_1 t_1,\ b_2 t_2, b_3 t_3$



۱۰-۲-۲-۵ سطح مقطع کل و سطح مقطع خالص اعضا

الف) سطح مقطع کل عضو (A_g) برابر با مجموع سطح مقطع اجزای تشکیل‌دهندهٔ آن و سطح مقطع هر جزء برابر با حاصل‌ضرب پهنای کل در ضخامت آن است. برای نیمرخ نبشی، پهنای کل عبارت است از مجموع پهناهای دو بال منهای ضخامت بال.

ب) سطح مقطع خالص عضو (A_n) برابر با مجموع حاصل‌ضرب‌های پهنای خالص اعضا در ضخامت مربوطه است. پهنای خالص عبارت است از پهنای کل منهای قطر سوراخ‌های عضو که به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

M16

ابعاد اسمی سوراخ ← از جدول فن بعد

۱- عرض سوراخ پیچ باید به اندازهٔ دو میلی‌متر بزرگ‌تر از ابعاد اسمی سوراخ منظور شود. ابعاد اسمی سوراخ در بخش ۱۰-۲-۹ تعریف شده است.

D اسمی ← D محاسباتی + 2mm

۲- اگر سوراخ‌های متعددی به شکل زنجیره (به‌صورت قطری یا زیگزاگ) در مسیر مقطع بحرانی احتمالی قرار داشته باشند، برای محاسبهٔ پهنای خالص باید از پهنای کل موردبررسی، مجموع قطر سوراخ‌های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در زنجیره، یک‌مرتبه جملهٔ $s^2/4g$ را اضافه کرد که در آن، در زنجیرهٔ موردنظر:

s = فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو سوراخ متوالی در امتداد طولی (راستای نیرو)

g = فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو سوراخ متوالی در امتداد عرضی (راستای عمود بر امتداد نیرو)

۳- در مقطع نبشی گام عرضی برای سوراخ‌های واقع در روی دو بال متعامد، عبارت خواهد بود از جمع فواصل سوراخ‌ها تا پشت نبشی منهای ضخامت آن.

تبصره ۱: مقطع خالص بحرانی، مقطعی است که در آن نسبت مقاومت کششی موردنیاز به مقاومت کششی موجود حداکثر باشد.

تبصره ۲: در مواردی که در یک اتصال جوشی، سوراخ یا سوراخ‌هایی تعبیه شده باشد (نظیر تعبیهٔ سوراخ جهت استفاده از جوش انگشتانه یا کام)، سطح مقطع خالص عضو باید از مقطعی که از محل سوراخ یا سوراخ‌ها می‌گذرد، موردمحاسبه قرار گیرد. به‌عبارت‌دیگر، در مقطعی که یک جوش انگشتانه یا کام قطع شود، فلز جوش نباید در محاسبهٔ سطح مقطع خالص عضو منظور شود.

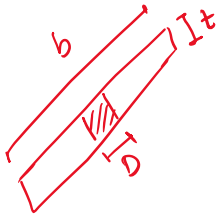
@rjavanmardi

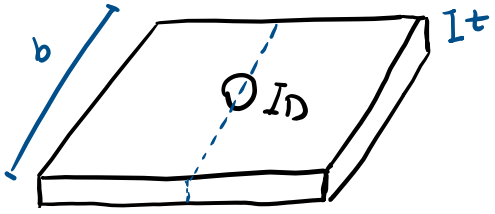
سوراخ استاندارد M20
⇒ قطر اسمی سوراخ = 22mm
D محاسباتی = قطر اسمی + 2
= 24mm

جدول ۱۰-۲-۹-۶: ابعاد اسمی سوراخ پیچ برحسب میلی‌متر

قطر پیچ (mm)	ابعاد اسمی سوراخ (mm)			
	سوراخ استاندارد	سوراخ بزرگ‌شده	سوراخ لوبیایی کوتاه (طول×عرض)	سوراخ لوبیایی بلند (طول×عرض)
M16	18	20	18×22	18×40
M20	22	24	22×26	22×50
M22	24	28	24×30	24×55
M24	27	30	27×32	27×60
M27	30	35	30×37	30×67
M30	33	38	33×40	33×75
≥M36	d_b+3	d_b+8	$\times (d_b+10)$ (d_b+3)	$\times 2.5d_b$ (d_b+3)

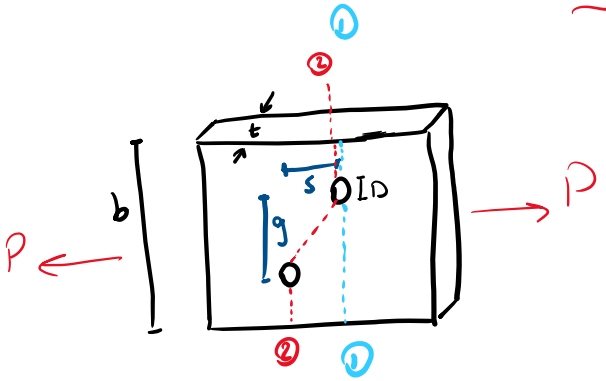
d_b = قطر اسمی پیچ





کل
$A_g = bt$

$A_n = (b - D)t$
محاسباتی
خالص



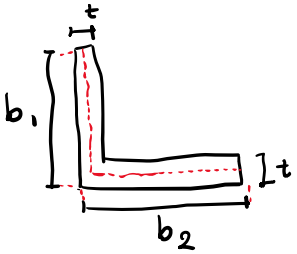
$A_g = bt$

$A_{n_{1-1}} = (b-D)t$

$A_{n_{2-2}} = (b - 2D + 1\frac{s^2}{4g})t$

$A_n = \min\{A_{n_{1-1}}, A_{n_{2-2}}\}$

تعداد سوراخ از 2-2 عبور کرده است
اسطاع مورب در 2-2 وجود دارد.



$$A_g = (b_1 + b_2 - t)\,t$$

۱۰-۲-۳ الزامات طراحی اعضا برای نیروی کششی

این بخش به الزامات طراحی اعضا تحت اثر نیروی محوری کششی می‌پردازد که در امتداد محور طولی عضو بارگذاری شده‌اند. علاوه بر الزامات این بخش، در طراحی اعضای کششی که تحت اثر پدیدهٔ خستگی یا تمرکز تنش به علت تغییر ناگهانی مقطع قرار می‌گیرند، باید آثار این پدیده‌ها نیز به نحو مؤثری لحاظ شود.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌شود:

- ۱۰-۲-۳-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۳-۲ محدودیت لاغری در اعضا کششی
- ۱۰-۲-۳-۳ تعیین سطح مقطع خالص و مؤثر اعضای کششی
- ۱۰-۲-۳-۴ مقاومت کششی
- ۱۰-۲-۳-۵ اعضای کششی ساخته‌شده (مرکب) از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

تبصره ۱: الزامات اعضای کششی با تسمهٔ لولاشده یا خار مغزی و نیز اعضای کششی با تسمهٔ سرپهن در پیوست ۴ این مبحث ارائه شده است.

تبصره ۲: برای بررسی الزامات اعضای تحت اثر توأم نیروی کششی و لنگر خمشی به بخش ۱۰-۲-۷ مراجعه شود.

تبصره ۳: برای بررسی الزامات میل مهارها به بخش ۱۰-۲-۹ مراجعه شود.

تبصره ۴: برای بررسی الزامات وسایل اتصال و قطعات اتصال‌دهنده در برابر نیروی کششی به بخش ۱۰-۲-۹ مراجعه شود.

تبصره ۵: در انتهای اعضای کششی، برای بررسی مقاومت گسیختگی قالبی به بخش ۱۰-۲-۹ مراجعه شود.

۱۰-۲-۳-۱ الزامات عمومی

در این مبحث برای طراحی اعضای کششی تنها معیار مقاومت به‌عنوان ضابطهٔ اصلی طراحی در نظر گرفته شده است و کنترل معیار لاغری صرفاً به‌خاطر شرایط بهره‌برداری ارائه شده است.

@rjavanmardi

در طراحی اعضای کششی بایستی تلاش کرد تا شکل عضو و اتصالات آن به‌گونه‌ای تنظیم شود که عضو تنها به کشش کار کند و خمش در آن‌ها ایجاد نشود. در غیر این صورت باید به برون‌محوری موجود در طرح و آثار آن در محاسبه توجه شود.

۱۰-۲-۳-۲ محدودیت لاغری در اعضای کششی

نسبت لاغری حداکثر اعضای کششی $(L/r)_{max}$ نباید از 300 بیشتر باشد. برای قلاب‌ها و میل‌مهارهای کششی که دارای پیش‌تنیدگی اولیه به میزان کافی باشند، به‌طوری‌که پس از ایجاد کشش اولیه، عضو به حالت مستقیم درآید، رعایت محدودیت لاغری الزامی نیست.

۱۰-۲-۳-۳ سطح مقطع خالص مؤثر در محل اتصالات و وصله‌های اعضای کششی

در محل اتصالات و وصله‌های اعضای کششی، سطح مقطع خالص مؤثر به شرح زیر تعریف می‌شود:

$$A_e = UA_n \qquad (۱۰-۲-۳-۱)$$

در رابطهٔ فوق:

A_n= سطح مقطع خالص عضو (سطح مقطع کل منهای سطح مقطع سوراخ‌ها یا شکاف‌ها). اگر سوراخ‌های متعددی به شکل زنجیره (به‌صورت قطری یا زیگزاگ) در مسیر مقطع بحرانی احتمالی قرار داشته باشند، برای محاسبهٔ پهنای خالص باید از پهنای کل موردبررسی، مجموع قطر سوراخ‌های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در زنجیره، یک‌مرتبه جملهٔ $s^2/4g$ را اضافه کرد.

A_e= سطح مقطع خالص مؤثر عضو

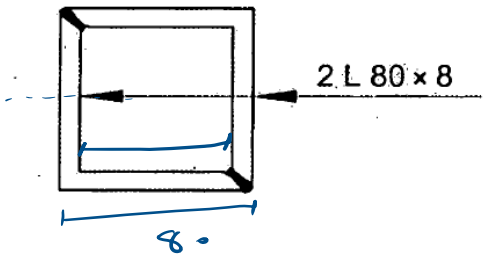
U= ضریب تأخیر برش مطابق جدول ۱۰-۲-۳-۱.

در مقاطع باز (نظیر مقاطع I ، L ، U ، T و ...) مقدار ضریب تأخیر برش لازم نیست از نسبت سطح مقطع قسمت‌های اتصال‌یافته به سطح مقطع کل کمتر در نظر گرفته شود. این الزام در مورد مقاطع بسته (نظیر مقاطع قوطی شکل نوردشده و مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق) کاربرد ندارد.

@rjavanmardi

حداکثر طول آزاد قابل قبول عضو کششی با مقطع شکل مقابل برحسب متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (این دو نبشی در سرتاسر طول با جوش به هم متصل شده‌اند.)

۱) 5.95
۲) 7.25
۳) 8.95
۴) 4.85

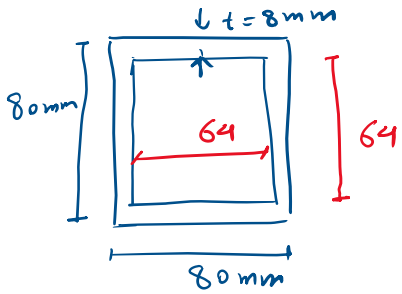


اسفند ۹۵

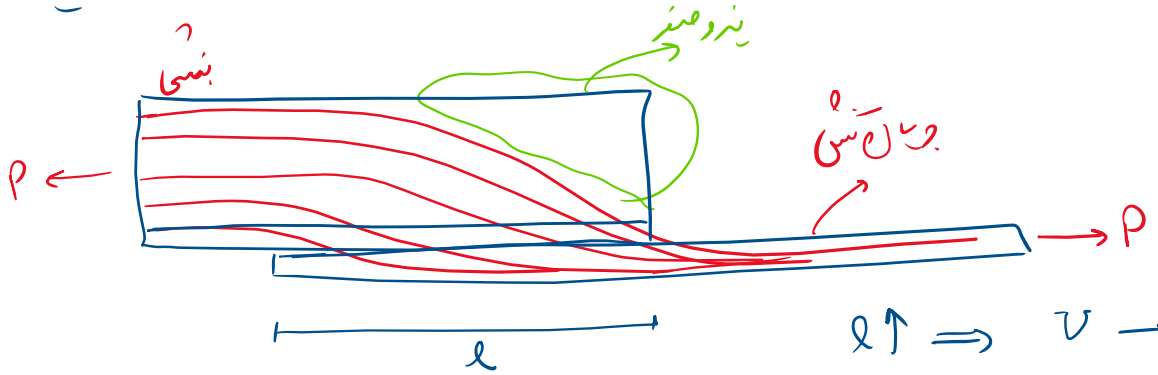
هوشیوالی که طول حداکثر یک عضو فشاری یا کششی را بخواهد، یک ضابطه تقریبی لاغری حداکثر این عضوها باشد.

$$\frac{L}{r_{min}} < 300 \Rightarrow r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12}(80^4 - 64^4)}{80^2 - 64^2}} = 29.5 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{29.5} \leq 300 \Rightarrow L \leq 8870 \text{ mm}$$ گزینه 3



ضریب تأخیر برشی برای مقاطعی می‌باشد که در آن‌ها بخشی از مقطع در انتقال نیرو در انتهای دهانه باشد. این ضریب همواره ≤ 1 بوده و در صورتیکه تمام قسمت‌های عضو، در انتقال نیرو باشند، ضریب برابر با ۱ می‌باشد.



$l \uparrow \Rightarrow U \rightarrow$ بیشتر می‌شود

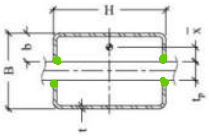
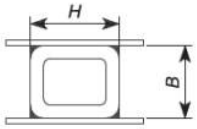
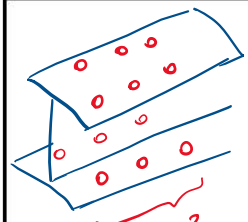
$l \downarrow \Rightarrow U$ معمولاً کاهش می‌یابد

@rjavanmardi

جدول۱۰-۲-۳-۱: ضریب تأخیر برش (U) در محل اتصالات و وصله‌های اعضای کششی

حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال‌های نمونه
۱	کلیهٔ اعضای کششی که در آن‌ها بار به‌وسیلهٔ پیچ، یا جوش مستقیماً به کلیهٔ اجزای مقطع منتقل گردد (به‌غیراز حالت‌های ۴، ۵ و ۶).	$U = 1$	
۲	کلیهٔ اعضای کششی (به‌غیراز تسمه‌ها و مقاطع قوطی و لوله‌ای) که در آن‌ها بار به‌وسیلهٔ پیچ یا ترکیبی از جوش طولی و عرضی توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد. برای مقاطع I شکل نوردشده و سپری T بریده‌شده از آن‌ها و نیز نیمرخ‌های I شکل بال‌پهن، استفاده از مقادیر حالت ۷ این جدول نیز مجاز است. همچنین برای نبشی‌ها استفاده از حالت ۸ این جدول نیز مجاز است.	[۱] $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
۳	کلیه اعضای کششی که در آن‌ها بار به‌وسیلهٔ فقط جوش عرضی و توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U = 1$ A_n= سطح مقطع قسمت (یا قسمت‌های) اتصال‌یافته	
۴	ورق‌ها (تسمه‌های کششی)، نبشی‌ها، ناودانی‌ها و مقاطع I شکل با قطعات متصل‌شونده که در آن‌ها نیروی کششی فقط از طریق جوش‌های طولی در دو لبهٔ موازی (در انتهای قطعه) منتقل می‌شود.	[۱] و [۲] $U = \frac{(3l^2)}{(3l^2+W^2)}(1 - \frac{\bar{x}}{l})$ مقدار $\bar{x}$ براساس حالت ۲ این جدول تعیین می‌شود.	
۵	در مقاطع لوله‌ای با یک ورق اتصال هم‌محور که در آن طول جوش‌ها نباید از قطر لوله کمتر باشد.	$U = \left(1 + \left(\frac{\bar{x}}{l}\right)^{3.2}\right)^{-10}$ $\bar{x} = \frac{R.sin\theta}{\theta} - \frac{1}{2}t_p$	

@rjavanmardi

حالت	شرح		ضریب تأخیر برش، U	مثال‌های نمونه
۶	در مقاطع قوطی شکل	چنانچه اتصال تنها به کمک یک ورق هم‌محور صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = b - \frac{2b^2+tH-2t^2}{2H+4b-4t}$	
		چنانچه اتصال به کمک دو ورق اتصال و در دو وجه مقابل صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد	$l \geq H$ $U = \left(\frac{3l^2}{3l^2+H^2}\right)\left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
۷	در نیمرخ‌های I نوردشده و سپری T بریده‌شده از آن‌ها و همچنین نیمرخ‌های دیگری نظیر بال‌پهن، استفاده از مقادیر بزرگ‌تر از حالت ۲ این جدول مجاز است (بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت ۲ و این حالت به‌عنوان مقدار U در نظر گرفته می‌شود).	در اتصالات پیچی درصورتی‌که اتصال از طریق بال‌ها برقرارشده و حداقل سه وسیلهٔ اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد	$b_f \geq \frac{2}{3}d \Rightarrow U = 0.9$ $b_f < \frac{2}{3}d \Rightarrow U = 0.85$	
		در اتصالات پیچی درصورتی‌که اتصال از طریق جان برقرار شده و حداقل چهار وسیلهٔ اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد	$U = 0.7$	

@rjavanmardi

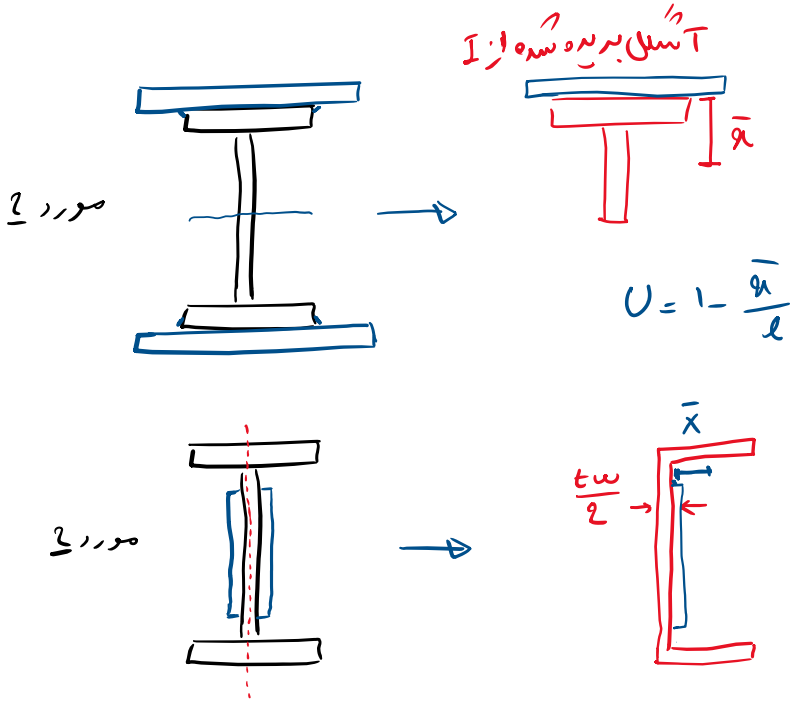
حالت	شرح		ضریب تأخیر برش، U	مثال‌های نمونه
۸	در نیمرخ‌های نبشی تک‌ودوبل درصورتی‌که توسط یک بال متصل شده باشند، استفاده از مقادیر بزرگ‌تر از حالت ۲ جدول مجاز است. (بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت ۲ و این حالت به‌عنوان مقدار U در نظر گرفته می‌شود).	چنانچه حداقل چهار وسیلهٔ اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.8$	
		چنانچه سه وسیلهٔ اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد. اگر تعداد وسیلهٔ اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو کمتر از ۳ باشد، آنگاه مقدار U باید از طریق حالت ۲ این جدول تعیین شود.	$U = 0.6$	

در این جدول:

l = طول اتصال در امتداد نیرو، مساوی فاصلهٔ اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی

[۱] $\bar{x}$= خروج از مرکزیت اتصال (فاصلهٔ عمودی مرکز اتصال تا مرکز هندسی بخشی از عضو که نیروی آن توسط این اتصال منتقل می‌گردد).

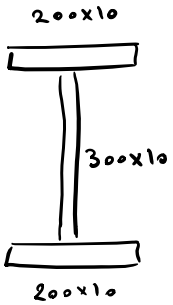
[۲] $l = \frac{l_1+l_2}{2}$ که در آن، l_1 و l_2 نباید از 4 برابر بعد جوش کمتر باشد.



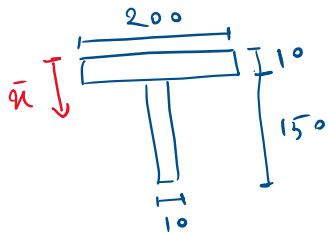
اگر اتصال آشکال بالای باشد
l: طول اتصال
$\bar{x}$: از مرکز آشکل تا خط جوش
اگر اتصال آشکل پایان باشد
$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$

@rjavanmardi

ضریب تاخیر برش را برای مقطع شکل زیر حساب کنید. اتصال توسط بال های مقطع با ۳ ردیف پیچ با فاصله ۱۰۰ میلیمتر از یکدیگر انجام شده است.



ابتدا مقطع را به T شکل تبدیل کرده و $\bar{x}$ را برای آن محاسبه می‌کنیم و U از حالت 2 محاسبه می‌شود.



$$\bar{x} = \frac{200\times10\times5 + 150\times10\times85}{200\times10+150\times10} = 39\ mm$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{39}{200} \simeq 0.8$$

کنترل حالت 7:

3 ردیف پیچ در هر سمت موجود است.

$b_f = 200mm \quad d = 320mm$

$b_f < \frac{2}{3}d \Rightarrow$ **$U = 0.85$**

۱۰-۲-۳-۴ مقاومت کششی

در اعضای کششی، مقاومت کششی طراحی $(\phi_t P_n)$ و مقاومت کششی مجاز (P_n/Ω_t) باید به شرح زیر برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کل (A_g) و گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو (A_n) در خارج از ناحیهٔ اتصال و نیز مقطع خالص مؤثر (A_e) در محل اتصال در نظر گرفته شود:

الف) براساس تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$P_n = F_y A_g \qquad (۱۰-۲-۳-۲)$$

$$\phi_t = 0.9 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 1.67 \ \text{(ASD)}$$

ب) براساس گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو و در خارج از ناحیه اتصال عضو کششی:

$$P_n = F_u A_n \qquad (۱۰-۲-۳-۳)$$

$$\phi_t = 0.75 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 2.00 \ \text{(ASD)}$$

پ) براساس گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر عضو در محل اتصال عضو کششی:

$$P_n = F_u A_e \qquad (۱۰-۲-۳-۴)$$

$$\phi_t = 0.75 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 2.00 \ \text{(ASD)}$$

در روابط فوق:

A_g= سطح مقطع کل

A_n= سطح مقطع خالص

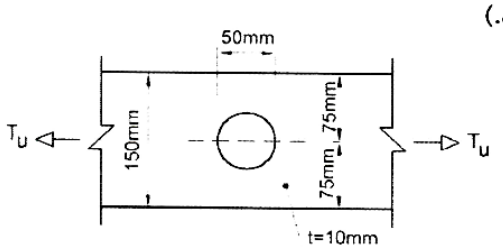
A_e= سطح مقطع خالص مؤثر

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_u= تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد

$A_e = U A_n$

حداکثر نیروی کششی نهایی قابل تحمل T_u، توسط تسمه کششی سوراخ‌دار 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_y=240 MPa و F_u= 370 MPa می‌باشد.)



۱) 360 kN
۲) 320 kN
۳) 270 kN
۴) 220 kN

مرداد ۹۴

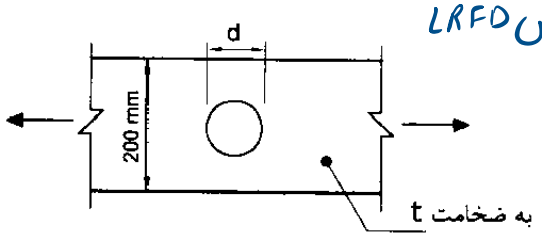
$$\phi_t P_n = \min\left\{ \underbrace{0.9 F_y A_g}_{\text{تسلیم}} , \underbrace{0.75 F_u A_n}_{\text{گسیختگی}} \right\}$$

$$\phi_t P_n = \min\left\{ 0.9\times 240\times 150\times 10 , 0.75\times 370\times (150-50)\times 10 \right\}$$

$$= \min\{324\ kN, 277\ kN\} = 277\ kN$$ گزینه 3

مهر ۹۶

در تسمه کششی شکل زیر حداکثر قطر اسمی سوراخ، که برای عبور تأسیسات تعبیه شده است، برای آنکه در تعیین مقاومت کششی طراحی تسمه بتوان از وجود سوراخ در تسمه چشم‌پوشی کرد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (F_y=240 MPa , F_u = 370 MPa)



۱) d = 42 mm

۲) d = 27 mm

۳) d = 30 mm

۴) d = 60 mm

در روش LRFD

هنگامی که تسلیم در مقطع کل رخ دهد، آنگاه گسیختگی حاکم نبوده و می توان از اثر سوراخ صرفنظر کرد.

$$0.75 F_u A_n \geq 0.9 F_y A_g \Rightarrow$$

گسیختگی — تسلیم

$$0.75 \times 370 \times (200 - D)t \geq 0.9 \times 240 \times 200t$$

$$D \leq 44.3\ mm$$

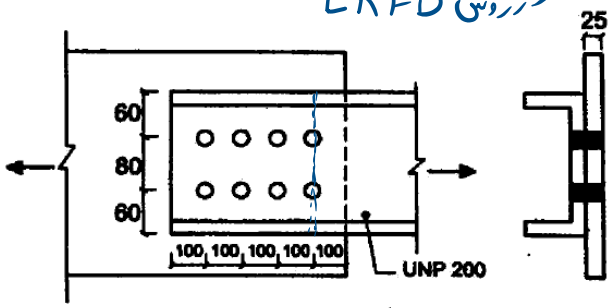
محاسباتی

$$d_{\text{عملی}} = D_{\text{محاسباتی}} - 2\ mm = 42\ mm$$

گزینه ۱

در عضو کششی شکل زیر حداکثر قطر اسمی سوراخ استاندارد برای آنکه بتوان از حضور سوراخ در عضو کششی صرفنظر نمود، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید فاصله از لبه و فاصله مرکزتامرکز سوراخ‌ها رعایت شده‌اند و فقط کنترل حالت‌های حدی تسلیم کششی و گسیختگی کششی عضو ناودانی مدنظر است. همچنین فرض کنید در شکل ابعاد به میلی‌متر است).

LRFD در روش



$F_y = 240$ MPa

$F_u = 372$ MPa

$E = 2\times10^5$ MPa

33 mm (۴ **30 mm (۳** **27 mm (۲** **24 mm (۱**

هنگامی توان از اثر سوراخ صرفنظر کرد که گسیختگی برطرح حاکم نشده و تسلیم بر آن حاکم شود. بهمن ۹۷

$0.75 F_u A_e \geq 0.9 F_y A_g$

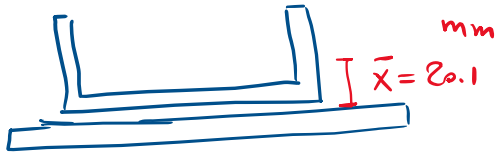
$A_g = 3220\ mm^2$, $t_w = 8.5\ mm$

$A_n = A_g - 2Dt = 3220 - 17D$

صافت سوراخ صافت کل

$A_e = U A_n$

$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{20.1}{300} = 0.933$



$0.75 \times 372 \times 0.933 \times (3220 - 17D) \geq 0.9 \times 240 \times 3220$

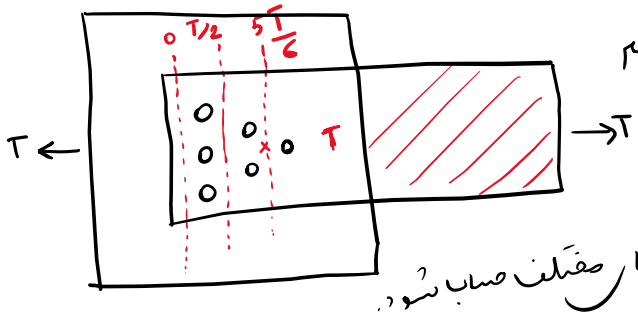
$\Rightarrow D \leq 32.2\ mm$ (محاسباتی) $D_{\text{اسمی}} = D_{\text{محاسباتی}} - 2 \Rightarrow D \leq 30\ mm$ (اسمی)

گزینه 3

اگر سوال بگوید سوراخ استاندارد فقط دیگر چقدر می‌شود ← از جدول ۱۰-۲-۹-۶

M27

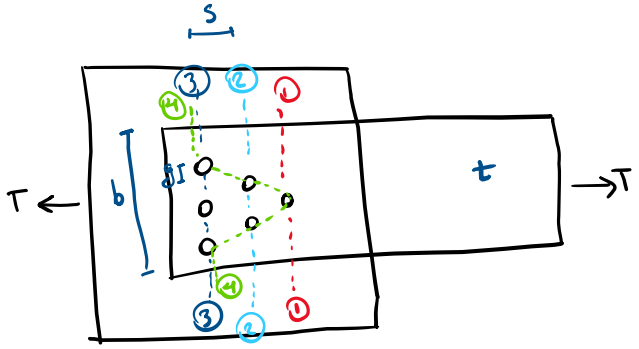
حداکثر تنش در اتصالات سوراخ دار:



اگر کل نیروی وارده به اعضای T باشد و n پیچ داشته باشیم آنگاه مقدار نیروی منتقل شده توسط هر پیچ $\frac{T}{n}$ می‌شود.

برای محاسبه سطح برای کنترل تنش، لازم است تنش به روی سطح های مختلف حساب شود.

هر سطحی که تنش بزرگتری داشته باشد، زودتر به گسیختگی می‌رسد. (همچنین دقت شود باید از هر پیچ نیروی داخلی وارد بر سطح را $\frac{T}{n}$ کاهش می‌یابد)



تنش را در سطح های مشخص شده در شکل حساب کنید:

قطر محاسباتی سوراخ D:

$$T_{1-1}=T \quad , \quad An_{1-1}=(b-D)t \quad , \quad \sigma_{1-1}=\frac{T}{(b-D)t}$$

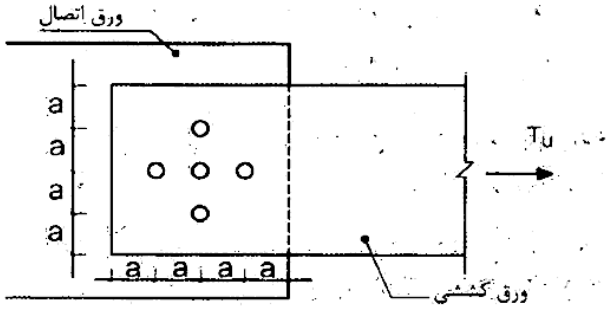
$$T_{2-2}=\frac{5T}{6} \quad , \quad An_{2-2}=(b-2D)t \quad , \quad \sigma_{2-2}=\frac{5T/6}{(b-2D)t}$$

$$T_{3-3}=\frac{T}{2} \quad , \quad An_{3-3}=(b-3D)t \quad , \quad \sigma_{3-3}=\frac{T/2}{(b-3D)t}$$

$$T_{4-4}=T \quad , \quad An_{4-4}=\left(b-5D+\frac{4s^2}{4g}\right)t \quad , \quad \sigma_{4-4}=\frac{T}{(b-5D+4s^2/4g)t}$$

هر سطحی که σ را داشته باشد، امتحان شدت بر روی آن شبیه می‌باشد.

در اتصال شکل زیر، چنانچه قطر محاسباتی سوراخ‌ها برابر $a/5$ فرض شود، مقدار تنش کششی نهایی در مقطع گسیختگی محتمل در ورق کششی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



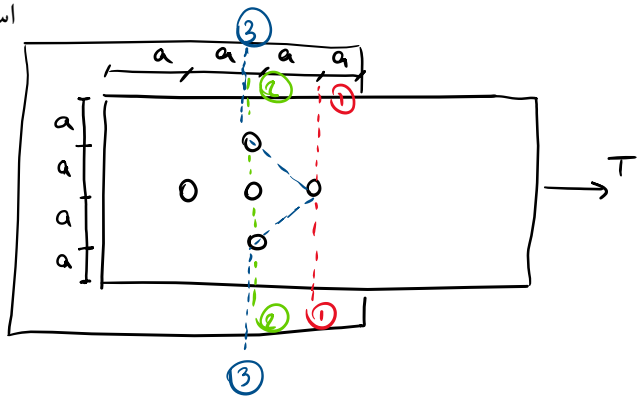
۱) $\frac{T_u}{4.0at}$

۲) $\frac{T_u}{3.9at}$

۳) $\frac{T_u}{3.4at}$

۴) $\frac{T_u}{3.8at}$

اسفند ۹۵



$T_{1-1} = T$

$An_{1-1} = (4a - \frac{a}{5})t$ ← پهنای ورق ، $\frac{a}{5}$ ← D

$\sigma_{1-1} = \frac{T}{3.8at}$

$T_{2-2} = \frac{4T}{5}$ ، $An_{2-2} = (4a - 3\times\frac{a}{5})t = 3.4at \Rightarrow \sigma_{2-2} = \frac{T}{4.25at}$

$T_{3-3} = T$ ، $An_{3-3} = (4a - 3\times\frac{a}{5} + 2\frac{a^2}{4a})t = 3.9at$

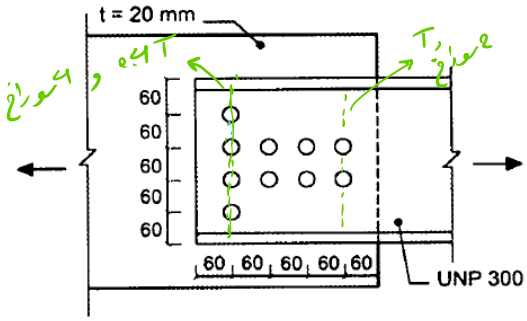
← 3 سوراخ ، ← 2 سطح مورب

$\sigma_{3-3} = \frac{T}{3.9at}$

در حالت کلی در سطح ۱-۱ ایجاد شده برابر با $\frac{T}{3.8at}$ می‌باشد.

در نتیجه

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



۱) 1160 kN
۲) 1270 kN
۳) 1390 kN
۴) 1500 kN

روش LRFD

اردیبهشت ۹۷

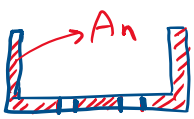
سوراخ استاندارد و پیچ M20 ⇒ قطر اسمی سوراخ = 22 , D محاسباتی = 22+2 = 24mm

معیار تسلیم

$\phi = 0.9$, $P_n = F_y A_g$ ⇒ $\phi F_y A_g = 0.9 \times 240 \times 5880 = 1270\ kN$

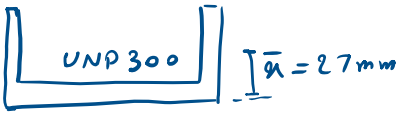
معیار گسیختگی

$\phi = 0.75$, $P_n = F_u A_e$, $A_e = \bar{U} A_n$, $A_n = A_g - 2Dt_w$



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

$\bar{U} = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$, l → فاصله اولین پیچ تا آخرین پیچ



$l = 180\ mm \Rightarrow \bar{U} = 0.85 \Rightarrow A_e = 0.85 \times 5400$

$\phi F_u A_e = 0.75 \times 370 \times 5400 = 1273\ kN$

$\min\{1270, 1273\} = 1270\ kN$ حداکثر مقاومت کششی مقطع

گزینه ۲

۱۰-۲-۹-۴-۳ مقاومت برش قالبی موجود

مقاومت برش قالبی موجود در اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا، نظیر اتصال انتهای تیرهایی که قسمتی از بال فوقانی تیر زبانه شده است، یا در حالت‌های که ممکن است به علت برش در سطحی که از اجزای اتصال یا ناحیهٔ تأثیرپذیر اعضا می‌گذرد و یا مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۷-الف و ب به علت اثر ترکیبی برش و کشش در دو سطح متعامد در آن‌ها خرابی اتفاق افتد، در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت برش قالبی اسمی) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$R_n = \min\left(0.6F_yA_{gv} \text{ و } 0.6F_uA_{nv}\right) + U_{bs}F_uA_{nt} \qquad (۱۰-۹-۲-۲۱)$$

$$\phi = 0.75 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \ \text{(ASD)}$$

که در آن:

A_{gv} = سطح مقطع کلی تحت اثر برش در راستای نیروی وارده

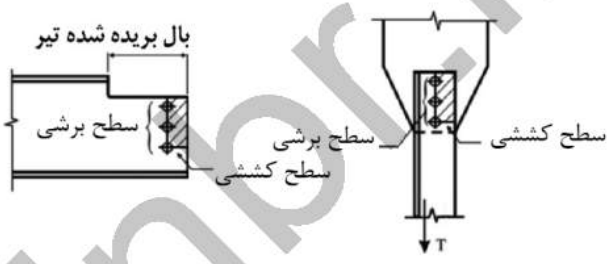
A_{nt} = سطح مقطع خالص تحت اثر کشش در راستای عمود بر نیروی وارده

A_{nv} = سطح مقطع خالص تحت اثر برش در راستای نیروی وارده

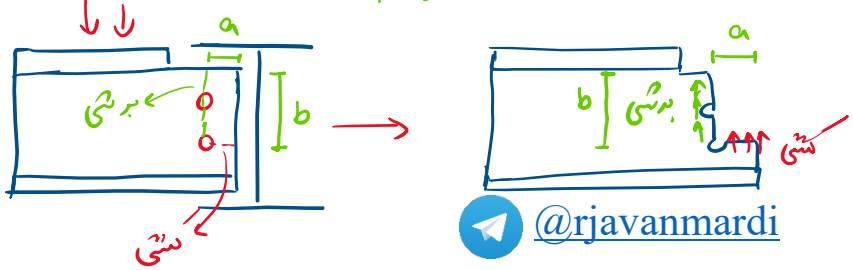
F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_u = تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد

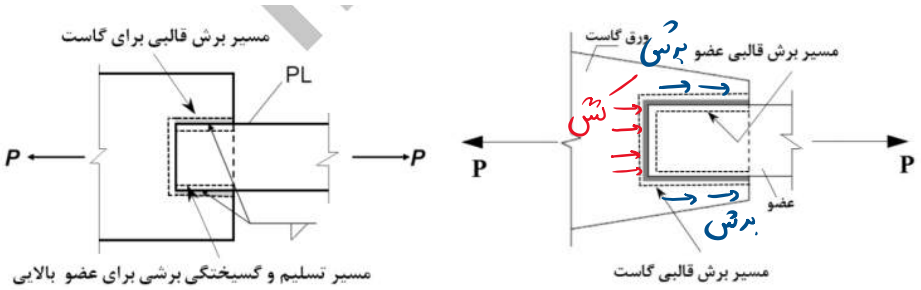
U_{bs} = ضریب توزیع تنش که برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی یک و برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی 0.5 در نظر گرفته می‌شود (شکل ۱۰-۲-۹-۱۸).



(الف) سطوح گسیختگی در برش قالبی

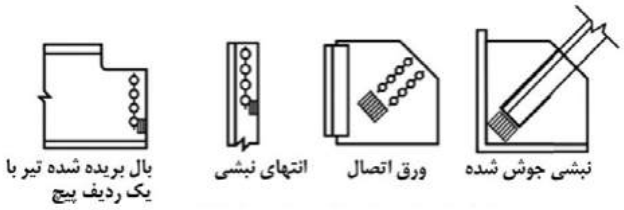


@rjavanmardi

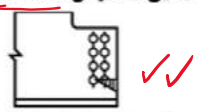


(ب) برخی دیگر از حالت‌های گسیختگی برش قالبی

شکل ۱۰-۳-۹-۱۷: حالت‌های مختلف گسیختگی برش قالبی



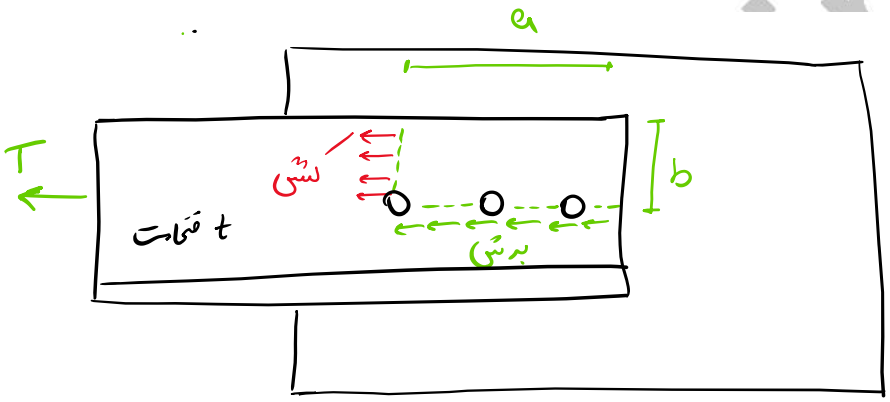
(۱) حالت‌هایی که در آن‌ها $U_{bs}=1.0$ در نظر گرفته می‌شود



بال بریده شده تیر با دو ردیف پیچ

(۲) حالت‌هایی که در آن‌ها $U_{bs}=0.5$ در نظر گرفته می‌شود

شکل ۱۰-۳-۹-۱۸: ضریب U_{bs} در حالت‌های مختلف



$A_{gv} = a\,t$

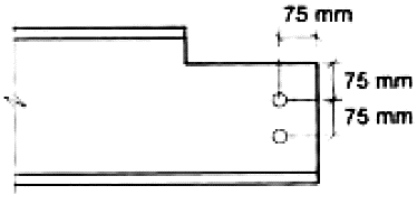
$A_{nv} = (a - 2.5D)\,t$

$A_{nt} = (b - 0.5D)\,t$

تنش برشی = تنش‌های مماسی بر سطح

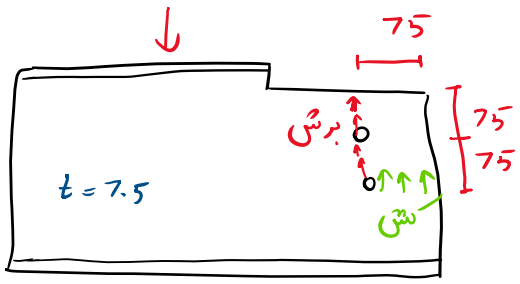
تنش کششی = تنش‌های عمود بر سطح

مقاومت برشی قالبی طراحی برحسب کیلونیوتن در محل اتصال تیر مقابل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فولاد از نوع ST37 ($F_u = 370\ MPa, F_y = 240\ MPa$)، قطر سوراخ 20 mm و ضخامت جان مقطع تیر نوردشده 7.5 mm است. واحدها در شکل به میلی‌متر است. محاسباتی



۱) 380
۲) 340
۳) 285
۴) 250

خرداد ۹۳



$A_{nt} = (75 - 0.5D)t = (75 - 0.5\times 20)\times 7.5 = 487.5\ mm^2$

$A_{gv} = 150t = 150\times 7.5 = 1125\ mm^2$

$A_{nv} = (150 - 1.5D)t = (150 - 1.5\times 20)\times 7.5$

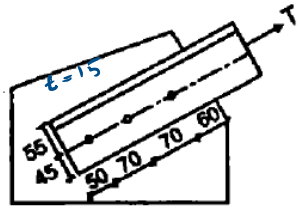
$= 900\ mm^2$

$U_{bs} = 1$ طبق شکل ، $\phi = 0.75$

$$\phi \times \left(\min\left\{ 0.6F_uA_{nv}, 0.6F_yA_{gv} \right\} + U_{bs}F_uA_{nt} \right) = 257\ kN$$

گزینه ۴

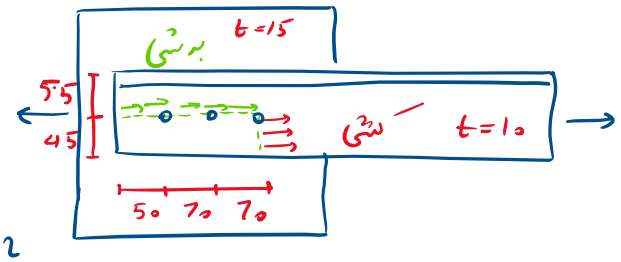
در اتصال یک عضو کششی به ورق اتصال از سه پیچ M22 استفاده شده است. عضو کششی از نبشی 10×100×100 و سوراخ‌ها استاندارد هستند. ضخامت ورق اتصال 15میلی‌متر است. مقاومت طراحی برش قالبی بر حسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ واحدهای روی شکل بر حسب میلی متر و فولاد مصرفی از نوع ST37 با F_y=240MPa و F_u=370MPa است.



۱) 295
۲) 400
۳) 392
۴) 310

آبان ۹۳

M22 پیچ ⇒ قطر اسمی $D_{اسمی}$ = 24 mm ، قطر محاسباتی $D_{محاسباتی}$ = 26 mm



$A_{nt} = (45 - 0.5 \times 26) \times 10 = 320\ mm^2$

$A_{gv} = 190 \times 10 = 1900\ mm^2$

$A_{nv} = (190 - 2.5 \times 26) \times 10 = 1250\ mm^2$

، $U_{bs} = 1$

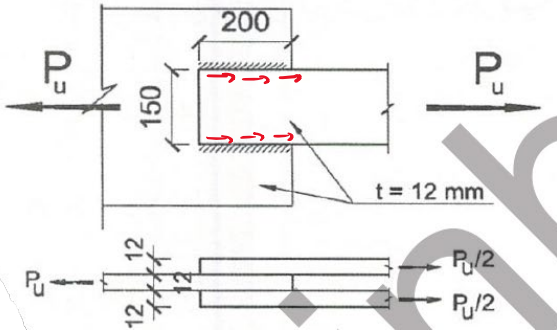
$\phi R_n = 0.75 \times (\min(0.6 F_u A_{nv}, 0.6 F_y A_{gv}) + U_{bs} F_u A_{nt})$

$= 295\ kN$ گزینه ۱

در اتصال شکل زیر براساس حالت حدی برش قالبی حداکثر نیروی کششی قابل تحمل(P_u)
توسط اتصال به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (در شکل ابعاد به میلی‌متر است)

F_y=240 MPa , F_u=370 MPa , F_{uc}=490 MPa

حل مسئله LRFD



۱) 1018 kN
۲) 1221 kN
۳) 1272 kN
۴) 1357 kN

شهریور-۱۴۰۱

نشی که در جوش‌ها ایجاد می‌شود از نوع تنش برشی می‌باشد.

$$\phi R_n = \phi \times \min\{0.6 F_u A_{gv}, 0.6 F_y A_{nv}\}$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 200 \times 12 \times 2 = 4800 mm^2$$

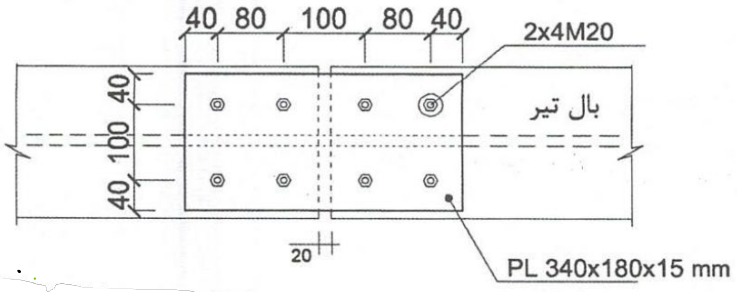
$$\Rightarrow \phi R_n = 0.75 \times \min\{0.6 \times 370 \times 4800, 0.6 \times 240 \times 4800\} = 518 kN$$

با توجه به دو برشه بودن اتصال، $\frac{P_u}{2} = 518 kN$ می‌شود، پس

$P_u = 1036 kN$ گزینه ۱

@rjavanmardi

ورق وصلهٔ پوششی بال یک تیر مطابق مشخصات هندسی شکل زیر است. مقاومت برشی قالبی طراحی این ورق از مصالح فولاد S235 به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ مقدار تنش کششی نهایی فولاد F_u=360 MPa است. سوراخ پیچ استاندارد فرض شود. (ابعاد به میلی‌متر است)

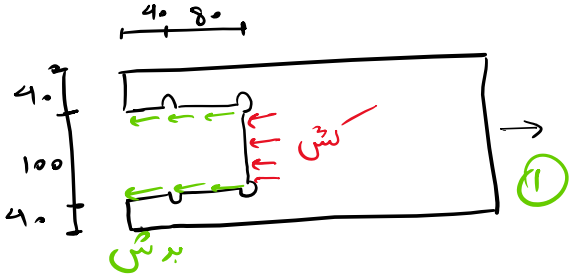


۱) 845 kN
۲) 810 kN
۳) 635 kN
۴) 605 kN

شهریور-۱۴۰۱

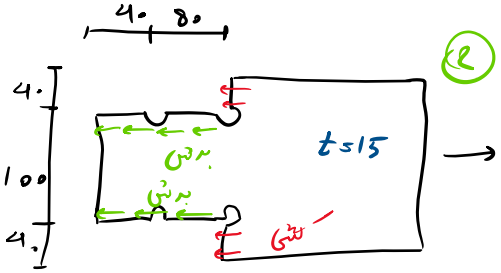
اگر برش قالبی رخ دهد، آنگاه یکی از حالات ۱ یا ۲ رخ می دهد.

M20 پیچ سوراخ استاندارد ⇒ $D_{اسمی}=22$, $D_{محاسباتی}=24mm$



با توجه به اینکه مساحت تحت کشش در حالت ۲ کمتر از حالت ۱ می باشد، بنابراین حالت ۲ حاکم برطرح می باشد.

یا



$A_{nt}=(80-D)t=(80-24)\times15=840mm^2$

$A_{gv}=2\times(40+80)\times15=3600mm^2$

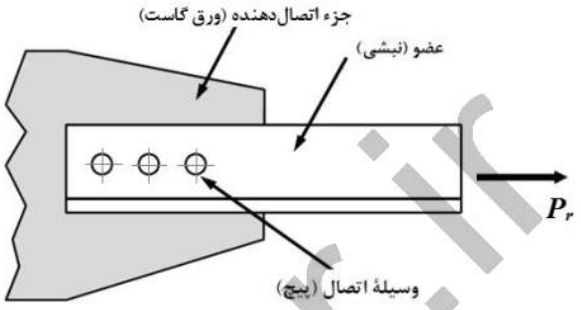
$A_{nv}=2(40+80-1.5D)t=2(120-1.5\times24)\times15=2520mm^2$, $U_{bs}=1$

$\phi=0.75$, $\phi(\min\{0.6F_uA_{nv}, 0.6F_yA_{gv}\}+U_{bs}F_uA_{nt})$

$\Rightarrow \phi R_n=607.5\ kN$ گزینه ۴

۱۰-۲-۹ الزامات طراحی اتصالات

این بخش به الزامات طراحی اتصالات، شامل اجزای اتصال‌دهنده (ورق‌ها، قطعات تقویتی، ورق‌های سخت‌کننده در محل اتصالات اعضا به یکدیگر، نبشی‌ها و لچکی‌های اتصال) و وسایل اتصال (جوش، پیچ و میله‌های دندانه‌شده) می‌پردازد که تحت آثار ناشی از خستگی قرار ندارند (شکل ۱۰-۲-۹-۱). به الزامات طراحی عضو در بخش‌های قبلی این فصل پرداخته شده است.



شکل ۱۰-۲-۹-۱: نام‌گذاری قسمت‌های مختلف یک اتصال

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۹-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۹-۲ جوش‌ها
- ۱۰-۲-۹-۳ پیچ‌ها و میله‌های دندانه‌شده
- ۱۰-۲-۹-۴ مقاومت موجود اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا
- ۱۰-۲-۹-۵ ورق‌های پرکننده
- ۱۰-۲-۹-۶ وصله‌ها
- ۱۰-۲-۹-۷ مقاومت اتکایی موجود سطوح متکی به هم
- ۱۰-۲-۹-۸ کفستون‌ها، ورق‌های نشیمن و فشار مستقیم بر بتن و مصالح بنایی
- ۱۰-۲-۹-۹ میل‌مهارهای کفستون و اقلام مدفون
- ۱۰-۲-۹-۱۰ الزامات ویژه بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

@rjavanmardi

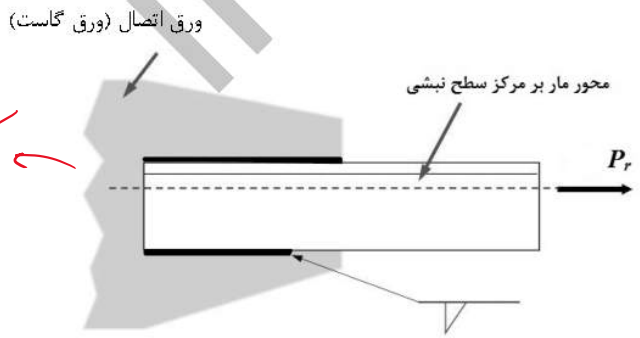
۱۰-۲-۹-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۹-۱-۱ مبانی طراحی

مقاومت موجود یک اتصال در روش LRFD برابر ϕR_n و در روش ASD برابر R_n/Ω بوده و مطابق الزامات این بخش، براساس کوچک‌ترین مقدار از بین مقاومت اجزای اتصال و وسایل اتصال، تعیین می‌شود.

مقاومت موردنیاز یک اتصال (R_t)، باید بر مبنای تحلیل سازه برای ترکیبات بارگذاری متناظر با روش طراحی یا متناسب با ظرفیت باربری (مقاومت موجود) اجزای متصل‌شده، چنانچه در این مبحث مشخص شده باشد، تعیین گردد.

تبصره: در اتصال اعضای با نیروی محوری باید سعی شود که محورهای مار بر مرکز ثقل اعضا در یک نقطه در داخل صفحهٔ اتصال با همدیگر تلاقی کنند. در اتصالات پیچی از برون‌محوری‌های ناچیز می‌توان صرف‌نظر کرد. در اتصالات جوشی نیز، چنانچه بار استاتیکی باشد، می‌توان از اثر برون‌محوری‌های کوچک صرف‌نظر کرد. در غیر این صورت، به ویژه در بارگذاری‌های سیکلی و خستگی‌آور، آثار ناشی از برون‌محوری در داخل صفحهٔ اتصال باید در تحلیل و طراحی لحاظ گردد. شکل ۱۰-۲-۹-۲ اتصال یک نبشی به ورق اتصال (ورق گاست) را نشان می‌دهد که از جوش متوازن جهت حذف برون‌محوری داخل صفحه استفاده شده است.

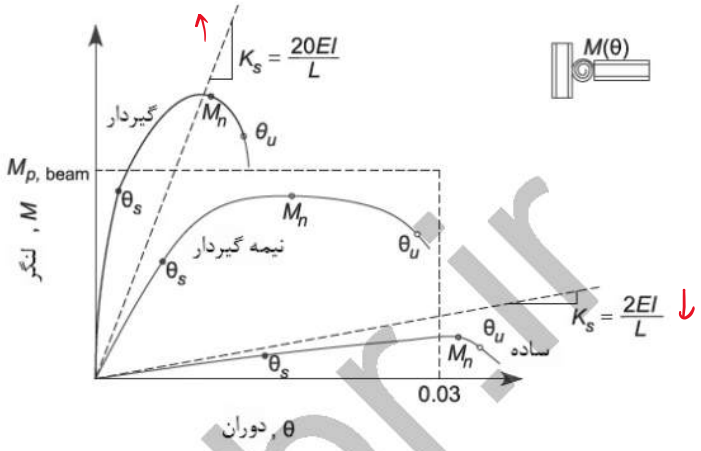


شکل ۱۰-۲-۹-۲: اتصال عضو با مقطع نبشی به ورق اتصال (ورق گاست) از طریق جوش متوازن

@rjavanmardi

۱۰-۲-۹-۱-۲ انواع اتصالات سازه‌ای

به‌طورکلی اتصالات تیر به ستون در قاب‌های ساختمانی به سه دستهٔ ساده[1] (S)، گیردار[2] (FR) و نیمه گیردار[3] (PR) تقسیم‌بندی می‌شوند. در اتصالات سازه‌ای، این تقسیم‌بندی براساس جزئیات استاندارد شده و آزمایشات فیزیکی بر روی آن‌ها و با توجه به منحنی لنگر-دوران اتصال (مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۳) انجام می‌پذیرد.



شکل ۱۰-۲-۹-۳: نمونهٔ منحنی لنگر - دوران و دسته‌بندی اتصالات

الف) اتصالات ساده: اتصالات سادهٔ استاندارد به اتصالی گفته می‌شوند که از نظر دوران انعطاف‌پذیر بوده و لنگری به تکیه‌گاه انتقال نمی‌دهند و درنتیجه می‌توان آن‌ها را فقط در برابر برش (عکس‌العمل تکیه‌گاه) و آثار ناشی از آن طراحی نمود. در صورت وجود نیروی محوری، آثار آن نیز باید در طراحی اتصال لحاظ شود. اتصالات ساده باید شرایط آزادی دوران در انتهای اعضا را با جزئیات مناسب تأمین نمایند. معمولاً اتصالات ساده تحت اثر بارهای بهره‌برداری دارای سختی (K_s در شکل ۱۰-۲-۹-۳) کمتر از دو برابر سختی خمشی سکانتی تیر (2EI/L) هستند. در یک اتصال مقدار K_s برابر لنگر خمشی تقسیم بر دوران متناظرش تحت اثر بارهای بهره‌برداری است. اتصالات ساده را می‌توان به‌صورت ایده‌آل مدل کرد.

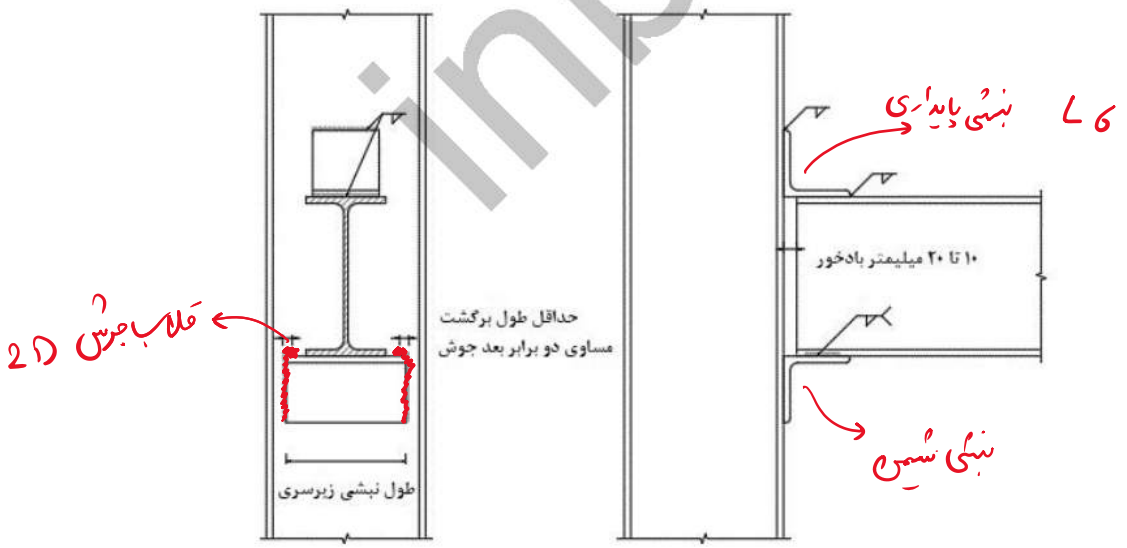
1) Simple connections
2) Fully Restrained
3) Partially Restrained

@rjavanmardi

ب) اتصالات گیردار: اتصالات گیردار به اتصالاتی گفته می‌شوند که در آن چرخش نسبی بین اعضای متصل‌شده به یکدیگر ناچیز بوده و معمولاً تحت اثر بارهای بهره‌برداری دارای سختی بیش از بیست برابر سختی خمشی سکانتی تیر (20EI/L) هستند. اتصالات گیردار را می‌توان به‌صورت ایده‌آل مدل کرد.

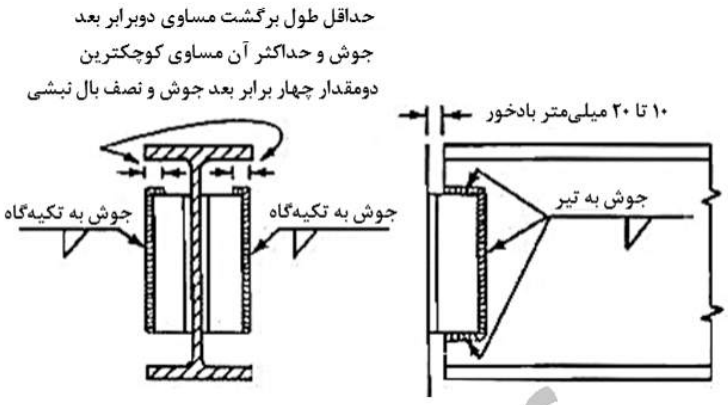
پ) اتصالات نیمه گیردار: اتصالات نیمه گیردار به اتصالاتی گفته می‌شوند که مقدار سختی آن‌ها بین دو حالت قبلی است. در تحلیل سازه، برای مدل‌سازی این نوع اتصالات باید از سختی به‌دست‌آمده از منحنی لنگر- دوران اتصال استفاده شود. منحنی لنگر- دوران اتصال نیمه گیردار باید به شیوهٔ تحلیلی یا براساس نتایج آزمایشگاهی معتبر تعیین شود. اتصالات نیمه گیردار باید از مقاومت، سختی و ظرفیت تغییرشکل کافی برخوردار باشند.

تبصره: هرگونه مغایرت جزئیات اتصالات با جزئیات استاندارد باعث تغییر در منحنی لنگر-دوران شده و به‌عنوان نمونه، با یک جوشکاری اضافی ممکن است اتصالی را از حالت ساده به حالت نیمه گیردار یا گیردار تبدیل کند. ازاین‌رو استفاده از جزئیات استاندارد برای هر نوع اتصال اکیداً توصیه می‌شود. شکل‌های ۱۰-۲-۹-۴ و ۱۰-۲-۹-۵ جزئیات دو نمونه از اتصالات سادهٔ متعارف و شکل ۱۰-۲-۹-۶ جزئیات یک نوع اتصال گیردار را نشان می‌دهند.

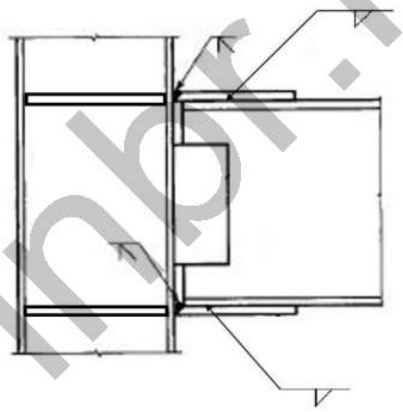


شکل ۱۰-۲-۹-۴: جزئیات اتصال نبشی نشیمن جوشی

@rjavanmardi



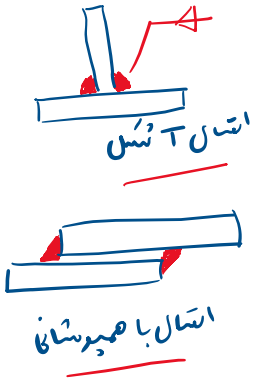
شکل ۱۰-۲-۹-۵: جزئیات اتصال جوشی با استفاده از نبشی جفت در جان



شکل ۱۰-۲-۹-۶: جزئیات یک نمونه از اتصال گیردار تیر به ستون با ورق جوش‌شده

inbr.ir

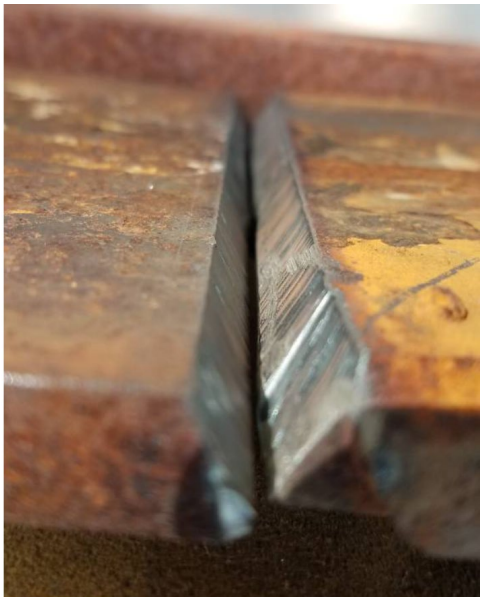
صم جوش و اتصالات جوشی

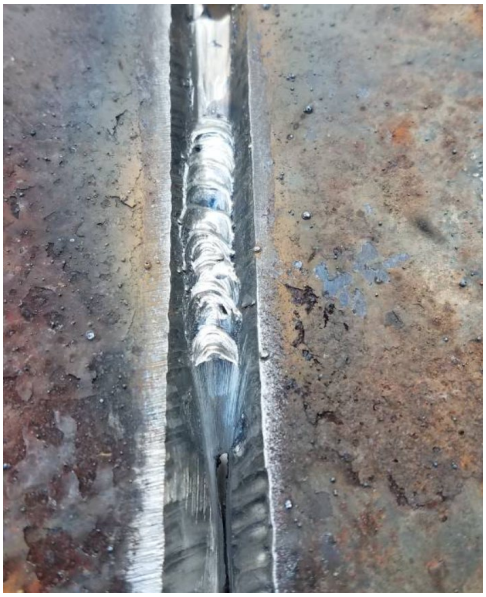






جوش گوشه





جوش شیاری ← اتصال نمونه پیوست ۱ و ۲ ← جوش شیاری با نفوذ کامل

جوش مناسب برای اتصال لب به لب ، اتصالات خمشی ، اتصال T شکل
جوش به سیلان

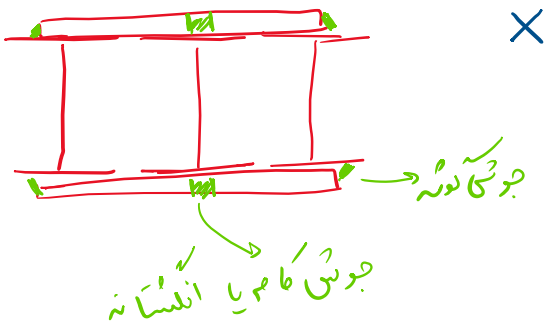
@rjavanmardi



جوش شیاری



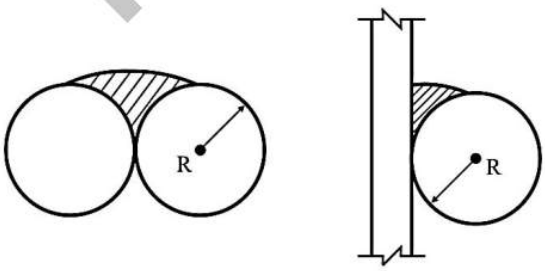
جوش کام و انگشتانه



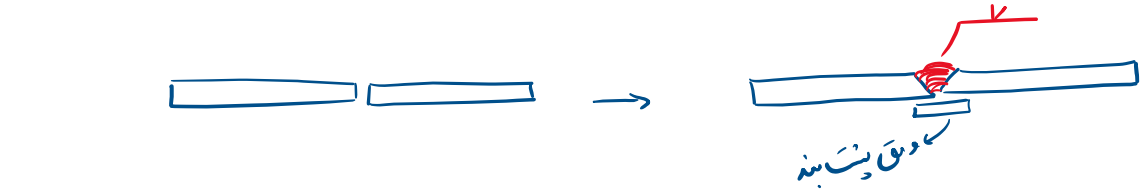
۱۰-۲-۹-۲ جوش‌ها

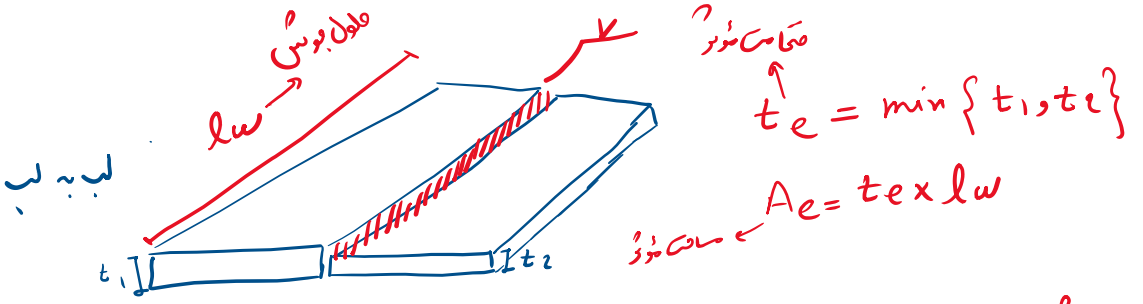
۱۰-۲-۹-۲-۱ جوش‌های شیاری

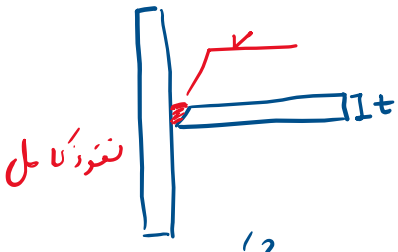
الف) سطح مقطع مؤثر: سطح مقطع مؤثر در جوش‌های شیاری عبارت است از حاصل‌ضرب طول مؤثر در ضخامت مؤثر جوش. طول مؤثر جوش برابر با طول جوش‌شده و ضخامت مؤثر جوش شیاری با نفوذ کامل برابر با ضخامت قطعهٔ نازک‌تر در اتصال لب‌به‌لب و ضخامت قطعهٔ جوش‌شده در اتصال کنج و سپری در نظر گرفته می‌شود. ضخامت مؤثر در جوش شیاری با نفوذ نسبی برابر با عمق شیار جوش منهای 3 میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود. استفاده از جوش شیاری با نفوذ نسبی (ناقص) در وضعیتی که بارگذاری متناوب (اثر خستگی) وجود داشته باشد، مجاز نیست. ضخامت مؤثر جوش شیاری که بین دو لبهٔ گرد (مثل شیار بین دو میلگرد) یا بین یک لبهٔ گرد و لبهٔ تخت (مثل میلگرد در مجاورت ورق) داده می‌شود، باید مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۸ در نظر گرفته شود.

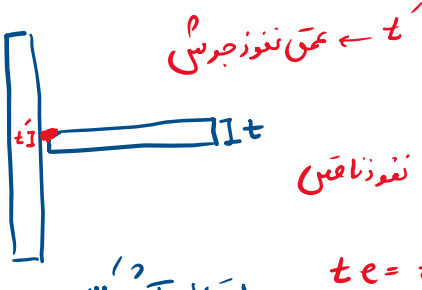


شکل ۱۰-۲-۹-۸: ضخامت مؤثر جوش‌های شیاری لب‌گرد









@rjavanmardi

ب) محدودیت: ضخامت مؤثر در جوش‌های شیاری با نفوذ نسبی نباید از مقدار موردنیاز محاسباتی و همچنین از مقادیر مندرج در جدول ۱۰-۲-۹-۱ کوچک‌تر باشد. حداقل ضخامت مؤثر با توجه به ضخامت قطعهٔ نازک‌تر تعیین می‌شود. در اتصال لب‌به‌لب قطعات، ضخامت جوش نباید از ضخامت نازک‌ترین قطعهٔ متصل‌شونده بزرگ‌تر باشد.

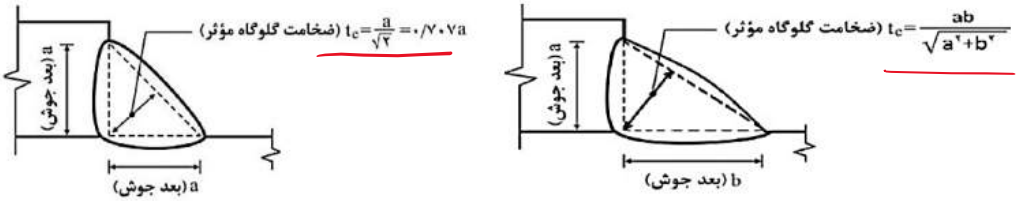
جدول ۱۰-۲-۹-۱: حداقل ضخامت مؤثر جوش شیاری با نفوذ نسبی با یک بار عبور

ضخامت قطعهٔ نازک‌تر	حداقل ضخامت مؤثر (با یک بار عبور)
تا 6 میلی‌متر	3 میلی‌متر
بیش از 6 تا 12 میلی‌متر	5 میلی‌متر
بیش از 12 تا 20 میلی‌متر	6 میلی‌متر
بیش از 20 تا 40 میلی‌متر	8 میلی‌متر

- *درصورتی‌که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یک بار عبور تأمین نمود، باید از پیش‌گرمایش یا فرآیندهای کم هیدروژن استفاده کرد.*
- *برای قطعات با ضخامت بزرگ‌تر از 40 میلی‌متر پیش‌گرمایش و دستورالعمل جوشکاری باید با مطالعهٔ خاص موردبررسی قرار گیرد.*

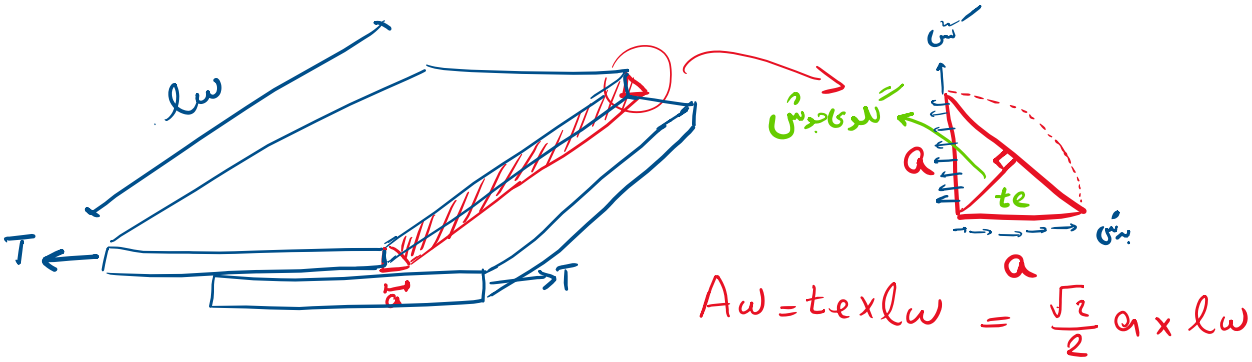
۱۰-۲-۹-۲ جوش‌های گوشه

الف) سطح مقطع مؤثر: سطح مقطع مؤثر در جوش‌های گوشه برابر با حاصل‌ضرب طول مؤثر در ضخامت گلوگاه مؤثر در نظر گرفته می‌شود. طول مؤثر جوش گوشه (به‌جز جوش‌های گوشه‌ای که در سوراخ و شکاف قرار می‌گیرد) برابر با طول کلی نوار جوش شامل قسمت‌های برگشت‌خورده (درصورتی‌که طول برگشت کوچک‌تر از چهار برابر بعد جوش نباشد) است. بعد جوش گوشه برابر اندازه ساق مقطع جوش است. مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۹ ضخامت گلوگاه مؤثر (t_e) در جوش گوشه برابر کوتاه‌ترین فاصله بین ریشهٔ مقطع جوش تا سطح خارجی آن و به‌عبارت‌دیگر برابر ارتفاع وارد بر وتر مثلث مقطع جوش به‌حساب می‌آید.

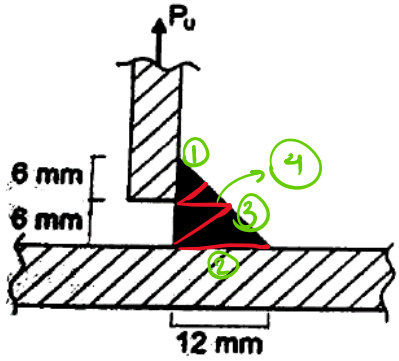


شکل ۱۰-۲-۹-۹: بعد و ضخامت گلوگاه مؤثر جوش‌های گوشه

@rjavanmardi



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



۱) 8.5

۲) 4.2

۳) 5.4

۴) 6.0

اردیبهشت ۹۷

با توجه به مفهوم گلوگاه جوش و اینکه هرسطحی کمترین ضخامت را داشته باشد، احتمال شکست در آن بیشتر می‌باشد، بنابراین، باید به دنبال کوچکترین سطح شکست بگردیم، مشخص است که t_{e1} از همه کمتر می‌باشد

بنابراین گزینه ۲

$$t_e = t_{e1} = \frac{\sqrt{2}}{2} \times 6 = 4.2\,mm$$

برای جوش‌های گوشه در سوراخ و شکاف، طول مؤثر برابر با طول محوری (میان‌تاری) که از مقطع گلوگاه جوش می‌گذرد، در نظر گرفته می‌شود.

ب) محدودیت‌ها:

۱- حداقل بعد جوش‌های گوشه نباید از بعد موردنیاز برای انتقال بارهای محاسبه‌شده و اندازه‌های نشان داده‌شده در جدول ۱۰-۲-۹-۲ کوچک‌تر انتخاب شود. حداقل بعد جوش با یک بار عبور تابع ضخامت قطعهٔ نازک‌تر بوده و درهرحال نباید از ضخامت قطعهٔ نازک‌تر بیشتر باشد.

۲- حداکثر بعد جوش‌های گوشه در لبهٔ قطعات متصل‌شونده برای قطعات با ضخامت کوچک‌تر از 6 میلی‌متر برابر ضخامت قطعه و برای قطعات با ضخامت بیش از 6 میلی‌متر برابر ضخامت قطعه منهای 2 میلی‌متر است.

$t < 6mm \Rightarrow a_{max} = t$

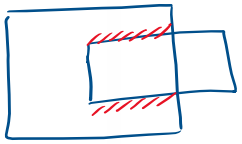
$t > 6mm \Rightarrow a_{max} = t - 2\,mm$

جدول ۱۰-۲-۹-۲: حداقل بعد جوش گوشه با یک بار عبور a_{min}

ضخامت قطعه نازک‌تر	حداقل بعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا 6 میلی‌متر	3 میلی‌متر
بیش از 6 تا 12 میلی‌متر	5 میلی‌متر
بیش از 12 تا 20 میلی‌متر	6 میلی‌متر
بیش از 20 میلی‌متر	8 میلی‌متر

- درصورتی‌که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یک بار عبور تأمین نمود، باید از پیش‌گرمایش یا فرآیندهای کم هیدروژن استفاده کرد.
- در سازه‌های تحت بار دینامیکی با تکرار زیاد حداقل بعد جوش گوشه برابر 5 میلی‌متر است. بارهای ناشی از باد و زلزله در ردیف بارهای دینامیکی با تکرار زیاد قرار نمی‌گیرند.

$l_w \geq 4a$



۳- طول مؤثر جوش‌های گوشهٔ محاسباتی نباید از 4 برابر بعد جوش کوچک‌تر باشد. به‌عبارت‌دیگر، بعد جوش نباید از یک‌چهارم طول آن بزرگ‌تر باشد.

۴- در اتصال انتهایی اعضای محوری، طول مؤثر هر خط جوشی که به‌صورت طولی بارگذاری شده است، نباید از 100 برابر بعد جوش تجاوز نماید. در صورت نیاز به طول جوش بیش از 100 برابر بعد جوش، طول مؤثر آن باید به شرح زیر با ضریب β کاهش داده شود:

$$L_e = \beta L \qquad (۱۰-۹-۲-۱)$$

$$0.6 \leq \beta = 1.2 - 0.002(L/a) \leq 1.0$$

@rjavanmardi

در رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۱:

L_e= طول مؤثر هر خط جوش

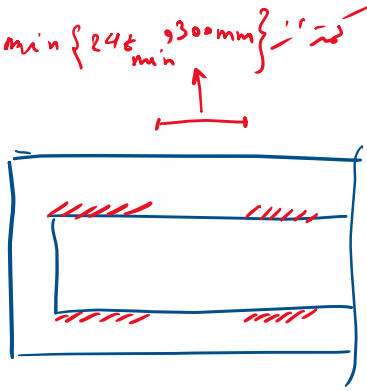
L= طول واقعی هر خط جوشی که در قسمت انتهایی اتصال به‌صورت طولی بارگذاری شده است.

a= بعد جوش گوشه

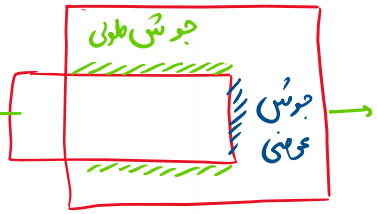
β= ضریب کاهش طول واقعی هر خط جوش

۵- استفاده از جوش‌های گوشهٔ منقطع برای انتقال نیروها در اتصال جان به بال تیرهای ساخته شده از ورق (تیرورق‌ها)، اتصال ورق‌های تقویتی بال، اتصال قطعات سخت‌کننده به جان تیرورق و برای اتصال اجزای اعضای ساخته شده از ورق مجاز است. طول مؤثر قطعات جوش منقطع نباید از 4 برابر بعد جوش و از 40 میلی‌متر کمتر باشد. فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

- در قطعات رنگ‌شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ‌زدگی و خوردگی ندارند، 24 برابر ضخامت نازک‌ترین ورق یا 300 میلی‌متر
- در قطعات رنگ‌نشده که تحت اثر زنگ‌زدگی و خوردگی (حاصل از عوامل جوی) قرار گیرند، 14 برابر ضخامت نازک‌ترین ورق یا 180 میلی‌متر



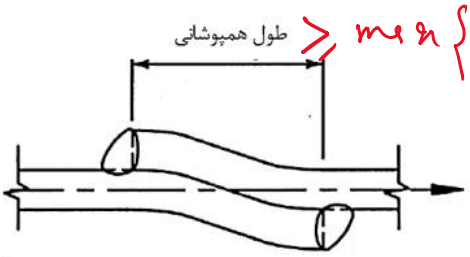
۶- در اتصالات پوششی (روی‌هم) دو قطعه که تحت اثر تنش‌های محوری قرار دارند، اگر فقط از جوش گوشهٔ عرضی استفاده شده باشد، باید انتهای هر دو قطعه به یکدیگر جوش شود و مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۰-الف طول هم‌پوشانی دو قطعه نباید از 5 برابر ضخامت قطعهٔ نازک‌تر و 25 میلی‌متر کوچک‌تر باشد.



در وضعیتی که اتصال به اندازه کافی مقید شده باشد یا از طریق حداقل دو ردیف طولی جوش انگشتانه یا کام و یا دو یا چند خط جوش گوشهٔ طولی از تغییرشکل ناحیهٔ هم‌پوشانی و درنتیجه از باز شدن اتصال تحت اثر بار محوری جلوگیری شود، می‌توان مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۰-پ از جوش گوشهٔ عرضی فقط از یک طرف اتصال استفاده کرد و در این حالت نیازی به تأمین حداقل طول هم‌پوشانی نیست.

@rjavanmardi

۷- استفاده از جوش گوشه در لبهٔ سوراخ و شکاف در اتصالات روی‌هم، به‌منظور انتقال برش یا جلوگیری از کمانش یا جدایی قسمت‌های متصل شونده مجاز است. جوش‌های گوشه در سوراخ‌ها و شکاف‌ها به‌عنوان جوش کام یا انگشتانه تلقی نمی‌شوند.



(الف) طول همپوشانی در اتصالات پوششی (جوش دوطرفه)



(ب) جوش یک‌طرفه غیر مقید و غیرمجاز (پ) جوش یک‌طرفه مقید و مجاز

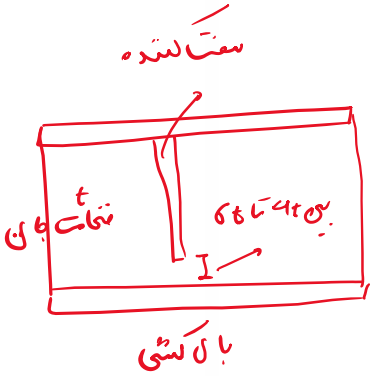
شکل ۱۰-۳-۹-۱۰: اتصال پوششی (روی‌هم) دو قطعه

۸- جوش‌های گوشه می‌توانند به انتهای ناحیهٔ اتصال منتهی شده یا قبل از رسیدن به انتهای ناحیهٔ اتصال قطع شوند و یا حتی می‌توان آن‌ها را طوری جوش داد تا به شکل قوطی یا ناودانی در بیاید. مگر در مواردی به شرح زیر که محدودیتی برای آن‌ها وضع شده است:

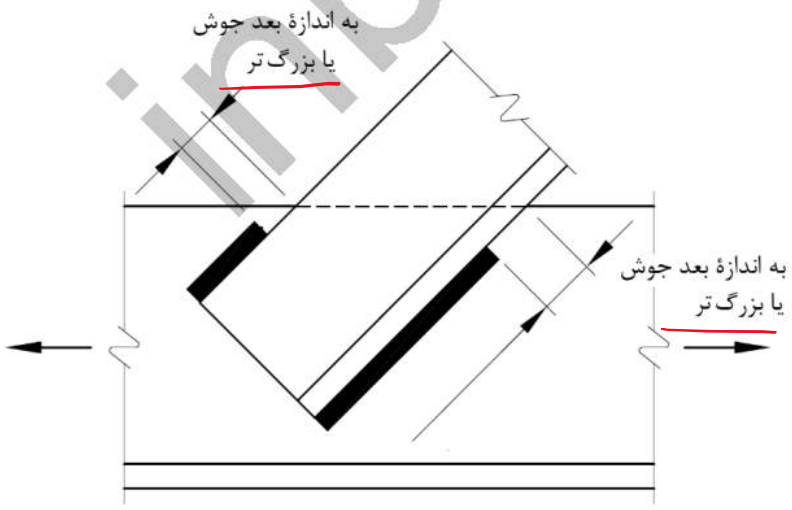
- در اتصالات پوششی (روی‌هم) که یکی از قطعه‌های اتصالی تا پشت لبهٔ قطعه اتصالی دیگر که تحت اثر تنش کششی قرار دارد امتداد یافته باشد، جوش گوشه باید در فاصله‌ای بیشتر یا مساوی با بعد جوش تمام شود (شکل ۱۰-۲-۹-۱۱).
- در اتصالات مفصلی با نبشی نشیمن طول برگشت جوش گوشه در قسمت فوقانی اتصال نبشی نباید از دو برابر بعد جوش گوشه کوچک‌تر باشد.
- در اتصالات مفصلی با نبشی‌های جان که انعطاف‌پذیری اتصال به مقدار زیادی تابع انعطاف‌پذیری بال نبشی‌ها است، طول برگشت جوش گوشه در قسمت فوقانی اتصال نبشی به تکیه‌گاه نباید از دو برابر بعد جوش گوشه کوچک‌تر و از چهار برابر بعد جوش و نیز نصف

@rjavanmardi

پهنای بال نبشی بزرگ‌تر باشد. در این نوع اتصالات برگشت جوش گوشه باید در نقشه‌ها و جزئیات اجرایی قید شود (شکل ۱۰-۲-۹-۱۲).

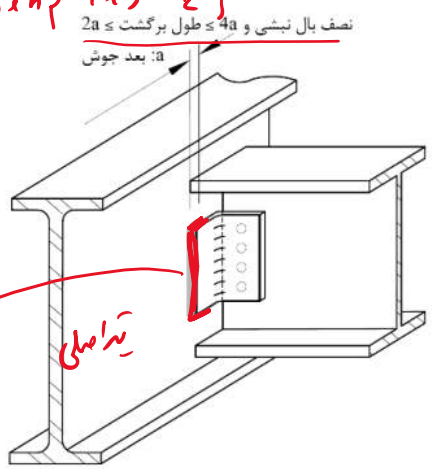


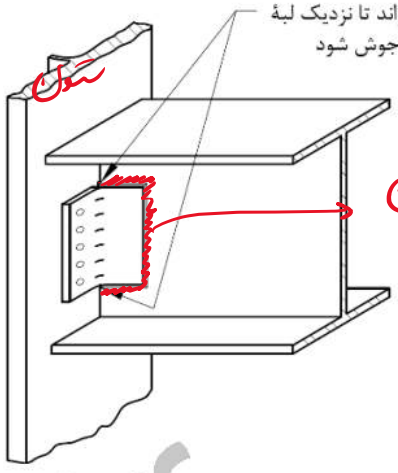
- ورق‌های سخت‌کنندهٔ عرضی باید به بال‌های تیر جوش شود. در مواردی که در اتصال، کنترل خستگی مدنظر باشد انتهای جوش گوشهٔ ورق‌های سخت‌کنندهٔ عرضی به جان تیرهای با ضخامت جان کوچک‌تر از 20 میلی‌متر، باید حداقل چهار برابر و حداکثر شش برابر ضخامت جان از پنجهٔ جوش گوشهٔ جان به بال کششی بارگذاری‌نشده، فاصله داشته باشد.
- جوش‌های گوشه‌ای که در دو وجه مخالف یک صفحهٔ مشترک ایجاد می‌شوند، درصورتی‌که مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۳ فاصلهٔ انتهای جوش گوشهٔ عرضی تا لبهٔ قطعه، کوچک‌تر از بعد جوش باشد، باید در گوشهٔ مشترک بین دو نوار جوش قطع شوند.
- در اتصالات پوششی (اتصالات روی‌هم) وقتی عضو زیری در کشش است، برای جلوگیری از زخم در لبه و ترد شکنی در جوش، انتخاب محل شروع و پایان مسیر جوشکاری باید مورد توجه قرار گیرد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۴). همچنین لازم است شروع خط جوش به اندازهٔ حداقل بعد جوش از لبهٔ عضو، فاصله داشته باشد.



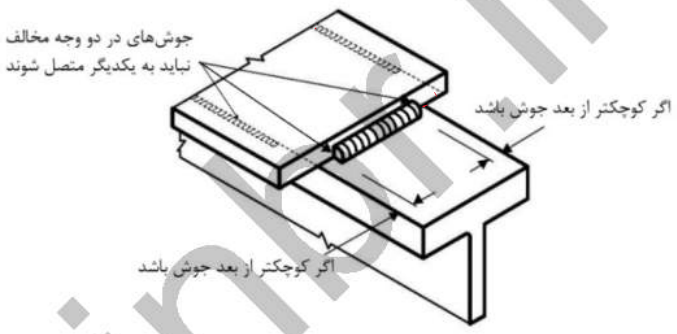
شکل ۱۰-۲-۹-۱۱: جوش گوشه در انتهای اعضای محوری

@rjavanmardi

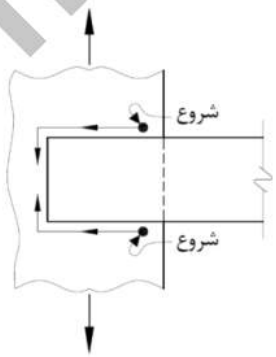




شکل ۱۰-۲-۹-۱۲: اتصالات مفصلی با نبشی جان



شکل ۱۰-۲-۹-۱۳: جوش‌های گوشه در دو وجه مخالف یک صفحهٔ مشترک



شکل ۱۰-۲-۹-۱۴: مسیر مناسب برای جلوگیری از زخم (ترک یا شیار) در لبه

@rjavanmardi

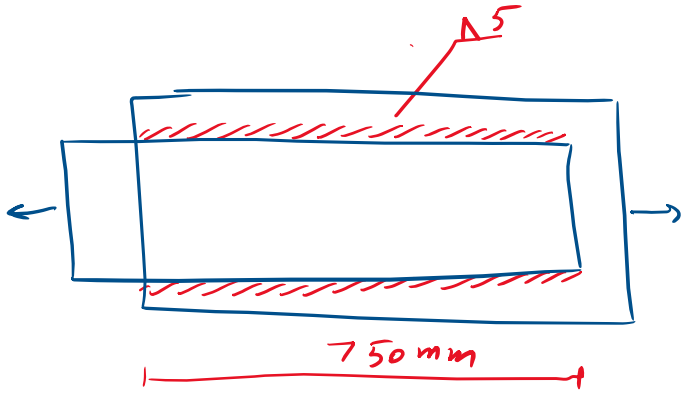
برای اتصال انتهایی یک تسمه کششی که به صورت محوری بارگذاری شده است. در امتداد طول تسمه از دو ردیف جوش گوشه هریک به طول 750 میلی‌متر و بعد 5 میلی‌متر استفاده شده است. طول مؤثر هر ردیف جوش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 750 میلی‌متر
۲) 725 میلی‌متر
۳) 675 میلی‌متر
۴) 535 میلی‌متر

مرداد ۹۴

$L = 750\ mm \qquad L_e = ?$

$a = 5\ mm$



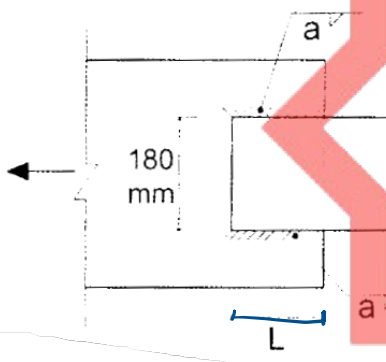
$L > 100a = 500\ mm$

$\Rightarrow \beta = 1.2 - 0.002\frac{L}{a} = 0.9$

$0.6 \leq \beta \leq 1 \Rightarrow$

$L_e = \beta L = 675\ mm$ گزینه 3

در شکل زیر، اتصال دو تسمه به‌یکدیگر نشان داده شده است. براساس کنترل مقاومت مصالح فلز جوش، کدام‌یک از گزینه‌های زیر از مقاومت کمتری برخوردار است؟ فرض کنید حداقل و حداکثر بُعد جوش تامین شده و a بُعد جوش گوشه (اندازهٔ ساق جوش) است.



۱) a=8 mm , L=750 mm
۲) a=6 mm , L=1000 mm
۳) a=10 mm , L=600 mm
۴) a=12 mm , L=500 mm

مرداد ۱۴۰۰

مقاومت جوش لبه‌ای مستقیم با مساحت مؤثر جوش $(\frac{\sqrt{2}}{2}aL_e)$ دارد. L در هر حالت گزینه برابر با 6000 می‌باشد، پس تنها کافی است کنترل محدودیت 1000 و ضریب β بررسی گردد. تنها در گزینه ۲، $L>1000$ بوده و لازم است L_e با ضریب β کاهش یابد.

گزینه ۲: $L=1000,\ a=6 \Rightarrow \beta = 1.2 - 0.002\frac{L}{a} = 0.86$

$\Rightarrow L_e = \beta L = 860\ mm$

پس طول مؤثر گزینه ۲ کمتر شده و آن‌را کمتر از سایر گزینه‌ها می‌نماید.

۱۰-۲-۹-۲-۳ جوش‌های انگشتانه و کام

الف) سطح مقطع مؤثر: برای جوش انگشتانه و کام، سطح مقطع مؤثر در برش مساوی سطح مقطع اسمی سوراخ و شکاف در صفحهٔ برش در نظر گرفته می‌شود.

ب) محدودیت‌ها

۱- استفاده از جوش انگشتانه و کام برای انتقال برش در اتصال‌های پوششی یا جلوگیری از کمانش در عناصر روی‌هم‌آمده در اعضای ساخته‌شده، مجاز است.

۲- قطر سوراخ در جوش انگشتانه نباید از ضخامت قطعهٔ سوراخ‌شده به‌اضافهٔ 8 میلی‌متر کمتر باشد. همچنین قطر مورداشاره نباید از قطر حداقل به‌اضافه 3 میلی‌متر یا 2.25 برابر ضخامت جوش بزرگ‌تر شود.

۳- حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌های جوش‌های انگشتانه 4 برابر قطر سوراخ است.

۴- در جوش کام، طول شکاف نباید از 10 برابر ضخامت جوش بزرگ‌تر باشد.

۵- در جوش کام، پهنای شکاف نباید از ضخامت قطعهٔ بریده‌شده به‌اضافه 8 میلی‌متر کوچک‌تر و از 2.25 برابر ضخامت جوش بزرگ‌تر باشد.

۶- انتهای شکاف یا باید نیم‌دایره‌ای یا خطی مستقیم باشد که گوشه‌های آن تبدیل به ربعی از دایره (با شعاعی بزرگ‌تر از ضخامت قطعهٔ حاوی شکاف) می‌شود؛ مگر اینکه انتهای شکاف به لبهٔ قطعه منتهی شده باشد.

۷- حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز شکاف‌ها در امتداد عمود بر طول، چهار برابر پهنای شکاف و حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز شکاف‌ها در امتداد طول، دو برابر طول شکاف است.

۸- ضخامت جوش انگشتانه و کام در قطعاتی که ضخامت آن‌ها کوچک‌تر یا مساوی 16 میلی‌متر است، باید برابر با ضخامت قطعه و در قطعاتی که ضخامت آن‌ها بیش از 16 میلی‌متر است، باید برابر با بزرگ‌ترین دو مقدار نصف ضخامت قطعه و 16 میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۹-۲-۴ مقاومت موجود جوش‌ها

مقاومت موجود جوش در طراحی به روش LRFD مساوی ϕR_n و در طراحی به روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن مقادیر ϕ و Ω مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۲-۳ تعیین می‌شوند و R_n مقاومت اسمی جوش است و باید به شرح زیر برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس

@rjavanmardi

حالت‌های حدی مربوط به مصالح فلز پایه و حالت‌های حدی مربوط به فلز جوش در نظر گرفته شود:

الف) براساس مصالح فلز پایه

$$R_n=F_{nBM}A_{BM} \qquad (۲-۹-۲-۱۰)$$

ب) براساس مصالح فلز جوش

$$R_n=F_{nw}A_{we} \qquad (۳-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_{nBm} = تنش اسمی فلز پایه مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۳

F_{nw} = تنش اسمی فلز جوش مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۳

A_{BM} = سطح مقطع فلز پایه

A_{we} = سطح مقطع مؤثر جوش

در جوش‌های گوشه به‌غیراز جوش‌هایی که تحت اثر نیروهای محوری کششی یا فشاری موازی با محور جوش قرار دارند، کلیهٔ تنش‌ها می‌توانند به‌صورت برشی بر روی سطح مقطع مؤثر جوش در نظر گرفته شود. درصورتی‌که جوش تحت اثر ترکیبی از لنگر خمشی، پیچشی، نیروی برشی و نیروی محوری قرار داشته باشد، تنش‌های مورداشاره برآیند (به‌صورت برداری) تنش‌های ناشی از این نیروها خواهد بود که باید کمتر از مقاومت موجود جوش مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۳ باشد.

جدول ۱۰-۲-۹-۳: مقاومت موجود جوش‌ها**

نوع جوش	نوع بار و جهت آن نسبت به محور جوش	نوع فلز حاکم بر تعیین مقاومت جوش	ضریب کاهش مقاومت (ϕ) یا افزایش مقاومت مجاز (Ω)	تنش اسمی (F_{nBm} یا F_{nw})
جوش شیاری با نفوذ کامل و لبهٔ آماده شده	کششی عمود بر محور جوش	مقاومت اتصال براساس فلز پایه تعیین می‌گردد		
	فشاری عمود بر محور جوش	مقاومت اتصال براساس فلز پایه تعیین می‌گردد		
	کششی و یا فشاری موازی با محور جوش	طراحی ندارد		
	برشی	مقاومت اتصال براساس فلز پایه تعیین می‌گردد		

@rjavanmardi

ادامهٔ جدول ۱۰-۲-۹-۳: مقاومت موجود جوش‌ها**

نوع جوش	نوع بار و جهت آن نسبت به محور جوش	نوع فلز حاکم بر تعیین مقاومت جوش	ضریب کاهش مقاومت (ϕ) یا افزایش مقاومت مجاز (Ω)	تنش اسمی (F_{nBm} یا F_{nw})
جوش شیاری با نفوذ نسبی	کششی در امتداد عمود بر محور جوش	براساس فلز پایه	ϕ =0.75 Ω = 2.0	$F_{nBM}=F_u$ *
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ =0.8 Ω = 1.88	$F_{nw}=0.6F_{ue}$ *
	فشاری- ستون بر کفستون و وصله‌های ستون مطابق بند۱۰-۲-۹-۱-۳-الف	طراحی ندارد		
	فشاری- در اعضای با سطوح در تماس با هم (به‌غیراز ستون‌ها و مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱-۳-ب)	براساس فلز پایه	ϕ = 0.9 Ω = 1.67	$F_{nBM}=F_y$ *
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ =0.8 Ω = 1.88	$F_{nw}=0.6F_{ue}$
	فشاری- اتصالات اعضای بدون سطوح در تماس با هم	براساس فلز پایه	ϕ = 0.9 Ω = 1.67	$F_{nBM}=F_y$
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ =0.8 Ω = 1.88	$F_{nw}=0.9F_{ue}$
	کششی یا فشاری موازی با محور جوش	طراحی ندارد		
	برشی	براساس فلز پایه	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴	
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ =0.75 Ω = 2.0	$F_{nw}=0.6F_{ue}$
جوش گوشه	برشی	براساس فلز پایه	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ =0.75 Ω = 2.0	$F_{nw}= 0.6F_{ue}$
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	طراحی ندارد		
جوش انگشتانه و کام	برشی، موازی سطح برش شونده (روی مقطع مؤثر)	براساس فلز پایه	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴	
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ =0.75 Ω = 2.0	$F_{nw}=0.6F_{ue}$

@rjavanmardi

یادداشت‌های جدول ۱۰-۲-۹-۳:

* F_y = تنش تسلیم فلز پایه، F_u= تنش کششی نهایی فلز پایه، F_{ue}= تنش کششی نهایی فلز جوش

** فلز جوش باید مطابق بند ۱۰-۲-۹-۶ سازگار با مصالح فلز پایه باشد

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

$$R_n = F_{nw}A_{we} \qquad (۱۰-۲-۹-۴)$$



که در آن:

$$F_{nw} = 0.60F_{ue}(1.0 + 0.50\sin^{1.5}\theta) \qquad (۱۰-۲-۹-۵)$$

که در آن :

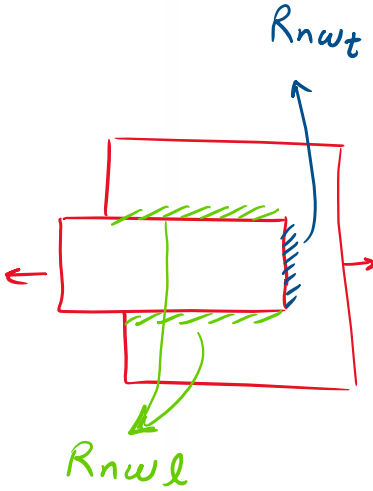
$\phi = 0.75$ (LRFD) و $\Omega = 2.0$ (ASD)

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

تبصره ۲: برای گروه جوش گوشه که متشکل از جوش‌های گوشهٔ طولی و عرضی (عمود بر محور جوش‌های گوشهٔ طولی) بوده و نیروی وارد بر مرکز ثقل گروه جوش‌ها در امتداد جوش‌های گوشهٔ طولی باشد، به‌عنوان یک گزینهٔ دیگر طراحی، مقاومت اسمی گروه جوش گوشه را می‌توان مطابق روابط زیر، بزرگ‌ترین دو مقدار R_{n1} و R_{n2} در نظر گرفت:

$$R_{n1} = R_{nwl} + R_{nwt} \qquad (۱۰-۲-۹-۶)$$

$$R_{n2} = 0.85R_{nwl} + 1.5R_{nwt} \qquad (۱۰-۲-۹-۷)$$

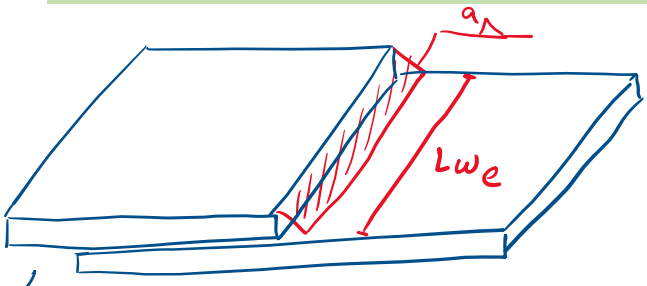


که در آن:

R_{nwl}= مقاومت اسمی کل برای جوش گوشه، بارگذاری‌شده به‌صورت طولی که با توجه به جدول ۱۰-۲-۹-۳ تعیین می‌شود.

R_{nwt}= مقاومت اسمی کل برای جوش گوشه، بارگذاری‌شده به‌صورت عرضی که با توجه به جدول ۱۰-۲-۹-۳ و بدون در نظر گرفتن افزایش تبصرهٔ (۱) بالا تعیین می‌شود.

@rjavanmardi



جوش گوشه

$te = \frac{\sqrt{2}}{2} a = 0.707a$

سطح مقطع جوش گوشه $Awe = Lwe \times te$

$Awe = Lwe \times 0.707a$

الکترود $Fnw = 0.6\, Fue$

۱۰-۲-۹-۲-۶ الکترود (فلز پرکنندهٔ) سازگار با فلز پایه (منظور برای جوش شیاری)

الکترود (فلز پرکنندهٔ جوش) سازگار با فلز پایه مطابق جدول زیر تعریف می‌شود:

جدول ۱۰-۲-۹-۴: الکترودهای سازگار با فلز پایه

تنش تسلیم مشخصهٔ مصالح فلز پایه (F_y)	نوع الکترود سازگار
تا 300 MPa و $t \le 20$ mm (t = ضخامت فلز پایه)	E60 یا معادل آن
	E70 یا معادل آن
تا 300 MPa و $t > 20$ mm	E70 یا معادل آن
از 300 MPa تا 380 MPa	E70 یا معادل آن
از 380 MPa تا 460 MPa	E80 یا معادل آن

حالت بندی الکترودها معمولاً بصورت E60، E70 یا E80 می باشد. برای محاسبه Fue کافی است عدد را در 7 ضرب کنیم تا Fue برحسب MPa محاسبه شود

$E60 \Rightarrow Fue = 60 \times 7 = 420$ MPa

MPa به Psi تبدیل

$E70 \Rightarrow Fue = 70 \times 7 = 490$ MPa

$E80 \Rightarrow Fue = 80 \times 7 = 560$ MPa

ارزش جوش (Rww): مقاومت نهایی که 1cm (طول واحد) از جوش تحمل می کند را ارزش جوش می نامیم. با استفاده از ارزش جوش معمولاً در طراحی، به محاسبه کمک می کند تا طول جوش را راحت تر محاسبه کند.

طول جوش لازم $Lw = \frac{Pu}{Rww}$

به عنوان مثال ارزش جوش برای الکترود E60 برابر خواهد بود با:

@rjavanmardi

$\phi F_{nw} A_{we} = 0.75 \times 0.6 F_{ue} \times l_w \times t_e = 0.75 \times 0.6 \times 420 \times 1 \times 0.707a$ ← در ازای جوش برابر با واحد گرفته می‌شود

$0.707a$

$R_{uw_{E60}} = 133.6a$

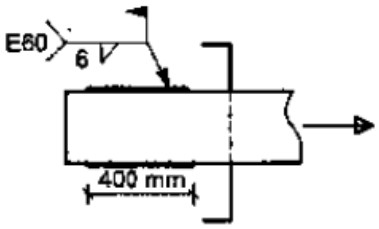
$R_{uw_{E70}} = 155.9a$

$R_{uw_{E80}} = 178.1a$

R_{uw} برحسب N و a برحسب mm بایه جایگذاری شوند.

$L_w = \frac{P_u}{R_{uw}}$ ← طول جوش لازم

برای اتصال یک عضو کششی، با فرض انجام جوش در محل و بازرسی چشمی توسط بازرس ذیصلاح جوش، جزئیات زیر ارائه شده است. در صورتیکه جوش در کارخانه و با استفاده از الکترود E70 انجام شود (و سایر مشخصات بدون تغییر بماند)، به جای L=400 mm برای هر خط جوش حداقل طولی که می‌توان در نظر گرفت به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید سایر محدودیتها حاکم بر طراحی نمی‌باشد)



۱) 300 mm
۲) 260 mm
۳) 350 mm
۴) 330 mm

خرداد ۹۳

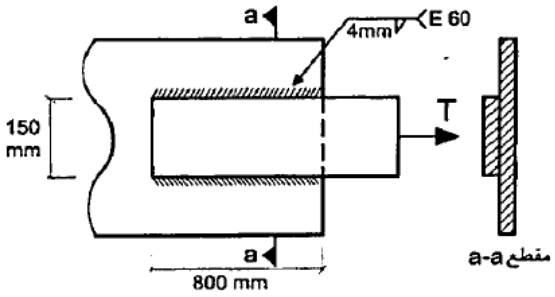
جوشکاری یک بار با الکترود E60 انجام شده و $l_w = 400$ شده است، حال اگر با الکترود E70 انجام شود، با توجه به اینکه کل نیروی منتقل شده در هر دو حالت باید با هم برابر باشند.

$R_{uw_{E60}} \times l_{w_{E60}} = R_{uw_{E70}} \times l_{w_{E70}} \Rightarrow$

$l_{w_{E70}} = \frac{R_{uw_{E60}} \times l_{w_{E60}}}{R_{uw_{E70}}} = \frac{133.6a \times 400}{155.9a} = 336 \text{ mm}$

گزینه ۴

مقاومت اسمی اتصال جوشی شکل مقابل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (کنترل فلز پایه مدنظر نبوده و ضریب بازرسی جوش را واحد فرض نمایید. همچنین فرض کنید الزامات حداقل و حداکثر بُعد جوش رعایت شده است.)



۱) 912 kN

۲) 1140 kN

۳) 1290 kN

۴) 1612 kN

اسفند ۹۵

فلز جوش $R_n = F_{nw} A_{we} = 0.6 F_{ue} \times L_{we} \times 0.707 a$

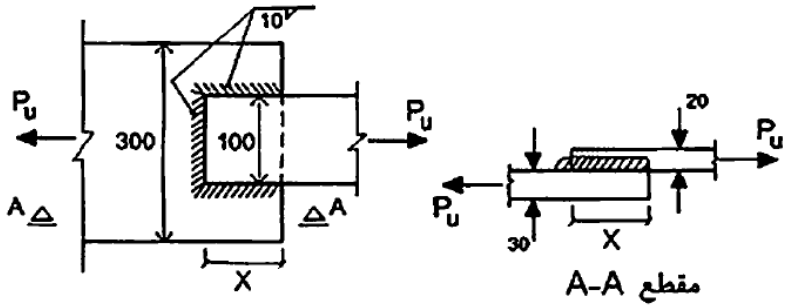
با توجه به اینکه $L > 100a$ می باشد لازم است ابتدا ضریب کاهنده β محاسبه شود.

$\beta = 1.2 - 0.002 \frac{L}{a} = 0.8 \Rightarrow L_{we} = \beta L = 2 \times 0.8 \times 800$

چون ۲ قطعه جوش

$R_n = 0.6 \times 420 \times (2 \times 0.8 \times 800) \times 0.707 \times 4 = 912\ kN$ گزینه ۱

در اتصال جوشی شکل زیر اگر مقدار نیروی کششی نهایی (P_u) برابر 340 kN باشد، براین‌اساس حداقل مقدار قابل‌قبول برای طول X به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ الکترود مصرفی از نوع E70 بوده و در شکل ابعاد به میلی‌متر است. فرض کنید جوش از طریق آزمایش التراسونیک مورد بررسی قرار خواهد گرفت.



۱) 60 mm
۲) 100 mm
۳) 120 mm
۴) 150 mm

مهر ۹۹

ارزش جوش الکترود E70 ← $R_{uw} = 155.9\,a$

$155.9\,a \times l_w > 340 \times 10^3 \Rightarrow l_w > 217\ mm$

کل طول جوش موجود $= (2a + 100) > 217 \Rightarrow a > 58.5\ mm$

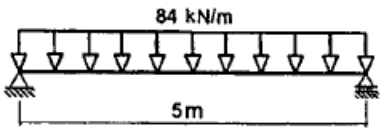
با توجه به بند 6 محدودیت جوش گوشه، حداقل طول عمیق شاخص راستای ریز باید بزرگتر از $\max\{25mm, 5t_{min}\}$ باشد

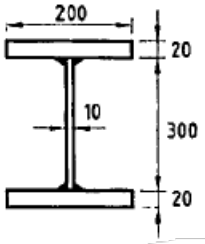
در بند 2

$a \geq \max\{25, 5\times 20\} \Rightarrow a \geq 100\ mm$

در صورتی‌که جوش‌های گوشه دوطرفه اتصال جان به بال‌ها پیوسته و بُعد ساق جوش برابر a باشد و مقاومت طراحی هر خط جوش برابر 80a نیوتن بر میلی‌متر باشد (a برحسب میلی‌متر)، حداقل بُعد جوش (a) بر حسب میلی‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بار وارد بر تیر ضریب‌دار فرض شود. ابعاد مقطع بر حسب میلی‌متر می‌باشد.)

۱) 8
۲) 6
۳) 5
۴) 4





اسفند ۹۵

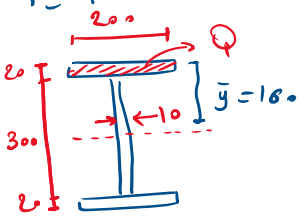


V: برش
Q: لنگر اول سطح بال
I: ممان اینرسی مقطع

q (برآیند برش) $= \frac{VQ}{I}$ ، N/mm

برای طراحی جوش اتصال بال به جان، کافیست $q \le 2\,R_{uw}$ قرار داده شده و از آنجا بعد جوش لازم (a) را محاسبه کنیم.

(2: تعداد جوش)



$$V_{max} = \frac{qL}{2} = \frac{84 \times 5}{2} = 210\ kN$$

$$Q = 200 \times 20 \times 160 = 640 \times 10^3\ mm^3$$

$$I = \frac{1}{12}\left[200 \times 340^3 - 190 \times 300^3\right] = 227.5 \times 10^6\ mm^4$$

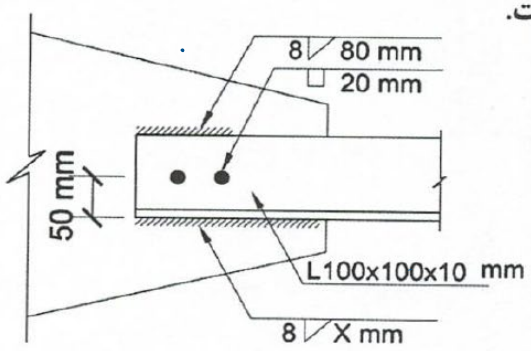
مقاومت طراحی خط جوش در واحد طول (809) ممان برشی جوش می‌باشد

$$q = \frac{VQ}{I} \le 2 \times 809$$

$$\Rightarrow a > 3.69\ mm$$

با توجه به محدودیت حداقل بعد جوش (جدول ۱۰-۲-۹-۲) حداقل بعد جوش به ورق با ضخامت 10mm (ورق نازکتر) برابر با $a = 5\ mm$ می‌باشد. گزینه 3

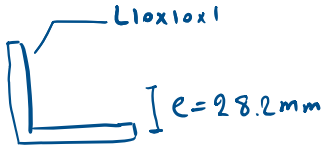
مقدار طول جوش گوشه در ساق پایین نبشی (X) چند میلی‌متر باشد تا اتصال با جوش گوشهٔ متعادل داشته باشیم؟ الکترود مصرفی E60 و جوش در محل با بازرسی چشمی صورت می‌گیرد. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۱) 680
۲) 470
۳) 290
۴) 110

شهریور ۱۴۰۱

برای آنکه جوش متعادل داشته باشیم لازم است مرکز سطح نبشی بر مرکز سطح جوش منطبق شود تا دیتیش دافلی در عضو به حداقل مقدار خود برسد.

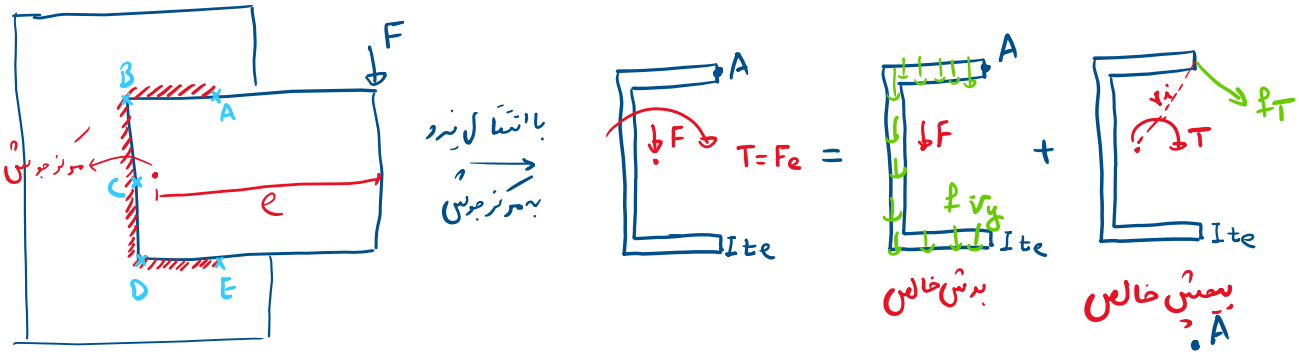


دقت شود در محاسبه مرکز سطح جوش، ساق جوش گوشه a باید در 0.707 ضرب شود تا گلوی جوش (te) بدست آید،

$$\text{مرکز سطح جوش} = \frac{80\times(0.707\times8)\times100 + 2\times\frac{\pi\times20^2}{4}\times50 + (x\times0.707\times8)\times0}{(80\times0.707\times8) + 2\times\frac{\pi\times20^2}{4} + (x\times0.707\times8)} = 28.2 \Rightarrow x = 290.4\ mm$$

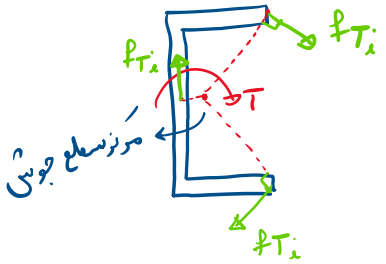
گزینه ۳

طراحی جوش تحت اثر مشترک برش و پیچش



(A و E برای ترین نقطه می باشند)
(چون فاصله بیشتری از مرکز جوش دارند)

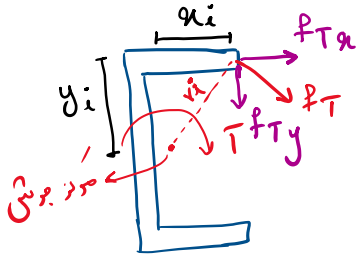
$$f_{Vy} = \frac{F}{A_w} = \frac{F}{l_w \times t_e} \rightarrow 0.707a$$



برای مشخص کردن راستای تنش ناشی از پیچش در جوش، باید ابتدا یک خط از مرکز جوش به نقطه ای که می خواهیم تنش را در آن محاسبه کنیم وصل کنیم. راستای تنش برشی ناشی از پیچش (f_{Ti}) عمود بر این خط و در راستای موافق با جهت لنگر پیچشی می باشد.

$$f_T = \frac{T r_i}{J}$$

f_T: تنش برشی ناشی از لنگر پیچشی T
r_i: فاصله نقطه مورد نظر از مرکز سطح جوش
J: ممان اینرسی قطبی جوش



$$f_{Tx} = \frac{T y_i}{J} \quad , \quad f_{Ty} = \frac{T x_i}{J}$$

x_i: فاصله نقطه مورد نظر از مرکز سطح جوش ها در راستای محور x
y_i: فاصله نقطه مورد نظر از مرکز سطح جوش ها در راستای محور y

$f_{کل}$ تنش برشی ناشی از برش و پیچش

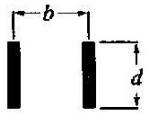
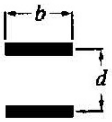
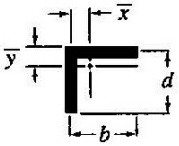
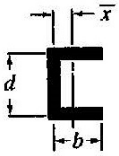
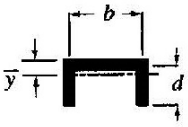
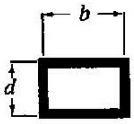
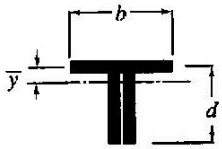
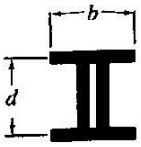
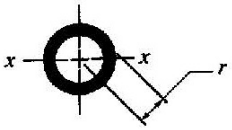
$$f_{کل} \text{ ناشی از برش و پیچش} = \sqrt{(f_{Vy} + f_{Ty})^2 + f_{Tx}^2}$$

در نقطه A

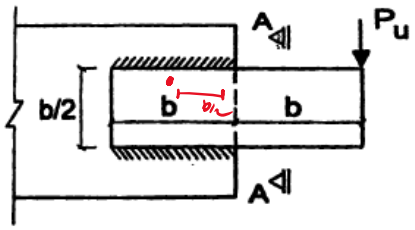
در سوالات اگر تنش حداکثر در جوش را خواهند، با صحبت رابطه و با توجه به اینکه در کدام قسمت از جوش تنش برداری است، می توان تنش حداکثر را محاسبه کرد.
اگر بعد جوش مجهول مسئله باشد، آنگاه راحت تر است که te را برابر با واحد در نظر گرفته و بر اساس te=1، $f_{کل}$ را در نقطه برداری محاسبه کنیم.
در نهایت با مساوی قرار دادن Rw و f، می توان مجهول بعد جوش (a) را محاسبه کرد.

@rjavanmardi

با فرض $t_e = 1$ داده شده است. اگر t_e مقدار دیگری داشت، کل باید در t_e ضرب شوند

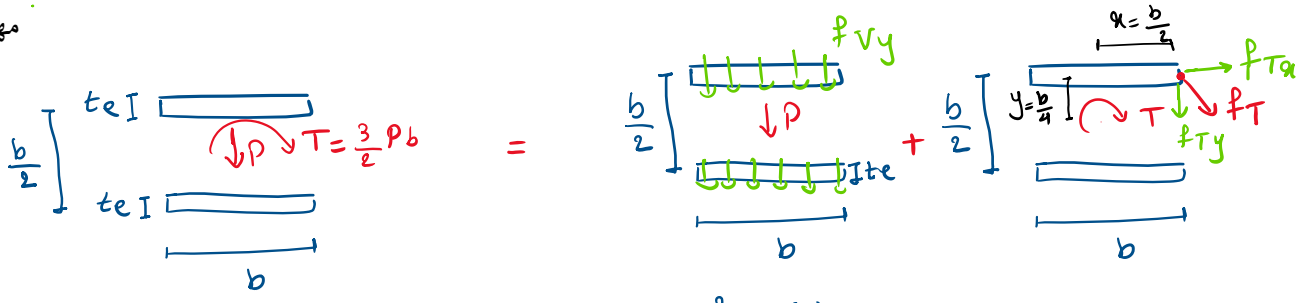
Section b = width; d = depth	$\bar{y}$	$\bar{x}$	Section modulus $I_x/\bar{y}$ S	Polar moment of inertia, I_p about center of gravity J
1. 			$S = \frac{d^2}{6} \times t_e$	$I_p = \frac{d^3}{12} \times t_e$
2. 			$S = \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{d(3b^2 + d^2)}{6}$
3. 			$S = bd$	$I_p = \frac{b(3d^2 + b^2)}{6}$
4. 	$\bar{y} = \frac{d^2}{2(b + d)}$	$\bar{x} = \frac{b^2}{2(b + d)}$	$S = \frac{4bd + d^2}{6}$	$I_p = \frac{(b + d)^4 - 6b^2d^2}{12(b + d)}$
5. 		$\bar{x} = \frac{b^2}{2b + d}$	$S = bd + \frac{d^2}{6}$	$I_p = \frac{8b^3 + 6bd^2 + d^3}{12} - \frac{b^4}{2b + d}$
6. 	$\bar{y} = \frac{d^2}{b + 2b}$		$S = \frac{2bd + d^2}{3}$	$I_p = \frac{b^3 + 6b^2d + 8d^3}{12} - \frac{d^4}{2d + b}$
7. 			$S = bd + \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{(b + d)^3}{6}$
8. 	$\bar{y} = \frac{d^2}{b + 2d}$		$S = \frac{2bd + d^2}{3}$	$I_p = \frac{b^3 + 8d^3}{12} - \frac{d^4}{b + 2d}$
9. 			$S = bd + \frac{d^2}{3}$	$I_p = \frac{b^3 + 3bd^2 + d^3}{6}$
10. 			$S = \pi r^2$	$I_p = 2\pi r^3$

در اتصال جوشی شکل زیر اگر بعد جوش گوشه برابر a باشد، تنش برشی موردنیاز در سطح مقطع مؤثر جوش گوشه به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید جوش تحت اثر آزمایش التراسونیک قرار گرفته و مورد تائید است. همچنین تعیین تنش جوش به روش تحلیل الاستیک مدنظر است).



۱) $\frac{4.7P_u}{ab}$
۲) $\frac{3.3P_u}{ab}$
۳) $\frac{2.6P_u}{ab}$
۴) $\frac{2.0P_u}{ab}$

مهر ۹۸



$$f_{vy} = \frac{P}{2bt_e} \quad , \quad \text{ممان اینرسی } J = \frac{b\left(3\left(\frac{b}{2}\right)^2 + b^2\right)}{6} \times t_e = 0.291\, b^3 t_e$$

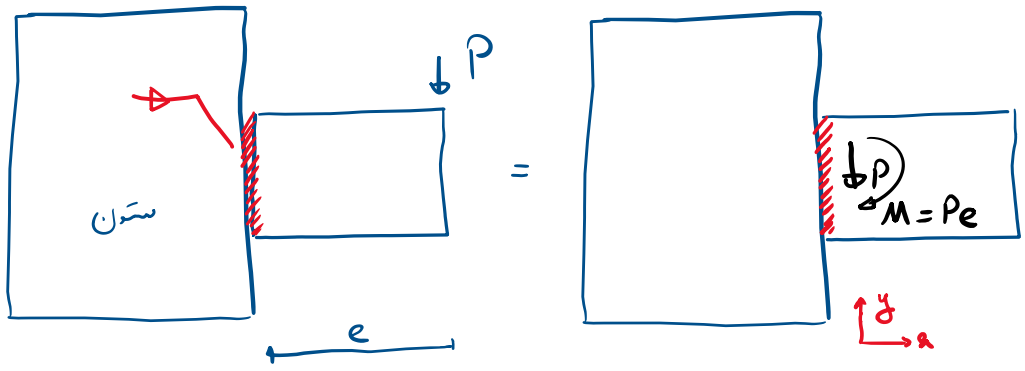
$$f_{Tx} = \frac{Ty}{J} = \frac{1.5Pb \times b/4}{0.291\, b^3 t} = 1.289\, \frac{P}{bte}$$

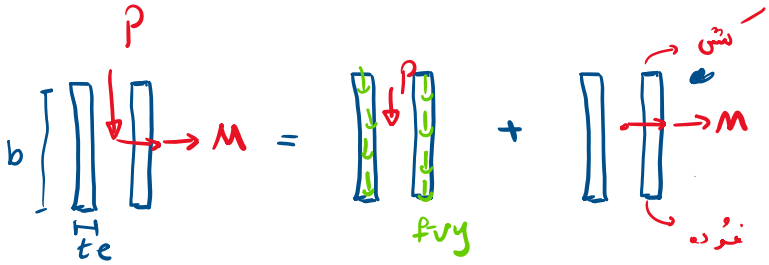
$$f_{Ty} = \frac{Tx}{J} = \frac{1.5Pb \times b/2}{0.291 b^3 t} = 2.577\, \frac{P}{bte}$$

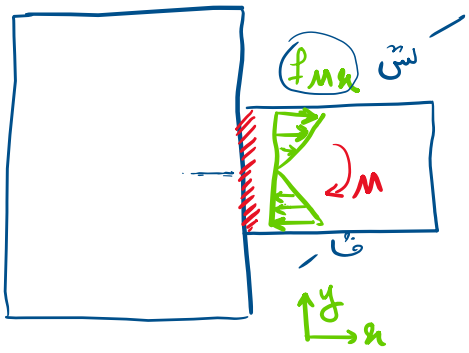
$$f_{\text{بحرانی}} = \sqrt{(f_{vy} + f_{Ty})^2 + f_{Tx}^2} = 3.33\, \frac{P}{bte} = 4.7\, \frac{P}{ba}$$

$0.707a$

طراحی جوش تحت اثر مشترک برش و لنگر خمشی







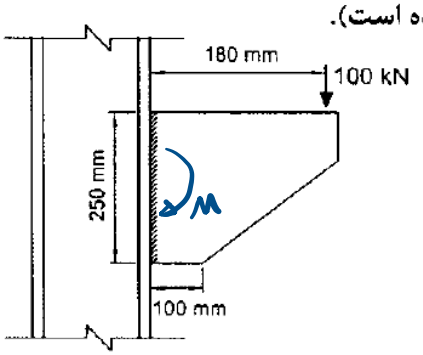
$$f_{vy} = \frac{P}{A_w} = \frac{P}{l_w \times t_e}$$

$$f_{Mx} = \frac{M}{S} \quad \text{(در دورترین تار برشی یا فشاری)} \quad \leftarrow \text{از فصول اساسی مقطع جوش}$$

$$S = 2 \times \frac{t_e b^2}{6} \quad , \quad f_{کل} = \sqrt{f_{Mx}^2 + f_{vy}^2}$$

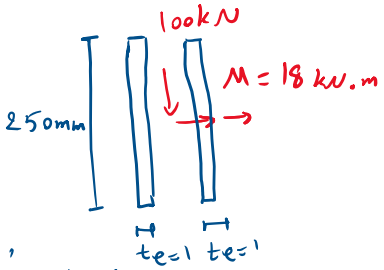
اگر تنش حداکثر را در جوش درخواهند، ازمیان فصول تنش حداکثر محاسبه می‌شود. (در دورترین تار برشی یا فشاری)
اگر بعد جوش (a) مجهول مسئله باشد، آنگاه رابطه کاست $t_e = 1$ در نظر گرفته شده و در نهایت f به ابعاد Rww قرار داده شده و از آنجا a محاسبه می‌شود.

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



۱) 18
۲) 9
۳) 13
۴) 15

مهر ۹۶



← بعد جوش مجهول است

$$f_{vy} = \frac{V}{l_w \times t_e} = \frac{100\times10^3}{250\times2\times1}$$

$$S = \frac{2\times1\times250^2}{6}$$

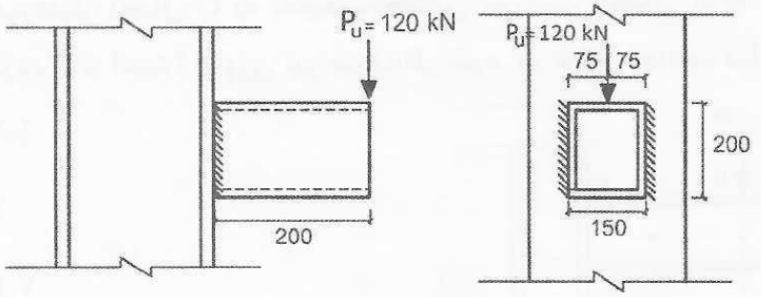
$$f_{Mx} = \frac{M}{S} = \frac{18\times10^6}{2\times250^2/6}$$

$$f_{جوش} = \sqrt{f_{Mx}^2 + f_{vy}^2} \leq 100a \Rightarrow a > 12.5\,mm$$

گزینه 3

در اتصال شکل زیر در صورتی‌که مقاومت طراحی جوش گوشه در واحد سطح مقطع مؤثر برابر 220 MPa باشد، اندازهٔ حداقل ساق جوش محاسباتی قابل‌قبول به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ فلز پایه از مقاومت کافی برخوردار است و کنترل‌کنندهٔ طراحی نمی‌باشد و تمامی ضوابط جوش رعایت شده است. ابعاد روی شکل به میلی‌متر هستند. از برگشت جوش‌های گوشه در انتهای جوش صرف‌نظر شود.

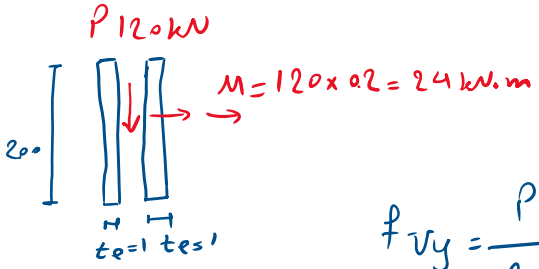
$R_{uw}=220a$



۱) 12mm
۲) 14mm
۳) 10mm
۴) 16mm

دی ۱۴۰۱

جوش تحت اثر ممنتی برشی و فشی میگیرد.



$$f_{vy}=\frac{P}{l_w t_e}=\frac{120\times10^3}{2\times200\times1}=300\ N/mm$$

$$f_{Mx}=\frac{M}{S}=\frac{24\times10^6}{\frac{2\times1\times200^2}{6}}=1800\ N/mm$$

$$f_{vf}=\sqrt{f_{Mx}^2+f_{vy}^2}=1824<220a \Rightarrow a>8.3\ mm$$

گزینه 3

پیچ ها



۱۰-۲-۹-۳ پیچ‌ها و میله‌های دندانه‌شده

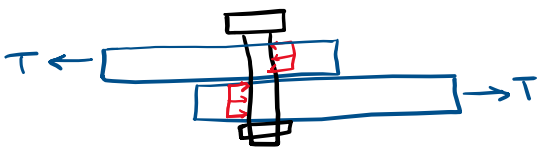
۱۰-۲-۹-۳-۱ انواع پیچ‌ها

ردهٔ مکانیکی و مشخصات انواع متداول پیچ‌های مورد استفاده در سازه‌های فولادی برای پیچ‌های معمولی و پرمقاومت در جدول ۱۰-۱-۵ ارائه شده است. برای میله‌های دندانه‌شده استفاده از کلیهٔ فولادهای مجاز ساختمانی معرفی‌شده در بخش ۱۰-۱ بلامانع است. برای هر پیچ باید واشر و مهرهٔ سازگار مورد استفاده قرار گیرد.

اتصالات پیچی از لحاظ نحوهٔ اجرای پیچ‌ها (سفت کردن آن‌ها) و مقاومت موجود آن‌ها به شرح زیر به سه دستهٔ "اتکایی"، "پیش‌تنیده" و "لغزش بحرانی" تقسیم‌بندی می‌شوند:

الف) اتصالات پیچی اتکایی: اتصالات پیچی اتکایی اتصالاتی هستند که سفت کردن آن‌ها در حد "سفتی کامل" بوده و به لحاظ مقاومت برشی، پیچ‌ها نیروی برشی را از طریق اتکای تنهٔ پیچ (قلم پیچ) به جدارهٔ سوراخ انتقال می‌دهند و از مقاومت لغزشی موجود بین سطوح تماس اتصال صرف‌نظر می‌شود.

سفتی کامل نحوهٔ سفت کردنی است که با یک آچار ساده و حداکثر توان یک کارگر معمولی یا چند دور آچارهای بادی و الکتریکی قابل حصول فرض می‌شود. در این حالت سطوح اتصال باید در تماس با یکدیگر قرار گیرند و تمامی پیچ‌ها باید به حدی سفت باشند که باز شدن آن‌ها بدون آچار ممکن نباشد. ممکن است در یک اتصال با تعداد پیچ زیاد، عمل سفت کردن هر پیچ چند بار انجام



اتصال اتکایی

در اتصال اتکایی، در بدنه پیچ تنش برشی بوجود می‌آید. استفاده از این اتصال تنها در اعضای غیر لرزه پرمجازی باشد.

استفاده از هر دو مدل پیچ معمولی و پرمقاومت در این اتصال مجازی باشد.

@rjavanmardi

شود تا حصول این امر احراز گردد. در بستن پیچ‌های یک اتصال باید از قسمت سخت‌تر شروع به سفت کردن کرد تا این عمل موجب جدایش قطعات در قسمت‌های دیگر نشود.

به‌جز مواردی که در بخش (ب) و (پ) همین بند و نیز در اتصالات اعضای فشاری ساخته‌شده مطابق بند ۱۰-۲-۴-۶-۲ قید شده است، استفاده از اتصالات اتکایی با پیچ‌های معمولی یا پرمقاومت مجاز است. مقاومت موجود پیچ‌ها در اتصالات اتکایی براساس بندهای ۱۰-۲-۹-۳-۳ و ۱۰-۲-۹-۳-۴ و جدول ۱۰-۲-۹-۹ به دست می‌آید. همچنین، مقاومت اتکایی و پارگی موجود باید مطابق بندهای ۱۰-۲-۹-۳-۷ و ۱۰-۲-۹-۳-۸ کنترل گردد.

ب) اتصالات پیش‌تنیده: اتصالات پیش‌تنیده اتصالاتی هستند که اولاً پیچ‌های آن از جنس فولاد پرمقاومت باشد و ثانیاً به لحاظ مشخصات هندسی قابلیت پیش‌تنیدگی داشته باشند و ثالثاً پیچ‌ها در هنگام سفت کردن پس از حصول حالت سفتی کامل، به روش مناسبی پیش‌تنیده شوند. روش‌های مناسب پیش‌تنیده کردن یک پیچ شامل روش «سفت کردن اضافی مهره»، استفاده از «واشر نیروسنج»، «آچار مدرج کالیبره شده»، «پیچ‌های کشش کنترل» و استفاده از دیگر ابزارهای ویژه هستند. در فصل ۱۰-۴ در مورد این روش‌ها توضیحات بیشتری ارائه شده است. حداقل نیروی پیش‌تنیدگی در این پیچ‌ها باید مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۵ باشد. مقاومت برشی و اتکایی موجود این نوع اتصالات مطابق اتصالات اتکایی تعیین می‌گردد و در آن‌ها از مقاومت لغزشی موجود سطوح تماس اتصال صرف‌نظر می‌شود. در اتصالات پیش‌تنیده به‌غیراز اتصالاتی که ملاک طراحی آن‌ها نیروهای ناشی از زلزله بوده و باید الزامات فصل ۱۰-۳ این مبحث برای سطوح تماس آن‌ها تأمین شود، رعایت شرایط اضافی الزامی نیست. استفاده از این نوع اتصالات علاوه بر مواردی که در این مبحث ذکر شده، در شرایط زیر الزامی است:

- در اتصالات اعضای فشاری ساخته‌شده مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۴
- در اتصالاتی که تحت اثر ارتعاش احتمال شُل شدگی پیچ‌ها وجود داشته باشد.
- در مواقعی که اتصال تحت اثر نیروهای رفت و برگشتی قابل‌ملاحظه قرار دارد.
- در مواقعی که اتصال تحت اثر بارهای خستگی‌آور بدون برگشت جهت بار قرار دارد.
- کلیهٔ پیچ‌ها در رده مقاومتی A490 مطابق استاندارد ASTM و 10.9 مطابق استانداردهای EN و ISIRI و بالاتر که تحت اثر نیروی کششی همراه با نیروی برشی یا بدون آن و با یا بدون اثر خستگی قرار دارند.

@rjavanmardi

پ) اتصالات لغزش بحرانی: اتصالات لغزش بحرانی اتصالاتی هستند که در آن‌ها پیچ‌ها مانند پیچ‌های پیش‌تنیده به یکی از روش‌های مجاز سفت می‌شوند؛ لیکن انتقال نیروی برشی در اتصال، توسط مقاومت در برابر لغزش بین سطوح در تماس اتصال انجام می‌پذیرد. در اتصالات لغزش بحرانی، سطوح تماس باید دارای وضعیت سطحی کلاس A یا B مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-۵ باشند. در سطوح در تماس این نوع اتصالات نباید لغزش رخ دهد و پیچ به جدارهٔ سوراخ اتکاء نمی‌یابد. بااین‌وجود، مقاومت اتکایی و پارگی موجود باید مطابق بندهای ۱۰-۲-۹-۳-۷ و ۱۰-۲-۹-۳-۸ کنترل شود. مقاومت موجود این پیچ‌ها مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-۵ و ۱۰-۲-۹-۳-۶ انجام می‌پذیرد.

استفاده از اتصالات لغزش بحرانی علاوه بر مواردی که در سایر بخش‌های این مبحث ذکر شده در شرایط زیر الزامی است:

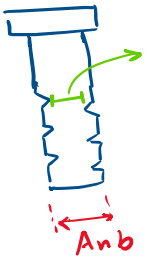
- در کلیهٔ مواردی که لغزش در اتصال موجب ناپایداری یا کاهش مقاومت موجود سازه می‌شود.
- در مواقعی که اتصال تحت اثر نیروهای دینامیکی با تکرار زیاد توأم با اثر خستگی قرار دارد. مطابق این مبحث، بارهای باد و زلزله در ردیف بارهای دینامیکی با تکرار زیاد قرار نمی‌گیرند.
- در مواردی که در اتصال از سوراخ بزرگ‌شده یا لوبیایی در امتداد نیرو استفاده شده باشد و استفاده از آن‌ها در این مبحث مجاز شمرده شده باشد.
- در اتصال انتهای ورق‌های پوششی بال‌های تیر مطابق بند ۱۰-۲-۵-۱۳.

جدول ۱۰-۲-۹-۵: حداقل نیروی پیش‌تنیدگی (T_b) در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی

قطر اسمی پیچ (برحسب میلی‌متر)	پیچ‌های نوع A325 مطابق استاندارد ASTM و 8.8 مطابق استانداردهای EN و ISIRI	پیچ‌های نوع A490 مطابق استاندارد ASTM و 10.9 مطابق استانداردهای EN و ISIRI
M16	91 kN	114 kN
M20	142 kN	179 kN
M22	176 kN	221 kN
M24	205 kN	257 kN
M27	267 kN	334 kN
M30	326 kN	408 kN
M36	475 kN	595 kN

@rjavanmardi

تبصره: در مواردی که قطر اسمی پیچ غیر از اعداد ذکرشده در جدول ۱۰-۲-۹-۵ باشد، حداقل نیروی پیش‌تنیدگی را می‌توان برابر $0.55A_{nb}F_u$ (که معادل $0.7A_{eb}F_u$ است)، در نظر گرفت، که در آن A_{nb} سطح مقطع اسمی پیچ، A_{eb} سطح مقطع پیچ در محل دندانه‌ها و F_u تنش کششی نهایی مصالح پیچ است.



مساحت با کم کردن رزوه ها

در این جدول، در استاندارد ISO، عدد اول بیانگر Fu و عدد دوم بیانگر درصد Fy از Fu می باشد

4.6 → $F_y = 0.6 \times 400 = 240MPa$
$F_u = 400MPa$

جدول ۱۰-۱-۵: مشخصات مکانیکی پیچ‌ها*

نوع پیچ	ISIRI 2874 EN-ISO 898	ASTM	تنش تسلیم مشخصه (F_y) (MPa)	تنش کششی نهایی (F_u) (MPa)	کرنش نهایی (ε_u) (%)
پیچ‌های معمولی	4.6	A307	240	400	22
	4.8	—	320	420	14
	5.6	—	300	500	20
	5.8	—	400	520	10
	6.8	—	480	600	8
پیچ‌های پرمقاومت	8.8	A325 F1852	کاربرد ندارد	800	12
	10.9	A490 F2280	کاربرد ندارد	1000	9
	12.9	—	کاربرد ندارد	1200	8

8.8 → $F_u = 800MPa$

* در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی فقط از پیچ‌های پر مقاومتی می‌توان استفاده کرد که مطابق استاندارد مربوطه، دارای قابلیت پیش‌تنیدگی باشند. پیچ‌هایی دارای قابلیت پیش‌تنیدگی هستند که پیچ، مهره و واشر مطابق استاندارد معتبر نظیر EN ISO 14399 تولید شده باشند.

jnbr.ir

۱۰-۲-۹-۳-۲ مشخصات و فواصل سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

در اتصالات پیچی لازم است قطعات فولادی به نحو صحیح و متناسب با قطر پیچ سوراخ شوند. دقت در سوراخ‌کاری و سالم بودن جدارهٔ سوراخ و رعایت فواصل سوراخ‌ها از لبهٔ قطعه و نیز از یکدیگر نقش مهمی در میزان مقاومت و باربری اتصالات پیچی ایفا می‌کند ازاین‌رو، باید به شرح زیر الزامات بندهای (الف) تا (ج) در طراحی و محاسبه رعایت گردند.

الف) انواع سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

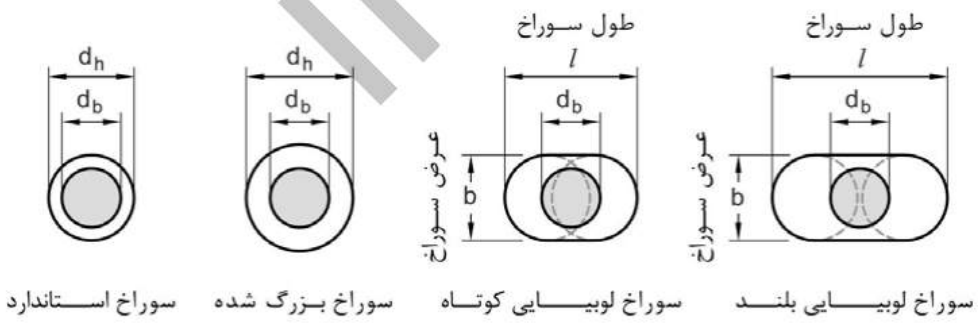
مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۵ در اتصالات پیچی سوراخ‌ها باید یکی از انواع زیر باشند:

۱- سوراخ استاندارد

۲- سوراخ بزرگ‌شده

۳- سوراخ لوبیایی کوتاه

۴- سوراخ لوبیایی بلند



شکل ۱۰-۲-۹-۱۵: انواع سوراخ پیچ‌ها در اتصالات پیچی

ب) محدودیت ابعاد اسمی سوراخ‌ها و دامنهٔ کاربرد آن‌ها

۱- ابعاد حداکثر سوراخ پیچ‌ها باید مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۶ باشند.

@rjavanmardi

جدول ۱۰-۲-۹-۶: ابعاد اسمی سوراخ پیچ برحسب میلی‌متر

قطر پیچ (mm)	ابعاد اسمی سوراخ (mm)			
	سوراخ استاندارد	سوراخ بزرگ‌شده	سوراخ لوبیایی کوتاه (طول×عرض)	سوراخ لوبیایی بلند (طول×عرض)
M16	18	20	18×22	18×40
M20	22	24	22×26	22×50
M22	24	28	24×30	24×55
M24	27	30	27×32	27×60
M27	30	35	30×37	30×67
M30	33	38	33×40	33×75
≥M36	d_b+3	d_b+8	× (d_b+10) (d_b+3)	×2.5d_b (d_b+3)

d_b = قطر اسمی پیچ

۲- سوراخ‌های بزرگ‌شده فقط در اتصالات لغزش بحرانی مجاز است.

۳- سوراخ لوبیایی کوتاه در تمام امتدادها در اتصالات لغزش بحرانی مجاز است اما در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده استفاده از آن‌ها زمانی مجاز است که امتداد طولی سوراخ عمود بر امتداد نیرو باشد.

۴- سوراخ لوبیایی بلند در تمام امتدادها در اتصالات لغزش بحرانی مجاز است اما در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده استفاده از آن‌ها زمانی مجاز است که امتداد طولی سوراخ عمود بر امتداد نیرو باشد. لیکن در هر سه نوع اتصال، سوراخ لوبیایی بلند باید فقط در یکی از ورق‌های اتصال تعبیه شود.

۵-در ورق کف‌ستون‌ها برای عبور میل‌مهارها، استفاده از سوراخ استاندارد بدون استفاده از واشر تنظیم‌کنندهٔ اضافی در روی ورق کف‌ستون در محل سوراخ، مجاز است. درصورتی‌که برای نصب سازه نیاز به تعبیهٔ سوراخ‌های با قطر بزرگ‌تر از سوراخ‌های استاندارد باشد، در این صورت لازم است بر روی ورق کف‌ستون در محل سوراخ، از واشر تنظیم‌کنندهٔ اضافی با ابعادی بزرگ‌تر از

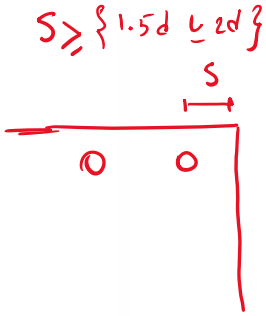
@rjavanmardi

ابعاد سوراخ کفستون و دارای سوراخ استاندارد که به نحو مناسبی به ورق کفستون جوش می‌شود، استفاده شود. این واشر باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر اتکا و اتصال آن به ورق کفستون دارای مقاومت برشی موجود کافی در برابر برش میل‌مهار باشد. درهرحال قطر سوراخ‌های تعبیه‌شده در ورق کفستون نباید از قطر سوراخ‌های بزرگ‌شده به‌اضافهٔ دو میلی‌متر بزرگ‌تر باشد.

۶- در صورت استفاده از پیچ‌هایی با قطر اسمی به‌غیراز آنچه در جدول ۱۰-۲-۹-۶ آمده است، ابعاد اسمی سوراخ‌های متناظر با آن‌ها از طریق درون‌یابی مقادیر مندرج در این جدول به دست می‌آید.

پ) حداقل فاصلهٔ سوراخ‌ها تا لبه

فاصلهٔ مرکز سوراخ‌های استاندارد تا لبهٔ قطعهٔ متصل‌شونده نباید از مقادیر داده‌شده در جدول ۱۰-۲-۹-۷ کوچک‌تر باشد. برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و لوبیایی فاصلهٔ مرکز سوراخ تا لبه نباید از آنچه برای سوراخ استاندارد تعیین شده به‌اضافه مقدار C مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۸، کوچک‌تر باشد.

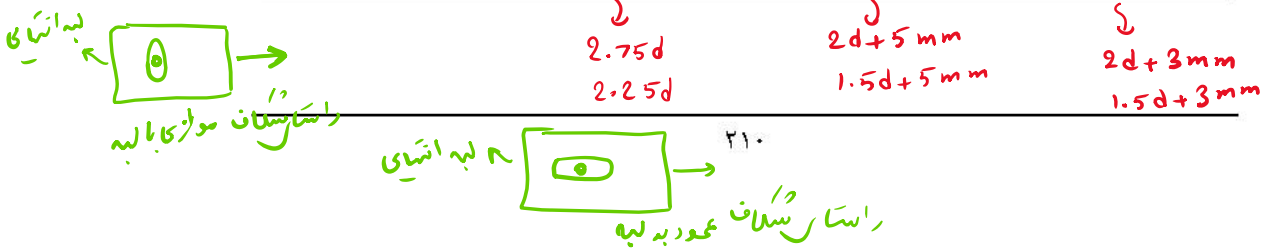


جدول ۱۰-۲-۹-۷: حداقل فاصلهٔ مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا

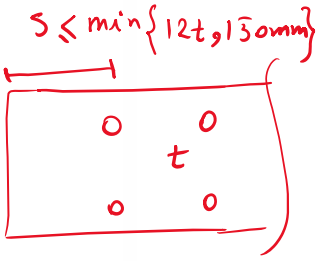
لبهٔ بریده‌شده با قیچی (گیوتین) (d_b = قطر اسمی پیچ)	لبهٔ نورد شدهٔ ورق- نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده‌شده با شعله اتوماتیک یا اره
$2d_b$	$1.5d_b$

جدول ۱۰-۲-۹-۸: مقادیر افزایش حداقل فاصلهٔ سوراخ تا لبه (C)

سوراخ بزرگ‌شده (mm)	سوراخ لوبیایی (mm)		
	عمود بر امتداد لبه		موازی با لبه
	لوبیایی کوتاه	لوبیایی بلند	
3 mm	5 mm	$0.75d_b$	0



@rjavanmardi

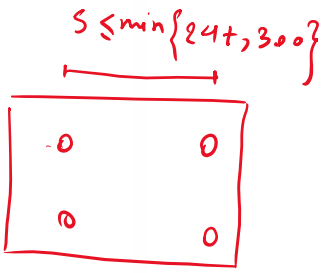


ث) حداکثر فاصلهٔ مرکز سوراخ تا لبه

حداکثر فاصله مرکز سوراخ تا نزدیک‌ترین لبهٔ قطعه در هر راستا به شرح زیر است:

۱- برای قطعات رنگ‌شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ‌زدگی و خوردگی ندارند، فاصله از مرکز هر سوراخ تا نزدیک‌ترین لبهٔ قطعه در هر راستا نباید از 12 برابر ضخامت نازک‌ترین قطعه و 150 میلی‌متر بیشتر شود.

۲- برای قطعات رنگ‌نشده‌ای که تحت اثر خوردگی ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر سوراخ تا نزدیک‌ترین لبه قطعهٔ در هر راستا نباید از هشت برابر ضخامت نازک‌ترین قطعه و 125 میلی‌متر بیشتر شود.



ج) حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها در اتصالات پیچی در هر راستا به شرح زیر است:

۱- در قطعات رنگ‌شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ‌زدگی و خوردگی ندارند، فاصلهٔ بین مرکز سوراخ‌ها نباید از 24 برابر ضخامت نازک‌ترین قطعهٔ متصل شونده و 300 میلی‌متر بیشتر شود.

۲- در قطعات رنگ نشده‌ای که تحت اثر خوردگی ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصلهٔ بین مرکز سوراخ‌ها نباید از 14 برابر ضخامت نازک‌ترین قطعهٔ متصل شونده و 180 میلی‌متر بیشتر شود.

۱۰-۲-۹-۳-۳ مقاومت کششی و برشی موجود پیچ‌ها و میله‌های دندانه‌شده در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده

در تعیین مقاومت‌های موجود پیچ‌ها و میله‌های دندانه‌شده، سطح مقطع اسمی پیچ‌ها (خارج از ناحیهٔ دندانه‌شده) و میله‌های دندانه‌شده (خارج از ناحیهٔ دندانه‌شده) ملاک است. همچنین در مواردی که میله‌های دندانه‌شده از میلگرد آجدار ساخته می‌شوند، در تعیین مقاومت‌های موجود آن‌ها، سطح مقطع ناحیهٔ تراشکاری‌شده (خارج از ناحیهٔ دندانه‌شده)، که عموماً کوچک‌تر از قطر زمینهٔ میلگرد است، ملاک محاسبه خواهد بود.

@rjavanmardi

در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده، در طراحی به روش LRFD مقاومت کششی و برشی طراحی مساوی ϕR_n و در طراحی به روش ASD مقاومت کششی و برشی مجاز مساوی R_n/Ω بوده که در آن مقدار R_n برای پیچ‌های معمولی، پیچ‌های پرمقاومت و میله‌های دندانه‌شده باید براساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$R_n = F_n A_b \qquad (۸-۹-۲-۱۰)$$

$$\phi = 0.75 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \ \text{(ASD)}$$

در روابط فوق:

A_b = سطح مقطع اسمی پیچ یا میلهٔ دندانه‌شده

F_n = تنش کششی اسمی (F_{nt}) یا تنش برشی اسمی (F_{nv})، مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۹

جدول ۱۰-۲-۹-۹: تنش اسمی پیچ و میله‌های دندانه‌شده

نوع وسیله اتصال	تنش کششی اسمی [۱] (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده [۲]
پیچ‌های معمولی در حالتی که سطح برش در داخل یا خارج ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$ [۳]	$0.45F_u$ [۴]
پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش در داخل ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.45F_u$ [۴]
پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش خارج ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.55F_u$ [۴]
میلهٔ دندانه‌شده در حالتی که سطح برش در داخل ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.45F_u$
میلهٔ دندانه‌شده در حالتی که سطح برش خارج ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.55F_u$

یادداشت‌ها:

[۱] برای تنش کششی اسمی پیچ‌های پرمقاومت تحت اثر تنش کششی ناشی از خستگی به آئین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی رجوع شود.

@rjavanmardi

[۲] درصورتی‌که در محل اتصال از ورق پرکننده استفاده شود، رعایت ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۵-ت الزامی است.

[۳] در پیچ‌های معمولی که طول گیرهٔ آن‌ها از پنج برابر قطرشان بیشتر است، مقادیر فوق باید به ازای هر 2 میلی‌متر طول اضافی گیره، یک درصد کاهش داده شود.

[۴] در اتصالات انتهایی اعضای با بار محوری، وقتی‌که فاصلهٔ اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو از 950 میلی‌متر تجاوز کند، این مقادیر را باید 16.7 درصد کاهش داد.

[۵] در جدول فوق F_u تنش کششی نهایی پیچ است.

تبصره: در اتصالات پیچی تحت اثر کشش خالص یا کشش ناشی از خمش، هنگامی‌که لبهٔ قطعهٔ پیچ‌شده به لبهٔ قطعهٔ دیگر اتکا می‌کند، در تعیین مقاومت موردنیاز پیچ‌ها باید آثار ناشی از عمل اهرمی نیز در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۹-۵ ورق‌های پرکننده

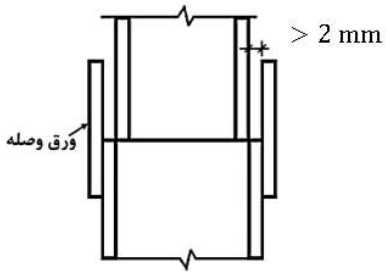
در محل وصلهٔ اعضا، ورق‌های پرکننده باید الزامات عمومی زیر را تأمین نمایند:

الف) در اتصالات جوشی، درصورتی‌که مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۹ فاصلهٔ بین وجه داخلی ورق وصله و وجه خارجی قطعهٔ با ابعاد کوچک‌تر، مساوی یا کمتر از 2 میلی‌متر باشد، نیازی به تعبیهٔ ورق‌های پرکننده نبوده، لیکن بعد محاسباتی جوش باید به اندازهٔ فاصلهٔ خالی افزایش یابد.

ب) در اتصالات جوشی، ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آن‌ها کمتر از 6 میلی‌متر است یا ورق‌های پرکننده‌ای با ضخامت مساوی یا بزرگ‌تر از 6 میلی‌متر که توانایی انتقال نیروی ورق وصله را به ستون فوقانی ندارند، لبه‌هایشان باید همباد لبه‌های ورق وصله تمام شود و بعد جوش باید حداقل مساوی مجموع بعد جوش جهت انتقال نیروی وصله به‌اضافه ضخامت ورق پرکننده در نظر گرفته شود.

پ) در اتصالات جوشی، ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آن‌ها بیش از 6 میلی‌متر بوده و توانایی لازم جهت انتقال نیروی وصله را دارند، باید از لبه‌های ورق وصله به اندازهٔ کافی ادامه یابند و به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، جوش شوند. جوش ورق‌های پرکننده به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، باید برای انتقال نیروهای ورق وصله کافی باشد. همچنین، بعد جوش‌هایی که ورق‌های وصله را به ورق‌های پرکننده متصل می‌کنند، باید متناسب با ضخامت ورق پرکننده بوده و برای انتقال نیروهای ورق وصله کافی باشند. در ضمن ورق‌های پرکننده باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر تسلیم برشی، گسیختگی برشی و برش قالبی باشند.

@rjavanmardi



شکل۱۰-۲-۹-۱۹: نیاز به ورق پرکننده در اتصالات جوشی

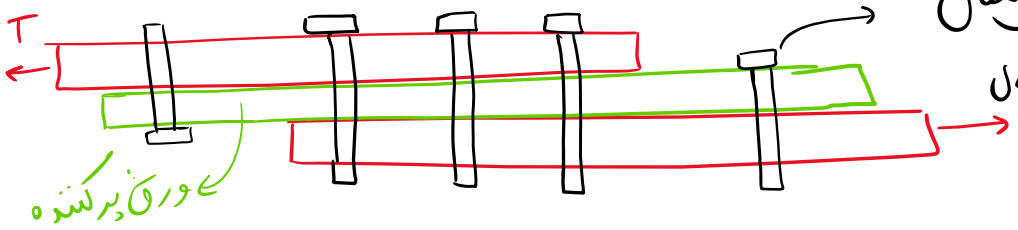
ت) در اتصالات پیچی اتکایی و پیش‌تنیده، درصورتی‌که ضخامت ورق‌های پرکننده مساوی یا کوچک‌تر از 6 میلی‌متر باشد، هیچ‌گونه کاهشی بر روی مقاومت برشی موجود پیچ‌ها در نظر گرفته نمی‌شود. در غیر این صورت، باید یکی از الزامات زیر به کار گرفته شود:

۱- مقاومت برشی موجود پیچ‌ها با ضریب $[1-0.0154(t-6)] \geq 0.85$ کاهش داده شود، که در آن t ضخامت کل ورق‌های پرکننده به میلی‌متر است.

۲- لبه‌های ورق پرکننده به اندازهٔ کافی ادامه یافته و به‌منظور توزیع یکنواخت نیروی کلی در محل وصله، با پیچ‌های اضافی به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، پیچ شود. در این حالت، اندازهٔ محل اتصال باید به‌منظور سازگاری با تعداد کل پیچ‌ها افزایش یابد.

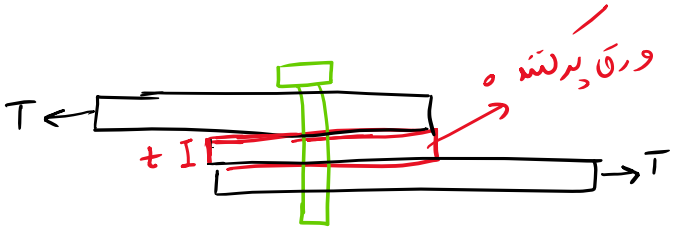
۳- لبه‌های ورق‌های پرکننده از طریق جوش گوشه به قطعهٔ با ابعاد کوچک‌تر وصله‌شونده متصل شود. درهرحال برای این جوش‌ها رعایت محدودیت‌های مربوط به بعد حداقل و حداکثر جوش گوشه الزامی است.

inpr.ir



۲- پیچ‌های اضافی برای انتقال نیروی ورق پرکننده به ورق اتصال

۱-

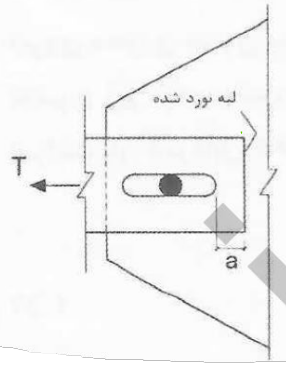


$t \leq 6mm$ ← نیازی به کاهش مقاومت برشی در پیچ‌ها نمی‌باشد

$t > 6mm \Rightarrow \max\{0.85, 1-0.0154(t-6)\}$ مقاومت برشی پیچ‌ها باید با ضریب کاهش داده شوند.

@rjavanmardi

برای اتصال یک تسمهٔ فولادی که تحت نیروی کششی T قرار دارد به صفحهٔ زیرین از پیچ M24 استفاده شده است و سوراخ لوبیایی بلند (با حداکثر ابعاد مجاز) مطابق شکل ایجاد شده است. حداقل فاصلهٔ قابل‌قبول a روی شکل به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



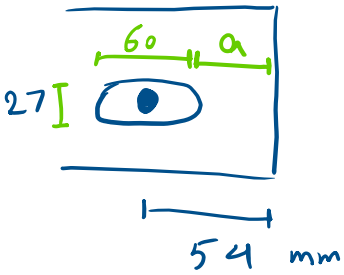
۱) 60 mm
۲) 20 mm
۳) 40 mm
۴) 30 mm

دی-۱۴۰۱

با توجه به نورد شده بودن لبه، حداقل فاصله مرکز سوراخ تا لبه $1.5d + c$ می باشد و با توجه به جدول c برابر $0.75d$ می باشد.

$1.5d + 0.75d = 2.25d = 2.25 \times 24 = 54$ mm

حال اینجا دسوراخ بزرگ شده را از جدول محاسبه می کنیم



$a = 54 - \frac{60}{2} = 24$ mm

گزینه ۱

@rjavanmardi

در یک اتصال پیچی با عملکرد اتکایی و با شش عدد پیچ M27 و از نوع 10.9، حداکثر نیروی نهایی قابل تحمل توسط اتصال فقط از منظر برش در پیچ‌ها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید سطح برش پیچ‌ها از ناحیه دندانه‌شده نمی‌گذرد. عملکرد پیچ‌ها یک برشه فرض شود و فاصله اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو برابر 500 میلی‌متر در نظر گرفته شود.)

۱) 2800 kN
۲) 2100 kN
۳) 1400 kN
۴) 700 kN

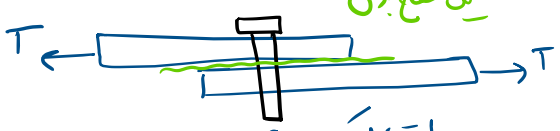
شهریور ۹۵

10.9 ⇒ $F_u = 1000\ MPa$

پیچ در مقاومت و سطح برش از قسمت رزوه شده عبور نمی‌کند ⇒ $F_{nv} = 0.55 F_u = 550\ MPa$

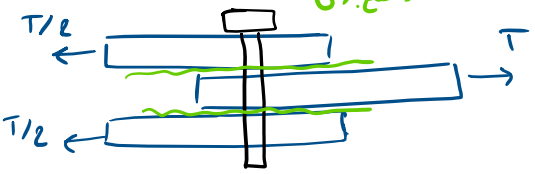
$= 949\ kN$

یک سطح برشی



اتصال یک برشه

دو سطح برشی



اتصال دو برشه

LRFD $\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_b$

$0.75 \times 550 \times \frac{\pi \times 27^2}{4} \times 6 = 1416\ kN$

6 عدد پیچ

3 تا پیچ

ASD مقاومت مجاز در روش

$\frac{F_{nv} A_{nb}}{\Omega} = \frac{550 \times \frac{\pi \times 27^2}{4} \times 6}{2}$

قرض کنید برای اتصال ورق‌های وصله یک عضو فولادی از اتصال پیچی و به صورت برشی و با عملکرد اتکایی استفاده شده است. اگر در این اتصال ضخامت ورق‌های پرکننده برابر 20 میلی‌متر باشد، برای آنکه نیازی به ادامه دادن ورق‌های پرکننده از اطراف ورق اتصال نباشد، مقدار مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها حدوداً چقدر باید درنظر گرفته شود؟ (فرض کنید سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد و پیچ‌ها از نوع پرمقاومت هستند)

۱) 0.35 Fu
۲) 0.38 Fu
۳) 0.45 Fu
۴) 0.29 Fu

شهریور ۹۵

پیچ پرمقاومت سطح برش از دندانه شده عبور می کند $\Rightarrow F_{nv} = 0.45 F_u$

$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b = 0.75 \times 0.45 F_u \times A_b = 0.3375 F_u A_b$

برای عدم استفاده ورق پرکننده در بررسی اتصال با توجه به ضخامت بالا ($t > 6mm$) 20mm از ضریب کاهنده $\max\{0.85, 1-0.0154(t-6)\}$ استفاده کرد.

$\max\{0.85, 1-0.0154(20-6)\} = 0.85$

$\Rightarrow$ مقاومت طراحی پیچ ما $= 0.85 \times 0.3375 F_u A_b = 0.29 F_u A_b$ گزینه ۴

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

در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده، در مواردی که تنش کششی یا برشی موردنیاز کمتر از 30 درصد تنش موجود متناظر باشد، لزومی به در نظر گرفتن اثر مشترک کشش و برش نیست. در غیر این صورت مقاومت کششی و برشی اسمی پیچ‌ها ناشی از اثر توأم کشش و برش باید براساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی و نیز مقادیر ضرایب ϕ و Ω به شرح زیر تعیین شوند:

$$R_{nt}=F'_{nt}A_b \quad \text{و} \quad R_{nv}=F'_{nv}A_b \qquad (۹-۹-۲-۱۰)$$

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

$$F'_{nt} = F_{nt}\left[1.3 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}}\right] \quad \text{و} \quad F'_{nv} = F_{nv}\left[1.3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}}\right] \quad (\text{LRFD}) \qquad (\text{الف-}۱۰-۹-۲-۱۰)$$

$$F'_{nt} = F_{nt}\left[1.3 - \frac{\Omega f_{av}}{F_{nv}}\right] \quad \text{و} \quad F'_{nv} = F_{nv}\left[1.3 - \frac{\Omega f_{at}}{F_{nt}}\right] \quad (\text{ASD}) \qquad (\text{ب-}۱۰-۹-۲-۱۰)$$

F'_{nt}= مقاومت کششی اصلاح‌شده شامل آثار تنش برشی

F'_{nv}= مقاومت برشی اصلاح‌شده شامل آثار تنش کششی

F_{nt} = مقاومت کششی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۹

F_{nv} = مقاومت برشی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۹

f_{ut} = تنش کششی موردنیاز در طراحی به روش LRFD

f_{uv} = تنش برشی موردنیاز در طراحی به روش LRFD

f_{at} = تنش کششی موردنیاز در طراحی به روش ASD

f_{av} = تنش برشی موردنیاز در طراحی به روش ASD

A_b = سطح مقطع اسمی پیچ

@rjavanmardi

چنانچه در یک اتصال پیچی از نوع اتکایی تحت اثر مشترک کشش و برش، تنش کششی مورد نیاز یک پیچ برابر 0.35 مقاومت کششی اسمی آن پیچ (وقتی که نیروی کششی به تنهایی عمل کند) باشد، مقاومت برشی اسمی پیچ چنددرصد نسبت به حالتی که نیروی برشی به تنهایی بر روی پیچ عمل می‌کند، کاهش می‌یابد؟

1) 95 2) 83 3) 17 4) 5

مرداد ۹۴

$\frac{f_{ut}}{F_{nt}} = 0.35 \Rightarrow \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} > 0.3 \rightarrow$ اثر مشترک باید کاهش شود.

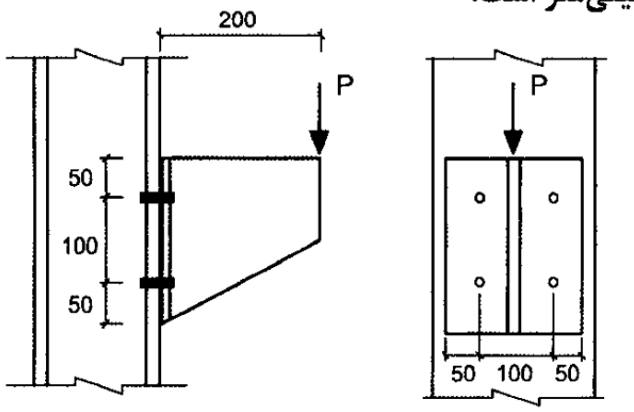
$0.75 \leftarrow \phi F_{nt}$

$F'_{nv} = F_{nv}\left(1.3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}}\right) = F_{nv}\left(1.3 - \frac{0.35}{0.75}\right) = 0.83\, F_{nv}$

$\frac{F'_{nv}}{F_{nv}} = 0.83 \Rightarrow$ ٪17 کاهش در مقاومت برشی اسمی

گزینه 3

در اتصال پیچی شکل زیر که از نوع اتکایی است، سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد. درصورتی‌که پیچ‌های پُرمقاومت از نوع 8.8 و M20 بوده و نسبت تنش کششی مورد نیاز به تنش کششی اسمی آنها برابر 0.45 و نسبت تنش برشی مورد نیاز به تنش برشی اسمی بیش از 0.25 باشد، آنگاه مقدار مجموع مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۱) 240 kN
۲) 300 kN
۳) 340 kN
۴) 200 kN

اردیبهشت ۱۴۰۲

سؤال مجموع مقاومت برشی را می‌خواهد، پس ابتدا باید کنترل کنیم که آیا کششی بر مقاومت برشی اثر دارد یا خیر

$$\frac{f_{ut}}{F_{nt}} = 0.45 \Rightarrow \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} = 0.6 > 0.3 \rightarrow$$ کششی بر برش اثر دارد.

$$F'_{nv} = F_{nv}\left(1.3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}}\right) = 0.7 F_{nv}$$

پیچ 8.8 $\Rightarrow F_u = 800$ MPa

پیچ پرمقاومت و صفحه برشی از قسمت دندانه شده عبور کند $\Rightarrow F_{nv} = 0.45 F_u = 0.45 \times 800 = 360$ MPa

$$\phi F'_{nv} A_b = 0.75 \times 0.7 \times 360 \times 314 \times 4 = 237 \text{ kN}$$

گزینه ۱

یک اتصال پیچی از نوع اتکایی با پیچ پرمقاومت بطوریکه سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد، مفروض است. در صورتی‌که این اتصال تحت اثر مشترک کشش و برش قرار گیرد و تنش کششی موردنیاز یک پیچ 0.30 مقاومت کششی اسمی آن پیچ وقتی که نیروی کششی به تنهایی عمل نماید، باشد، نسبت مقاومت برشی اسمی این پیچ به تنش کششی نهایی آن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 0.40 ۲) 0.45 ۳) 0.50 ۴) 0.55

شهریور ۹۵

$\frac{f_{ut}}{F_{nt}} = 0.3$, $\frac{F'_{nv}}{F_u} = ?$ $\Rightarrow$ $\frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} = 0.4 > 0.3$

کشش بر برش اثر دارد.

$F'_{nv} = F_{nv}\left(1.3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}}\right) = 0.9 F_{nv}$

پیچ پرمقاومت وسطح برشی دندانه نشده میباشد $\Rightarrow$ $F_{nv} = 0.55 F_u$ $\Rightarrow$ $F'_{nv} = 0.495 F_u \Rightarrow \frac{F'_{nv}}{F_u} = 0.495$

گزینه 3

۱۰-۲-۹-۳-۵ مقاومت کششی و برشی موجود در اتصالات لغزش بحرانی

مقاومت کششی موجود پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات لغزش بحرانی عیناً مشابه مقاومت کششی موجود آن‌ها در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده بوده و براساس الزامات بند ۱۰-۲-۹-۳-۳ تعیین می‌شود.

مقاومت برشی موجود پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات لغزش بحرانی براساس حالت حدی لغزش مساوی ϕR_{nv} در طراحی به روش LRFD و مساوی R_{nv}/Ω در طراحی به روش ASD بوده که در آن، ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_{nv} (مقاومت برشی اسمی) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$R_{nv}=\mu D_u h_f T_b n_s \qquad (۱۰-۲-۹-۱۱)$$

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

$\phi = 1.0$ (LRFD) و $\Omega = 1.50$ (ASD)

- برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با راستای نیرو

$\phi = 0.85$ (LRFD) و $\Omega = 1.76$ (ASD)

- برای سوراخ‌های لوبیایی بلند

$\phi = 0.70$ (LRFD) و $\Omega = 2.14$ (ASD)

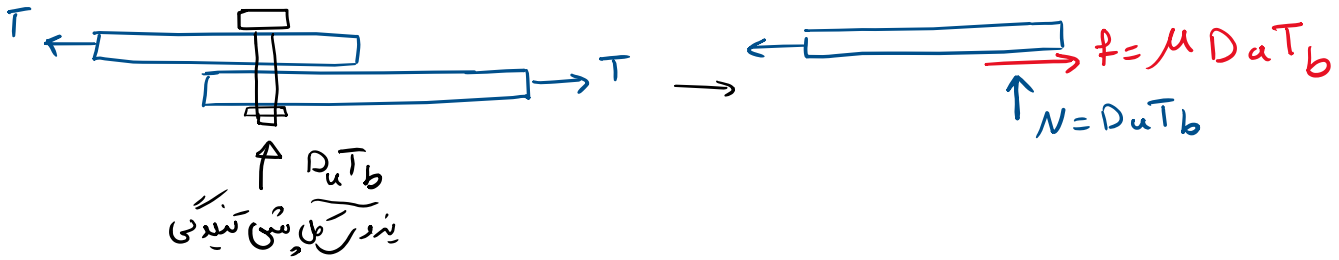
μ= ضریب اصطکاک به شرح زیر:

- برای وضعیت سطحی کلاس A: μ=0.3

این وضعیت سطحی باید دارای یکی از شرایط زیر باشد:

۱- سطح تمیزشدهٔ فلس‌دار حداقل با درجهٔ St 2 مطابق فصل ۱۰-۴ و رنگ‌نشدهٔ کاملاً محافظت‌شده

A کلاس



حال در این نیرو، ضریب n_s به دلیل یک برشی یا دو برشی بودن، h_f به دلیل وجود ورق پرکننده ضرب می‌شود.

$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s$

@rjavanmardi

کلاس A

۲- سطح تمیزشده و ماسه‌پاشی‌شدهٔ فلس‌دار حداقل با درجهٔ Sa 1 مطابق فصل ۱۰-۴ با پوشش تاییدشدهٔ این کلاس مطابق استانداردهای معتبر

۳- سطح گالوانیزه‌شده به روش حوضچهٔ داغ و زبرشده

- برای وضعیت سطحی کلاس B: μ=0.5

این وضعیت سطحی باید دارای یکی از شرایط زیر باشد:

کلاس B

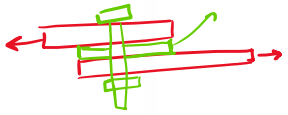
۱- سطح تمیزشده و ماسه‌پاشی‌شده حداقل با درجهٔ Sa 2.5 مطابق فصل ۱۰-۴ و رنگ‌نشدهٔ کاملاً محافظت‌شده

۲- سطح تمیزشده و ماسه‌پاشی‌شده حداقل با درجهٔ Sa 2.5 با پوشش تاییدشدهٔ این کلاس مطابق استانداردهای معتبر

D_u= 1.13 که معرف نسبت پیش‌تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش‌تنیدگی حداقل اسمی پیچ‌ها است

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

ورق پرکننده



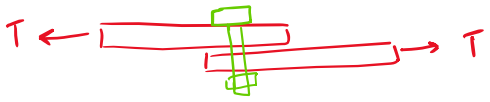
- در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 1
- در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 1
- در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 0.85

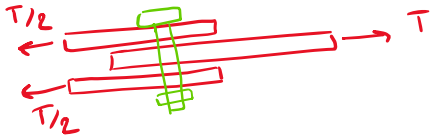
T_b = حداقل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۵

n_s = تعداد صفحات لغزش

$n_s = 1$ یک برشه

$n_s = 2$ دو برشه

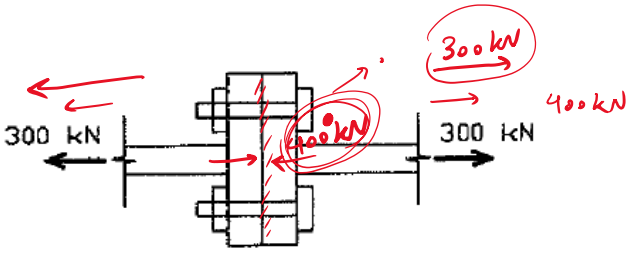




inbr.ir

لغزش بحرانی

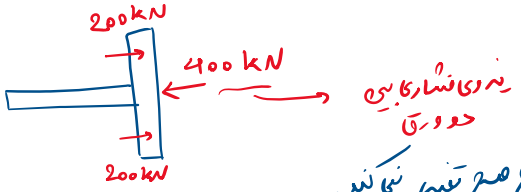
در اتصال اصطکاکی زیر ابتدا پیچها هر کدام به اندازه 200 kN پیش تنیده می شوند سپس بارگذاری خارجی مطابق با شکل را به آنها وارد می کنیم در این حالت کشش داخل هر پیچ به کدامیک از اعداد زیر نزدیک تر است؟



1) 150 kN
2) 50 kN
3) 200 kN
4) 350 kN

محاسبات ۹۰

در این اتصال پیش تنیدگی پیچ ها باعث ایجاد نیروی فشاری 400kN بین دو ورق می شود.

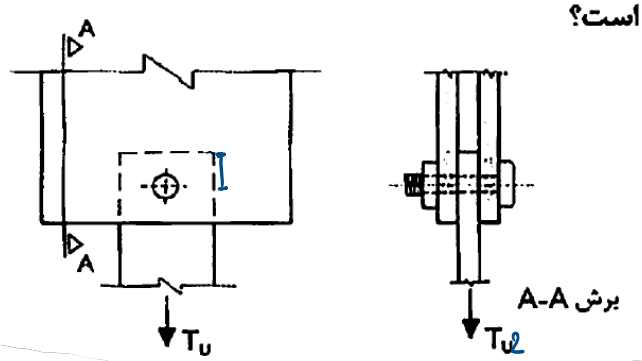


هنگامی که نیروی کششی به اتصال وارد می شود، نیروی کششی باعث کاهش نیروی فشاری بین دو ورق می شود و نیرو در پیچ ها تغییر نمی کند.

به عبارت دیگری تا زمانی که دو ورق از هم جدا نشوند ($T < 400kN$) نیرو در پیچ ها ثابت و همان 200kN می باشد.

اما اگر نیرو بزرگتر از 400kN شود ($T > 400kN$) آنگاه نیروی پیچ ها مرده ام $\frac{1}{2}$ می شود در این حالت پیش تنیدگی اتصال نیز از بین رفته است. گزینه 3

در اتصال با عملکرد اصطکاکی و دارای وضعیت سطحی فلس‌دار و رنگ‌نشدهٔ نشان داده‌شده در شکل زیر پیچ به قطر 16 میلی‌متر (M16) از ردهٔ A490 بوده و سوراخ از نوع بزرگ‌شده است. اگر لبه‌های ورق با گیوتن بریده شود، فقط براساس کنترل لغزش اتصال، حداکثر نیروی کششی نهایی قابل‌تحمل توسط اتصال (T_u) و حداقل فاصلهٔ مرکز سوراخ تا لبهٔ ورق به‌ترتیب به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 32 mm و 33 kN
۲) 35 mm و 33 kN
۳) 32 mm و 65 kN
۴) 35 mm و 65 kN

مهر ۹۹

LRFD $T_u = \phi R_{nv} \Rightarrow T_u = \phi \mu D_u h_f T_b n_s = 0.85 \times 0.3 \times 1.13 \times 1 \times 114 \times 2 = 65.7$ kN

سوراخ بزرگ شده $\Rightarrow \phi = 0.85$

سطح زنگ نشده و فلس دار $\mu = 0.3$

تعداد صفحات اتصال دو برشی $n_s =$

ورق پر کننده نداریم $\Rightarrow h_f = 1$

$D_u = 1.13$

A490, M16 $T_b = 114$ kN

حداقل فاصله مرکز پیچ از لبه براساس جدول ۱۰-۲-۹-۷ و ۱۰-۲-۹-۸ محاسبه می‌شود.

حداقل فاصله مرکز تا لبه بریده شده با گیوتین و سوراخ بزرگ شده $= 2d + 3mm = 35$ mm

گزینه ۴

لغزش بحرانی

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

۱) 0.95
۲) 0.85
۳) 0.57
۴) 1.05

اردیبهشت ۹۷

مقاومت برشی پیچ در حالت اتکایی

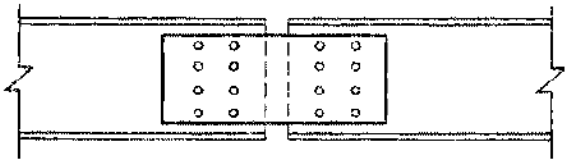
$\phi F_{nv} A_b = \phi \times 0.45 F_u \times A_b = 0.75 \times 0.45 \times 800 \times 314 = 84.7\ kN$

مقاومت برشی پیچ در حالت لغزش بحرانی

$\phi \mu D_u h_f T_b n_s = 1 \times 0.5 \times 1 \times 142 \times 1 = 80.2\ kN$

$\frac{\text{مقاومت لغزش بحرانی}}{\text{مقاومت اتکایی}} = 0.95$ گزینه ۱

مطابق شکل زیر برای وصله یک عضو کششی با مقطع ناودانی تک از دو ورق اتصال جان (در داخل و پشت ناودانی) استفاده شده است. سوراخ‌های ناودانی استاندارد و سوراخ‌های ورق وصله لوبیایی کوتاه با شیار عمود بر امتداد نیرو هستند. وضعیت سطوح تماس کلاس A بوده و از ورق پرکننده بین قطعات اتصال استفاده نشده است. در صورتی‌که عملکرد اتصال به صورت اصطکاکی درنظر گرفته شود و مقدار نیروی کششی محوری نهایی (ضریب‌دار) برابر 500 kN باشد، فقط بر اساس کنترل لغزش بحرانی، برای این اتصال کلاً چند عدد پیچ M20 از نوع A325 لازم است؟



۱) 14
۲) 12
۳) 10
۴) 8

شهریور ۹۵

$\phi R_{no} = \phi \mu D_u h_f T_b n_s = 1 \times 0.3 \times 1.13 \times 1 \times 142 \times 2 = 96.2\ kN$ مقاومت طراحی یک پیچ M20 در LRFD

$500\ kN \leq n \times \phi R_{no} \Rightarrow n \geq \frac{500}{96.2} \Rightarrow n = 5.2 \Rightarrow$ ۶ پیچ لازم داریم

۶ پیچ در هر سمت اتصال لازم داریم یعنی در مجموع ۱۲ پیچ لازم داریم. گزینه ۲

۱۰-۲-۹-۳-۶ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات لغزش بحرانی

در اتصالات لغزش بحرانی، در صورت حضور هم‌زمان نیروی کششی و برشی، مقاومت برشی اسمی براسلس کنترل لغزش (در حالتی که نیروی کششی واردشده باعث کاهش پیش‌فشردگی اتصال می‌شود) مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۱۱ باید به شرح زیر در ضریب کاهش k_{sc} ضرب گردد:

$$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \geq 0 \qquad \text{(LRFD)} \qquad \text{(۱۰-۲-۹-۱۲-الف)}$$

$$k_{sc} = 1 - \frac{1.5T_a}{D_u T_b n_b} \geq 0 \qquad \text{(ASD)} \qquad \text{(۱۰-۲-۹-۱۲-ب)}$$

که در آن:

T_u = نیروی کششی موردنیاز کل اتصال با استفاده از ترکیبات بارگذاری LRFD

T_a = نیروی کششی موردنیاز کل اتصال با استفاده از ترکیبات بارگذاری ASD

D_u = نسبت پیش‌تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش‌تنیدگی حداقل پیچ‌ها و مساوی 1.13

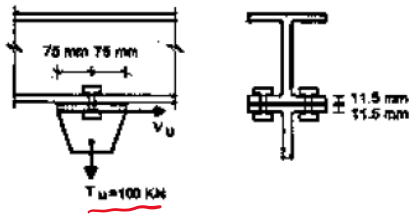
T_b = حداقل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۵

n_b = تعداد پیچ‌هایی که نیروی کششی واردشده را تحمل می‌کنند.

LRFD

لغزش برانی

در اتصال پیچی اصطکاکی نشان داده شده در شکل، مقدار ظرفیت برشی طراحی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فولاد از نوع ST37 ($F_u = 370\ MPa$, $F_y = 240\ MPa$)، پیچ‌ها M20 و از نوع A325 و سوراخ‌ها استاندارد می‌باشد و فواصل سوراخ‌ها از لبه‌ها به درستی تنظیم شده است. وضعیت سطحی اتصال، کلاس A فرض شود.



۱) 48 kN
۲) 96 kN
۳) 33 kN
۴) 66 kN

خرداد ۹۳

ابتدا مقاومت برشی لغزش پیچ را حساب می‌کنیم.

$$\phi R_{nv} = \phi \mu D_u h_f T_b n_s = 1 \times 0.3 \times 1.13 \times 1 \times 142 \times 1 \times 2 = 96.2\ kN$$

(2 عدد پیچ)

حال اثر نیروی کششی 100 kN را بر روی اتصال در نظر می‌گیریم.

$$T_u = 100\ kN\ ,\ k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_s} = 1 - \frac{100\ kN}{1.13 \times 142\ kN \times 1 \times 2} = 0.69$$

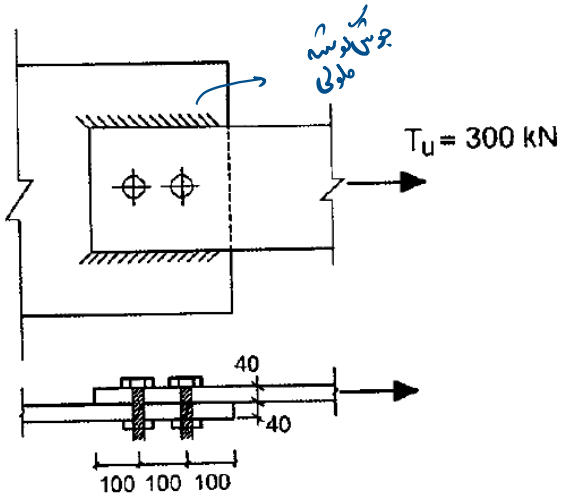
(2 عدد پیچ)

در نتیجه:

$$k_{sc} \phi R_{nv} = 0.69 \times 96.2 = 66.4\ kN$$

لغزش برای

برای اتصال عضو کششی شکل زیر از ترکیب جوش گوشه و اتصال اصطکاکی با پیچ پُر مقاومت استفاده شده است. مقاومت تامین شده توسط جوش (ΦR_n)، حداقل چقدر باید باشد؟ فرض نمائید سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه شده عبور نموده و وضعیت سطحی اتصال پیچی از نوع کلاس B است. همچنین فولاد ورق‌های فولادی از نوع S235، سوراخ‌ها از نوع استاندارد و پیچ‌ها به قطر 20 میلی‌متر و از نوع 10.9 طبق استاندارد ISO بوده و در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۱) 88 kN
۲) 98 kN
۳) 300 kN
۴) 194 kN

اردیبهشت-۱۴۰۲

برای محاسبه مقاومت طراحی کلاً در جوش ها، ابتدا لازم است مقاومت طراحی پیچ ها را حساب کرده و مقاومت قابل تحمل توسط پیچ ها را از 300 کم کنیم. با توجه به اینکه ضریب ϕ برابر با 0.75 لحاظ شود.

$$\phi R_{n\,\text{پ}} = \phi \mu D_u h_f T_b n_s = 0.75 \times 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 179 \times 1 \times 2 = 151\ kN$$

اگر شیار تهیه کردن پیچ ها بارش را فاصله اضافی باشد، حداقل مقاومت جوش باید 50٪ کل بار باشد
و اگر شیار تهیه کردن بارش بر روش را فاصله اضافی باشد، حداقل مقاومت جوش باید 70٪ کل بار باشد.

$$300 - 151\ kN = 149\ kN < \begin{cases} 50\% \times 300 \\ 70\% \times 300 \end{cases}$$

بنابراین قابل تحمل توسط جوش ←

$$\Rightarrow \text{بار قابل تحمل توسط جوش} = \begin{cases} 150\ kN \\ 210\ kN \end{cases}$$

فاصله اضافه
روش دیگر

۱۰-۲-۹-۳-۷ مقاومت اتکایی موجود در جدار سوراخ‌ها

مقاومت اتکایی موجود در جدار سوراخ پیچ در اتصالات اتکایی، پیش‌تنیده و لغزش بحرانی در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اتکایی اسمی) براساس حالت‌های حدی اتکایی، در حالت‌های مختلف به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.75 \quad \text{(LRFD)} \qquad \text{و} \qquad \Omega = 2.00 \quad \text{(ASD)}$$

۱- برای سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ‌شده، سوراخ لوبیایی کوتاه (مستقل از راستای نیرو) و سوراخ لوبیایی بلند (در حالتی که نیرو در امتداد طولی سوراخ باشد) :

$$R_n = 2.4 d_b t F_u \qquad (۱۰-۹-۲-۱۳)$$

۲- برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد عرضی باشد (محور شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد) :

$$R_n = 2.0 d_b t F_u \qquad (۱۰-۹-۲-۱۴)$$

۳- برای اتصالاتی که با عبور کامل پیچ‌ها در بدنهٔ مقاطع قوطی‌شکل (HSS) و مقاطع جعبه‌ای ساخته شده‌اند، مقدار R_n از رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۲۳ تعیین می‌شود.

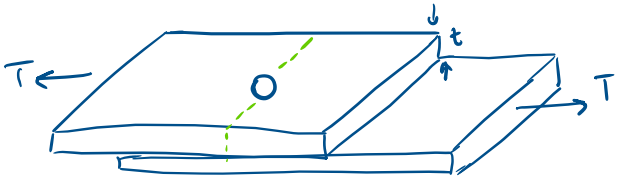
در روابط فوق:

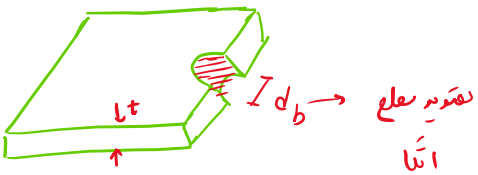
d_b = قطر اسمی پیچ

F_u = تنش کششی نهایی مصالح ورق اتصال

t = ضخامت قطعهٔ اتصال

$$R_n = 1.8 F_y A_{pb} \qquad (۱۰-۹-۲-۲۳)$$





@rjavanmardi

برای اتصال دو تسمه با ضخامت یکسان تحت نیروی محوری کششی، از پیچ‌های M20 از نوع A325 با سوراخ استاندارد و نوع اتکایی استفاده خواهد شد. تسمه‌ها از فولاد با تنش تسلیم 240 MPa و تنش کششی نهایی 370 MPa می‌باشند. فاصله مرکز تا مرکز سوراخ‌ها 80 mm و فاصله مرکز سوراخ‌های کناری از لبه آزاد تسمه برابر 60 mm است. حداقل ضخامت هر تسمه برحسب میلی‌متر حدوداً چقدر باشد تا مقاومت طراحی اتکایی جدار سوراخ پیچ‌ها از مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها کمتر نباشد؟ فرض کنید اتصال به صورت برشی بوده و سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد.

۱) 8 ۲) 10 ۳) 12 ۴) 15

شهریور ۹۵

ابتدا مقاومت برشی پیچ را حساب می‌کنیم

$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_b = 0.75 \times 0.55 \times 800 \times 314 = 103.6\ kN$

$0.55F_u$

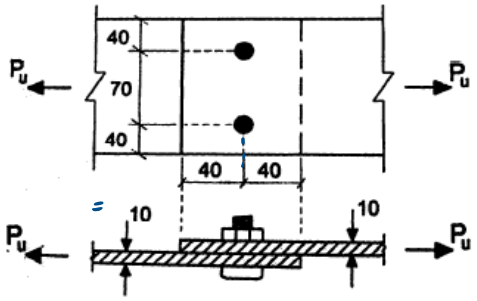
مقاومت اتکایی جدار سوراخ پیچ

$\phi R_n = \phi \times 2.4 d_b t F_u = 0.75 \times 2.4 \times 20 \times t \times 370 = 13.32t\ kN$

$13.32t \geq 103.6 \Rightarrow t \geq 7.8\ mm$ گزینه ۱

مهر ۹۸

در صورتی‌که در اتصال شکل زیر سطوح ماسه‌پاشی شده و رنگ نشده باشد، با فرض استفاده از پیچ M22 و سوراخ استاندارد، مقاومت کششی طراحی اتصال اصطکاکی زیر برحسب کیلونیوتن به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (پیچ مصرفی از نوع A490 و فولاد مصرفی ورق‌ها دارای F_y=235 MPa و F_u=360 MPa است. اندازه‌ها در شکل به میلی‌متر است).



۱) 275
۲) 250
۳) 210
۴) 180

$\phi R_{nv} = \phi \mu D_u h_f T_b n_s = 1 \times 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 221 \times 1 \times 2 = 249\ kN$

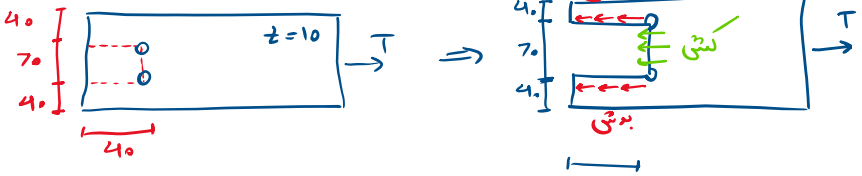
$\phi R_{nv} = \phi 2 \times 2.4\, d_b t F_u = 2 \times 2.4 \times 22 \times 10 \times 360 \times 0.75 = 285\ kN$

$\phi F_y A_g = 0.9 \times 235 \times 150 \times 10 = 317\ kN$

$\phi F_u A_n = 0.75 \times 360 \times (150 - 2 \times 26) \times 10 = 264\ kN$

M22 ← قطر اسمی سوراخ = 24mm
سوراخ استاندارد
قطر محاسباتی = 24+2 = 26mm

$\phi R_n = \phi (\min\{0.6 F_u A_{nv}, 0.6 F_y A_{gv}\} + U_{bs} F_u A_{nt})$



$U_{bs} = 1$

$A_{gv} = 2 \times 40 \times 10\ mm^2$

$A_{nv} = 2 \times (40 - \frac{26}{2}) \times 10\ mm^2$

$A_{nt} = (70 - 26) \times 10\ mm^2$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 203\ kN$

لقرشی برای

برای انتقال فقط برش از یک قطعه به قطعه دیگر، یک اتصال پیچ و مهره‌ای اصطکاکی طراحی شده است. اگر در عمل، پیچها پیش‌تنیده نشده و به صورت اتکایی عمل کنند، کدامیک از گزینه زیر را می‌توان با اطمینان کامل صحیح دانست؟ قطر سوراخ استاندارد، وضعیت سطحی کلاس A و اتصال بدون ورق پرکننده می‌باشد. همچنین فرض کنید استفاده از اتصال اتکایی در این اتصال مجاز می‌باشد.

۱) مقاومت اتکایی در جدار سوراخ کاهش خواهد یافت.

۲) همواره مقاومت اتصال افزایش خواهد یافت.

۳) مقاومت اتصال کاهش نخواهد یافت.

۴) مقاومت برش قالبی کاهش خواهد یافت.

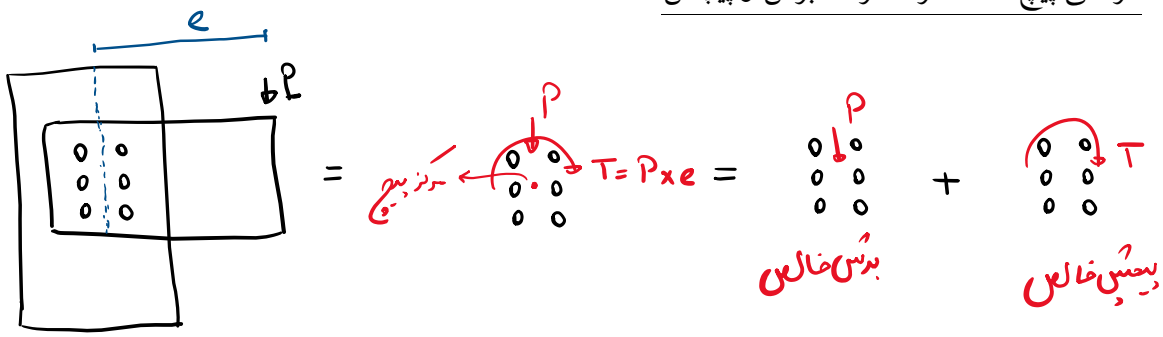
خرداد ۹۳

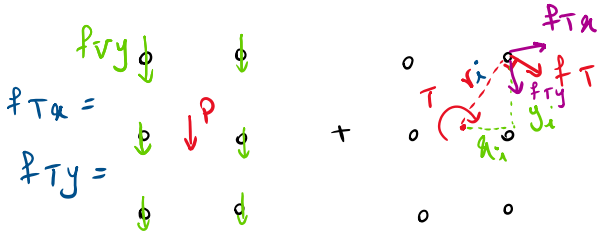
مقاومت اتکایی جدار سوراخ پیچ و مقاومت برشی قالبی ربطی به اتکایی یا لقرشی برای بودن اتصال ندارند بنابراین گزینه ۱ و ۴ صحیح نمی باشند.

با توجه به اینکه اتصال اتکایی مقاومت برشی بیشتری نسبت به لقرشی برای دارد، بنابراین می‌توان گفت ازلحاظ مقاومت برشی پیچ ها، مقاومت اتصال افزایش خواهد یافت.

اما ممکن است در حالت دیگر (مانند مقاومت اتکایی در جدار سوراخ) برطرف حاکم باشد. در این حالت مقاومت اتصال در هر دو حالت اتکایی و لقرشی برای، با هم برابر است. پس گزینه ۳ یا هیچ صحیح این سوال می باشد. یعنی مقاومت اتصال قطعاً کاهش نخواهد یافت.

طراحی پیچ تحت اثر مشترک برش و پیچش





برای محاسبه‌ی f_T باید از مرکز پیچ‌هایی که با پیچ مورد نظر وصل‌اند، راستای f_T عمود بر این خط و در راستای هم جهت با لنگر پیچشی T را بیابید.

$$\text{تنش } f_{tvy} = \frac{P}{nA} \quad ,\text{یا } F_{vy} = \frac{P}{n}$$

$$\text{تنش } f_{Ti} = \frac{T r_i}{J} \qquad \text{ممان اینرسی قطبی مجموعه پیچ‌ها } J = \sum A_i (x_i^2 + y_i^2) = \sum A_i r_i^2$$

r_i: فاصله پیچ i ام از مرکز سطح پیچ‌ها

x_i: فاصله پیچ i ام از مرکز سطح پیچ‌ها در راستای محور x

y_i: فاصله پیچ i ام از مرکز سطح پیچ‌ها در راستای محور y

A_i: مساحت پیچ i ام

$$\text{تنش } \begin{cases} f_{Tx} = \dfrac{T y_i}{J} \\ f_{Ty} = \dfrac{T x_i}{J} \end{cases}$$

$$\text{تنش } f = \sqrt{(f_{vy} + f_{Ty})^2 + f_{Tx}^2} \leq \phi F_{nv}$$

$$(0.55 F_u \;,\; 0.45 F_u)$$

$0.55 F_u$ ← سطح برشی از دندانه شده عبور نکند

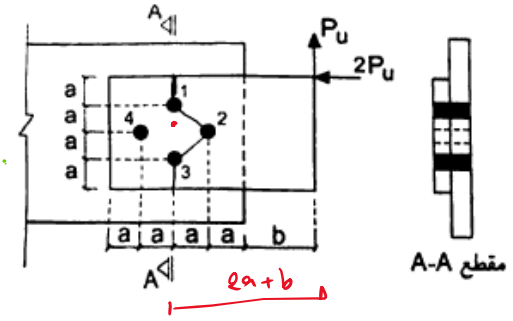
$0.45 F_u$ → سطح برشی از دندانه شده عبور کند

اگر چه تنش در پیچ تحت پیچش را بخواهیم باید به راستای تنش‌ها در همین فاصله پیچ از مرکز سطح پیچ‌ها توجه کرد، هر پیچی فاصله بیشتری داشته باشد (که بزرگتر باشد) تنش ناشی از پیچش در آن بزرگتر است، همچنین هر پیچی راستای تنش ناشی از پیچش و تنش ناشی از برش در آن همراستا باشد برای تری با شد.

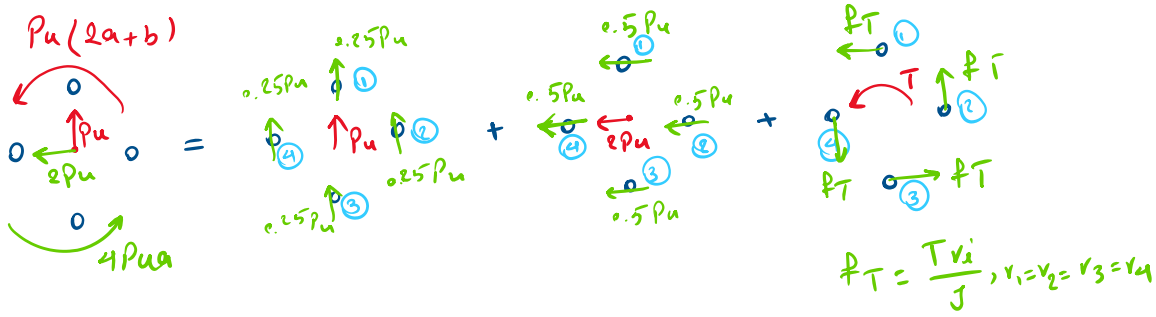
@rjavanmardi

در اتصال پیچی شکل زیر با عملکرد اتکایی، مقاومت برشی موردنیاز کدام‌یک از پیچ‌ها از مقاومت برشی موردنیاز سایر پیچ‌ها بیشتر است؟

۱) پیچ 4
۲) پیچ 3
۳) پیچ 2
۴) پیچ 1

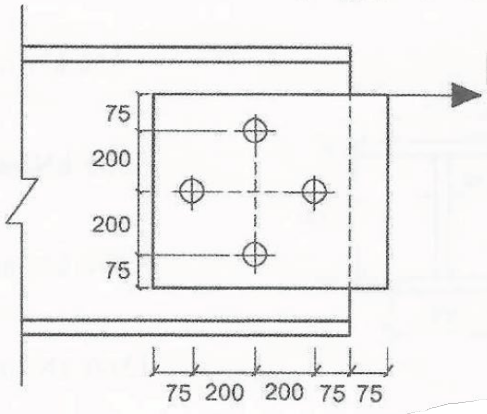


مهر ۹۸



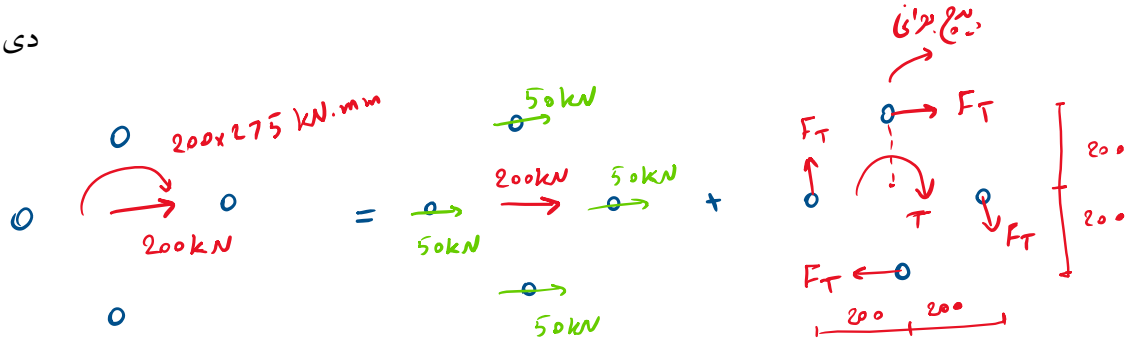
با توجه به اینکه فاصله هر چهار پیچ از مرکز پیچ ها برابری باشد، بنابراین F_T هر چهار پیچ باهم برابر است
از روی شکل مشخص است تنها در پیچ های ۱ و ۲ جهت نیروی ناشی از لنگر با نیروی ناشی از برش هم جهت می باشد. بنابراین یکی از
این دو پیچ بحرانی می باشد. با توجه به اینکه مقدار نیروی برشی پیچ ۱ در اثر برش برابر با 0.5Pu بوده و مقدار نیروی برشی در پیچ 2
0.25Pu می باشد، بنابراین پیچ ۱ بحرانی می باشد. دقت کنید مولفه ی x نیرو (نیرو) که بصورت مستقیم با F_T جمع نمی شود
اثر بیشتری در مقابل جمع برداری دارد.

در اتصال پیچی شکل زیر که یک ورق به جان یک تیر I شکل متصل شده است، براساس کنترل برش در پیچ‌ها، حداقل قطر قابل‌قبول پیچ‌های از نوع 10.9 طبق استاندارد Iso به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ فرض نمائید سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد و اتصال از نوع اتکایی است. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



۱) M20
۲) M22
۳) M16
۴) M24

دی ۱۴۰۱



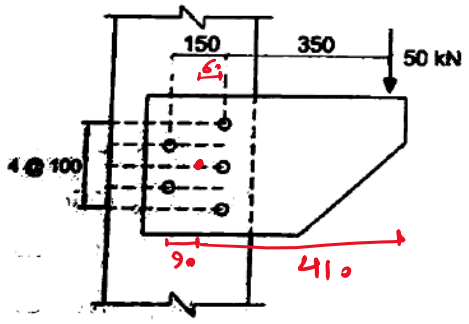
$F_T = \frac{T}{2 \times \text{بازو}}$ می توان در این پیچ ها نیز آن را برابر با حوکولی نیرو در فاصله گرفت

$F_T = \frac{200 \times 275}{2 \times 400} = 68.75\ kN$

$F_{کل} = 68.75 + 50 = 118.75\ kN$ نیز $F_{کل} \le \phi R_{nv} \Rightarrow R_{nv} = F_{nv} A_b$ که $F_{nv} = 0.45 F_u$

$118.75 \times 10^3 \le 0.5 \times 0.45 \times 1000 \times A_b \Rightarrow A_b \ge 351\ mm^2 \Rightarrow$ M22

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



۱) 165

۲) 260

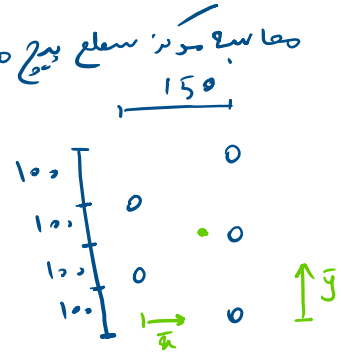
۳) 217

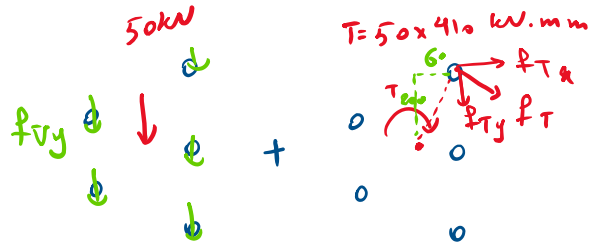
۴) 189

اردیبهشت ۹۷

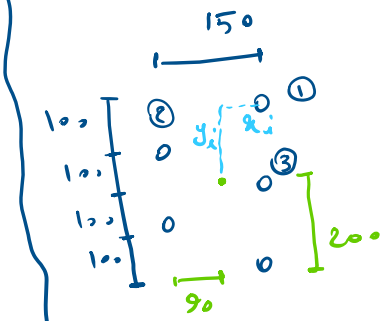
$$\bar{x} = \frac{2Ax_0 + 3Ax_{150}}{5A} = 90mm \qquad \bar{y} = 200mm$$

$$J = \sum A_i (x_i^2 + y_i^2) = A_i \times [(200^2 + 60^2) \times 2 + (90^2 + 100^2) \times 2 + 60^2] = 25.4 \times 10^6 mm^4$$





پیچ دورتر بیشتر می باشد



$$f_{vy} = \frac{P}{nA} = \frac{50 \times 10^3}{5 \times 200} = 50MPa$$

$$f_{Tx} = \frac{Ty}{J} = \frac{50 \times 410 \times 10^3 \times 200}{25.4 \times 10^6} = 161.4MPa$$

$$f_{Ty} = \frac{Tx}{J} = \frac{50 \times 410 \times 10^3 \times 60}{25.4 \times 10^6} = 48.4MPa$$

$$f_{max} = \sqrt{f_{Tx}^2 + (f_{vy} + f_{Ty})^2} = 189MPa$$

گزینه ۴

@rjavanmardi

۱۰-۲-۹-۸ کف‌ستون‌ها، ورق‌های نشیمن و فشار مستقیم بر بتن و مصالح بنایی

مقاومت اتکایی موجود برای مصالح مختلف تکیه‌گاهی در روش LRFD مساوی $\phi_c P_p$ و در روش ASD مساوی P_p/Ω_c بوده که در آن ϕ_c (ضریب کاهش مقاومت)، Ω_c (ضریب اطمینان) و P_p (مقاومت اتکایی اسمی) براساس حالت حدی خردشدگی مصالح تکیه‌گاهی به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi_c = 0.65 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_c = 2.31 \ \text{(ASD)}$$

الف) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه مصالح بنایی یا سنگ‌آهکی یا ماسه‌سنگ متراکم و ماسه‌سیمان:

$$P_p = F_p A_p \qquad (۱۰-۲-۹-۲۶)$$

که در آن:

A_p = سطح اتکاء در تماس با تکیه‌گاه برحسب میلی‌متر مربع

F_p = تنش اتکایی اسمی و مساوی 6 مگاپاسکال

ب) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه مصالح بنایی با آجر فشاری و ملات ماسه‌سیمان:

$$P_p = F_p A_p \qquad (۱۰-۲-۹-۲۷)$$

که در آن:

A_p = سطح اتکاء در تماس با تکیه‌گاه برحسب میلی‌متر مربع

F_p = تنش اتکایی اسمی و مساوی 4 مگاپاسکال

پ) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه بتنی:

$$P_p = 0.85 f_c' A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 1.7 f_c' A_1 \qquad (۱۰-۲-۹-۲۸)$$

که در آن:

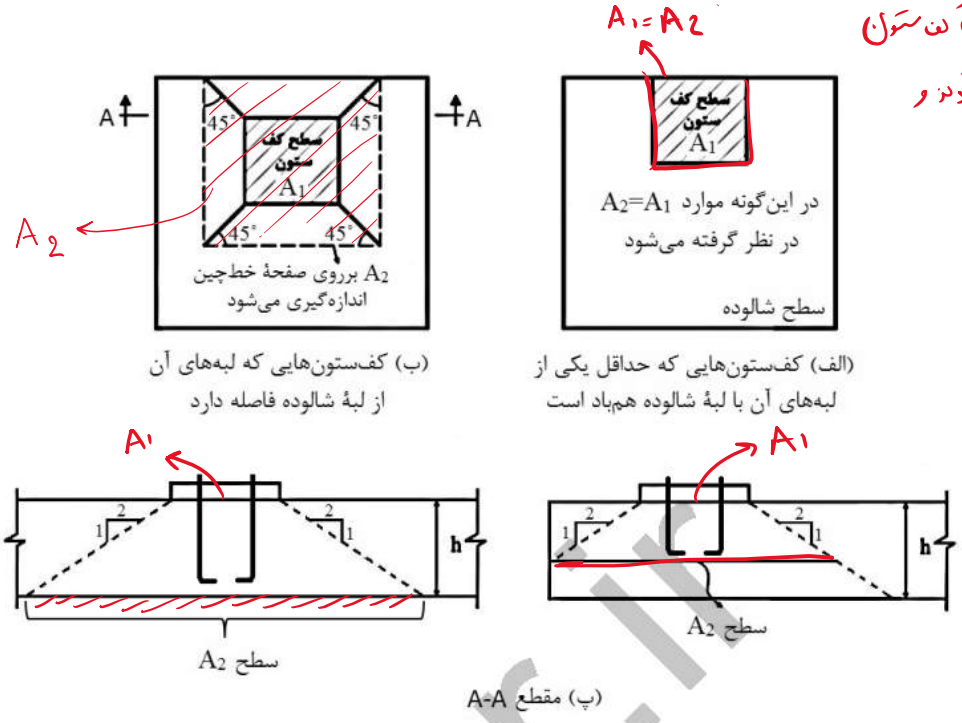
f_c'= تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

A_1= سطح ورق کف‌ستون یا ورق نشیمن در تماس با تکیه‌گاه بتنی

A_2= حداکثر سطحی از تکیه‌گاه بتنی هم‌مرکز با ورق کف‌ستون یا ورق نشیمن که در پلان و عمق تکیه‌گاه بتنی مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۲ محدود می‌شود. این سطح قاعدهٔ تحتانی یک هرم ناقص را تشکیل می‌دهد که قاعدهٔ فوقانی آن همان ورق کف‌ستون یا ورق نشیمن بوده و یال هرم دارای شیب یک به دو در صفحهٔ قائم است.

@rjavanmardi

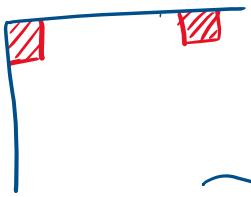
A_1 : سطح زیر ستون
A_2 : باید هم مرکز و مشابه با A_1 باشد



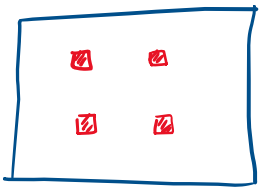
شکل ۱۰-۲-۹-۲۲: سطح اتکا در تماس با تکیه‌گاه بتنی

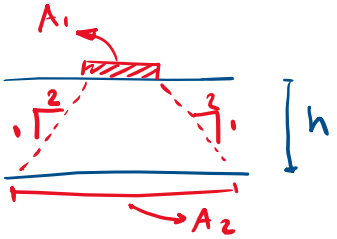
P_p می توان مشابه زیر عمل کرد :

۱- کف ستون های کناری یا گوشه چسبیده به لبه‌ی فونداسیون



$$A_2 = A_1 \Rightarrow P_p = 0.85\ f_c\ A_1$$



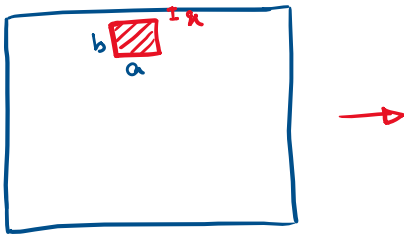


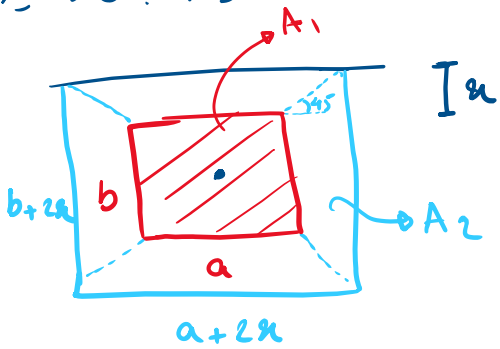
۲- کف ستون های میانی

$A_2 >> A_1$

$$P_p = 1.7 f_c A_1$$

۳- کف ستون های کناری یا گوشه غیر چسبیده به لبه ی فونداسیون





I_R → فاصله از لبه فونداسیون

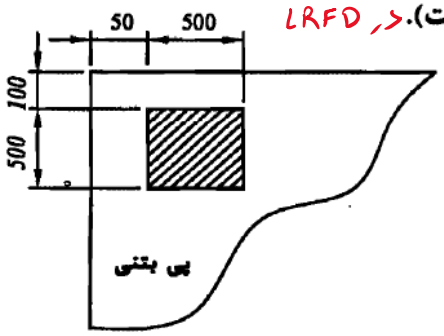
$A_1 = ab$

$A_2 = (a+2R)(b+2R)$

$$P_p = \min \left\{ 0.85 f_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} A_1 , \; 1.7 f_c A_1 \right\}$$

R: فاصله مرکز کف ستون از لبه

برای کف ستون نشان داده شده در شکل زیر، مقاومت اتکایی طراحی در زیر ورق کف ستون حدوداً چقدر است؟ فرض کنید ضخامت پی بتنی یک متر، f_c = مقاومت مشخصه فشاری بتن و A = سطح ورق کف ستون است. (ابعاد به میلی‌متر است). LRFD ،>



۱) $0.66f_cA$

۲) $0.85f_cA$

۳) $0.72f_cA$

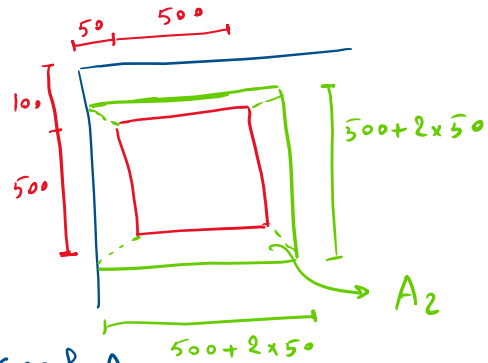
۴) $0.55f_cA$

بهمن ۹۴

کف ستون گوشه، غیرحساسیده به لبه

$A_1 = A = 500 \times 500 \ mm^2$

$A_2 = 600 \times 600 \ mm^2$



$$P_p = \min\left\{0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{600^2}{500^2}},\ 1.7 f_c A_1\right\}$$

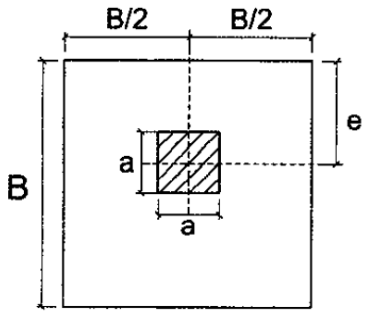
$$= 1.02 f_c A$$

LRFD ،> مقاومت اتکایی $= \phi_c P_p = 0.65 \times 1.02 f_c A = 0.663 f_c A$

ASD ،> مقاومت اتکایی $\frac{P_p}{\Omega} = \frac{1.02 f_c A}{2.31}$

گزینه ۱

مطابق شکل زیر یک کف ستون به ابعاد a×a×t بر روی یک شالودهٔ بتنی منفرد به ابعاد B×B×h تکیه کرده است. حداقل مقدار e برای آنکه مقاومت اتکایی طراحی بین ورق کف ستون و شالوده از $0.65\,f'_c a^2$ کمتر نباشد، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ f'_c مقاومت مشخصهٔ فشاری بتن بر روی نمونهٔ استوانه‌ای استاندارد است. همچنین فرض نمائید $h > 2a$ و $B > 2a$ است.



۱) $\frac{2a}{0.85\times0.65}$

۲) $\frac{a}{0.85\times0.65}$

۳) $\frac{a}{1.7}$

۴) $\frac{0.15a}{\sqrt{1.7}}$

اردیبهشت ۱۴۰۲

$A_1 = a^2$ ، $A_2 = B^2$

$\phi P_p = 0.65 \times 0.85 \times f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq 0.65 f'_c a^2$

$\sqrt{\frac{B^2}{a^2}} \geq \frac{1}{0.85} \Rightarrow B = 1.18a$

$e = \frac{B}{2} = 0.59a = \frac{a}{1.7}$ گزینه ۳

۱۰-۲-۹-۱۰ الزامات ویژهٔ بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

الزامات این بند مربوط است به بررسی جان و بال (یا بال‌های) مقاطع اعضایی که به یک یا هر دو بال آن‌ها نیروهای متمرکز در امتداد عمود بر صفحهٔ بال و به‌طور متقارن نسبت به جان اثر می‌کند. نیروهای متمرکز می‌توانند به‌صورت تکی (فشاری یا کششی) یا به‌صورت زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی (یکی کششی و دیگری فشاری) باشند.

مقاومت‌های موجود بال (یا بال‌ها) و جان اعضایی که تحت اثر بارهای متمرکز وارد بر بال قرار می‌گیرند، باید براساس حالت‌های حدی زیر تعیین شوند:

۱- خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۱)

۲- تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی یا فشاری (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۲)

۳- چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۳)

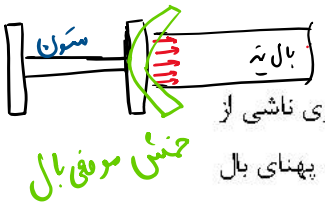
۴- کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۴)

۵- کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز متقابل فشاری، که به هر دو بال عضو اثر می‌کند (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۵)

۶- برش در چشمهٔ اتصال (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۶)

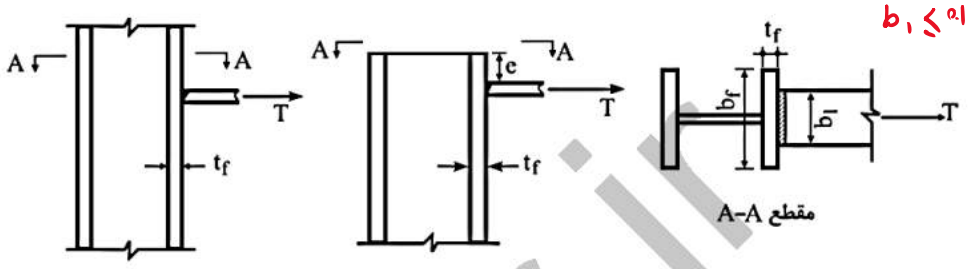
علاوه بر حالت‌های حدی فوق، رعایت الزامات تکمیلی برای سخت‌کننده‌های عرضی در انتهای تیرها و شاه‌تیرها (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۷)، الزامات تکمیلی برای سخت‌کننده‌های عرضی در مقابل نیروهای متمرکز (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸) و الزامات تکمیلی برای ورق‌های تقویتی جان (ورق مضاعف) و سخت‌کننده‌های قطری در چشمهٔ اتصال (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۹) نیز الزامی است.

@rjavanmardi



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

الزامات این بند برای هر دو حالت نیروی متمرکز کششی تکی و مؤلفهٔ کششی زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۲۳). درصورتی‌که طول بارگذاری‌شده در امتداد پهنای بال (b_1)، کوچک‌تر از $0.15b_f$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن حالت حدی خمش موضعی بال مقابل نیروی متمرکز کششی نخواهد بود. در غیر این صورت کنترل خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی ضروری است.

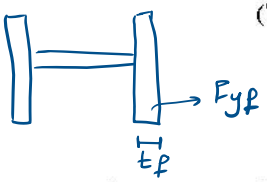


شکل۱۰-۲-۹-۲۳: خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

مقاومت موجود بال در برابر خمش موضعی ناشی از نیروی متمرکز کششی، در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی بال در برابر خمش موضعی ناشی از نیروی متمرکز کششی) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$R_n = 6.25F_{yf}t_f^2 \qquad (۱۰-۲-۹-۲۹)$$

$$\phi = 0.9 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.67 \ \text{(ASD)}$$

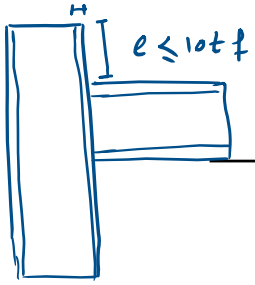


که در آن:

t_f= ضخامت بال تحت نیروی کششی

F_{yf}= تنش تسلیم مشخصهٔ بال

تبصره: درصورتی‌که نیروی متمرکز کششی در فاصله‌ای کمتر از $10t_f$ از انتهای عضو اثر نماید ($e<10t_f$)، مقدار R_n حاصل از رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۲۹ باید 50 درصد کاهش یابد.



@rjavanmardi

درصورتی‌که نیروی متمرکز کششی از مقاومت موجود بال در برابر خمش موضعی بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی مطابق با الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ ضروری است.

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

الزامات این بند برای نیروی متمرکز کششی تکی، نیروی متمرکز فشاری تکی و هر دو مؤلفهٔ فشاری و کششی زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۲۴).

مقاومت موجود تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی یا فشاری در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی یا فشاری) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 1.00 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.50 \ \text{(ASD)}$$

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

$$R_n = F_{yw} t_w (5k + l_b) \qquad (۱۰-۹-۲-۳۰)$$

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

$$R_n = F_{yw} t_w (2.5k + l_b) \qquad (۱۰-۹-۲-۳۱)$$

در روابط فوق:

F_{yw} = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

t_w = ضخامت جان

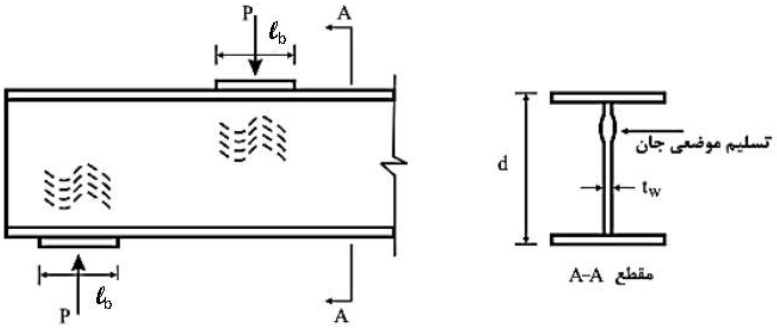
d = ارتفاع کلی مقطع تیر

k = فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته‌شده از ورق.

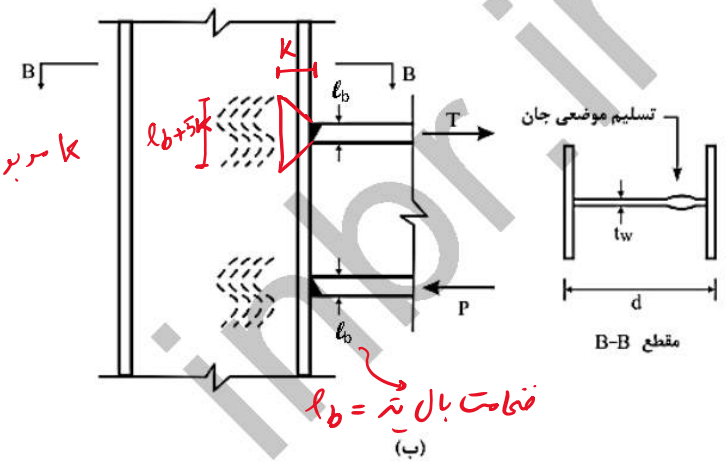
l_b = طول اتکای بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر گرفته شود).

درصورتی‌که نیروی متمرکز کششی یا فشاری از مقاومت موجود تسلیم موضعی جان بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی مطابق با الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ ضروری است.

@rjavanmardi



(الف)

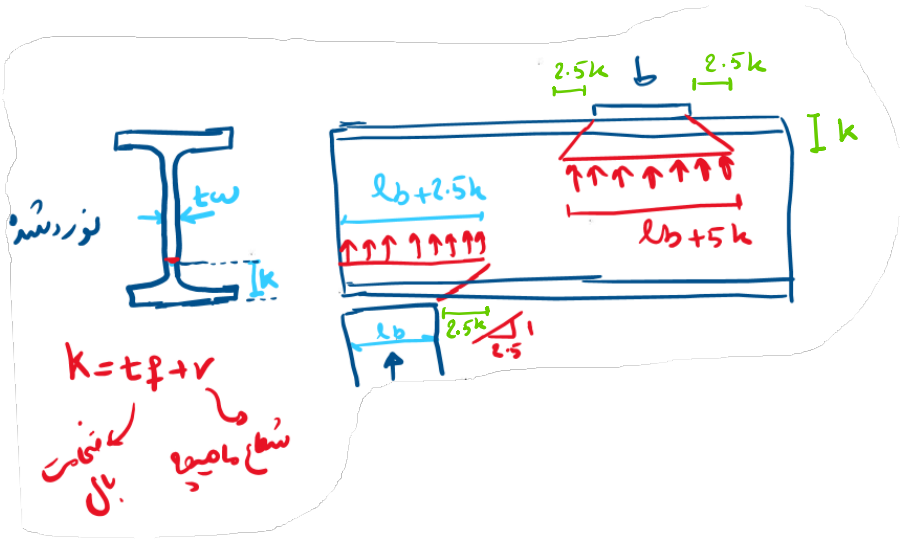


(ب)

k سر بروا به ستون ها باشد

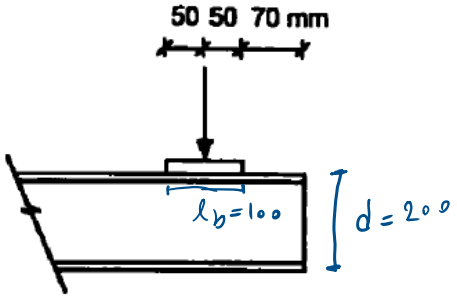
ℓ_b در اتصالات پیچی برابر با ضخامت بال تیر می باشد

شکل ۱۰-۲-۹-۲۴: تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری



@rjavanmardi

در صورتیکه نیروی متمرکز مطابق شکل روی صفحه فولادی 100×100×20 mm در نزدیکی انتهای آزاد تیر طره‌ای فولادی با مقطع IPE200 وارد گردد، مقاومت طراحی در برابر تسلیم موضعی جان به کدامیک از مقادیر زیر برحسب کیلونیوتن نزدیکتر است؟ فولاد تیر از نوع ST37 با تنش تسلیم 240 MPa می‌باشد. (LRFD)

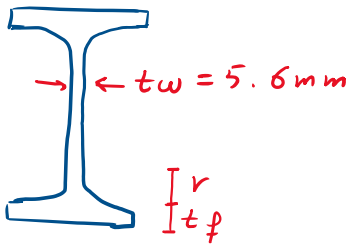


۱) 270
۲) 180
۳) 200
۴) 250

آبان ۹۳

حل: اعمال بار زلبه‌ی انتهایی $e=120^{mm}$ می‌باشد $(e<d)$، بنابراین اتصال انتهایی حساب می‌شود

$$R_n = F_y w t_w (l_b + 2.5k)$$



$$k = t_f + r = 20.5mm$$

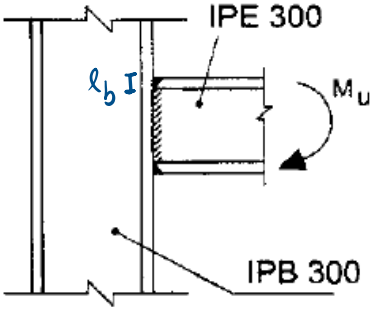
$$\phi R_n = 1 \times 240 \times 5.6 (100 + 2.5 \times 20.5) = 203.3\ kN$$

در تیر 3

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{240 \times 5.6 \times (100 + 2.5 \times 20.5)}{1.5} = 135\ kN$$

در روش ASD

- در اتصال گیردار و مستقیم تیر IPE300 به بال ستون IPB300، مقاومت طراحی در برابر تسلیم موضعی جان ستون به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید ستون در طبقات میانی واقع بوده و F_y=240 MPa است). LRFD



۱) 410 kN
۲) 1400 kN
۳) 635 kN
۴) 607 kN

مهر ۹۶

ضخامت بال تیر در اتصالات گیردار

$\phi R_n = \phi F_{yw} t_w (l_b + 5k)$ ← مربوط به ستون

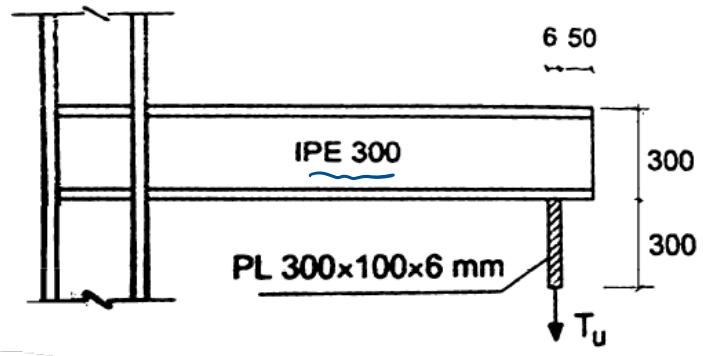
l_b = ضخامت بال تیر IPE300 = 10.7 mm

IPB300 → $k = 46$ mm, $t_w = 11$ mm

$\phi R_n = 1 \times 240 \times 11 \times (10.7 + 5 \times 46) = 635$ kN

گزینه 3

مطابق شکل زیر، در نزدیک انتهای یک تیر طره‌ای از پروفیل IPE 300 تسمه‌ای متصل است که نیروی کششی T_u را به تیر وارد می‌کند. مقاومت طراحی خمش موضعی بال تیر در مقابل این نیروی کششی به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (اندازه‌ها در روی شکل برحسب میلی‌متر بوده و F_y=240 MPa است).



۱) 77.3 kN
۲) 85.9 kN
۳) 116.0 kN
۴) 154.6 kN

مهر ۹۸

IPE300 → t_f = 10.7 mm

برای خمش موضعی در بال تحت بار متمرکز، باید e را با $10t_f$ مقایسه کنیم

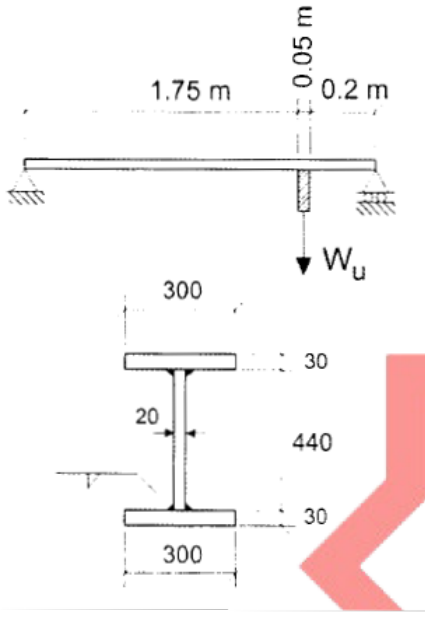
e = 53 mm < $10t_f$ → اتصال انتهایی

$\phi R_n = \phi \times \frac{1}{2} \times 6.25 F_{yf} t_f^2 = 0.9 \times \frac{1}{2} \times 6.25 \times 240 \times 10.7^2 = 77.3$ kN

گزینه ۱

اتصال انتهایی

برای آویختن جسمی به وزن W_u (با درنظرگرفتن ضریب بار) از نقطه‌ای از سقف، صفحهٔ اتصالی به ابعاد 200×200×50 mm مطابق شکل به تیر فولادی با مقطع زیر وصل شده است. در صورتی‌که صفحهٔ اتصال و کلیهٔ جوش‌ها دارای مقاومت کافی برای تحمل نیروی W_u باشند، حداکثر نیروی متمرکز W_u که تیر بدون تعبیهٔ سخت‌کنندهٔ عرضی می‌تواند تحمل کند، به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ تنش تسلیم فولاد جان 275 MPa و فولاد بال 235 MPa است. در شکل ابعاد مقطع تیر به میلی‌متر است.



۱) 595 kN
۲) 688 kN
۳) 797 kN
۴) 1190 kN

کل معیارهای کنترل‌های موضعی تیر نیروی کششی باید محاسبه شود. (خمش موضعی بال، تسلیم موضعی جان) مرداد ۱۴۰۰

خمش موضعی بال

$t_f = 30mm$, $e = 225\ mm$, $e < 10\,t_f$ → اتصال انتهایی

$\phi R_n = \phi \times \frac{1}{2} \times 6.25 \times F_{yf}\, t_f^2 = 0.9 \times \frac{1}{2} \times 6.25 \times 235 \times 30^2 = 595\ kN$

تسلیم موضعی جان

$e < d = 500$ → اتصال انتهایی و یا در فاصله کمتر از d از انتها ولی‌می‌شود.

$\phi R_n = \phi\, F_{yw}\, t_w\, (l_b + 2.5k)$, $l_b = 50mm$, $k = 30mm$

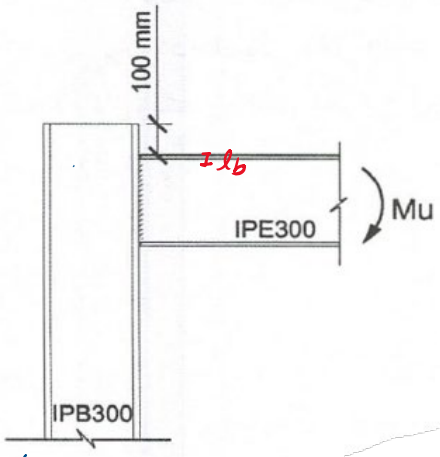
$\phi R_n = 1 \times 275 \times 20 \times (50 + 2.5 \times 30) = 687.5\ kN$

$\min\{595, 687.5\} = 595\ kN$ → گزینه ۱

@rjavanmardi

در اتصال گیردار (صلب) شکل زیر، در صورتی‌که اتصال فاقد هرگونه ورق‌های پیوستگی و ورق‌های مضاعف باشد، براساس کنترل حالت حدی تسلیم موضعی جان ستون، حداکثر لنگر خمشی نهایی قابل تحمل اتصال (M_u) به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

F_y=235 MPa



۱) 180 kN.m

۲) 105 kN.m

۳) 94 kN.m

۴) 75 kN.m

شهریور ۱۴۰۱

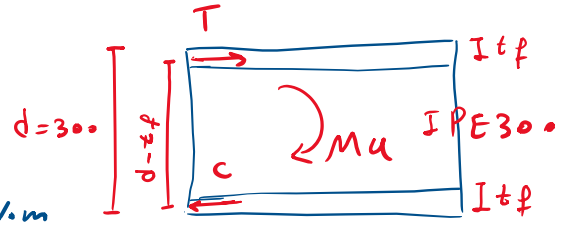
$e=100\,mm$, $d_{ستون}=300 \Rightarrow e<d \Rightarrow$ اتصال انتهایی

$\phi R_n = \phi F_{yw} t_w (l_b + 2.5k)$, IPB300 $\rightarrow \begin{cases} t_w = 11\,mm \\ k = 46\,mm \end{cases}$

ستون ضخامت بال تیر ستون

IPE300 $\rightarrow t_f = 10.7\,mm = l_b$

$\phi R_n = 1 \times 235 \times 11 \times (10.7 + 2.5 \times 46) = 324.9\,kN$



$M_u = \phi R_n \times (d - t_f)$

$M_u = 324.9\,kN \times (300 - 10.7\,mm) = 94\,kN.m$

گزینه 3

۱۰-۲-۹-۱۰-۳ چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری (له‌شدگی موضعی)

الزامات این بند برای نیروی متمرکز فشاری تکی و مؤلفهٔ فشاری زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۲۵).

مقاومت موجود چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.75 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \ \text{(ASD)}$$

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا بزرگ‌تر از d/2 از انتهای عضو وارد می‌شود: (میانی $e \geq \frac{d}{2}$)

$$R_n = 0.80 t_w^2 \left[1+3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۱۰-۲-۹-۳۲)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کوچک‌تر از d/2 از انتهای عضو وارد می‌شود: (انتهای $e < \frac{d}{2}$)

- درصورتی‌که $l_b/d \leq 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[1+3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۱۰-۲-۹-۳۳)$$

- درصورتی‌که $l_b/d > 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[1+\left(\frac{4l_b}{d}-0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۱۰-۲-۹-۳۴)$$

در روابط فوق: (مربوط به عضو تحت فشار)

d= ارتفاع کلی مقطع

t_w = ضخامت جان

t_f = ضخامت بال تحت بار

l_b = طول اتکایی بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر گرفته شود).

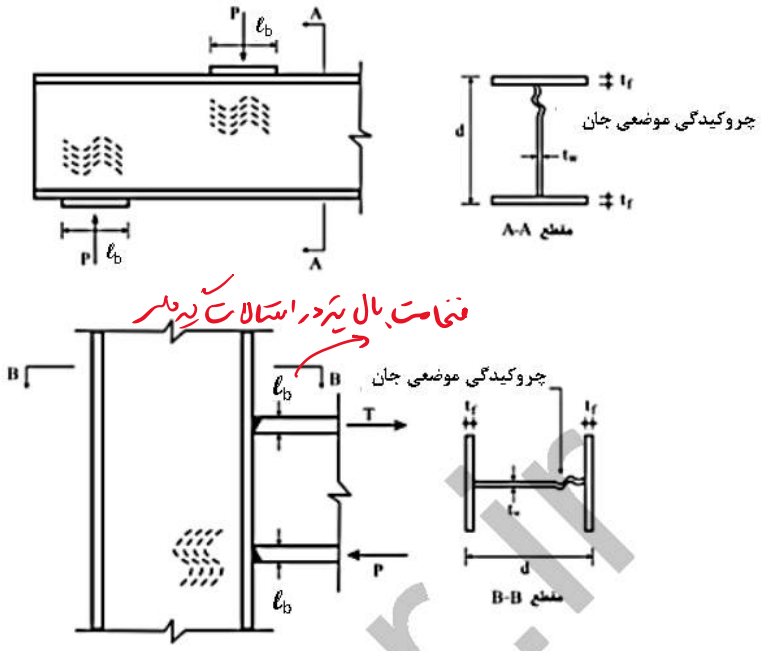
k= فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته‌شده از ورق.

F_{yw}= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

inbr.ir

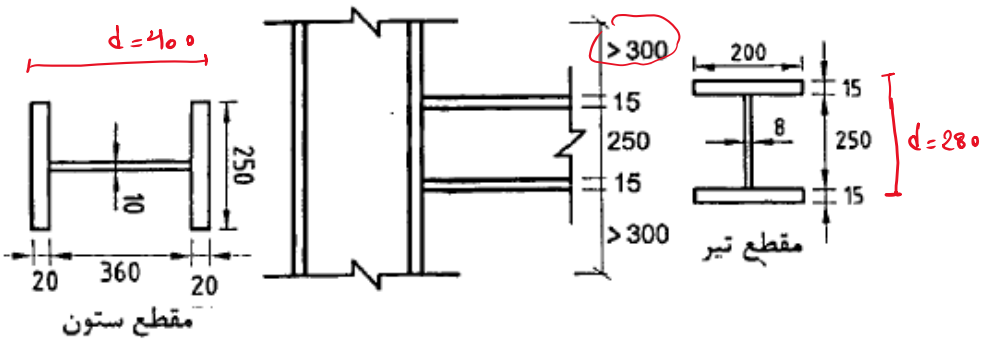
درصورتی‌که نیروی متمرکز فشاری از مقاومت موجود چروکیدگی موضعی جان بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی مطابق با الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ ضروری است.



شکل ۱۰-۲-۹-۲۵: چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

- در اتصال گیردار تقویت‌نشده جوشی (WUF-W) مقابل، مقاومت طراحی لهیدگی جان ستون در مقابل نیروی متمرکز فشاری وارد از بال تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ اندازه‌ها به میلی‌متر بوده و فولاد مصرفی ستون و تیر به شرح زیر است:

ستون $F_y = 235$ MPa و تیر $F_y = 355$ MPa



۱) 605 kN
۲) 807 kN
۳) 510 kN
۴) 1067 kN

اسفند ۹۵

$e > 300 > \frac{d}{2} \rightarrow 400 \Rightarrow$ اتصال میانی می باشد

$$\phi R_n = \phi \; 0.8 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}}$$

$l_b = 15$ mm ,

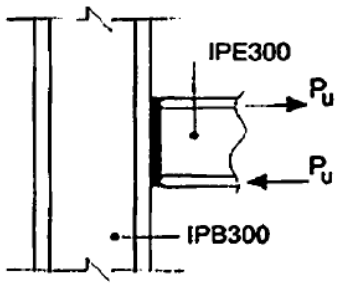
$$\phi R_n = 0.75 \times 0.8 \times 10^2 \left[1 + 3\left(\frac{15}{400}\right)\left(\frac{10}{20}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{2\times10^5 \times 235 \times 20}{10}}$$

$= 612$ kN

گزینه ۱

در اتصال گیردار شکل زیر که مربوط به طبقات میانی یک ساختمان است، چنانچه در جان ستون از ورق‌های پیوستگی و مضاعف استفاده نشود، فقط براساس حالت حدی لهیدگی (چروکیدگی) جان ستون در مقابل نیروی متمرکز فشاری و در شرایط غیرلرزه‌ای، حداکثر مقدار P_u قابل‌تحمل توسط اتصال به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$F_y=240\ MPa$ و $E=2\times10^5\ MPa$



۱) 490 kN
۲) 590 kN
۳) 690 kN
۴) 390 kN

مهر ۹۹

$l_b = t_{f\,IPE300} = 10.7\,mm$ ، IPB300 $\Rightarrow \begin{cases} t_f = 19\ mm \\ t_w = 11\ mm \end{cases}$

$e > \frac{d}{2} \Rightarrow P_u \le \phi R_n \Rightarrow P_u \le \phi \times 0.8\, t_w^2 \left[1+3\left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$

$P_u \le 0.75\times0.8\times11^2\left[1+3\left(\frac{10.7}{300}\right)\left(\frac{11}{19}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{2\times10^5\times240\times19}{11}}$

$P_u \le 692\ kN$ گزینه 3

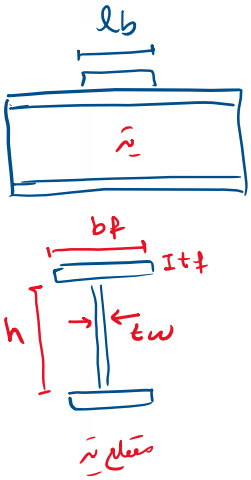
۱۰-۲-۹-۱۰-۴ کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند مربوط به حالتی است که مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۶ یک نیروی متمرکز فشاری به عضوی وارد می‌شود که از حرکت جانبی بین بال فشاری تحت بار و بال کششی، در محل اثر نیروی متمرکز، توسط مهار جانبی جلوگیری نشده است.

مقاومت موجود جان در برابر کمانش جانبی ناشی از نیروی متمرکز فشاری در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی جان در برابر کمانش جانبی ناشی از نیروی متمرکز فشاری) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.85 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.76 \ \text{(ASD)}$$

الف) اگر مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۶-الف بال فشاری (بال بارگذاری‌شده) در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری شده باشد:



۱- درصورتی‌که $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 2.3$ باشد، لزومی به کنترل کمانش جانبی جان نیست.

۲- درصورتی‌که $(h/t_w)/(L_b/b_f) \le 2.3$ باشد:

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[1 + 0.4\left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f}\right)^3\right] \qquad (۱۰-۲-۹-۳۵)$$

درصورتی‌که نیروی متمرکز فشاری از مقاومت موجود جان در برابر کمانش جانبی بیشتر باشد، باید بال کششی را مهار نمود. به‌جای مهار بال کششی می‌توان در زیر بار متمرکز فشاری از یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ یا از ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۹ استفاده نمود.

ب) اگر مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۶-ب بال فشاری (بال بارگذاری‌شده) در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده باشد:

۱- درصورتی‌که $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 1.7$ باشد، لزومی به کنترل کمانش جانبی جان نیست.

۲- درصورتی‌که $(h/t_w)/(L_b/b_f) \le 1.7$ باشد:

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[0.4\left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f}\right)^3\right] \qquad (۱۰-۲-۹-۳۶)$$

درصورتی‌که نیروی متمرکز فشاری از مقاومت موجود جان در برابر کمانش جانبی بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی مطابق با الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ ضروری است.

@rjavanmardi

در روابط فوق:

b_f= پهنای بال کششی

t_f= ضخامت بال

t_w= ضخامت جان

L_b= بزرگ‌ترین طول بدون مهار جانبی هر دو بال در محدودهٔ اعمال بار متمرکز

h= ارتفاع آزاد جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در روی جان در مقاطع نوردشده و فاصلهٔ بین دو بال در مقاطع ساخته شده از ورق)

C_r= ضریبی است که به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

- اگر در محل اعمال بار متمرکز $M_u<M_y$ در روش LRFD و $1.5M_a<M_y$ در روش ASD باشد:

$$C_r = 6.6\times10^6 \text{ MPa} \qquad (۳۷-۹-۲-۱۰)$$

- اگر در محل اعمال بار متمرکز $M_u>M_y$ در روش LRFD و $1.5M_a>M_y$ در روش ASD باشد:

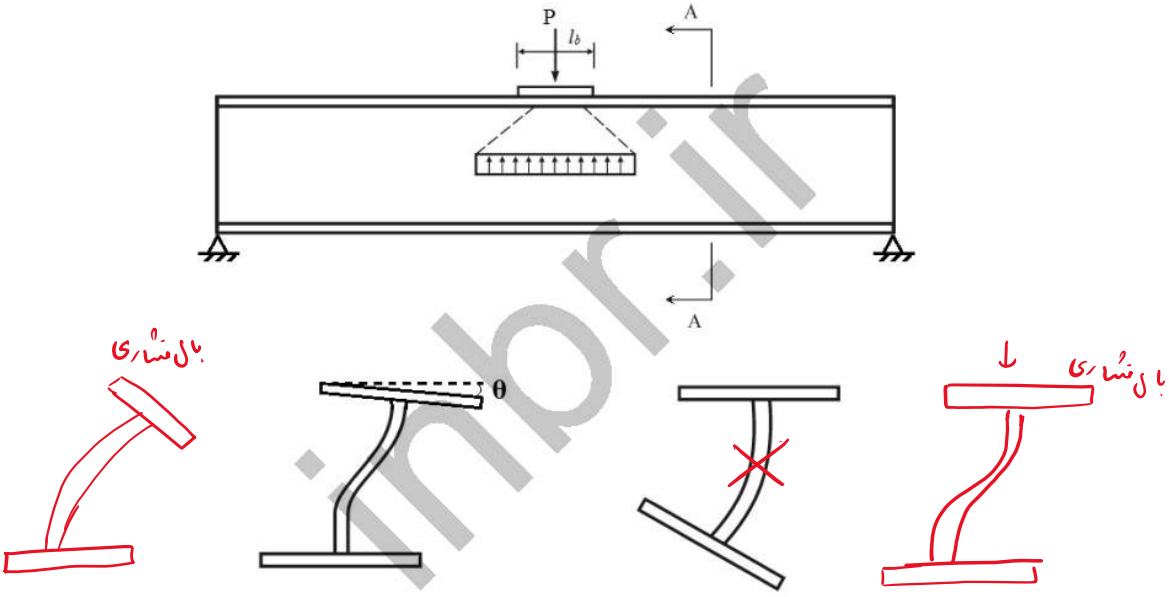
$$C_r = 3.3\times10^6 \text{ MPa} \qquad (۳۸-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

M_u= مقاومت خمشی موردنیاز تحت اثر ترکیبات مختلف بارگذاری در روش LRFD

M_a= مقاومت خمشی موردنیاز تحت اثر ترکیبات مختلف بارگذاری در روش ASD

M_y= لنگر تسلیم



(الف) بال فشاری در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری شده است. (مقطع A-A)

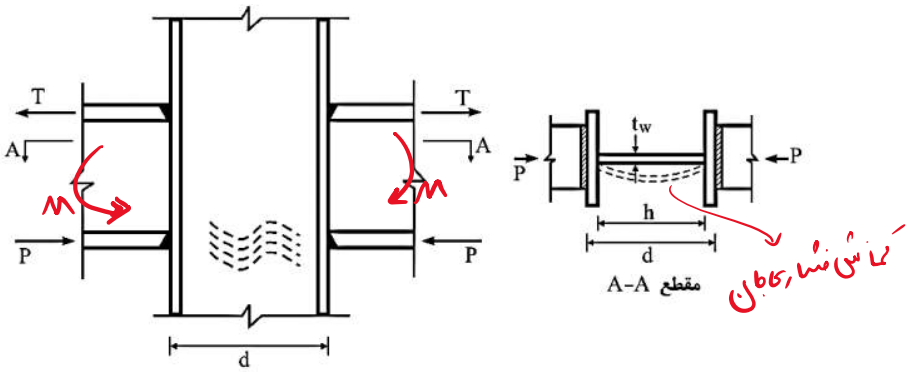
(ب) بال فشاری در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده است. (مقطع A-A)

شکل ۱۰-۲-۹-۳۶: کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

@rjavanmardi

۱۰-۲-۹-۱۰-۵ کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند مربوط به حالتی است که مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۷ یک جفت نیروی متمرکز فشاری تنها یا یک جفت مؤلفهٔ فشاری زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی در یک مقطع در جهت مخالف به بال‌های عضو وارد می‌شوند.



شکل ۱۰-۲-۹-۲۷: کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری

مقاومت موجود جان در برابر کمانش فشاری ناشی از یک جفت نیروی متمرکز فشاری در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی جان در برابر کمانش فشاری ناشی از یک جفت نیروی متمرکز فشاری) براساس حالت حدی کمانش موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.90 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.67 \ \text{(ASD)}$$

$$R_n = \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \qquad (۱۰-۲-۹-۳۹)$$

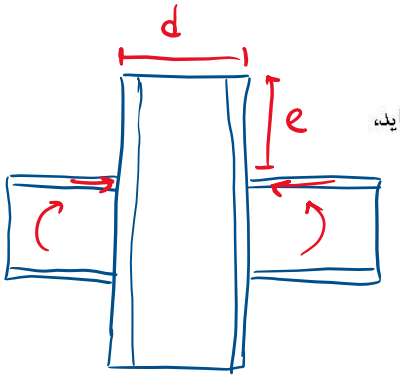
که در آن:

t_w = ضخامت جان

h= ارتفاع آزاد جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در روی جان در مقاطع نوردشده و فاصلهٔ بین دو بال در مقاطع ساخته‌شده از ورق)

F_{yw}= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد



تبصره: درصورتی‌که جفت نیروی متمرکز فشاری در فاصله‌ای کمتر از d/2 از انتهای عضو اثر نماید، مقدار R_n حاصل از رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۳۹ باید 50 درصد کاهش یابد.

@rjavanmardi

درصورتی‌که هریک از نیروهای متمرکز فشاری از مقاومت موجود جان در برابر کمانش فشاری بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی مطابق با الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ ضروری است.

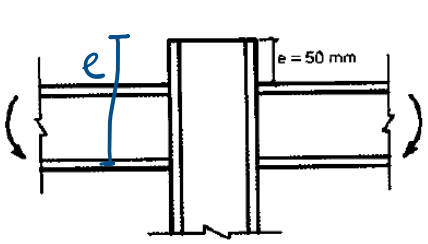
در اتصال مستقیم و گیردار شکل زیر، مقاومت طراحی کمانش فشاری جان ستون در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر بوده و $f_{y_w} = 240\ MPa$ است.

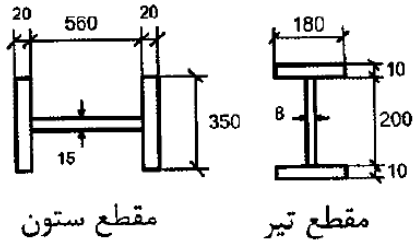
۱) 300 kN

۲) 900 kN

۳) 450 kN

۴) 600 kN





مقطع ستون مقطع تیر

اردیبهشت ۱۴۰۲

برای سؤال 600 mm ستون d و $e = 50+10+200+5$ می باشد

$e < \frac{d}{2}$ ⇒ اتصال انتهایی و R_n باید ۵۰٪ کاهش یابد.

$$\phi R_n = \frac{1}{2} \times \phi \times \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} = \frac{1}{2} \times 0.9 \times \frac{24 \times 15^3 \sqrt{2\times10^5 \times 240}}{560}$$

$$= 450\ kN$$

گزینه 3

۱۰-۲-۱۰-۲ تغییرشکل‌های قائم

در تیرهایی که کف‌ها و سقف‌های ساختمانی را تحمل می‌کنند، باید تغییرشکل‌های قائم کنترل شوند. تغییرشکل‌های قائم اعضای سازه‌ای تحت اثر ترکیبات مختلف بارگذاری نظیر حالت‌های حدی بهره‌برداری، باید به‌اندازه‌ای باشند که قابلیت بهره‌برداری مناسب سازه حفظ شود. این تغییرشکل‌ها عموماً از دو عامل زیر ناشی می‌شوند:



- بارهای ثقلی (بار مرده، بار زنده و بار برف)
- اثرات خود کرنشی (تغییرات دما، خزش، افت و غیره)

کلیهٔ تیرهای فولادی و تیرهای مختلطی که در آن‌ها هنگام بتن‌ریزی دال از پایه‌های موقت استفاده شده باشد، باید طوری محاسبه و طراحی شوند که تغییرشکل حداکثر ناشی از مجموع بار مرده و زنده از $\frac{1}{240}$ طول دهانه و تغییرشکل حداکثر ناشی از بار زنده به تنهایی از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر نشود. طراح باید همواره حفظ انسجام اجزای غیرسازه‌ای را مدنظر داشته باشد.

$\delta_{D+L} \leq \frac{L}{240}$

$\delta_{L} \leq \frac{L}{360}$

در تیرهای مختلط که در هنگام بتن‌ریزی دال از پایه‌های موقت استفاده نشده باشد، کنترل تغییرشکل‌های قائم این نوع تیرها باید شامل مراحل زیر باشد:

۱- تغییرشکل قائم ناشی از وزن تیر فولادی، دال بتنی و بارهای حین ساخت، براساس مقطع فولادی تنها محاسبه می‌شود.

۲- تغییرشکل قائم ناشی از بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال بتنی وارد می‌شوند، نظیر وزن کف‌سازی تیغه‌ها و موارد مشابه براساس مقطع مختلط محاسبه می‌شود.

۳- تغییرشکل قائم ناشی از بارهای زنده براساس مقطع مختلط محاسبه می‌شود.

۴- تغییرشکل محاسبه‌شده در مرحلهٔ ۱ نباید از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر باشد.

۵- مجموع تغییرشکل‌های محاسبه‌شده در مراحل ۱، ۲ و ۳ نباید از $\frac{1}{240}$ طول دهانه بیشتر باشد.

۶- تغییرشکل محاسبه‌شده در مرحلهٔ ۳ نباید از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر باشد.

تبصره ۱: در محاسبه و کنترل تغییرشکل قائم، در صورت لزوم تغییرشکل‌های اضافی ناشی از خزش و جمع‌شدگی بتن نیز باید در نظر گرفته شود.

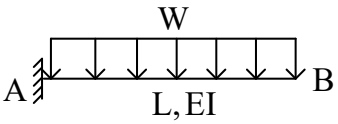
تبصره ۲: در تیرهای طره‌ای، مقدار حداکثر تغییرشکل‌های قائم مجاز برحسب طول دهانه، می‌تواند به دو برابر افزایش داده شود.

inor.ir

تغییر شکل در تیرهای مهم



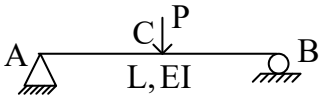
$$\delta_B = \frac{PL^3}{3EI} \qquad \theta_B = \frac{PL^2}{2EI}$$



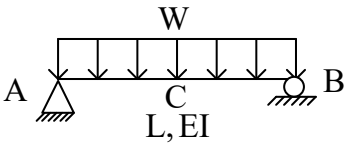
$$\delta_B = \frac{Wl^4}{8EI} \qquad \theta_B = \frac{Wl^3}{6EI}$$



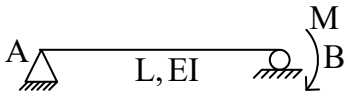
$$\delta_B = \frac{ML^2}{2EI} \qquad \theta_B = \frac{ML}{EI}$$



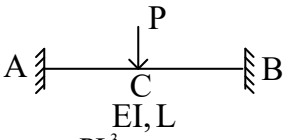
$$\delta_C = \frac{PL^3}{48EI} \qquad \theta_B = -\theta_A = \frac{PL^2}{16EI}$$



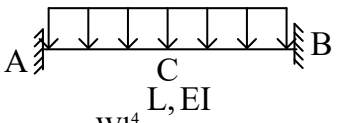
$$\delta_C = \frac{5Wl^4}{384EI} \qquad \theta_B = -\theta_A = \frac{Wl^3}{24EI}$$



$$\theta_A = \frac{-ML}{6EI} \qquad \theta_B = \frac{ML}{3EI}$$



$$\delta_C = \frac{PL^3}{192EI} \qquad \theta_A = \theta_B = 0$$



$$\delta_C = \frac{Wl^4}{384EI} \qquad \theta_A = \theta_B = 0$$

در این اشکال δ تغییر شکل و θ دوران تیر می باشد.

برای تیرچه‌های با تکیه‌گاه‌های ساده به طول دهانه 6 متر. بار مرده یکنواخت (بدون لحاظ وزن تیر) برابر 0.6 kN/m و بار زنده یکنواخت برابر 6 kN/m برآورد شده است. چنانچه تیرچه‌ها دارای مهارجانبی کافی باشند، کوچکترین مقطع IPE مجاز (از نظر مقاومت و بهره‌برداری) برای تیرچه‌ها کدامیک از گزینه‌های زیر است؟(تغییرشکل حداکثر ناشی از بار زنده نباید از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر باشد. F_u=370 MPa و F_y=240 MPa)

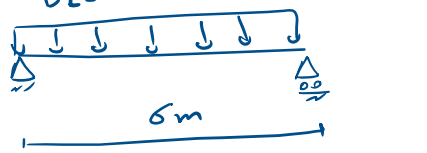
LRFD

LTB ندارد

۱) IPE 200
۲) IPE 220
۳) IPE 240
۴) IPE 270

شهریور ۹۵

کنترل مقاومت (خمش در تیر)



$M_{u_{max}} = \frac{q_u l^2}{8}$, $q_u = 1.2DL + 1.6LL = 10.32\ kN/m$

$\Rightarrow M_{u_{max}} = 46.44\ kN.m$

مقطع نوردشده (فشرده) و LTB ندارد ← محاسبه تنش

$M_u \leq \phi M_n \Rightarrow M_u \leq \phi\, Z F_y \Rightarrow Z \geq \frac{46.44 \times 10^6}{0.9 \times 240} = 215000\ mm^3$

$Z = 221000\ mm^2$ مناسب می‌باشد IPE200

محاسبه بهره‌برداری (تغییرشکل)

$\delta_{LL} \leq \frac{L}{360}$, $\delta_{D+L} \leq \frac{L}{240}$

چون بار LL بسیار بزرگتر از DL می‌باشد پس تنها کافی است $\frac{L}{360}$ کنترل شود

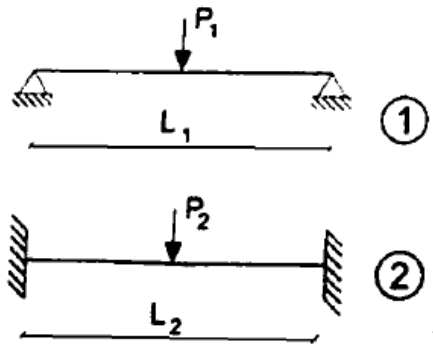
$\delta_{LL} = \frac{5 q_L L^4}{384 EI} \leq \frac{L}{360} \Rightarrow \frac{5 \times 6(N/mm) \times 6000^4}{384 \times 2 \times 10^5 \times I} \leq \frac{6000}{360}$

$I \geq 3037.5 \times 10^5\ mm^4$

حداقل مقطع لازم IPE240 می‌باشد ← گزینه 3

$\frac{kN}{m} = \frac{10^3 N}{10^3 mm} = \frac{N}{mm}$

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



۱) 2

۲) $\frac{\sqrt{2}}{2}$

۳) $\sqrt{2}$

۴) $\frac{1}{2}$

اردیبهشت ۹۷

$$\delta_1 = \delta_2 \Rightarrow \frac{P_1 L_1^3}{48EI} = \frac{P_2 L_2^3}{192EI} \Rightarrow P_1 L_1^3 = \frac{P_2 L_2^3}{4} \quad (1)$$

$$M_{u1} = M_{u2} \Rightarrow \frac{P_1 L_1}{4} = \frac{P_2 L_2}{8} \Rightarrow P_1 L_1 = \frac{P_2 L_2}{2} \quad (2)$$

با تقسیم طرفین این دو معادله بر یکدیگر

$$\frac{P_1 L_1^3}{P_1 L_1} = \frac{P_2 L_2^3/4}{P_2 L_2/2} \Rightarrow L_1^2 = \frac{L_2^2}{2} \Rightarrow \frac{L_1}{L_2} = \frac{\sqrt{2}}{2}$$

گزینه ۲

۱۰-۲-۱۰-۳ تغییرمکان‌های جانبی

تغییرمکان‌های جانبی در حالت‌های حدی بهره‌برداری باید تحت اثر ترکیبات بارگذاری نظیر حالت‌های حدی بهره‌برداری که در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان مشخص شده است، محاسبه شوند.

در مورد اعضای فولادی و مختلط نگه‌دارنده نماهای در معرض نیروی باد، تغییرمکان‌های جانبی باید به نحوی محدود شوند که از ترک‌خوردگی نازک‌کاری‌ها یا شکست شیشه‌ها (بسته به جزئیات به‌کاررفته در ساخت آن‌ها)، جلوگیری به عمل آید. درهرحال تغییرمکان‌های جانبی اعضای فولادی و مختلط نگه‌دارندهٔ نما تحت اثر نیروی باد نباید از $\frac{1}{300}$ طول دهانه (حدفاصل بین تکیه‌گاه‌های نما) بیشتر باشد.

همچنین رعایت سایر محدودیت‌های قیدشده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای کنترل تغییرمکان‌های جانبی کلی و نسبی طبقات در برابر بارهای باد و زلزله الزامی است.

۱۰-۲-۱۰-۴ ارتعاش (لرزش)

کف‌ها و تیرهایی که سطوح خالی از تیغه بندی‌های ممتد تا سقف (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجه خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از حرکت افراد، کارکرد ماشین‌آلات، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آن‌ها) طراحی شوند. بدین منظور فرکانس نوسانی کف‌ها (تیرچه‌ها، دال‌ها و تیرها) باید به‌اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد در برابر ارتعاش قائم را ارضا نماید.

حداقل فرکانس نوسانی (دوره‌ای) کف‌ها برای کاربری‌های مختلف نباید از مقادیر مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۱۰-۱ کمتر باشد.

@rjavanmardi

جدول ۱۰-۲-۱۰-۱: حداقل فرکانس نوسانی (دوره‌ای) کف‌ها

نوع کاربری	حداقل فرکانس نوسانی کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5$ Hz
ساختمان‌های تجاری- فروشگاه‌ها	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5$ Hz
تعمیرگاه‌ها، سالن‌های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5$ Hz
پارکینگ‌ها	$f \geq 4$ Hz

برای محاسبهٔ فرکانس نوسانی (f)، می‌توان از رابطهٔ ۱۰-۲-۱۰-۱ استفاده نمود:

$$f = 0.18\sqrt{\frac{g}{\Delta_{is}}} \qquad (۱۰-۱۰-۲-۱۰)$$

که در آن:

f = فرکانس نوسانی ارتعاش برحسب هرتز

Δ_{is} = تغییرمکان نسبی قائم حداکثر کف برحسب میلی‌متر تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می‌شود.

g = شتاب ثقل برابر $9810\ \text{mm/s}^2$

تبصره ۱: درصورتی‌که به مطالعات جامع‌تر برای ارتعاش کف‌ها نیاز باشد، می‌توان از مدل‌سازی دینامیکی یا مراجع معتبر دیگر به‌جای رابطهٔ ۱۰-۲-۱۰-۱ و جدول ۱۰-۲-۱۰-۱ استفاده نمود.

تبصره ۲: در محاسبات دقیق‌تر، شتاب لرزش کف را می‌توان به روش‌های دینامیکی تعیین و آن را با شتاب‌های معیار آسایش انسان بر مبنای کاربری کف که در استاندارد ISO 10137 معرفی شده‌اند، مقایسه نمود.

مبحث ۱۰ ویرایش ۹۲

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

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

که در آن

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

I = ممان اینرسی مقطع تیر برحسب m^4

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

q_D = بار مرده یکنواخت بر حسب نیوتن بر متر طول

L = طول دهانه تیر دو سر ساده بر حسب متر

f = فرکانس دوره‌ای تیر بر حسب هرتز

@rjavanmardi

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

۱) IPE 240

۲) IPE 270

۳) IPE 200

۴) IPE 220

اردیبهشت ۹۷

$$f = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}} \Rightarrow 3 = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EI_{IPE180}g}{q_D}} \quad (1)$$

برای آنکه مقطع قابل قبول باشد، با فرض کاربری مسکونی فرکانس قابل قبول آن باید حداقل 5 Hz باشد.

$$5 = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EIg}{q_D}} \quad (2)$$ (I مجهول)

با تقسیم این دو رابطه بر یکدیگر

$$\sqrt{\frac{I}{I_{IPE180}}} = \frac{5}{3} \Rightarrow I = 3666\times10^4\ mm^4$$

$$\Rightarrow \text{use IPE 240}$$ گزینه ۱

یک تیر دو سر ساده به طول دهانهٔ 5 متر که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی را تحمل می‌نماید، تحت اثر بار مردهٔ گستردهٔ یکنواخت برابر 5 kN/m قرار دارد. فقط براساس کنترل ارتعاش، حداقل مقطع قابل‌قبول از نوع IPE برای این تیر به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ $E=2\times10^5$ MPa ، $g=9.81$ m/s^2 و $F_y=240$ MPa

۱) IPE180
۲) IPE200
۳) IPE220
۴) IPE240

مهر ۹۹

$$f = 0.18\sqrt{\frac{g}{\Delta_{is}}} \quad , \quad \Delta_{is} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

دوسرساده و با گستره

$$\Delta_{is} = \frac{5\times5\times(5000)^4}{384\times2\times10^5\times I} = \frac{203.45\times10^6}{I}$$

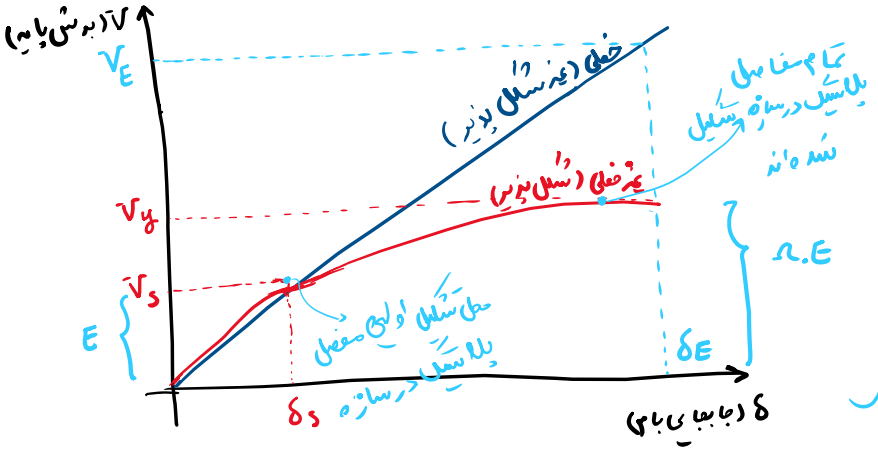
با فرض کاربری مسکونی $f \geq 5$ Hz

$$0.18\sqrt{\frac{g}{\Delta_{is}}} \geq 5\ \text{Hz} \Rightarrow 0.18\sqrt{\frac{9810\times I}{203.45\times10^6}} > 5$$

$$\Rightarrow I \geq 1600\times10^4\ \text{mm}^4$$

use IPE 200

الزامات طراحی لرزه ای



$$R = \frac{V_E\ (\text{خطی})}{V_s\ (\text{غیر خطی})}$$

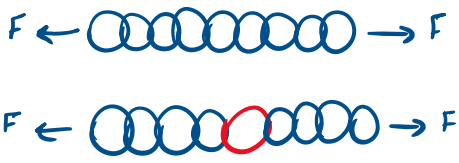
$$V_s = \frac{ABI}{R}\omega$$

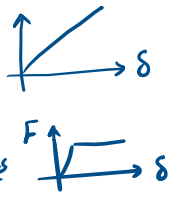
$$\text{شکل‌پذیری} = \frac{\delta E}{\delta}$$

اگر طراحی سازه را بصورت خطی (غیر شکل پذیر) انجام دهیم، برش بسیار زیادی در سازمان ایجاد شده که باعث بوجود آمدن نیروهای زیادی در اعضای سازه ای می شود. در نتیجه طراحی سازه غیر اقتصادی شده و هرگونه طراحی که انجام شود ممکن است با یک زلزله بسیار شدید دچار آسیب شود.

برای شکل پذیر کردن سازه، تعدادی اعضا به نام اعضای شکل پذیر (فیوز) در سازه قرار می دهیم و به گونه ای سازه را طراحی می کنیم که این اعضای شکل پذیر اگر نیرو در آن از حد خاصی بالاتر رود، جاری شوند. این عمل باعث می شود که نیرو در کل سازه محدود شده و از ظرفیت اعضای شکل پذیر بالاتر نرود.

زنجیر پارچه ای





آهن غیر شکل پذیر — حلقه قرمز شکل پذیر

در زنجیر پارچه ای است که اگر یک عضو شکل پذیر (حلقه قرمز رنگ) داشته باشیم، این عضو مثل یک فیوز عمل کرد، و زمانی که نیرو به حد مشخصی برسد، عضو جاری شده و اجازه بیشتر شدن نیرو در کل مجموعه زنجیر را نمی دهد. این حالت باعث می شود طراحی در اعضای غیر شکل پذیر (آهن) همواره بر اساس ظرفیت عضو شکل پذیر انجام شود.

برای شکل پذیر کردن یک سازه مهندس طراح در آیین نامه باید با انتخاب مناسب اعضای شکل پذیر
در المان های خاصی مانند بادبند، دیوار برشی و یا تیرهای قاب های خمشی طراحی را انجام داده و اعضایی که
تمایل دارند وارد محدوده غیرخطی شوند (مانند ستون ها) براساس ظرفیت اعضای شکل پذیر طراحی شوند.

E: زلزله متناظر با شکل اولین مفصل پلاستیک در سازه ها باشد

S.E: (زلزله تکمیلیانه) متناظر با شکل تمام مفاصل پلاستیک در سازه ها باشد.

در طراحی اعضای شکل پذیر (میرا) برای زلزله معمولی (E) و اعضای غیر شکل پذیر برای زلزله (S.E) تکمیلیانه
طراحی می شوند.

۱۰-۳-۲ الزامات لرزه‌ای عمومی

۱۰-۳-۲-۱ الزامات لرزه‌ای مصالح

۱۰-۳-۲-۱-۱ فولاد سازه‌ای

فولاد مورد استفاده در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، علاوه بر رعایت ضوابط بخش ۱۰-۱-۴، رعایت ضوابط لرزه‌ای این بند نیز ضروری است. تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد در اعضایی که در آن‌ها انتظار رفتار فراارتجاعی محدود یا قابل‌ملاحظه می‌رود و جزئی از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای متوسط یا ویژه هستند، نباید از 355 مگاپاسکال تجاوز نماید. در این نوع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی فولاد نباید از 0.8 بزرگ‌تر باشد.

$F_y \leq 355\ MPa$

$\frac{F_y}{F_u} \leq 0.8$

تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد در اعضایی که در آن‌ها انتظار رفتار فراارتجاعی حداقل می‌رود و جزئی از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای معمولی هستند، نباید از 460 مگاپاسکال بیشتر باشد. در این نوع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی فولاد نباید از 0.85 بزرگ‌تر باشد.

$F_y \leq 460\ MPa$

$\frac{F_y}{F_u} < 0.85$

تبصره ۱: تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد برای ستون‌ها سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه، قاب‌های خمشی خرپایی ویژه، قاب‌های خمشی مختلط ویژه، قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه و قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط و نیز ستون‌های کلیهٔ قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ فولادی و دیوارهای برشی فولادی (موضوع بخش ۱۰-۳-۴) می‌تواند از 355 مگاپاسکال بزرگ‌تر باشد؛ اما درهرحال نباید از 460 مگاپاسکال تجاوز نماید.

@rjavanmardi

تبصره ۲: برای فولادهای ساختمانی بهبودیافته برای شرایط لرزه‌ای معرفی‌شده در جدول ۱۰-۱-۲ بخش ۱۰-۱-۴، محدودیت حداکثر نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی باید مطابق یادداشت‌های موجود در زیر جدول مورداشاره در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۲-۱-۲ میل‌مهارها و میلگردها

مشخصات میل‌مهارهای مصرفی باید مطابق الزامات بند ۱۰-۱-۴-۴ باشد. چنانچه میل‌مهارها از نوع میلگردهای آجدار باشند، رعایت ضوابط لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان الزامی است. مشخصات میلگردهای مصرفی در اعضای بتن‌آرمه و اعضای با مقطع مختلط باید مطابق ضوابط لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشد.

۱۰-۳-۲-۱-۳ بتن سازه‌ای

بتن مورد استفاده در اجزاء و اعضای بتن‌آرمه سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای فولادی و نیز در اجزاء و اعضای مختلط سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای مختلط، باید الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان را برآورده نماید.

۱۰-۳-۲-۱-۴ تنش مورد انتظار مصالح

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

$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y}$

ب) تنش کششی نهایی مورد انتظار فولاد: تنش کششی نهایی مورد انتظار فولاد برابر R_tF_u بوده که در آن F_u تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد و R_t برابر نسبت تنش کششی نهایی مورد انتظار به تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد است و مقدار آن باید مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

$R_t = \frac{F_{ue}}{F_u}$

@rjavanmardi

پ) تنش فشاری مورد انتظار بتن: تنش فشاری مورد انتظار بتن برابر $R_c f'_c$ بوده که در آن f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن و R_c برابر نسبت تنش فشاری مورد انتظار به تنش فشاری مشخصهٔ بتن است و مقدار آن باید مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

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

مقادیر R_y و R_t فولاد		
نوع مصالح	R_y	R_t
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	1.25	1.1
سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی	1.2	1.1
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15	1.1
میلگردها	1.2	1.2
مقادیر R_c بتن		
تنش فشاری مشخصهٔ بتن	R_c	
$f'_c \leq 50$ MPa	1.4	
$f'_c > 50$ MPa	1.2	

ت) در مواردی که در بخش‌های این فصل مشخص گردیده است، مقاومت موردنیاز یک جزء، عضو یا اتصال باید براساس تنش تسلیم مورد انتظار ($R_y F_y$) عضو یا عضو مجاور (هرکدام کاربرد داشته باشند)، محاسبه شود.

ث) در اعضای مختلط هرگاه مقاومت اسمی عضو تابعی از تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن (f'_c) باشد، در محاسبهٔ مقاومت مورد انتظار عضو به‌جای f'_c باید از $R_c f'_c$ استفاده شود.

ج) هرگاه مقاومت‌های موردنیاز برخی از مؤلفه‌های عضو یا مقاومت‌های موردنیاز نواحی تأثیرپذیر آن از مقاومت مورد انتظار مؤلفه‌های شکل‌پذیر همین عضو به دست آمده باشد، در محاسبهٔ R_n آن‌ها به‌جای F_y می‌توان از $R_y F_y$ و به‌جای F_u از $R_t F_u$ استفاده کرد. این ضابطه برای اجزای اتصال همین عضو و اعضای مجاور آن قابل کاربرد نیست. از جمله موارد فوق می‌تواند شامل

@rjavanmardi

مقاومت موردنیاز تیر در خارج از ناحیه تیر پیوند در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای فولادی یا حالت‌های حدی برش قالبی و گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر عضو مهاربندی در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ فولادی همگرای ویژه باشد.

چ) در اعضایی که از آن‌ها انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدود یا قابل‌ملاحظه می‌رود، استفاده از فولادهای با ردهٔ بالاتر به‌جای ردهٔ مشخص‌شده در طرح مجاز نیست. در اعضایی که از آن‌ها انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدود یا قابل‌ملاحظه نمی‌رود، استفاده از فولادهای با ردهٔ بالاتر به‌جای ردهٔ مشخص‌شده در طرح به شرطی مجاز است که طراحی وصله و اتصالات آن‌ها براساس همین رده صورت گیرد.

۱۰-۳-۲-۱-۵ مقاطع سنگین

در اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، در مقاطع گرم نوردشده، فولاد سازه‌ای به‌کاررفته در بال‌های با ضخامت مساوی یا بیشتر از 40 میلی‌متر باید دارای حداقل طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی 27 ژول در دمای 20 درجه سلسیوس باشد.

در اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، در سایر مقاطع، فولاد سازه‌ای به‌کاررفته در ورق‌های با ضخامت 50 میلی‌متر و بیشتر که در موارد زیر استفاده می‌شود، در هر موقعیتی که از سوی روش‌های استاندارد مجاز دانسته شده است، باید دارای حداقل طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی 27 ژول در دمای 20 درجه سلسیوس باشد:

۱- اعضای ساخته شده از ورق

۲- ورق‌های اتصالی که انتظار می‌رود در آن‌ها در اثر بارهای لرزه‌ای، کرنش‌های غیر ارتجاعی ایجاد گردد.

۳- هستهٔ فولادی مهاربندهای کمانش‌تاب

۱۰-۳-۲-۱-۶ مصالح جوش

الف) جوش به‌کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

در کلیهٔ جوش‌های به‌کاررفته در اعضا و اتصالات سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، مشخصات فلز پرکننده باید مطابق با مشخصات جدول ۱۰-۳-۲-۲ باشد.

@rjavanmardi

جدول ۱۰-۳-۲-۲: مشخصات فلز پرکنندهٔ جوش به‌کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

مشخصات	ردهٔ الکترود (فلز پرکنندهٔ جوش)	
	E70	E80
تنش تسلیم	حداقل 400 MPa	حداقل 470 MPa
تنش کششی نهایی	حداقل 490 MPa	حداقل 550 MPa
تغییر طول نسبی	حداقل 22 درصد	حداقل 19 درصد
طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی	حداقل 27 ژول در دمای منفی 18 درجه سلسیوس	حداقل 27 ژول در دمای منفی 18 درجه سلسیوس

ب) جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در مواردی که در این فصل جوش‌ها به‌صورت جوش‌های بحرانی لرزه‌ای مشخص شده‌اند، فلز پرکننده جوش باید علاوه بر برآورده نمودن مشخصات جدول ۱۰-۳-۲-۲، باید مشخصات مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۳ را نیز برآورده نماید.

جدول ۱۰-۳-۲-۳: مشخصات فلز پرکننده در جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

مشخصات	ردهٔ الکترود (فلز پرکنندهٔ جوش)	
	E70	E80
تنش تسلیم	حداقل 400 MPa	حداقل 470 MPa
تنش کشش نهایی	حداقل 490 MPa	حداقل 550 MPa
تغییر طول نسبی	حداقل 22 درصد	حداقل 19 درصد
طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی	حداقل 54 ژول در دمای 20 درجه سلسیوس	حداقل 54 ژول در دمای 20 درجه سلسیوس

@rjavanmardi

۱۰-۳-۲-۴ مبانی طراحی لرزه‌ای

۱۰-۳-۲-۴-۱ کلیات

مقاومت موردنیاز و سایر الزامات طراحی لرزه‌ای، سطوح خطر و لرزه‌خیزی منطقه و محدودیت‌های ارتفاعی و نامنظمی برای انواع کاربردهای سازه باید براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته شوند. همچنین تغییرمکان جانبی نسبی طرح طبقه و محدودیت‌های آن باید براساس الزامات مقررشده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ باشند.

۱۰-۳-۲-۴-۲ بارها و ترکیبات بارگذاری

الف) کلیهٔ اعضا، اجزاء و اتصالات سازه باید برای ترکیبات بارگذاری متعارف شامل زلزلهٔ طرح (E) پاسخگو باشند. نیروهای زلزلهٔ طرح (E) شامل دو دسته، نیروهای جانبی (E_h) که ناشی از اثر مؤلفه‌های افقی شتاب زلزله در ساختمان است و نیروی قائم (E_v) که ناشی از اثر مؤلفهٔ قائم شتاب زلزله در ساختمان است، می‌شوند.

ب) درصورتی‌که مقاومت موردنیاز، مطابق الزامات این مبحث حاصل از بار زلزله افقی محدود به ظرفیت باشد، آثار بار لرزه‌ای محدود به ظرفیت (E_{cl}) باید مطابق الزامات این مبحث محاسبه و جایگزین E_h در ترکیبات بارگذاری شامل زلزله گردد.

پ) چنانچه مقاومت موردنیاز مطابق این مبحث حاصل از بار زلزله افقی تشدیدیافته (E_{mh}) باشد، آثار حاصل از $E_{mh}=\Omega_0 E_h$ جایگزین E_h در ترکیبات شامل زلزله به کار گرفته می‌شود. چنانچه آثار بارگذاری حاصل از E_{mh} از E_{cl} بیشتر باشد، می‌توان مقادیر آن را به E_{cl} محدود نمود.

ت) در سازه‌های مختلط، مقاومت موردنیاز اعضای بتن‌آرمه باید براساس ترکیبات بارگذاری نظیر روش LRFD تعیین شود.

۱۰-۳-۲-۴-۳ انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای مورد استفاده در این مبحث باید از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای معرفی‌شده در استاندارد ۲۸۰۰ باشد که برای آن‌ها مشخصات R، Ω_0، C_d و محدودیت‌های کاربری و ارتفاعی برای مناطق لرزه‌خیزی مختلف داده شده است.

۱۰-۳-۲-۴-۴ مقاومت‌های موردنیاز

مقاومت‌های موردنیاز اعضای سازه‌ای و اتصالات باید برابر بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از موارد زیر، درصورتی‌که در این مبحث مقرر شود، در نظر گرفته شوند:

الف) مقاومت‌های موردنیاز که از تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری داده‌شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی محاسبه شود.

@rjavanmardi

ب) مقاومت‌های موردنیاز که براساس بخش‌های ۱۰-۳-۲ تا ۱۰-۳-۶ برای هر یک از سیستم‌های باربر جانبی مقرر شده است، محاسبه گردند.

۱۰-۳-۲-۴-۵ مقاومت‌های موجود

الف) مقاومت موجود، در طراحی به روش LRFD برابر با مقاومت طراحی (ϕR_n) و در طراحی به روش ASD برابر با مقاومت مجاز (R_n/Ω) است. مقاومت موجود سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، اعضا و اتصالات باید براساس ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ تعیین شوند، مگر آنکه در این فصل (فصل ۱۰-۳) ضابطهٔ دیگری الزام شده باشد.

ب) در مواردی که مقاومت موردنیاز اعضا، اجزاء و اتصالات براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح (E)، یا زلزلهٔ تشدیدیافته (E_{mh}) تعیین می‌شود، مقدار ضریب کاهش مقاومت (ϕ) و ضریب اطمینان (Ω) باید براساس مقادیر داده‌شده در فصل ۱۰-۲ تعیین شود. اما در مواردی که مقاومت موردنیاز اعضا، اجزاء و اتصالات براساس ترکیب بارگذاری شامل زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین می‌شود، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) و ضریب اطمینان (Ω) برای حالت‌های حدی تسلیم (حالت‌های حدی شکل‌پذیر) به‌جای 0.9 و 1.67 باید به ترتیب برابر 1.0 و 1.5 و برای حالت‌های حدی گسیختگی (حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر و ترد) به‌جای 0.75 و 2.00 باید به ترتیب برابر 0.9 و 1.67 در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۲-۵ دیافراگم‌ها، اجزای مرزی دیافراگم و جمع کننده

الف) دیافراگم‌های کف و اجزای مرزی در بخش خارجی آن باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف شامل زلزلهٔ طرح مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شوند. جمع‌کننده‌ها و اتصال آنها به سیستم باربر جانبی لرزه‌ای باید براساس Ω_0 برابر نیروی اینرسی وارد بر طبقه توأم با اثر نیروهای انتقالی طبقات فوقانی (ناشی از ترکیبات بارگذاری متعارف) طراحی شوند.

ب) چنانچه از یک خرپا به‌عنوان دیافراگم کف استفاده شود، کلیهٔ اعضای خرپا و اتصالات آن‌ها باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدید یافته طراحی شوند. در دیافراگم‌های خرپایی، یال‌های خرپا باید مشابه ستون‌های قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ فولادی همگرای ویژه طراحی شوند.

پ) کلیهٔ دیافراگم‌ها (باربر یا غیر باربر لرزه‌ای) باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- برای انتقال بار بین دیافراگم‌ها و اعضای مرزی، اجزای جمع‌کننده و اعضای افقی سیستم باربر جانبی، پیش‌بینی جزئیات مناسب الزامی است.

۲- در دال‌های بتنی متکی بر تیر فولادی، برای حالت بدون استفاده از عرشهٔ فولادی، مقاومت برشی اسمی دیافراگم در داخل صفحه باید براساس کل ضخامت دال بتنی و برای حالت استفاده از عرشهٔ فولادی باید براساس ضخامت دال بتنی در روی کنگرهٔ ورق عرشه (بدون در نظر گرفتن بتن داخل کنگره‌ها) تعیین شود.

@rjavanmardi

۱۰-۳-۲-۶ الزامات تحلیل

۱۰-۳-۲-۶-۱ الزامات کلی تحلیل

تحلیل به کار گرفته‌شده برای طراحی سازه باید منطبق بر الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و الزامات مقررشده در فصل ۱۰-۱ باشد.

۱۰-۳-۲-۶-۲ تحلیل‌های تکمیلی

در مواردی که در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای الزام شده باشد، تحلیل‌های تکمیلی باید براساس مقاومت نظیر محدود به ظرفیت اعضای شکل‌پذیر، که در این مبحث مشخص شده است، صورت گیرد.

۱۰-۳-۲-۷ طبقه‌بندی مقاطع از منظر شکل‌پذیری

اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد قابل‌استفاده در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای باید الزامات این بخش را برآورده نمایند.

۱۰-۳-۲-۷-۱ الزامات مقطع اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

بال‌های مقاطع اعضای فولادی و مقاطع اعضای مختلط پرشده با بتن و بال‌های اعضای مختلط با مقطع فولادی با دال بتنی متکی بر آن باید به‌طور پیوسته به جان یا جان‌های مقطع متصل باشد.

۱۰-۳-۲-۷-۲ محدودیت‌های نسبت پهنا به ضخامت مقاطع اعضای فولادی و مختلط با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

برای اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد که از آن‌ها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدود و قابل‌ملاحظه‌ای می‌رود، در رابطه با کمانش موضعی بال‌ها و جان یا جان‌ها، ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در نظر گرفته شده است. به همین منظور برای اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری مقطع فولادی و اجزای فولادی مقاطع مختلط پرشده با بتن نباید به ترتیب از مقادیر λ_{md} و λ_{hd} ارائه‌شده در جدول ۱۰-۳-۴ بیشتر شود.

@rjavanmardi

۱۰-۳-۲-۸ مهار جانبی تیرها

در مواردی که در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای فولادی یا مختلط (مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۳ الی ۱۰-۳-۶) الزام شده باشد، برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی تیرهای I شکل و H شکل، باید الزامات بندهای ۱۰-۳-۲-۸-۱، ۱۰-۳-۲-۸-۲ و ۱۰-۳-۲-۸-۳ تأمین شوند. مهارهای جانبی ستون‌های I شکل و H شکل سیستم کنسولی فولادی ویژه، باید الزامات مهارهای جانبی تیرهای با شکل‌پذیری متوسط را تأمین نمایند.

۱۰-۳-۲-۸-۱ مهارهای جانبی در اعضای با شکل‌پذیری متوسط

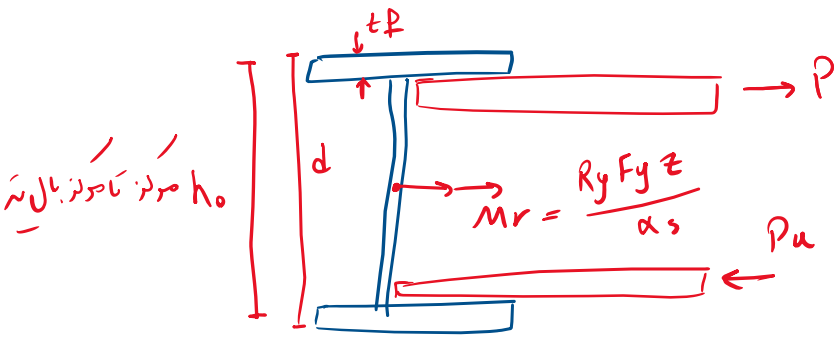
الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی با شکل‌پذیری متوسط باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

۱- هر دو بال تیر باید به‌صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.

۲- در طول تیر، فاصلهٔ مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.17 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد. r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

۳- مهارهای جانبی به‌کاررفته در هر دو بال تیر باید حداقل دارای مقاومت فشاری موجود برابر $\frac{0.02 M_r}{h_0}$ باشند. همچنین مهارهای جانبی باید حداقل دارای سختی برابر $\frac{1}{\phi}\frac{10 M_u}{L_b h_0}$ در طراحی به روش LRFD و برابر $\Omega\frac{10 M_a}{L_b h_0}$ در طراحی به روش ASD باشند. مهارهای پیچشی نقطه‌ای



@rjavanmardi

به‌کاررفته در مقطع تیر باید دارای مقاومت خمشی موجود حداقل برابر $0.02M_r$ و دارای سختی دورانی حداقل برابر $\frac{\beta_T}{1-\frac{\beta_T}{\beta_{sec}}}$ باشند، که در آن:

$$\beta_T = \frac{1}{\phi}\frac{2.4L}{nEI_{yeff}}\left(\frac{M_u}{C_b}\right)^2 \quad و \quad \phi = 0.75 \quad (LRFD) \qquad (۱-۲-۳-۱۰)$$

$$\beta_T = \Omega\frac{2.4L}{nEI_{yeff}}\left(\frac{M_a}{C_b}\right)^2 \quad و \quad \Omega = 3 \quad (ASD) \qquad (۲-۲-۳-۱۰)$$

$$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_0}\left(\frac{1.5h_0t_w^3}{12} + \frac{t_{st}b_s^3}{12}\right) \qquad (۳-۲-۳-۱۰)$$

E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

$$I_{yeff} = I_{yc} + \left(\frac{t}{c}\right) I_{yt} \qquad (۴-۲-۳-۱۰)$$

I_{yc} = ممان اینرسی بال فشاری نسبت به محور ضعیف مقطع

I_{yt} = ممان اینرسی بال کششی نسبت به محور ضعیف مقطع

c = فاصلهٔ محور خنثی تا دورترین تار فشاری مقطع

t = فاصلهٔ محور خنثی تا دورترین تار کششی مقطع

n = تعداد مهارهای پیچشی در طول دهانهٔ تیر

t_w = ضخامت جان مقطع تیر

t_{st} = ضخامت سخت‌کننده‌های عرضی در جان تیر

b_s = پهنای سخت‌کننده‌های عرضی جان برای سخت‌کننده‌های عرضی تکی در یک طرف جان و دو برابر آن برای سخت‌کننده‌های عرضی جفت در دو طرف جان

L = طول دهانهٔ تیر

M_u = لنگر خمشی موردنیاز تیر در روش LRFD که باید برابر R_yF_yZ منظور شود.

M_a = لنگر خمشی موردنیاز تیر در روش ASD که باید برابر $\frac{R_yF_yZ}{1.5}$ منظور شود.

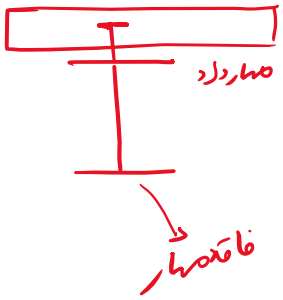
M_r = لنگر خمشی موردنیاز تیر که باید برابر $\frac{R_yF_yZ}{\alpha_s}$ منظور شود.

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

C_b = ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی مطابق بخش ۱۰-۲-۵

h_o = فاصلهٔ بین مرکز سطح بال‌های فوقانی و تحتانی

inbr.ir
@rjavanmardi



ب) تیرهای فولادی با دال بتنی متکی بر آن

در این نوع تیرها، در محدوده‌ای که بین دال بتنی و تیر فولادی برشگیر موردنیاز تعبیه شود، بال فوقانی تیر، مهارشده محسوب می‌شود. بال تحتانی تیر و بال فوقانی آن در سایر نواحی در صورت نیاز باید الزامات مهارهای جانبی حالت (الف) این بند را تأمین نمایند.

۱۰-۳-۲-۸-۲ مهارهای جانبی در اعضای با شکل‌پذیری زیاد

الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی تنها با شکل‌پذیری زیاد باید الزامات مهارهای جانبی تیرهای فولادی تنها با شکل‌پذیری متوسط را برآورده نمایند، با این تفاوت که در طول تیر فاصلهٔ مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.086 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد، که در آن r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر نسبت به محور ضعیف است.

ب) تیرهای فولادی با دال بتنی متکی بر آن

در این نوع تیرها، در محدوده‌ای که بین دال بتنی و تیر فولادی برشگیر موردنیاز تعبیه شود، بال فوقانی تیر، مهارشده محسوب می‌شود. بال تحتانی تیر و بال فوقانی آن در سایر نواحی در صورت نیاز باید الزامات مهارهای جانبی حالت (الف) این بند را تأمین نمایند.

پ) تیرهای مختلط محاط در بتن

تیرهای مختلط محاط در بتن با شکل‌پذیری زیاد باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

۱- هر دو بال تیر باید به‌صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.

۲- در طول تیر، فاصلهٔ مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.086 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد که در آن، r_y شعاع ژیراسیون مقطع تبدیل‌یافته حول محور کمانش تیر مختلط است.

۳- مهارهای جانبی به‌کاررفته در هر دو بال تیر و مهارهای پیچشی نقطه‌ای به‌کاررفته در مقطع تیر مختلط محاط در بتن باید دارای حداقل مقاومت موجود و سختی نظیر مهارهای جانبی و پیچشی به‌کاررفته در تیرهای فولادی تنها با منظور نمودن $M_r = M_{p,exp}$ باشد که در آن

@rjavanmardi

$M_{p,exp}$ برابر با مقاومت خمشی مورد انتظار تیر مختلط محاط در بتن با منظور کردن R_y برای بخش فولادی و R_c برای بخش بتنی مقطع مختلط است.

۱۰-۳-۲-۸-۳ مهار جانبی اضافی در نواحی مفصل پلاستیک

در مواردی که در الزامات سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، تعبیهٔ مهارهای جانبی اضافی مقرر شده باشد، این مهارهای جانبی اضافی باید در مجاورت نواحی محل مورد انتظار تشکیل مفصل پلاستیک تیر تعبیه شود. در صورت نیاز به این نوع مهارهای جانبی اضافی، الزامات زیر باید رعایت شوند:

الف) تیرهای فولادی

در تیرهای فولادی، مهارهای جانبی اضافی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- هر دو بال تیر باید به‌صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.

۲- مهارهای جانبی اضافی باید حداقل دارای مقاومت فشاری موجود $\frac{0.06R_yF_yZ}{\alpha_s h_0}$ و مهارهای پیچشی نقطه‌ای اضافی باید حداقل دارای مقاومت خمشی موجود برابر $\frac{0.06R_yF_yZ}{\alpha_s}$ باشند.

۳- حداقل سختی موردنیاز مهارهای جانبی اضافی و حداقل سختی دورانی موردنیاز مهارهای پیچشی نقطه‌ای اضافی باید براساس $M_r=\frac{R_yF_yZ_p}{\alpha_s}$ و مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ تأمین شود.

ب) تیرهای مختلط محاط در بتن

در تیرهای مختلط محاط در بتن، مهارهای اضافی باید الزامات زیر را ارضاء نماید:

۱- هر دو بال تیر باید به‌صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.

۲- مهارهای جانبی اضافی باید حداقل دارای مقاومت فشاری موجود $\frac{0.06M_{p,exp}}{\alpha_s h_0}$ و مهارهای پیچشی نقطه‌ای اضافی باید حداقل دارای مقاومت خمشی موجود برابر $\frac{0.06M_{p,exp}}{\alpha_s}$ باشند که در آن $M_{p,exp}$ مقاومت مورد انتظار تیر مختلط محاط در بتن با منظور کردن R_y برای بخش فولادی و R_c برای بخش بتنی است.

۳- حداقل سختی موردنیاز مهارهای جانبی اضافی و حداقل سختی دورانی موردنیاز مهارهای پیچشی نقطه‌ای اضافی باید براساس $M_r= M_{p,exp}$ و مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ تأمین شود.

@rjavanmardi

هرکدام از بال‌های

مهارهای جانبی یک تیر با مقطع IPE 300 و مربوط به یک قاب خمشی ویژه حداقل برای چه مقدار نیرو باید طراحی شود؟ (F_y=240 MPa) (در روش ASD)

۱) 11 kN ۲) 29 kN ۳) 31 kN ۴) 38 kN

اسفند ۹۵

نیروی طراحی مهارهای جانبی هر یک از بال‌های تیر باید حداقل برابر با $\frac{0.02M_r}{h_o}$ باشد

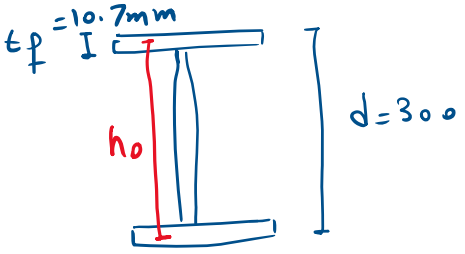
$$M_r = \frac{R_y F_y Z}{\alpha_s} \qquad \alpha_s = 1 \ (LRFD) \qquad \alpha_s = 1.5 \ ASD$$

$$M_r = \frac{1.2 \times 240 \times 628 \times 10^3}{1} = 180.8 \ kN.m$$

$R_y = 1.2$ ⇐ مقطع IPE نورد شده

$$P_u = \frac{0.02 \times 180.8 \times 10^6}{289.3mm} = 12.5 \ kN$$

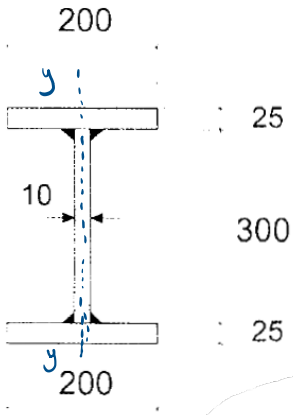
گزینه ۱



$h_o = 300 - 10.7 = 289.3mm$

اگر نیروی طراحی مهارجانبی اضافی در محل تشکیل مفصل پلاستیک را بخواهیم باید از مرجع استفاده کنیم $\frac{0.06 R_y F_y Z}{\alpha_s h_o}$

در یک قاب خمشی فولادی ویژه برای تیرهای یکی از دهانه‌ها از مقطع شکل زیر استفاده شده است. در این تیر با اتصال گیردار در دو انتها، حداکثر فاصلهٔ مهارهای جانبی در محدودهٔ خارج از نواحی محافظت شده، به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ابعاد در شکل به میلی‌متر، $E=2\times10^5$ MPa و $F_y=340$ MPa است. فرض کنید در این فاصله به خاطر بزرگ‌بودن مقدار C_b، در تیر حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی تعیین‌کننده نخواهد بود.



۱) 3.6 m
۲) 2.5 m
۳) 2.0 m
۴) 1.6 m

مرداد ۱۴۰۰

در قاب خمشی ویژه

$L_b \le 0.086 r_y \frac{E}{R_y F_y}$ ← $R_y = 1.15$ ضعیف ساقه شده ازورق

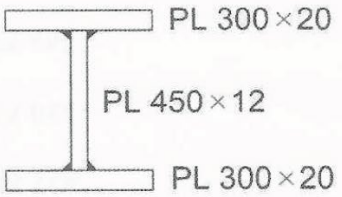
$L_b \le 0.086 \sqrt{\frac{I_y}{A}} \times \frac{E}{R_y F_y} = 0.086 \sqrt{\frac{2\times25\times200^3/12}{2\times25\times200+300\times10}} \times \frac{2\times10^5}{1.15\times340}$

$L_b \le 2.22$ m

در صورتی‌که بخواهیم برای یک تیر با مقطع شکل زیر که در یک قاب خمشی متوسط مورد استفاده قرار گرفته است، مهار جانبی در نظر بگیریم، این مهارهای جانبی باید حدوداً برای حداقل چه نیرویی طراحی شوند؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است. مهارجانبی هردوبال مدنظر

F_y=240 MPa

روش LRFD است.



۱) 120 kN
۲) 100 kN
۳) 110 kN
۴) 130 kN

دی ۱۴۰۱

مهارجانبی هردوبال باید برای $\frac{0.02 M_r}{h_0}$ طراحی شود.

$h_0 = 450 + 20 = 470\ mm$

$M_r = \frac{R_y F_y Z}{\alpha_s} = \frac{1.15 \times 240 \times (300 \times 20 \times 470 + 225 \times 12 \times 225)}{1} = 945.9\ kN.m$

$\frac{0.02 M_r}{h_0} = \frac{0.02 \times 945.9 \times 10^3}{470} = 40.2\ kN$

۱۰-۳-۲-۹ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون‌ها

کلیهٔ ستون‌هایی که جزئی از سیستم باربر لرزه‌ای هستند، علاوه بر تأمین الزامات فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲، باید الزامات این بخش را نیز برآورده نمایند.

۱۰-۳-۲-۹-۱ مقاومت خمشی و محوری موردنیاز

در کلیهٔ سیستم‌های باربر لرزه‌ای، مقاومت خمشی و محوری موردنیاز ستون‌ها نباید از بحرانی‌ترین آثار به‌دست‌آمده از دو حالت زیر کمتر در نظر گرفته شود:

الف) آثار حاصل از «الزامات تحلیل» مقررشده در هر یک از سیستم‌های باربر لرزه‌ای مطابق با بخش‌های بعدی این فصل

ب) مقاومت فشاری و کششی محوری موردنیاز به‌دست‌آمده از تحلیل سازه برای ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته. در این حالت می‌توان از آثار هرگونه لنگر در ستون‌ها صرف‌نظر نمود، مگر آن‌که لنگرها از بارهای وارده در بین دو انتهای ستون ناشی شده باشند.

تبصره ۱: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ترکیب نیروی زلزلهٔ راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزلهٔ راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد

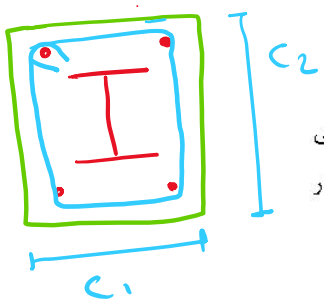
تبصره ۲: کنترل برش دوطرفه (برش پانچ) شالودهٔ ساختمان برای نیروی محوری ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته، بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی، الزامی است.

۱۰-۳-۲-۹-۲ مقاومت برشی موردنیاز

در کلیهٔ سیستم‌های باربر لرزه‌ای، مقاومت برشی موردنیاز ستون‌ها نباید از برش حاصل از «الزامات تحلیل» مقررشده در هر یک از سیستم‌های باربر لرزه‌ای مطابق با بخش‌های بعدی این فصل در اثر مکانیزم تشکیل مفاصل پلاستیک در محل‌های مقررشده کمتر در نظر گرفته شود. درهرحال مقاومت برشی موردنیاز ستون‌های باربر لرزه‌ای نباید از $\sum \frac{M_{pc}}{\alpha_s H}$ کمتر در نظر گرفته شود. همچنین مقاومت برشی موردنیاز ستون‌هایی که بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای نیستند، نباید از $\frac{1}{2}\sum \frac{M_{pc}}{\alpha_s H}$

@rjavanmardi

کمتر در نظر گرفته شود. که در آن: M_{pc} لنگر پلاستیک مقطع ستون، H ارتفاع طبقه و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.



۱۰-۳-۲-۹-۳ الزامات ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن

ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن علاوه بر الزامات فصل ۱۰-۲-۸ باید الزامات اضافی مقررشده در زیر را وقتی به‌عنوان اعضای با شکل‌پذیری متوسط (در صورت کاربرد) یا زیاد در سیستم‌های مختلط به کار می‌روند، ارضاء نمایند.

الف) اعضای با شکل‌پذیری متوسط

۱- فاصلهٔ میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی بالا و پایین ستون (l_0) که باید از بر اتصال تیر به ستون به داخل ستون امتداد داشته باشد، نباید از مقادیر زیر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود:

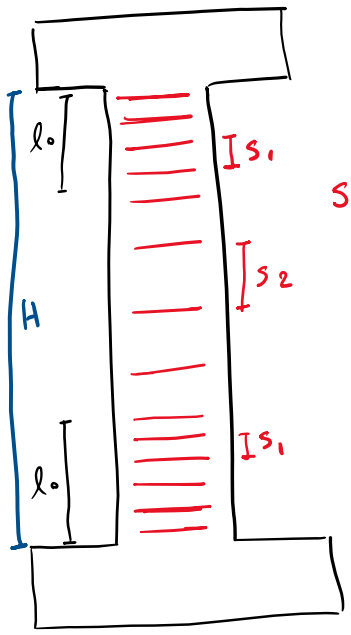
- نصف بعد کوچک‌تر مقطع ستون
- 8 برابر قطر میلگردهای طولی ستون
- 24 برابر قطر میلگردهای عرضی ستون
- 300 میلی‌متر

$s_1 \le \min\left\{\frac{\min(c_1,c_2)}{2}, 8d_{\text{میلگرد طولی}}, 24d_{\text{خاموت}}, 300\right\}$

۲- در نواحی بحرانی بالا و پایین ستون، ناحیهٔ بحرانی (l_0) نباید از مقادیر زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شود:

- یک‌ششم ارتفاع آزاد ستون
- بعد بزرگ‌تر مقطع ستون
- 450 میلی‌متر

$l_0 \ge \max\left\{\frac{H}{6}, \max(c_1,c_2), 450\right\}$



۳- در سایر نواحی ستون (خارج از ناحیهٔ l_0) فاصلهٔ میلگردهای عرضی نباید از دو برابر فواصل تعیین‌شده در حالت (۱) بیشتر در نظر گرفته شود. $s_2 \le 2s_1$

۴- الزامات مربوط به وصلهٔ میلگردها و سایر مقررات مربوط به میلگردها باید مطابق با الزامات لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشد.

۵- استفاده از مفتول‌های جوش‌داده‌شده به‌عنوان میلگردهای عرضی مجاز نیست.

jinbr.ir

@rjavanmardi

ب) اعضای با شکل‌پذیری زیاد

ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن که به‌عنوان عضو با شکل‌پذیری زیاد در سیستم‌های مختلط به کار می‌روند، علاوه بر تأمین الزامات اعضای با شکل‌پذیری متوسط، باید الزامات زیر را نیز برآورده نمایند:

۱- میلگردهای طولی باربر باید الزامات لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان را برآورده نمایند.

۲– میلگردهای عرضی باید مطابق با الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان بوده و الزامات زیر را نیز برآورده نمایند:

- مساحت کل آرماتورهای عرضی (A_{sh}) نباید از مقدار به‌دست‌آمده از رابطهٔ زیر کمتر در نظر گرفته شود:

$$A_{sh}= 0.09h_{cc}s\left[1-\frac{F_yA_s}{P_n}\right]\left[\frac{f'_c}{F_{ysr}}\right] \qquad (۵-۲-۳-۱۰)$$

که در آن:

A_s= مساحت مقطع هستهٔ فولادی

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ هستهٔ فولادی

F_{ysr}= تنش تسلیم مشخصهٔ میلگردهای عرضی

P_n= مقاومت فشاری اسمی مقطع مختلط

h_{cc} = بعد بزرگ‌تر هستهٔ محصورشدهٔ مقطع که از برِ خارجی میلگردهای عرضی اندازه‌گیری می‌شود.

s= فاصلهٔ میلگردهای عرضی بسته مقطع در راستای طولی عضو

f'_c= تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

تبصره: اگر مقاومت فشاری اسمی هستهٔ فولادی محاط در بتن به تنهایی از نیروی فشاری حاصل از ترکیب بار D+0.5L بزرگ‌تر باشد، رعایت رابطهٔ ۱۰-۳-۲-۵ الزامی نیست.

- در خارج از نواحی بحرانی طول ستون، فاصلهٔ میلگردهای عرضی در راستای طولی ستون نباید از شش برابر قطر میلگرد طولی و 150 میلی‌متر بیشتر در نظر گرفته شود.

$S \leq \min\{6d_b, 150mm\}$ میلگرد طولی

inbr.ir
@rjavanmardi

- در نواحی بحرانی طول ستون، فاصلهٔ میلگردهای عرضی در راستای طولی ستون نباید از یک‌چهارم بعد کوچک‌تر مقطع ستون و 100 میلی‌متر بیشتر در نظر گرفته شود.
- در هر مقطع ستون، فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو ساق مجاور میلگردهای عرضی نباید از 350 میلی‌متر بیشتر در نظر گرفته شود.

۳- در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ مختلط، ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتنی که مقاومت موردنیاز آن‌ها بدون در نظر گرفتن زلزلهٔ تشدیدیافته بیشتر از $0.2P_n$ باشد و مقاومت اسمی هسته فولادی مدفون در ستون به تنهایی از نیروهای فشاری حاصل از ترکیب بارگذاری $D+0.5L$ کوچک‌تر باشد، فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در سرتاسر طول ستون باید همانند فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در ناحیهٔ بحرانی باشد.

۴- ستون‌های مختلطی که بارهای حاصل از دیوارهای برشی یا مهاربندی قطع‌شده را تحمل می‌نمایند، درصورتی‌که مقاومت موردنیاز آن‌ها بدون در نظر گرفتن زلزلهٔ تشدیدیافته بیش از $0.1P_n$ باشد، فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در سرتاسر طول ستون باید همانند فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در ناحیهٔ بحرانی باشد. درصورتی‌که مقاومت اسمی هستهٔ فولادی محاط در بتن به تنهایی از نیروهای فشاری حاصل از ترکیب بارگذاری $D+0.5L$ بزرگ‌تر باشد، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

۵- هنگامی‌که ستون به پی منتهی می‌شود، میلگردهای عرضی مقررشده در ناحیهٔ ویژه باید حداقل 300 میلی‌متر در پی ادامه داشته باشد. همچنین در مواردی که ستون به یک دیوار منتهی می‌شود، در آن طبقه میلگرد گذاری عرضی سرتاسر طول ستون باید مطابق میلگردهای عرضی مقررشده در ناحیهٔ بحرانی باشد و با همین آرایش، حداقل به‌اندازهٔ طول گیرایی میلگردهای طولی در دیوار ادامه یابد.

۱۰-۳-۲-۹-۴ ستون‌های مختلط پرشده با بتن

درصورتی‌که در ستون‌های مختلط پرشده با بتن از میلگردهای طولی استفاده شده باشد، جزئیات‌بندی آرماتورهای طولی و عرضی باید مطابق با الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشد.

@rjavanmardi

۱۰-۳-۲-۱۰ الزامات طراحی لرزه‌ای اعضای فولادی ساخته‌شده

درصورتی‌که در بخش اتصالات پیش‌تاییدشده ضوابطی برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز اتصال اجزای مقاطع فولادی ساخته‌شده با یکدیگر ارائه نشده باشد، در این صورت رعایت ضوابط زیر الزامی است:

الف) اتصالات بین اجزای اعضای ساخته‌شدهٔ فولادی و مختلط که دارای رفتار فرا ارتجاعی هستند، باید بتوانند حداکثر نیروهای مورد انتظاری که از رفتار فرا ارتجاعی آن‌ها ناشی می‌شود، را تحمل نمایند.

ب) اتصالات بین اجزای اعضای ساخته‌شدهٔ فولادی و مختلط که از آن‌ها انتظار رفتار فراارتجاعی نمی‌رود، باید برای آثار ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته طراحی شوند.

پ) چنانچه اتصالات بین اجزای اعضای ساخته‌شده در ناحیهٔ حفاظت‌شده قرار داشته باشند، این اتصالات در طول ناحیهٔ حفاظت‌شده باید دارای مقاومت موجود حداقل برابر $R_y F_y t_p/\alpha_s$ باشند که در آن t_p ضخامت جزء متصل‌شوندهٔ نازک‌تر است.

۱۰-۳-۲-۱۱ الزامات عمومی لرزه‌ای اتصالات

۱۰-۳-۲-۱۱-۱ الزامات کلی اتصالات

الف) اتصالات، شامل وسایل اتصال و اجزای اتصال‌دهنده‌ای که بخشی از سیستم‌های باربر جانبی باشند، علاوه بر رعایت الزامات بخش ۱۰-۲-۹، باید الزامات تکمیلی داده‌شده در این بخش را نیز برآورده نمایند.

ب) پیچ‌ها و جوش‌ها نباید به‌طور هم‌زمان در تحمل هر یک از مؤلفه‌های نیروهای ناشی از بارهای زلزله در یک سمت اتصال به کار گرفته شوند.

در وصله‌ها اگر یک سمت تماماً جوشی و سمت دیگر تماماً پیچی باشد بلامانع می‌باشد.

۱۰-۳-۲-۱۱-۲ اتصالات پیچی

اتصالات پیچی کلیهٔ اعضای باربر جانبی لرزه‌ای می‌توانند از نوع پیش‌تنیده یا لغزش بحرانی باشد، مگر آن که در بخش‌های دیگر این فصل استفاده از اتصال لغزش بحرانی الزام شده باشد. در این‌گونه اتصالات علاوه بر الزامات فصل ۱۰-۲ الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

@rjavanmardi



الف) تحت اثر برش ناشی از نیروهای زلزله، سوراخ پیچ‌ها می‌توانند از نوع استاندارد یا لوبیایی کوتاه با شیار عمود بر جهت نیرو باشند. در این نوع اتصالات استفاده از سوراخ‌های بزرگ‌شده به شرطی مجاز است که:

۱- اتصال مربوط به عضو مهاربندی باشد؛

۲- سوراخ‌های بزرگ‌شده فقط در یکی از ورق‌های اتصال تعبیه شده باشد؛

۳- اتصال به‌صورت لغزش بحرانی طراحی شود.

ب) تحت اثر کشش خالص ناشی از نیروهای زلزله، سوراخ پیچ‌ها می‌توانند از نوع استاندارد یا بزرگ‌شده و یا لوبیایی کوتاه باشند.

پ) سطوح تماس کلیهٔ اتصالات باید دارای شرایط سطحی حداقل کلاس A باشند.

استثناء: در حالت‌های زیر سطوح تماس می‌توانند دارای شرایط سطحی کمتر از کلاس A باشند:

۱- اتصالات گیردار فلنجی پیش‌تأییدشده در قاب‌های خمشی؛

۲- اتصالاتی که در آن‌ها انتقال نیروهای ناشی از زلزله از طریق کشش یا فشار و نه از طریق برش در پیچ‌ها صورت گیرد.

۱۰-۳-۲-۱۱-۳ اتصالات جوشی

در اتصالات جوشی علاوه بر رعایت الزامات تکمیلی که در بخش‌های بعدی این فصل و نیز در فصل چهارم این مبحث به آن‌ها اشاره شده است، رعایت ضوابط لرزه‌ای اضافی دیگری الزامی نیست.

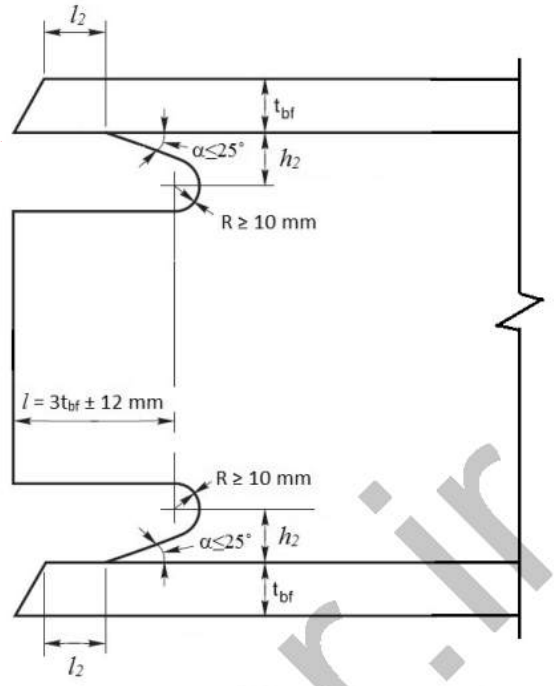
۱۰-۳-۲-۱۱-۴ ورق‌های پیوستگی و تقویت‌کننده‌ها

در طراحی ورق‌های پیوستگی و سخت‌کننده‌های عرضی جان رعایت ضوابط بخش ۱۰-۴-۹ برای اعضای با مقاطع نوردشده الزامی است.

۱۰-۳-۲-۱۱-۵ سوراخ‌های دسترسی جایگزین

در بخش‌های مشخص شده در این فصل، باید از دیتیل جایگزین برای سوراخ‌های دسترسی اتصالات خمشی مطابق شکل ۱۰-۳-۲-۱ استفاده شود. لبهٔ جان باید از سطح بال تا سطح تورفتگی سوراخ دسترسی به‌صورت شیب‌دار، کاملاً یکنواخت و بدون گوشه‌های تیز باشد. حداکثر ناهمواری مجاز سطح لبه‌های تمام شدهٔ سوراخ‌های دسترسی برابر 13 میکرون است.

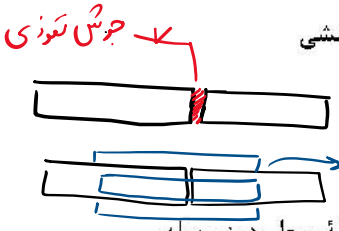
@rjavanmardi



$$[\max(t_{bf}, 12\text{ mm}) - 0.25t_{bf}] \le l_2 \le [\max(t_{bf}, 12\text{ mm}) + 0.5t_{bf}]$$

$$\max(0.75t_{bf}, 20\text{ mm}) \le h_2 \le t_{bf} + 6\text{ mm}$$

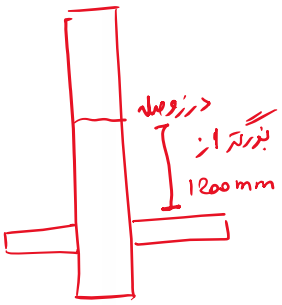
شکل ۱۰-۳-۲-۱: دیتیل جایگزین برای سوراخ‌های دسترسی اتصالات خمشی



۱۰-۳-۲-۱۲ وصلهٔ ستون‌ها

۱۰-۳-۲-۱۲-۱ موقعیت وصله‌های کارگاهی

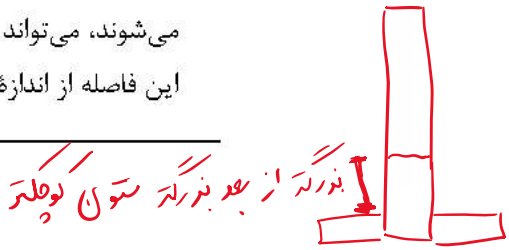
برای کلیهٔ ستون‌های ساختمان‌ها، شامل ستون‌های باربر و غیر باربر جانبی، فاصلهٔ محل درز وصله نباید از 1200 میلی‌متر به نزدیک‌ترین بال تیر متصل به ستون کوچک‌تر باشد.



استثناء:

(۱) در جایی که ارتفاع آزاد ستون کمتر از 2.4 متر باشد، محل وصله باید در وسط ارتفاع آزاد ستون در نظر گرفته شود.

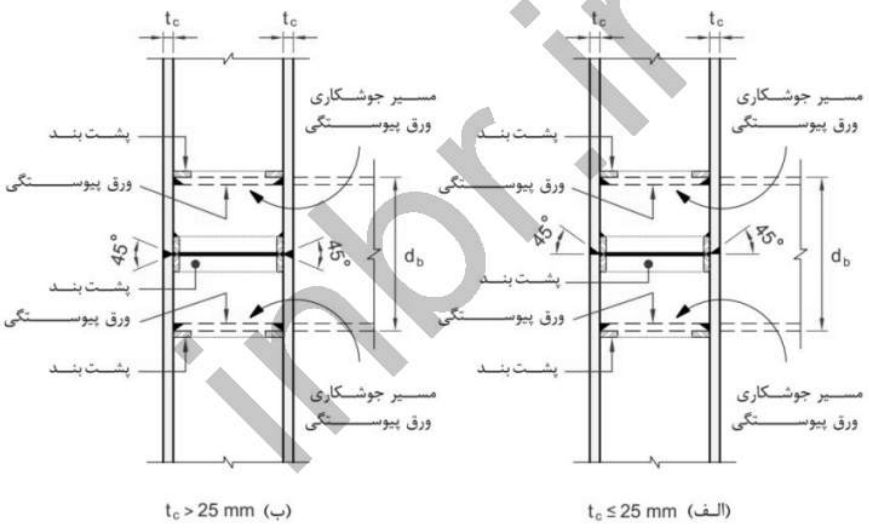
(۲) ستون‌هایی که بال‌ها و جان‌های آن‌ها در کارخانه توسط جوش‌های شیاری با نفوذ کامل، وصله می‌شوند، می‌توانند در موقعیتی نزدیک‌تر به اتصال بال تیر به ستون قرار گیرند، مشروط بر آنکه این فاصله از اندازهٔ بعد بزرگ‌تر ستون کوچک‌تر نباشند.



@rjavanmardi

(۳) در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق، اگر اجرای ورق‌های پیوستگی از طریق بعد چهارم ستون و در کارخانه صورت گیرد، محل درز وصلهٔ ورق بعد چهارم ستون می‌تواند کوچک‌تر از اندازهٔ بعد بزرگ‌تر ستون کوچک‌تر وصله‌شونده باشد، اما درهرحال نباید از نصف بعد بزرگ‌تر ستون کوچک‌تر وصله‌شونده، کمتر باشد.

(۴) در مواردی که درز لب‌به‌لب ورق‌های بال یا جان ستون‌های قوطی‌شکل (HSS) یا جعبه‌ای ساخته شده از ورق در کارخانه و به‌صورت شیاری با نفوذ کامل انجام شود و نیز استفاده از ورق‌های دیافراگم داخلی (ورق‌های پیوستگی) مدنظر باشد، محل درز وصله می‌تواند مطابق شکل ۱۰-۳-۲-۲ درست در وسط چشمهٔ اتصال و در امتداد محور طولی تیر باشد. در این حالت در محل درز وصله برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل استفاده از ورق‌های پشت‌بند اجباری است.



شکل ۱۰-۳-۲-۲: گزینهٔ دیگر موقعیت وصلهٔ کارخانه‌ای ستون‌ها

۱۰-۳-۲-۱۲-۲ مقاومت موردنیاز وصلهٔ ستون

وصلهٔ ستون‌های به‌کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت موجود کافی، حداقل برابر مقاومت‌های موردنیاز زیر باشند که باید به‌طور هم‌زمان در نظر گرفته شوند:

@rjavanmardi

الف) مقاومت محوری و خمشی موردنیاز

مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون‌های غیر باربر لرزه‌ای باید مطابق بند ۱۰-۲-۹-۶ در نظر گرفته شود. مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون‌های به‌کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای در هر یک از امتدادهای اصلی مقطع ستون باید براساس بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های زیر در نظر گرفته شود:

۱- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات متعارف بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح

۲- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز به‌دست‌آمده در محل وصله ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته.

۳- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز ستون مطابق الزامات تحلیل مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶.

۴- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون مطابق الزامات مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصلهٔ ستون‌ها

ب) مقاومت برشی موردنیاز

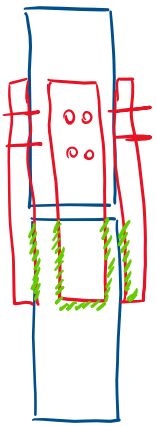
مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ کلیهٔ ستون‌های باربر و غیر باربر لرزه‌ای در هر یک از امتدادهای اصلی مقطع ستون باید براساس بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های زیر در نظر گرفته شود:

۱- مقاومت برشی موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات متعارف بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح؛

۲- مقاومت برشی موردنیاز به‌دست‌آمده در محل وصله ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته؛

۳- مقاومت برشی موردنیاز ستون مطابق الزامات تحلیل مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶؛

۴- مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ ستون مطابق الزامات مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصلهٔ ستون‌ها.

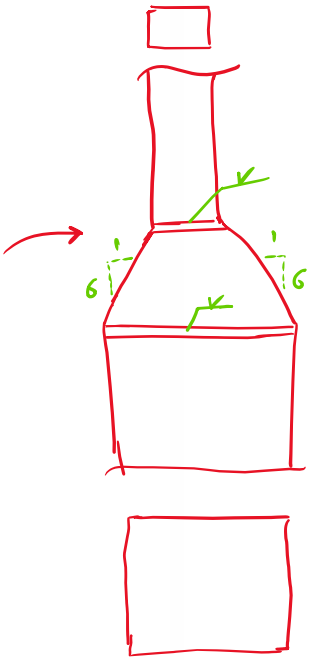


۱۰-۳-۲-۱۲-۳ جزئیات‌بندی وصلهٔ ستون‌ها

الف) اتصال وصلهٔ ستون به هر یک از دو قطعهٔ ستون وصله‌شونده باید با یک نوع وسیلهٔ اتصال، جوش یا پیچ پرمقاومت، انجام شود و در مقطع عدم تقارن ایجاد نکند. اتصال وصله به یکی از قطعات ستون تماماً جوشی و به دیگری تماماً پیچی نیز مجاز است.

@rjavanmardi





ب) در وصلهٔ لب‌به‌لب بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان ستون به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگ‌تر به ورق کوچک‌تر، باید با شیب حداکثر 1 به 2.5 صورت گیرد.

پ) در وصلهٔ ستون‌های با ابعاد و مقطع متفاوت، به‌جای استفاده از ورق‌های پرکننده با ضخامت‌های زیاد، ارجح است ابتدا مقطع بزرگ‌تر با شیب حداکثر 1 به 6 به مقطع کوچک‌تر تبدیل شده و سپس اتصال وصله صورت گیرد.

ت) در محل وصلهٔ ستون‌های متشکل از چند نیمرخ لازم است هر یک از ستون‌های وصله‌شونده در ارتفاعی حداقل به اندازهٔ بعد بزرگ‌تر مقطع ستون به‌صورت یکپارچه درآیند و سپس وصله شوند.

ث) جزئیات‌بندی بخش بتنی وصلهٔ ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن و نیز جزئیات‌بندی ستون‌های بتن‌آرمه که ممکن است در سیستم‌های لرزه‌ای مختلط کاربرد داشته باشد، باید الزامات عمومی مربوط به ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن (مطابق بند ۱۰-۳-۲-۹-۳) و همچنین الزامات لرزه‌ای ستون‌های بتن‌آرمه (مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان) را برآورده نماید.

ج) در هر طرف محل درز وصله، طول ورق‌های وصله در راستای محور طولی ستون نباید از نصف پهنای جزء وصله‌شونده کوچک‌تر در نظر گرفته شود.

چ) در وصله‌های جوشی، در صورت استفاده از ورق‌های گوشواره‌ای (ناودان جوش) پس از تکمیل جوشکاری، این ورق‌ها باید برداشته شوند. برداشتن ورق‌های پشت‌بند جوش‌های شیاری با نفوذ کامل الزامی نیست.

ح) جزئیات‌بندی وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات تکمیلی مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصلهٔ ستون‌ها را تأمین نمایند.

inbr.ir

با لحاظ الزامات طراحی لرزه‌ای، اگر لنگر خمشی پلاستیک ستون فولادی در ناحیه بالای وصله برابر 300 kN.m و در ناحیه پایین وصله برابر 360 kN.m و ارتفاع طبقه برابر H_c=4 متر باشد. حداقل چه مقدار لنگر خمشی و چه مقدار نیروی برشی برای طراحی وصله باید در نظر گرفته شود؟ ستون دارای مقطع ساخته‌شده از ورق می‌باشد.

۱) 165 kN , 345 kN.m
۲) 190 kN , 360 kN.m
۳) 190 kN , 345 kN.m
۴) 165 kN , 414 kN.m

آبان ۹۳

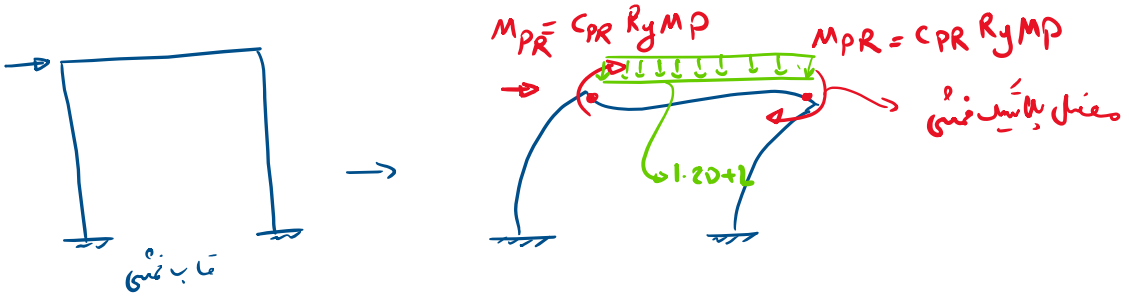
۱۰-۳-۲-۱۳ وصلهٔ تیرها

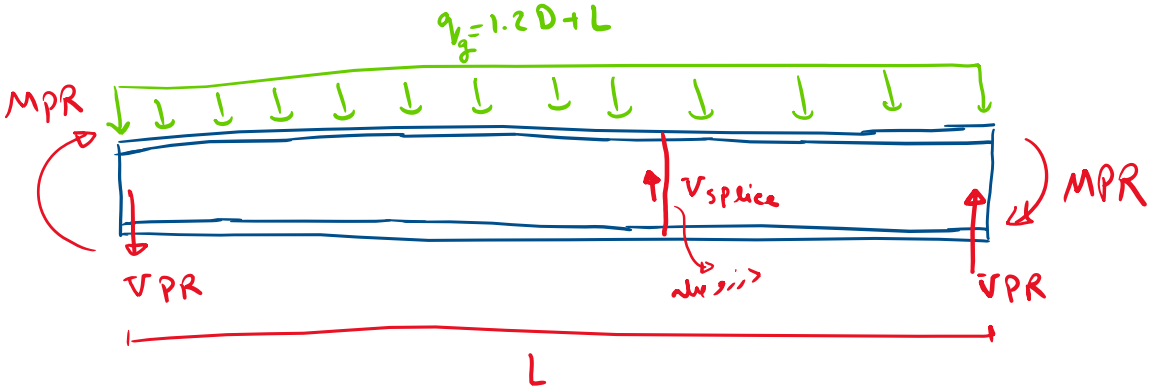
وصلهٔ تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر الزامات فصل ۱۰-۲، باید الزامات زیر را تأمین کنند:

الف) وصلهٔ تیرها باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر قرار گیرد.

ب) در وصلهٔ مستقیم بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان تیرها به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگ‌تر به ورق کوچک‌تر، باید با شیب حداکثر 1 به 2.5 صورت گیرد.

پ) مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس الزامات بخش‌های ۱۰-۳-۳ تا ۱۰-۳-۶ تعیین شود. درصورتی‌که در بخش‌های مورداشاره برای مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها الزام خاصی ارائه نشده باشد، مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها نباید از مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها در قاب‌های خمشی معمولی کوچک‌تر در نظر گرفته شود.





۱۰-۳-۲-۱۴ الزامات لرزه‌ای کف‌ستون‌ها

در کلیهٔ ستون‌های باربر و غیر باربر لرزه‌ای، کف‌ستون‌ها (شامل ورق کف‌ستون، میل‌مهارها، ورق‌های تقویتی و ...) علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت موجود کافی، حداقل برابر مقاومت‌های موردنیاز زیر که باید به‌طور هم‌زمان در نظر گرفته شوند، باشند.

الف) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز کف‌ستون‌های اعضای باربر لرزه‌ای نباید از بزرگ‌ترین دو مقدار زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شود:

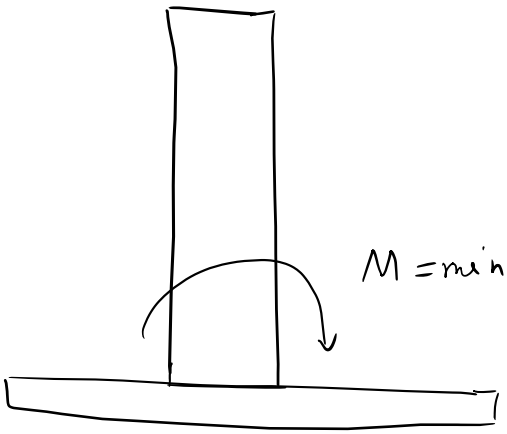
۱- عکس‌العمل قائم در محل کف‌ستون ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته؛

۲- عکس‌العمل قائم در محل کف‌ستون ناشی از زلزله محدود به ظرفیت مقررشده در الزامات تحلیل سیستم باربر لرزه‌ای (در صورت کاربرد).

تبصره: عکس‌العمل قائم در محل کف‌ستون‌های اعضایی که بخشی از سیستم‌های باربر لرزه‌ای نیستند، می‌تواند براساس ترکیبات متعارف بارگذاری تعیین شود.

ب) مقاومت خمشی موردنیاز

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



لنگر ناشی از ستون در ملاقی ستون به دال

زلزله تشدیدیافته / ظرفیت

$$M = \min\left\{ \text{لنگر ناشی از زلزله تشدیدیافته} \;,\; \frac{1.1\, R_y Z F_y}{\alpha_s} \right\}$$

LRFD $\alpha_s = 1$

ASD $\alpha_s = 1.5$

@rjavanmardi

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

۲- برای ستون‌های دارای اتصال خمشی به شالوده، کوچک‌ترین دو مقدار حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون مطابق رابطهٔ $1.1R_yF_yZ/\alpha_s$ و لنگر خمشی محاسبه‌شده براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته.

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

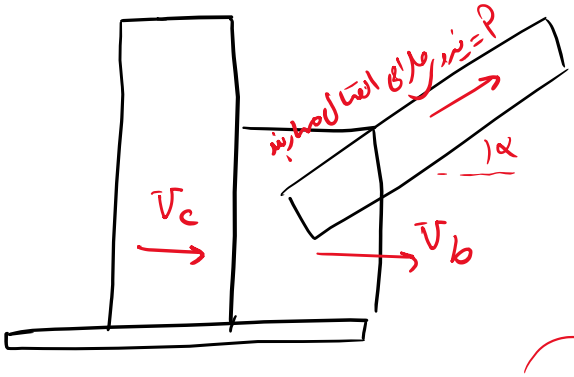
پ) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز کف‌ستون‌های اعضای باربر لرزه‌ای باید به شرح زیر براساس مجموع مقاومت موردنیاز مؤلفه افقی اعضای فولادی متصل به ورق کف‌ستون به دست آید؛ ولی درهرحال نباید از $F_yZ/(\alpha_sH)$ ستون کمتر باشد که در آن H ارتفاع طبقه و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است:

۱- برای مهاربندها، مؤلفهٔ افقی مقاومت محوری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی.

۲- برای ستون‌ها، کوچک‌ترین دو مقدار $2R_yF_yZ/(\alpha_sH)$ و نیروی برشی محاسبه‌شده براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته..

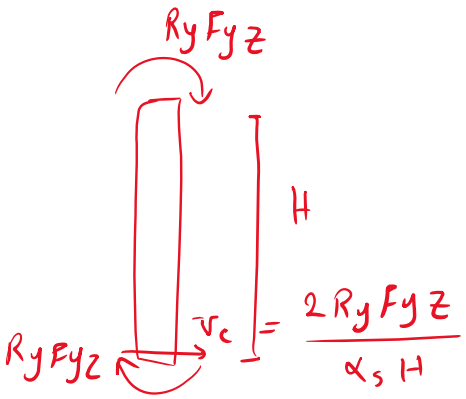
تبصره: درصورتی‌که اتصال ستون به کف‌ستون مفصلی باشد، در محاسبهٔ مقاومت برشی موردنیاز کف‌ستون، برش افقی متناظر با مهاربندها باید برابر مؤلفهٔ افقی مقاومت محوری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی و برش افقی متناظر با ستون برابر مقدار محاسبه‌شده از تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در نظر گرفته شود؛ ولی درهرحال برش افقی متناظر با ستون نباید از $F_yZ/(\alpha_sH)$ ستون کمتر باشد.



$V_b = P\cos\alpha$

$V_c = \min\left\{ \text{برش ناشی از زلزله تشدید یافته} \;,\; \frac{2R_yF_yZ}{\alpha_s H} \right\}$

$V_{BP} = V_b + V_c$



@rjavanmardi

۱۰-۳-۲-۱۷ ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضا

ناحیهٔ حفاظت‌شده در یک عضو از سازه که شامل ناحیهٔ شکل‌پذیر و نواحی مجاور آن است، به ناحیه‌ای از عضو اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در این ناحیه تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی ایجاد شود. نظر به اهمیت ناحیهٔ حفاظت‌شده و رفتار حساس آن در حرکات رفت و برگشتی سازه، این ناحیه باید عاری از هرگونه عملیاتی باشد که موجب مخدوش شدن عملکرد شکل‌پذیر عضو در این ناحیه می‌شود. در هر یک از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، موقعیت و طول ناحیهٔ حفاظت‌شده باید مطابق بخش‌های بعدی این فصل تعیین شود. همچنین به منظور جلوگیری از مخدوش شدن عملکرد شکل‌پذیر عضو، در ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضا باید الزامات عمومی زیر نیز رعایت شود:

الف) در ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضای سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای متوسط و ویژه، به کار بردن وصلهٔ مستقیم یا غیرمستقیم جوشی یا پیچی نیمرخ‌ها یا ورق‌های تشکیل‌دهندهٔ عضو ممنوع است.

ب) هرگونه ناپیوستگی ناشی از عملیات اجرائی اضافی در ساخت و نصب مانند سوراخ‌کاری جوش‌های موضعی، تخلیهٔ جوش، وسایل کمکی برای نصب، ناصافی‌های ناشی از برش‌های حرارتی در ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضا ممنوع بوده و در صورت وجود باید به نحو مناسبی برطرف شده و تعمیر گردد.

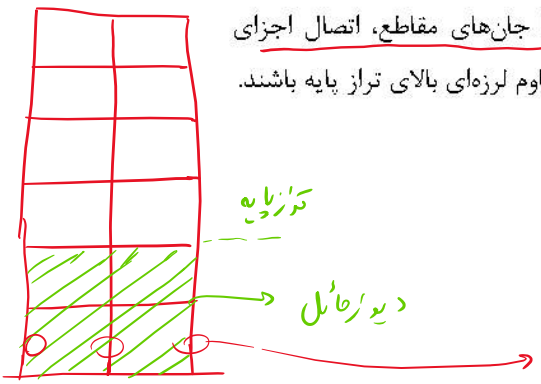
پ) در ناحیهٔ حفاظت‌شده به‌کارگیری گل‌میخ‌های فولادی یا هر نوع برشگیر فولادی در بال تیرها ممنوع است، مگر آن‌که در اتصالات پیش تأییدشده مجاز دانسته شده باشد.

ت) خال‌جوش کردن عرشهٔ فولادی تیرهای مختلط در ناحیهٔ حفاظت‌شده درصورتی‌که در این ناحیه بال تیر را دچار آسیب ننماید، مجاز است.

ث) به‌کارگیری هرگونه اتصال جوشی یا پیچی برای اتصالات اجزای نما، دیوارهای داخلی و خارجی، تیرهای نعل‌درگاهی، تیرهای فرعی سقف، نگه‌دارنده‌های تأسیساتی در محدودهٔ شکل‌پذیر ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای ممنوع است.

۱۰-۳-۲-۱۸ سازگاری اعضای سازه‌ای پایین و بالای تراز پایه

ستون‌ها، دیوارهای برشی و مهاربندهایی که برای انتقال نیروهای ناشی از زلزله از تراز پایه تا روی شالوده ادامه می‌یابند، به لحاظ کمانش موضعی بال‌ها و جان یا جان‌های مقاطع، اتصال اجزای مقاطع به یکدیگر و جزئیات‌بندی وصله‌ها باید سازگار با سیستم مقاوم لرزه‌ای بالای تراز پایه باشند.



@rjavanmardi

۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

۱۰-۳-۳-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی (OMF)

قاب‌های خمشی معمولی (OMF) به قاب‌هایی اطلاق می‌شوند که از آن‌ها انتظار تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی حداقلی در برابر نیروی جانبی زلزله می‌رود و به این علت برای طراحی اعضا و اتصالات آن‌ها مقررات تکمیلی حداقلی در نظر گرفته شده است. در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها، چنانچه بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای سازه باشند، علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات تکمیلی این بخش نیز رعایت شود.

۱۰-۳-۳-۱-۱ الزامات تحلیل

در تحلیل این نوع قاب‌های خمشی رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست.

۱۰-۳-۳-۱-۲ محدودیت تیرها و ستون‌ها

در قاب‌های خمشی معمولی تیرها و ستون‌ها باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) بال‌های تیرها و ستون‌ها باید مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۲ این مبحث، فشرده بوده و جان آن‌ها غیر لاغر باشد.

ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بستدار مجاز است، مشروط بر آنکه خمش در ستون حول محور با مصالح (عمود بر جان‌های مقاطع) باشد.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخدار و با سوراخ‌های متوالی (لانه‌زنبوری) به‌عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم به ایجاد سوراخ در جان تیر، این سوراخ باید در یک‌سوم میانی طول دهانهٔ تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر با احتساب آثار ناشی از خمش ثانویه به‌طور کامل فراهم گردد.

ت) در دو انتهای تیر در طولی برابر عمق تیر، ایجاد هرگونه تغییر در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نیست. در سایر نواحی تیر، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگ‌تر به ورق کوچک‌تر، باید با شیب حداکثر 1.0 به 2.5 صورت گیرد.

ث) در تیرهای این نوع قاب، ناحیه‌ای به‌عنوان حفاظت‌شده در نظر گرفته نمی‌شود.

@rjavanmardi

۱۰-۳-۳-۱-۳ مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر

الف) مقاومت برشی موردنیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در دو انتهای تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. با توجه به شکل ۱۰-۳-۳-۱-۱، مقدار V_{Ecl} از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_{Ecl}=2[1.1R_yM_p]/(\alpha_sL_{cf}) \qquad (۱۰-۳-۳-۱-۱)$$

در رابطهٔ فوق:

L_{cf} = طول دهانهٔ آزاد تیر

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۳-۱

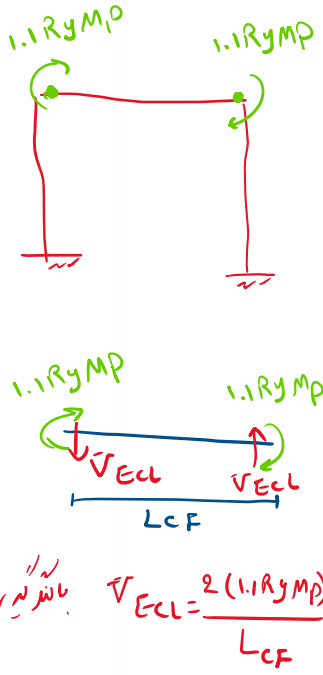
M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

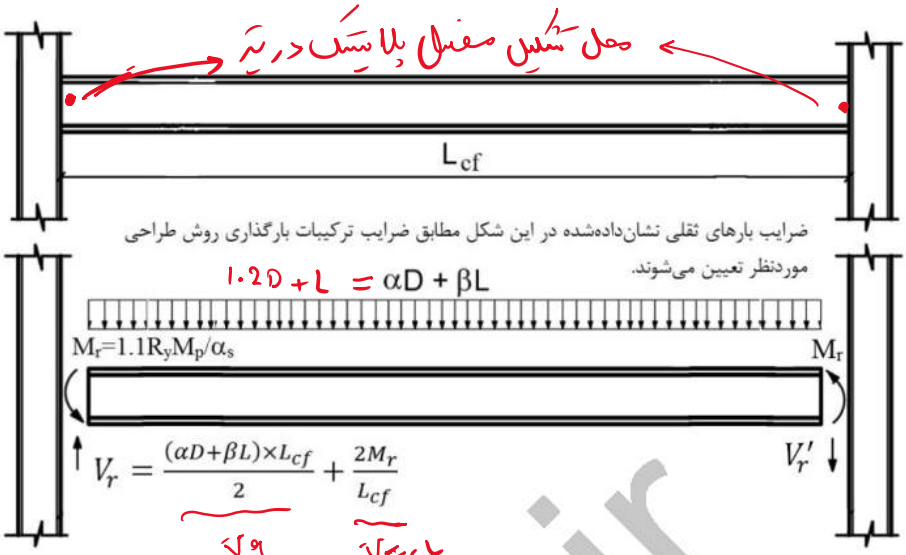
تبصره: در کنترل کفایت مقطع تیرهای نوردشده برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز، مقاومت برشی موجود آن را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۶ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

ب) درصورتی‌که مقطع تیر در فاصلهٔ بین دو ستون ثابت باشد، مقاومت خمشی موردنیاز تیر صرفاً براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین می‌شود و نیازی به کنترل اضافی نیست. در غیر این صورت، علاوه بر آن محاسبات، مقاومت خمشی موردنیاز تیر در طول آن براساس لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون، با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت به ترتیبی که در بند (الف) ذکر شد، ترکیب می‌شوند، تعیین می‌گردد. در این حالت در کنترل کفایت مقطع تیر برای تأمین مقاومت خمشی موردنیاز، مقاومت خمشی موجود تیر را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ این مبحث محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

پ) مقاومت محوری موردنیاز تیر (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.



@rjavanmardi



در این تیپ ماحل تشکیل مفصل پلاستیک برابتدای تیر بستون ها باشد.

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

۱۰-۳-۳-۱-۴ اتصال تیر به ستون

در طراحی اتصالات تیر به ستون و نیز وصلهٔ تیرهای این نوع قاب‌های خمشی، محل تشکیل مفصل پلاستیک را می‌توان در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفت. جوش بال تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری بال تیر به ستون باید به‌صورت شیاری با نفوذ کامل انجام شود. ضمناً این جوش، بحرانی لرزه‌ای قلمداد شده و باید ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۱-۲-۶-ب در مورد آن رعایت شود.

در قاب‌های خمشی معمولی مقاومت‌های موردنیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$M_r=1.1R_yM_p/\alpha_s \qquad (۱۰-۳-۳-۱-۲)$$

ب) مقاومت برشی موردنیاز (V_r) اتصال تیر به ستون باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در دو انتهای تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۱-۳ استفاده نمود.

$1.2D+L \rightarrow$

$V_r = V_g + V_{Ecl}$

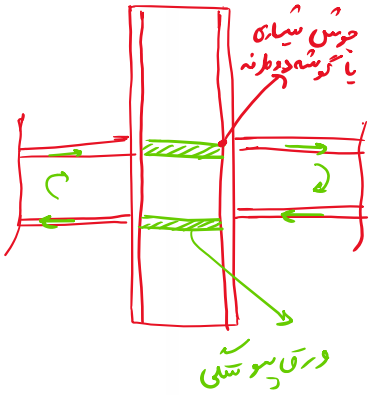
پ) مقاومت محوری موردنیاز اتصال تیر به ستون (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

@rjavanmardi

۱۰-۳-۳-۱-۵ برش در چشمهٔ اتصال

چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز این چشمه می‌تواند براساس لنگر خمشی انتهای تیر تحت اثر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

۱۰-۳-۳-۱-۶ ورق‌های پیوستگی

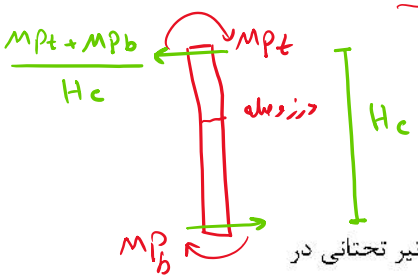


در خصوص ورق‌های پیوستگی (سخت‌کننده‌های عرضی) در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون، الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ باید با توجه به مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون که براساس محاسبات بند ۱۰-۳-۳-۱-۴ تعیین می‌شود، رعایت شود. ورق‌های پیوستگی باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه به بال ستون متصل شوند.

تبصره: در ستون‌های با مقطع قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق، تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی (سخت‌کننده‌های عرضی) در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری متصل به بال ستون، همواره الزامی بوده و ضخامت آن‌ها باید براساس کل مقاومت موردنیاز در وجه ستون و بدون توجه به مقاومت‌های موجود ستون در برابر آن‌ها، تعیین شود.

۱۰-۳-۳-۱-۷ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:



$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

@rjavanmardi

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $F_y b_i t_i / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

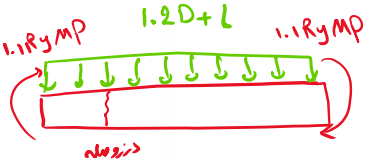
F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

۱۰-۳-۳-۱-۸ وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۳ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در این نوع قاب‌های خمشی، مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:



الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به‌دست‌آمده از پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۱-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از M_p / α_s کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ تیر

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس نیروی برشی به‌دست‌آمده از نمودار پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۱-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال این مقاومت برشی موردنیاز نباید از $0.5 \times 0.6 F_y A_w / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز وصلهٔ تیرها (در صورت وجود) باید براساس تحلیل سازه در برابر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

@rjavanmardi

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

۱) 220 ۲) 150 ۳) 180 ۴) 200

مهر ۹۶

$M_r = 1.1 R_y M_p$ قاب خمشی معمولی

$R_y = 1.2$

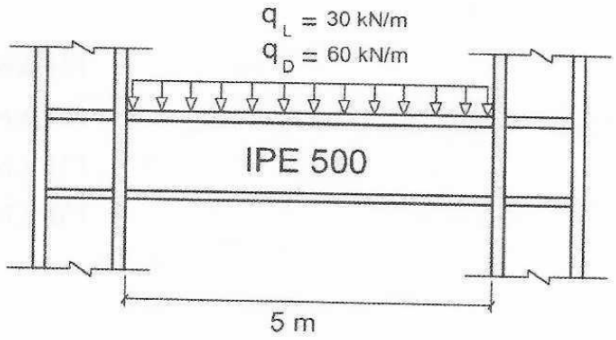
$M_{p\,IPE300} = Z F_y = 628 \times 10^3 \times 240$

$M_r = 1.1 \times 1.2 \times 628 \times 10^3 \times 240 = 198.9\ kN.m$

گزینه ۴

در شکل زیر یک دهانه از یک قاب خمشی معمولی با اتصال از نوع WUF-W نشان داده شده است. فرض کنید تیر در یک فضای با کاربری مسکونی (بدون کاهش در مقدار بار زنده ولی کاهش در ضریب بار زنده) قرار دارد. حداقل مقاومت برشی موردنیاز (V_u) اتصال تیر به ستون به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

F_y=360 MPa



۱) 495 kN
۲) 750 kN
۳) 635 kN
۴) 420 kN

دی ۱۴۰۱

ضریب کاهش بار زنده

$V_r = V_g + V_{EcL}$, $V_g = \frac{q_u L}{2} = \frac{(1.2\times 60 + 0.5\times 30)\times 5}{2} = 217\ kN$

$V_{EcL} = \frac{2(1.1 R_y M_p)}{\alpha_s L_{CF}} = \frac{2(1.1\times 1.2\times 2194\times 10^3 \times 360)}{1\times 5000\ mm} = 417\ kN$

$2F_y$

$V_r = V_{EcL} + V_g = 634\ kN$

گزینه 3

۱۰-۳-۳-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط (IMF)

قاب‌های خمشی متوسط (IMF) به قاب‌هایی اطلاق می‌شوند که در برابر نیروی جانبی زلزله بتوانند تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی را تحمل کنند.

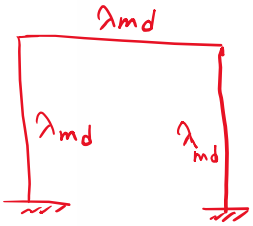
در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها، چنانچه بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای سازه باشند، باید الزامات تکمیلی سخت‌گیرانه‌تری نسبت به قاب‌های خمشی معمولی منظور شود. به همین منظور در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲، باید الزامات تکمیلی این بخش نیز رعایت شود.

۱۰-۳-۳-۲-۱ الزامات تحلیل

در تحلیل این نوع قاب‌های خمشی رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست.

۱۰-۳-۳-۲-۲ محدودیت تیرها و ستون‌ها

در قاب‌های خمشی متوسط، تیرها و ستون‌ها باید دارای شرایط زیر باشند:



الف) اجزای مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نیست.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار با سوراخ‌های متوالی (لانه‌زنبوری) به‌عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم به ایجاد سوراخ در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شده دو انتهای تیر و در یک‌سوم میانی طول دهانهٔ تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت‌های موجود برشی و خمشی تیر، با احتساب آثار ناشی از خمش ثانویه، به‌طور کامل فراهم گردد.

ت) طول ناحیهٔ حفاظت‌شده دو انتهای تیر، که باید در آن‌ها ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱۷ رعایت گردد، براساس آزمایش‌های تأییدشده به دست می‌آید. در خصوص اتصالات پیش‌تاییدشده مندرج در بخش ۱۰-۳-۷، طول این ناحیه باید مطابق مقادیر ارائه‌شده در آن بخش تعیین شود.

ث) در نواحی غیر از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت تیر از ورق بزرگ‌تر به ورق کوچک‌تر، باید با شیب حداکثر 1 به 2.5 صورت گیرد. در ناحیهٔ حفاظت‌شده،

@rjavanmardi

هرگونه تغییر در پهنا یا ضخامت بال و سوراخ‌کاری باید براساس آزمایش‌های تأییدشده و در خصوص اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ مندرج در بخش ۱۰-۳-۷، براساس ضوابط آن بخش باشد.

۱۰-۳-۳-۲-۳ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های خمشی متوسط، جوش‌های زیر، بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و در مورد آن‌ها باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب رعایت شود:

الف) جوش‌های شیاری در محل وصله ستون‌ها؛

ب) جوش شیاری بال تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری بال تیر به ستون و نیز جوش شیاری جان تیر به ستون؛

پ) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون.

استثناء: درصورتی‌که آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

۱۰-۳-۳-۲-۴ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر لرزه‌ای، علاوه بر الزامات عمومی بند ۱۰-۳-۲-۸-۱، باید الزامات زیر نیز تأمین شوند:

الف) کلیهٔ تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مهار جانبی کافی باشند، به‌طوری‌که در تعیین مقاومت خمشی اسمی تیر (M_n)، حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی تعیین‌کننده نباشد. مهار جانبی تیرها باید به‌گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو مؤثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیهٔ مهار جانبی اضافی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر، در محل‌هایی که نتایج تحلیل نشانگر احتمال تشکیل مفصل پلاستیک است یا در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۷ برای اتصالات پیش‌تأییدشده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

پ) در محل تشکیل مفاصل پلاستیک مهارهای جانبی تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مقاومت کافی مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۸-۳ باشند.

@rjavanmardi

۱۰-۳-۳-۲-۵ مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر

الف) مقاومت برشی موردنیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. با توجه به شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱، مقدار V_{Ecl} از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_{Ecl}=2[1.1R_yM_p]/(\alpha_sL_h) \qquad (۱۰-۳-۳-۲-۱)$$

در رابطهٔ فوق:

L_h = فاصلهٔ بین محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر است. محل تشکیل مفاصل پلاستیک برای اتصالات پیش‌تأییدشده در بخش ۱۰-۳-۷ ارائه شده است. در خصوص اتصالاتی که با انجام آزمایش تأییدشده استفاده می‌شوند، موقعیت محل تشکیل مفاصل پلاستیک باید براساس نتایج آزمایش تعیین شود.

R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر

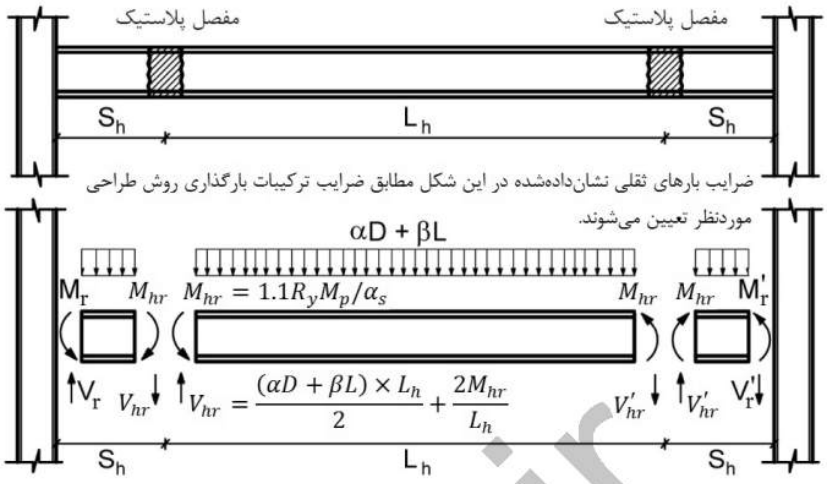
M_p= لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

α_s= برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

تبصره: در کنترل کفایت مقطع تیرهای نوردشده برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز، مقاومت برشی موجود آن‌ها را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۶ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

ب) درصورتی‌که مقطع تیر در فاصلهٔ بین دو ستون ثابت باشد، مقاومت خمشی موردنیاز تیر صرفاً براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین می‌شود و نیازی به کنترل اضافی نیست. در غیر این صورت، علاوه بر آن محاسبات، مقاومت خمشی موردنیاز تیر در فاصلهٔ بین دو مفصل پلاستیک با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت به ترتیبی که در بند (الف) ذکر شد، ترکیب می‌شوند، تعیین می‌گردد. در این حالت در کنترل کفایت مقطع تیر برای تأمین مقاومت خمشی موردنیاز، مقاومت خمشی موجود تیر را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

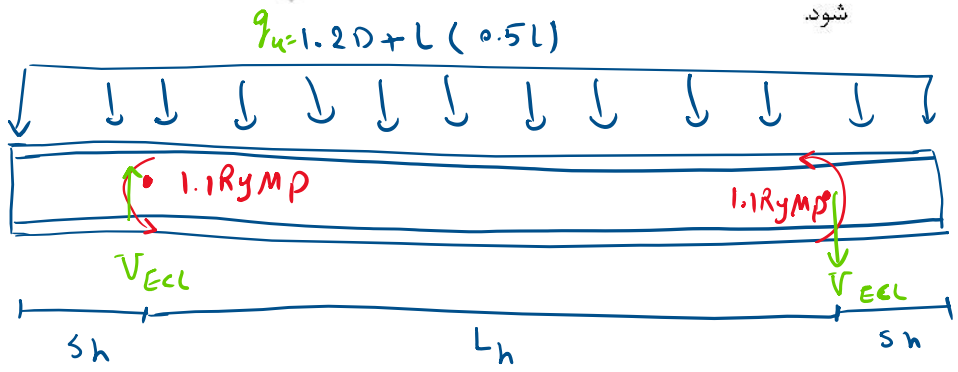
@rjavanmardi

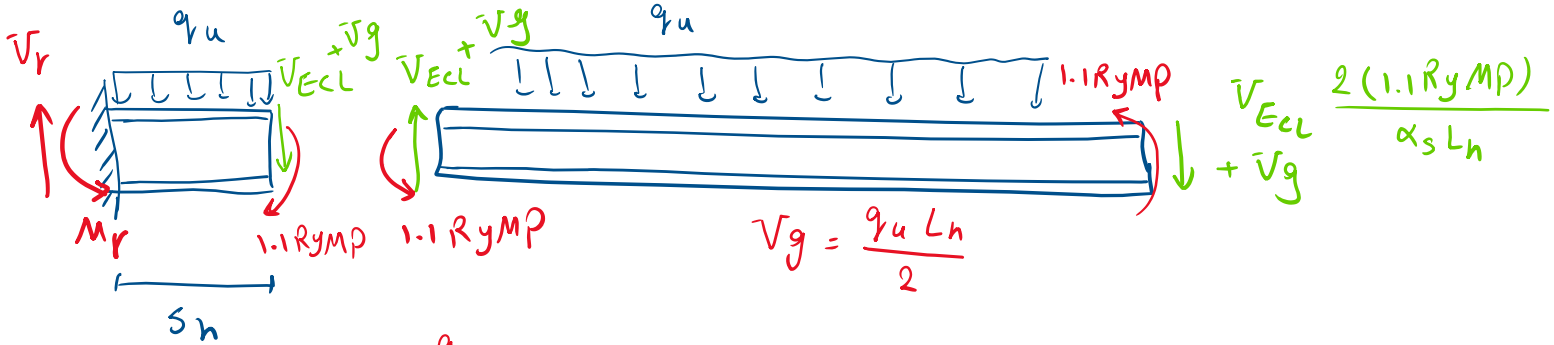


شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱: نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط

در تیرهای با اتصالات تیر با مقطع کاهش‌یافته، در دو انتهای تیر نیز مقاومت خمشی موردنیاز، باید مطابق شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱، با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. در این حالت در دو انتهای تیر، مقاومت خمشی موجود تیر را می‌توان برابر R_yM_{pe}/α_s در نظر گرفت که در آن M_{pe} لنگر پلاستیک مقطع در انتهای تیر است.

پ) مقاومت محوری موردنیاز تیر (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.





نیروهای طراحی اتصال پیرامون

$$\begin{cases} V_r = (V_{ECL} + V_g) + q_u \times S_h \\ M_r = 1.1R_yM_p + (V_{ECL} + V_g) \times S_h + q_u \frac{S_h^2}{2} \end{cases}$$

@rjavanmardi
irbr.ir

بسیار مهم

۱۰-۳-۳-۲-۶ اتصال تیر به ستون

اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان 0.02 رادیان را بدون کاهش قابل‌توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به‌کاررفته در قاب‌های خمشی متوسط از طریق آزمایش‌های تعیین‌شده در بخش ۱۰-۳-۸ مورد تأیید قرار گیرند. در صورت عدم انجام آزمایش، استفاده از اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ ارائه‌شده در بخش ۱۰-۳-۷ بلامانع است.

در قاب‌های خمشی متوسط مقاومت‌های موردنیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز (M_r) و مقاومت برشی موردنیاز (V_r) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ استفاده نمود. کلیهٔ الزامات مندرج در بند ۱۰-۲-۹-۱۰ در خصوص بال و جان ستون در محل اتصال باید بر مبنای مقاومتی که از محاسبات مذکور به دست می‌آید، رعایت شود.

ب) مقاومت محوری موردنیاز اتصال تیر به ستون (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

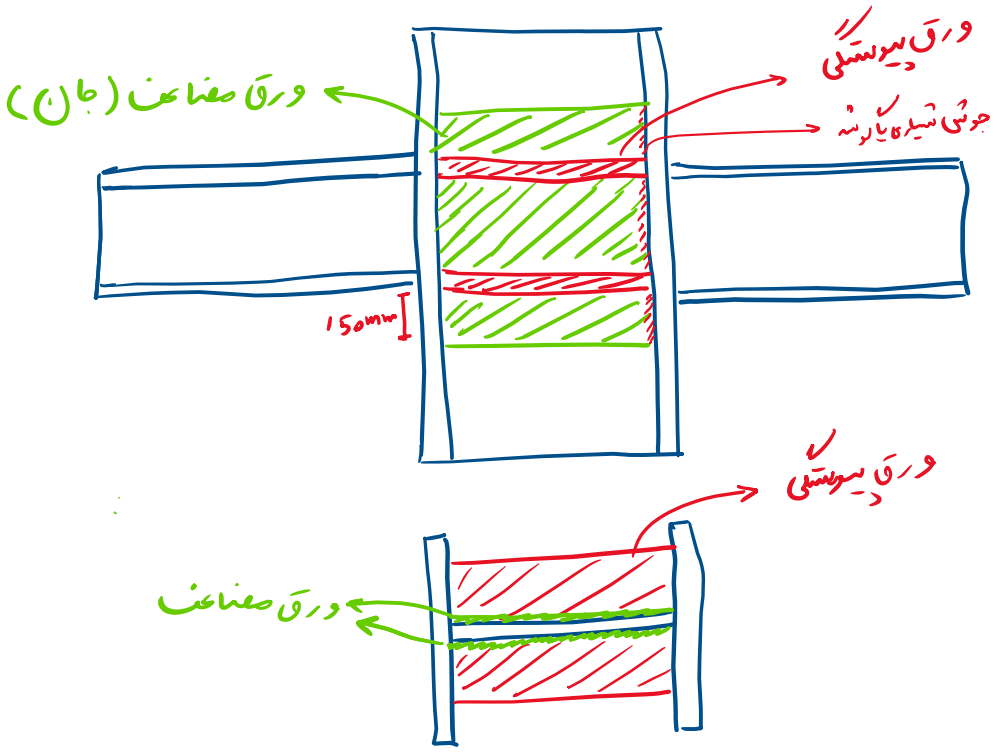
۱۰-۳-۳-۲-۷ برش در چشمهٔ اتصال

در قاب‌های خمشی متوسط، چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین گره اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف به دست می‌آید، تعیین شود. در این نوع قاب‌های خمشی، سایر الزامات لرزه‌ای چشمهٔ اتصال، مشابه الزامات چشمهٔ اتصال در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۹ است.

۱۰-۳-۳-۲-۸ ورق‌های پیوستگی

الزامات لرزه‌ای ورق‌های پیوستگی در قاب‌های خمشی متوسط مشابه الزامات مذکور در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۱۰ است؛ با این تفاوت که لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال باید براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف در نظر گرفته شود.

@rjavanmardi



۱۰-۳-۳-۲-۹ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. در قاب‌های خمشی متوسط، الزامات تکمیلی وصلهٔ ستون‌ها باید مشابه این الزامات در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۱۱ در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۳-۲-۱۰ وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۳ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد.

در این نوع قاب‌های خمشی، مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به‌دست‌آمده از پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از M_p/α_s کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ تیر

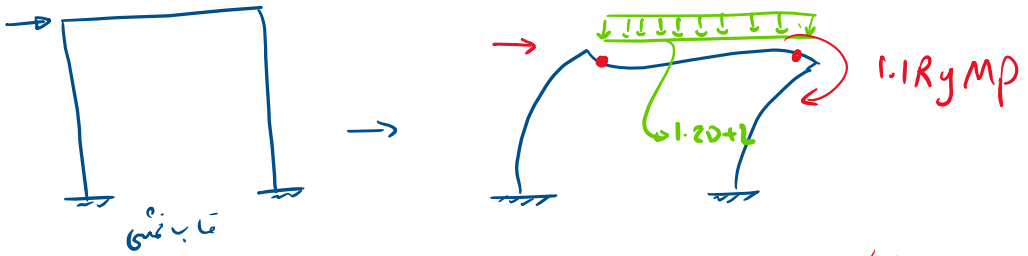
α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

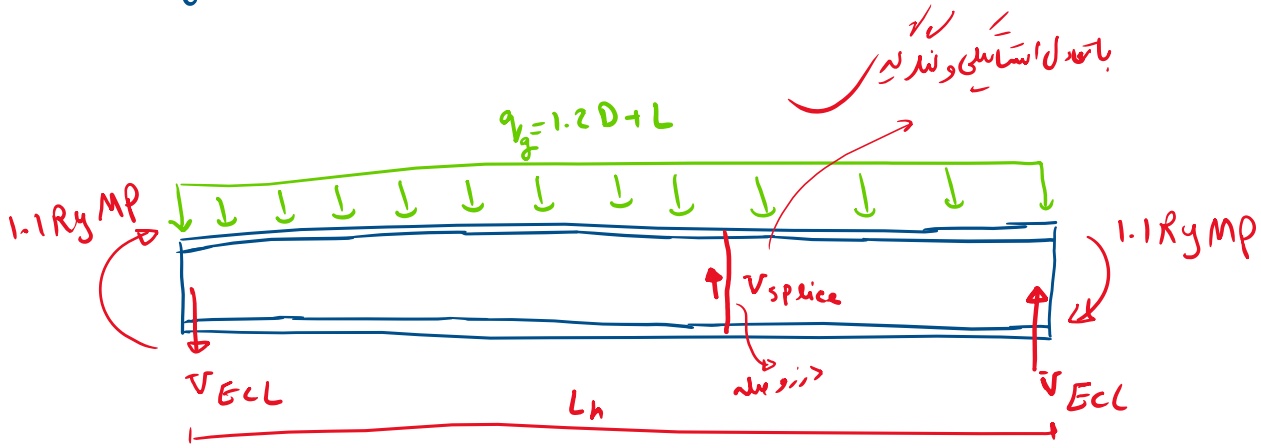
ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس نیروی برشی به‌دست‌آمده از نمودار پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال این مقاومت برشی موردنیاز نباید از $0.75 \times 0.6F_yA_w/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز وصلهٔ تیرها (در صورت وجود) باید براساس تحلیل سازه در برابر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

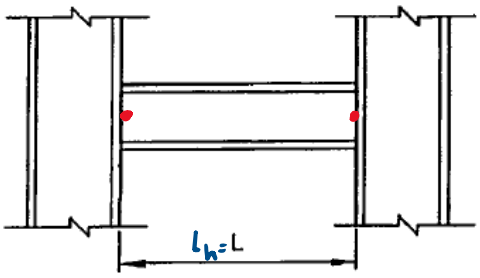




@rjavanmardi

متوسط

تیر شکل زیر مربوط به یک قاب خمشی فولادی ~~ویژه~~ بوده و اتصال آن از نوع WUF-W است. $S_h=0$ ← مقاومت برشی موردنیاز این تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید وزن واحد طول تیر و نیز بارهای ثقلی وارد بر آن ناچیز است. همچنین فرض کنید تیر و ستون‌ها از ورق ساخته شده‌اند. M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر می‌باشد.)



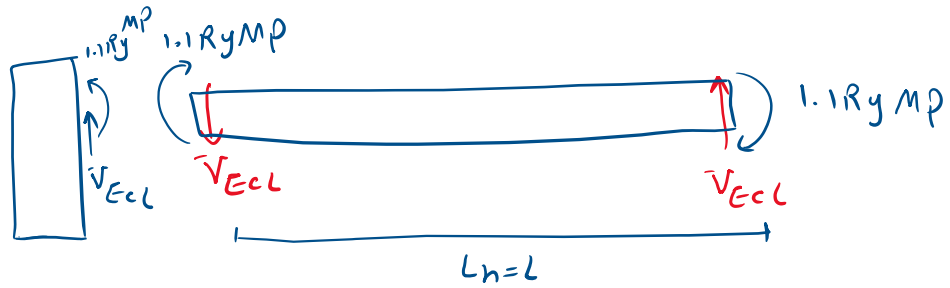
۱) $2.00\frac{M_p}{L}$

۲) $2.30\frac{M_p}{L}$

۳) $1.15\frac{M_p}{L}$

۴) $3.22\frac{M_p}{L}$

اسفند ۹۵



$S_h=0$

$q_u=0$

$$V_{EcL}=\frac{2\times 1.1\,R_y M_p}{L}=\frac{2\times 1.1\times 1.15\,M_p}{L}=\frac{2.53\,M_p}{L}$$

در یک تیر فولادی با مقطع I شکل یکنواخت و ساخته شده از ورق به طول دهانهٔ آزاد شش متر مربوط به یک قاب خمشی فولادی ویژه، لنگر پلاستیک مقطع برابر 600 kN.m محاسبه شده است. همچنین نیروی برشی در بر ستون حاصل از بارهای ثقلی ضریب‌دار (با ضرایب بار در حضور زلزله) برابر 150 kN محاسبه شده است. اگر اتصال گیردار (صلب) تیر به ستون از نوع WUF-W بوده و بارهای ثقلی به‌صورت گستردهٔ یکنواخت باشد، مقاومت برشی موردنیاز این تیر در دو انتها به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟

(F_y=240 MPa و F_u=370 MPa)

۱) 322 kN
۲) 350 kN
۳) 426 kN
۴) 472 kN

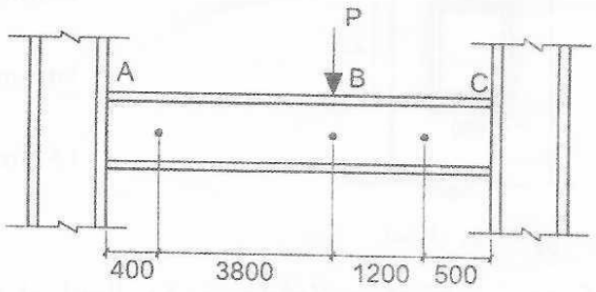
مهر ۹۸

$R_y = 1.15$, $S_h = 0$, $M_p = 600\ kN.m$, $V_g = 150\ kN$

$$V_{EcL} = \frac{2(1.1 R_y M_p)}{L} = \frac{2(1.1 \times 1.15 \times 600)}{6} = 253\ kN$$

$$V_r = V_g + V_{EcL} = 150 + 253 = 403\ kN$$

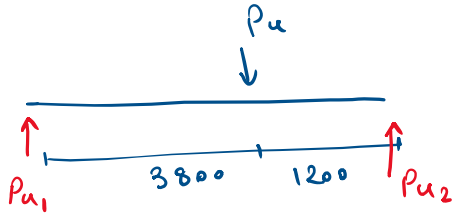
مطابق شکل زیر در یک قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط، از تیری استفاده شده است که محل تشکیل مفصل پلاستیک در سمت چپ 400 mm و در سمت راست 500 mm از بر ستون فاصله دارد. در نقطهٔ B بارهای متمرکز مرده و زنده بدون ضریب، به‌ترتیب 100 kN و 70 kN (غیرقابل کاهش چه در مقدار و چه در ضریب بار) به تیر وارد می‌شود. چنانچه در محل هر دو مفصل پلاستیک M_{pr} =325 kN.m فرض شود، نسبت مقاومت خمشی موردنیاز اتصال C به مقاومت خمشی موردنیاز اتصال A به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ از وزن تیر صرف‌نظر شود. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



1) 1.3
2) 1
3) 1.1
4) 1.2

دی ۱۴۰۱

ابتدا باید در محل تشکیل مفصل خمشی تیر، ها را از هم جدا کنیم



$P_u = 1.2D + L$

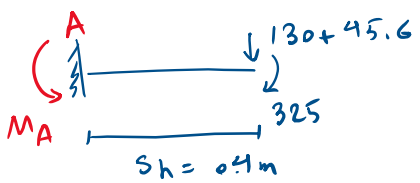
$= 1.2 \times 100 + 70 = 190\,kN$

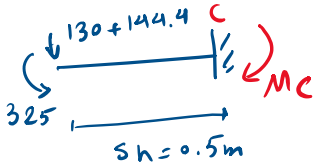
با تقریب می‌توان P_{u1} و P_{u2} را حساب کرد.

$P_u \times 3800 = P_{u2} \times 5000 \Rightarrow P_{u2} = 144.4\,kN,\ P_{u1} = 45.6\,kN$

حال لازم است V_{Ecl} نیز حساب شده و به P_u ها اضافه شود.

$$V_{Ecl} = \frac{2(1.1 R_y M_p)}{L} = \frac{2 \times 325}{5} = 130\,kN$$





$M_A = (130 + 45.6) \times 0.4 + 325\ kN.m$

$M_C = (130 + 144.4) \times 0.5 + 325\ kN.m$

$$\frac{M_C}{M_A} = 1.17$$

نزدیک به گزینه ۴

@rjavanmardi

۱۰-۳-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه (SMF)

قاب‌های خمشی ویژه (SMF) به قاب‌هایی اطلاق می‌شوند که در برابر نیروی جانبی زلزله بتوانند تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای را تحمل نمایند.

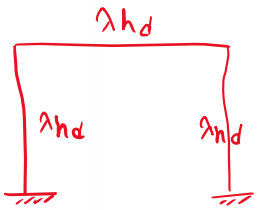
برای طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها، چنانچه بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای سازه باشند، الزامات لرزه‌ای سخت‌گیرانه‌تری نسبت به قاب‌های خمشی متوسط در نظر گرفته شده است. به همین منظور در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شوند.

۱۰-۳-۳-۳-۱ الزامات تحلیل

در تحلیل قاب‌های خمشی ویژه، اگر به‌صورت قاب‌های خمشی صفحه‌ای مجزا مورد استفاده قرار گیرند، رعایت ضابطهٔ اضافی الزامی نیست. در مورد ستون‌هایی از این قاب‌ها که در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار می‌گیرند، ضوابط بندهای ۱۰-۳-۳-۳-۶، ۱۰-۳-۳-۳-۹ و ۱۰-۳-۳-۳-۱۰ باید با توجه به آثار لنگر خمشی در امتداد متعامد، اقناع گردد.

۱۰-۳-۳-۳-۲ محدودیت تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه باید دارای شرایط زیر باشند:



الف) اجزا مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

ب) در ستون‌ها استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نیست. اجزای مقطع ستون باید در تمامی طول آن به‌صورت پیوسته به یکدیگر متصل شوند.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار و با سوراخ‌های متوالی (لانه‌زنبوری) به‌عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر و در یک‌سوم میانی طول دهانهٔ تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت‌های موجود برشی و خمشی تیر، با احتساب آثار ناشی از خمش ثانویه، به‌طور کامل فراهم گردد.

@rjavanmardi

ت) طول ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، که باید در آن‌ها ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱۷ رعایت گردد، باید براساس آزمایش‌های تأییدشده به دست آید. در خصوص اتصالات پیش‌تأییدشده مندرج در بخش ۱۰-۳-۷، طول این ناحیه باید مطابق مقادیر ارائه‌شده در آن بخش تعیین شود.

ث) در نواحی غیر از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت تیر از ورق بزرگ‌تر به ورق کوچک‌تر، باید با شیب حداکثر 1 به 2.5 صورت گیرد. در ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، هرگونه تغییر در پهنا یا ضخامت بال و سوراخ‌کاری باید براساس آزمایش‌های تأییدشده و در خصوص اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ مندرج در بخش ۱۰-۳-۷، براساس ضوابط آن بخش باشد.

۱۰-۳-۳-۳-۳ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های خمشی ویژه، جوش‌های زیر، بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و در مورد آن‌ها باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب رعایت شود:

الف) جوش‌های شیاری در محل وصلهٔ ستون‌ها؛

ب) جوش بال و جان تیر به ستون؛

پ) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون.

استثناء: درصورتی‌که آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

۱۰-۳-۳-۳-۴ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر لرزه‌ای، علاوه بر الزامات عمومی بند ۱۰-۳-۲-۸-۲، باید الزامات زیر نیز تأمین شوند:

الف) کلیهٔ تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مهار جانبی کافی باشند، به‌طوری‌که در تعیین مقاومت خمشی اسمی تیر (M_n)، حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی تعیین‌کننده نباشد. مهار جانبی تیرها باید به‌گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو مؤثری جلوگیری به عمل آید.

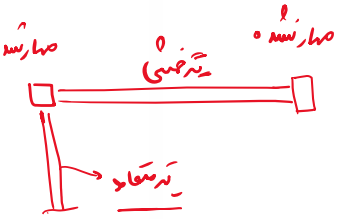
inbr.ir
@rjavanmardi

ب) تعبیهٔ مهار جانبی اضافی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر، در محل‌هایی که نتایج تحلیل نشانگر احتمال تشکیل مفصل پلاستیک است یا در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۷ برای اتصالات پیش‌تأییدشده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

پ) در محل تشکیل مفاصل پلاستیک، مهارهای جانبی تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مقاومت کافی مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۸-۳ باشند.

۱۰-۳-۳-۵ الزامات مهار پایداری در محل اتصالات تیر به ستون

الف) اتصالات مهارشده



در قاب‌های خمشی چنانچه در محل اتصال تیر به ستون، تیر دیگری در امتداد عمود بر محور تیر موردنظر به ستون متصل شود و ضوابط این بند نیز اقناع شود، اتصال مهارشده نامیده می‌شود. در این نوع اتصال در حالت‌هایی که جان تیرها و ستون در یک صفحه قرار گرفته و تحلیل‌ها نشان دهند که ستون در خارج از ناحیهٔ چشمهٔ اتصال ارتجاعی باقی می‌ماند، مهار بال‌های ستون در محل اتصال تیر به ستون فقط در تراز بال بالایی تیر الزامی است. برای نشان دادن ارتجاعی باقی ماندن ستون کافی است نسبت محاسبه‌شده توسط رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۱ بزرگ‌تر از 2.0 باشد.

چنانچه ارتجاعی باقی ماندن ستون در خارج از ناحیهٔ چشمهٔ اتصال را نتوان نشان داد، الزامات زیر باید رعایت شوند:

۱- بال‌های ستون در تراز بال‌های بالا و پایین تیر باید دارای مهار جانبی باشند.

۲- هر مهار جانبی باید برای مقاومت موردنیاز برابر 2% مقاومت موجود بال تیر طراحی شود. مقاومت موجود بال تیر برابر با $F_y b_f t_f / \alpha_s$ است، که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_f = پهنای بال تیر

t_{bf} = ضخامت بال تیر

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

@rjavanmardi

تبصره: مهار جانبی بال‌های ستون می‌تواند به‌طور مستقیم یا غیرمستقیم تأمین گردد. مهار مستقیم شامل استفاده از یک عضو یا دال عرشه و اتصال آن‌ها به بال ستون است. مهار غیرمستقیم عبارت است از مهاری که از طریق اتصال عضو به بال ستون تأمین نمی‌شود، بلکه از طریق ورق‌های پیوستگی و اتصال ورق برش جان تیر متعامد به جان ستون در حدفاصل ورق‌های پیوستگی، تأمین می‌گردد.

ب) اتصالات مهارنشده

در قاب‌های خمشی چنانچه در محل اتصال تیر به ستون، تیر دیگری در امتداد عمود بر محور تیر موردنظر به ستون متصل نشود یا ضوابط بند (الف) اقناع نشود، اتصال مهارنشده نامیده می‌شود. در این نوع اتصال، ستون باید برای کمانش جانبی در امتداد عمود بر راستای اثر زلزله با طولی برابر فاصلهٔ بین نقاط مهار ستون طراحی شود. ضمناً الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

۱- مقاومت موردنیاز ستون باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته محاسبه شود.

۲- نسبت لاغری ستون نباید از 60 بیشتر باشد.

۳- مقاومت خمشی موردنیاز ستون حول محور عمود بر امتداد اثر زلزله باید با در نظر گرفتن اثر نیرویی که در بند ۱۰-۳-۳-۳-۵-الف-۲ معین شده است، علاوه بر آثار مرتبه دوم نیروهایی که باعث تغییرمکان جانبی بال‌های تیر می‌شود، محاسبه شود.

۱۰-۳-۳-۳-۶ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در قاب‌های خمشی ویژه، در کلیهٔ گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون یک قاب خمشی صفحه‌ای، رعایت رابطهٔ زیر الزامی است:

$$\frac{\sum M^{*}_{pc}}{\sum M^{*}_{pb}} > 1.0 \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۱)$$

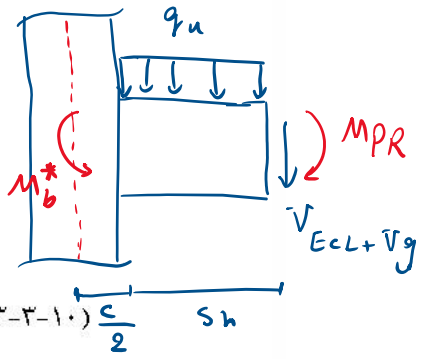
که در آن:

$\sum M^{*}_{pc}$ = مجموع مقادیر اسمی مقاومت‌های خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال (شامل ماهیچه‌ها در صورت وجود) در امتداد موردنظر، که در محور تیر با در نظر گرفتن اثر نیروی محوری ستون محاسبه می‌شود. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطهٔ زیر در نظر گرفت:

@rjavanmardi

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

$\sum M^{*}_{pb}$ = مجموع مقادیر لنگرهای خمشی مورد انتظار تیرها در گره اتصال نسبت به راستای موردنظر، که در محور ستون محاسبه می‌شود. این لنگرهای خمشی مطابق شکل ۱-۳-۳-۳-۱۰ باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطهٔ زیر در نظر گرفت:



$$\sum M^{*}_{pb} = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \qquad (۳-۳-۳-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

Z_c= اساس مقطع پلاستیک ستون

A_g= سطح مقطع ستون

F_{yc}= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

P_r= مقاومت محوری موردنیاز ستون حاصل از ترکیبات بارگذاری راستای موردنظر شامل زلزلهٔ تشدیدیافته

M_{pr}= حداکثر لنگر خمشی محتمل در محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر که باید برابر $M_{pr}=C_{pr}R_{ybM_{pb}}$ در نظر گرفته شود.

R_{yb}= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱-۳-۱۰

M_{pb}= لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

M_v= لنگر خمشی اضافی تیر نسبت به محور ستون که ناشی از برش تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) روی تیر است.

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

@rjavanmardi

C_{pr}= ضریبی است که دربرگیرندهٔ آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبهٔ حداکثر نیروی ایجادشده در اعضا و وسایل اتصال استفاده می‌شود. به‌جز در مواردی که مطابق بندهای ۱۰-۳-۷-۶ و ۱۰-۳-۷-۹ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:

St-37 ⇒ $C_{pR}=1.2$

$$1.1 \le C_{pr}=\frac{(F_y+F_u)}{2F_y} \le 1.2 \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۴)$$

که در آن:

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر

F_u= تنش کششی نهائی مشخصهٔ فولاد تیر

تبصره ۱: درصورتی‌که در گرهٔ موردنظر ستون در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، رابطهٔ ۱-۳-۳-۳-۱۰ باید به‌طور جداگانه حول هر یک از محورهای اصلی ستون کنترل شود. در این محاسبات مقاومت خمشی اسمی ستون حول محور x (در برابر مقاومت خمشی مورد انتظار تیرهای راستای y) باید به شرح زیر برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی حول محور y ستون، اصلاح شود:

$$M^*_{pcx}=Z_{cx}\left[F_{yc}-\alpha_s\left(\frac{P_r}{A_g}+\frac{M_{ry}}{Z_{cy}}\right)\right] \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۵)$$

در رابطهٔ فوق:

M_{ry}= لنگر خمشی موردنیاز حول محور y ستون در ترکیب بارگذاری متعارف در امتداد موردنظر

Z_{cx}= اساس مقطع پلاستیک ستون حول محور x

Z_{cy}= اساس مقطع پلاستیک ستون حول محور y

در این حالت برای محاسبات امتداد دیگر نیز، مقاومت خمشی ستون در امتداد y، باید به‌صورت مشابه برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی امتداد x اصلاح شود.

تبصره ۲: درصورتی‌که یکی از حالت‌های زیر برقرار باشد، رعایت رابطهٔ ۱-۳-۳-۳-۱۰ الزامی نیست:

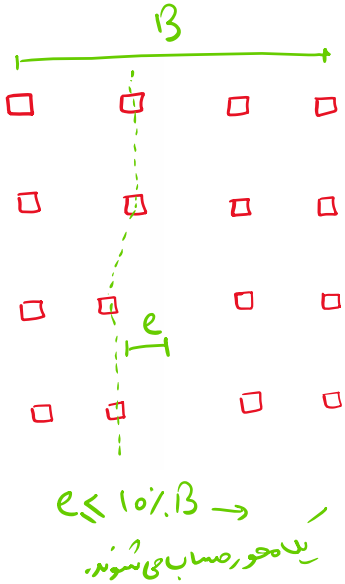
الف) ستون‌هایی که در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری متعارف دارای $P_{rc}<0.3P_c$ (که در آن P_{rc} مقاومت فشاری موردنیاز، $P_c=F_{yc}A_g/\alpha_s$ F_{yc} تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و A_g سطح مقطع ستون است) بوده و دارای شرایط زیر باشند:

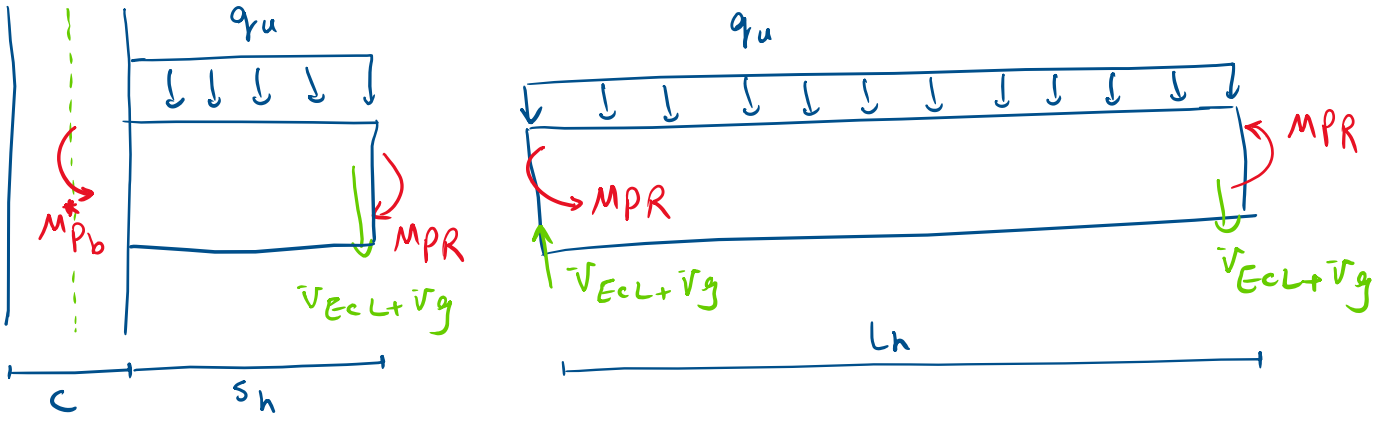
@rjavanmardi

۱- ستون‌های ساختمان‌های یک‌طبقه و ستون‌های طبقهٔ آخر ساختمان‌های چندطبقه

۲- تعدادی از ستون‌های هر طبقه که مجموع مقاومت برشی موجود آن‌ها کمتر از 20 درصد کل مقاومت برشی موجود ستون‌های آن طبقه و مجموع مقاومت برشی موجود آن‌هایی که بر روی یک محور قرار دارند کمتر از 33 درصد کل مقاومت برشی موجود آن محور باشد. در این بند محور ستون به محور یا محورهای موازی اطلاق می‌شود که در فاصلهٔ کمتر از 10 درصد بعد پلان طبقه، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

ب) ستون‌های طبقه‌ای که در آن نسبت مجموع مقاومت برشی موجود ستون‌ها به مجموع مقاومت برشی موردنیاز ستون‌ها در آن طبقه، 50 درصد بیشتر از این نسبت در طبقهٔ فوقانی آن باشد.



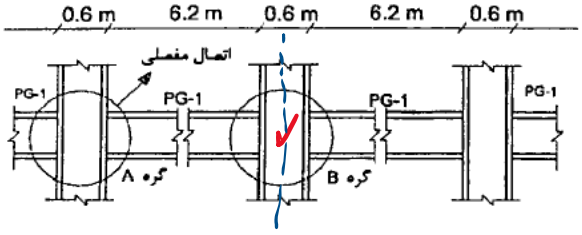


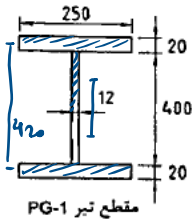
$$M_{pb}^{*} = M_{PR} + (V_{EcL}+V_g)\left(\frac{c}{2}+S_h\right) + q_{ux}S_h \times \left(\frac{c}{2}+\frac{S_h}{2}\right)$$

$$V_{EcL} = \frac{2M_{PR}}{L_h} \quad , \quad V_g = \frac{q_u L_h}{2}$$

شکل زیر بخشی از قاب‌های خمشی یک ساختمان فولادی با شکل‌پذیری ویژه را نشان می‌دهد. تمام اتصالات تیر به ستون غیر از اتصال گره A، گیردار و از نوع WUF-W می‌باشند. اگر از بارهای ثقلی وارد به تیرها صرفنظر شود، حداقل مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره B ($\sum M_{pc}^{*}$) برای تأمین نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (F_y= 240 MPa) (ابعاد نشان داده شده روی مقطع عرضی تیر به میلی‌متر است.)

$S_h = 0$
$C_{PR} = 1.4$





۱) 2240 kN.m
۲) 2040 kN.m
۳) 1240 kN.m
۴) 2140 kN.m

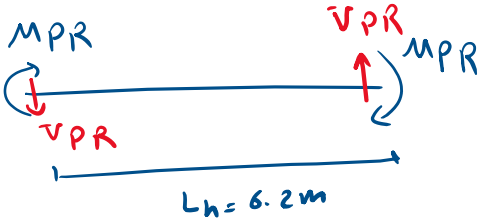
اسفند ۹۵

سمت راست:

$$M_{PR} = C_{PR} R_y M_p = 1.4 \times 1.15 \times [250 \times 20 \times 420 + 200 \times 12 \times 200] \times 240$$

$$\Rightarrow M_{PR} = 996.9 \text{ kN.m}$$

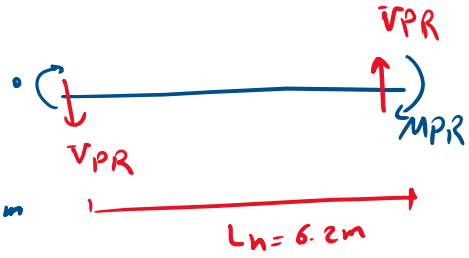
$$V_{PR}^{R} = \frac{2M_{PR}}{L_h} = 326.1 \text{ kN}$$



$$(M_{pb}^{*})^{R} = M_{PR} + V_{PR}^{R} \times \frac{d_c}{2} = 1093 \text{ kN.m}$$

سمت چپ:

$$V_{PR}^{L} = \frac{M_{PR}}{L_h} = 160.8$$



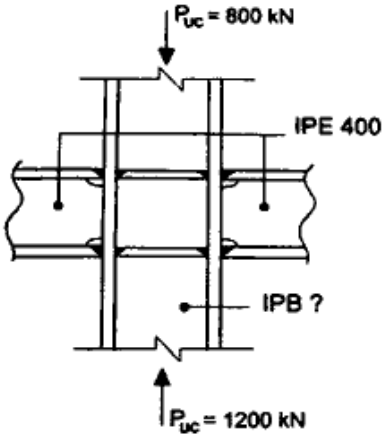
$$(M_{pb}^{*})^{L} = M_{PR} + V_{PR}^{L} \times \frac{d_c}{2} = 1045 \text{ kN.m}$$

$$(\sum M_{pb}^{*}) = 2138 \text{ kN.m} \Rightarrow \sum M_{pc}^{*} \geq 2138 \text{ kN.m}$$

گزینه ۴

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

$S_h = 0$
$C_{PR} = 1.4$



۱) IPB 320

۲) IPB 400

۳) IPB 360

۴) IPB 340

اردیبهشت ۹۷

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1 \quad , \quad \sum M_{pb}^* = \sum M_{pR} = 2 C_{PR} R_y M_p \Rightarrow_{IPE400}$$

$$\sum M_{pb}^* = 2 \times 1.4 \times 1.2 \times 1307000 \times 240 = 1053\ kN$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum z_c \left(F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) = z_c \left(240 - \frac{800 \times 10^3}{A_g} \right) + z_c \left(240 - \frac{1200 \times 10^3}{A_g} \right)$$

$$\Rightarrow \sum M_{pc}^* = z_c \left(480 - \frac{2000 \times 10^3}{A_g} \right) \geq 1053 \times 10^6\ N.mm$$

(با توجه به مجهول بودن z و A_g لازم است گزینه‌ها تک تک چک شوند از کوچکترین پروفیل)

IPB320 $\Rightarrow \sum M_{pc}^* = 764\ kN.m$ X

IPB340 $\Rightarrow \sum M_{pc}^* = 874\ kN.m$

IPB360 $\Rightarrow \sum M_{pc}^* = 991\ kN.m$ ، IPB400 $\Rightarrow \sum M_{pc}^* = 1225\ kN.m$ گزینه ۲ O.k.

@rjavanmardi

در یک قاب خمشی فولادی ویژه در یک اتصال، مقطع ستون بالا و پایین یکسان است. اگر $P_{Dead}=250kN$ **فرض شود نیروی محوری ستون در حالت‌های مختلف بارگذاری برابر** $P_{Live}=200\ kN$ **و** $P_{EQ}=500\ kN$ **باشد و ستون برای بارهای وارده جوابگو باشد، برای کنترل الزام ستون قوی تیر ضعیف کدام‌یک از مقاطع زیر برای این ستون بهینه است؟**

$$\sum M_{pb} = 50\ kN.m\ ,F_y = 240MPa$$

۱) IPB 220
۲) IPB 240
۳) IPB 280
۴) IPB 300

مهر ۹۸

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1 \Rightarrow \overset{\text{2 ستون مشابه}}{2}\ Z_c\left(F_y - \frac{P_r}{A_g}\right) \geq 50\ kN.m$$

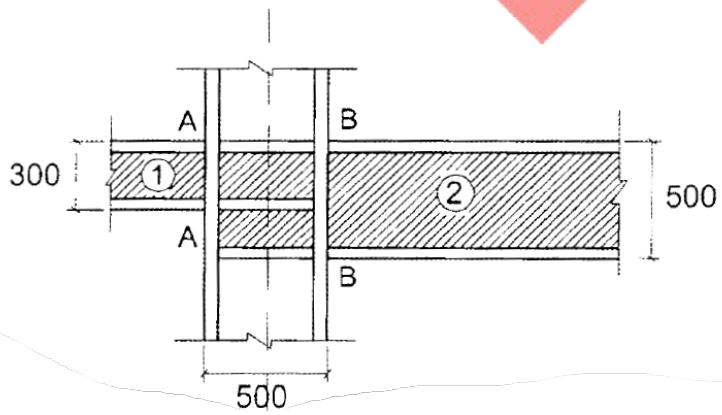
$$Z_c\left(F_y - \frac{P_r}{A_g}\right) \geq 25\ kN.m, \quad P_r = 1.2D + L + \underline{\underline{\Omega.E}} = 1.2\times 250 + 200 + 3\times 500 = 2000\ kN$$

$$Z_c\left(240 - \frac{2000\times 10^3}{A_g}\right) \geq 25\times 10^6\ N.mm$$

با تقسیم بر ۲ نیاز حداقل مقطع ستون بدست می‌آید

use IPB 240 $\Rightarrow$ o.k.

شکل نشان داده شده به گرهٔ اتصالی در یک سازهٔ فولادی با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مربوط است. بارهای ثقلی وارد بر تیرهای نشان داده شده (شامل وزن تیرها) ناچیز بوده و در محاسبات از آنها صرف‌نظر شده است. محاسبات نشان می‌دهند که مقاومت خمشی و برشی موردنیاز اتصال برای تیر شماره یک، M_{r1}=500 kN.m و V_{r1}=280 kN و برای تیر شمارهٔ دو، M_{r2}=950 kN.m و V_{r2}=370 kN است. در این گرهٔ اتصال با فرض اینکه کنترل ضابطهٔ تیر ضعیف - ستون قوی الزامی باشد، کوچکترین مقدار قابل قبول برای $\sum M^*_{Pc}$، یعنی مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پائین گرهٔ اتصال در امتداد نشان داده شده به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



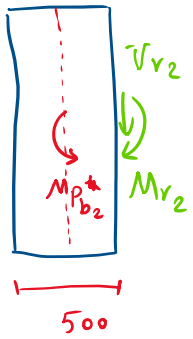
۱) 1615 kN.m
۲) 1525 kN.m
۳) 1450 kN.m
۴) 1475 kN.m

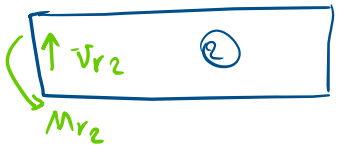
مرداد ۱۴۰۰

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1$$

$$M_{pb2}^* = M_{r2} + V_{r2} \times 0.25\,m$$

$$M_{pb1}^* = M_{r1} + V_{r1} \times 0.25\,m$$





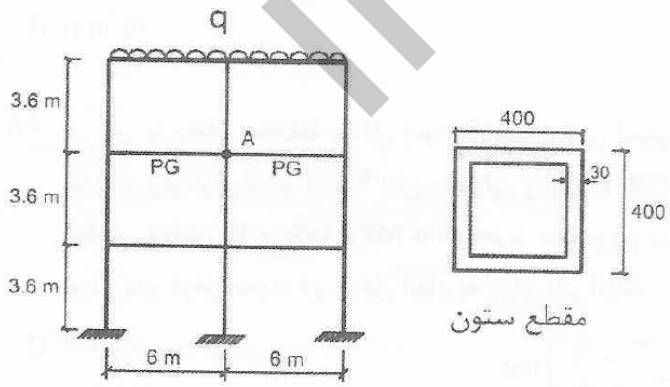
$$\sum M_{pb}^* = 950 + 370 \times 0.25 + 500 + 280 \times 0.25 = 1612\ kN.m$$

$$\Rightarrow \sum M_{pc}^* \geq 1612\ kN.m$$

گزینهٔ ۱

در قاب خمشی فولادی ویژهٔ شکل زیر به منظور کنترل ستون قوی-تیر ضعیف نسبت لنگر خمشی ستون به تیر برای گرهٔ A به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ نوع اتصال WUF-W است. F_y=235 MPa برای تیر و ستون است. به منظور سهولت حل، فرض نمائید نیروی محوری ستون میانی در تمام طبقات ناشی از حالت‌های بارگذاری مرده، زنده و زلزله به‌شرح زیر بوده و نیروی محوری ناشی از بارهای زنده چه به لحاظ مقدار و چه به لحاظ ضرایب بار، غیرقابل کاهش می‌باشد. ابعاد روی شکل مقطع تیر و ستون به میلی‌متر هستند.

P_D=1500 kN , P_L=500 kN , P_E=400 kN



۱) 1.27

۲) 1.14

۳) 1.57

۴) 1.72

دی ۱۴۰۱

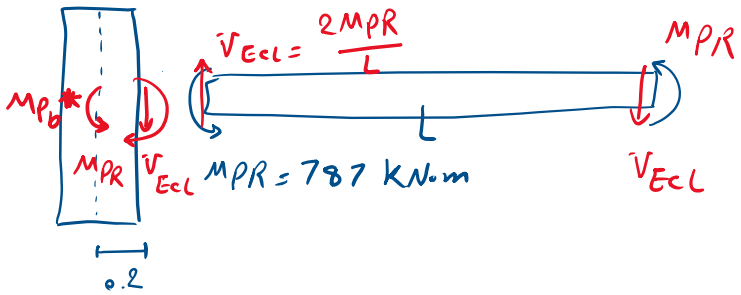
$$\Sigma M_{pc}^* = 2 Z_c \left(F_y - \frac{P_r}{A}\right)$$

$$P_r = 1.2D + L + \Omega E = 1.2\times1500 + 500 + 3\times400 = 3500\ kN$$

$$\Sigma M_{pc}^* = 2\times\left(\frac{400^3}{4} - \frac{340^3}{4}\right)\times\left(235 - \frac{3500\times10^3}{400^2 - 340^2}\right) = 1928\ kN.m$$

$$M_{PR} = C_{PR}\, R_y\, M_p = 1.4\times1.15\times(200\times20\times420 + 200\times10\times200)\times235 = 787\ kN.m$$

$$M_{pb}^* = M_{PR} + V_{Ecl}\times0.2$$



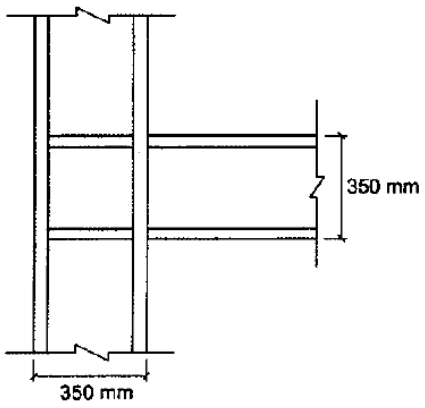
$$V_{Ecl} = \frac{2M_{PR}}{L} = 291\ kN$$

$L = 5.6\ m$

$$\Rightarrow M_{pb}^* = 1686\ kN.m\ ,\quad \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = 1.14$$ نزدیک‌تر

@rjavanmardi

در شکل زیر اتصال تیر به ستون در یک سازه قاب خمشی ویژهٔ متعارف فولادی از نوع WUF-W نشان داده شده است. طول آزاد تیر 5 متر و بارهای ثقلی وارد بر آن (شامل وزن تیر) ناچیز بوده و از آن صرف‌نظر می‌شود. مقاطع تیر و ستون کاملاً یکسان بوده و از ورق ساخته شده‌اند. حداکثر مقدار قابل قبول متوسط مقاومت فشاری مورد نیاز ستون‌های بالا و پائین اتصال، حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته برای آنکه ضابطهٔ تیر ضعیف - ستون قوی در این اتصال تامین شود، به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ از مشخصات مقطع $A_g=121\times10^2\ mm^2$ و $f_y=240\ MPa$ معلوم است. اتصال هر دو انتهای تیر گیردار است.



۱) 300 kN

۲) 400 kN

۳) 500 kN

۴) 600 kN

اردیبهشت ۱۴۰۲

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} \geq 1 \quad , \quad M_{pb}^* = M_{PR} + V_{EcL} \times \frac{350}{2} \quad , \quad M_{PR} = C_{PR} R_y M_p$$

$$V_{EcL} = \frac{2M_{PR}}{L} = \frac{2C_{PR}R_y Z_x F_y}{5000} = \frac{2\times1.4\times1.15\times Z\times240}{5000} = 0.154Z$$

$$\Sigma M_{pb}^* = 1.4\times1.15\times Z\times 240 + 0.154Z\times\frac{350}{2} = 413.4\ Z$$

$$\Sigma M_{pc}^* = 2Z\left(F_y - \frac{P_r}{A_g}\right) = 2Z\left(240 - \frac{P_r}{121\times10^2}\right)$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} \geq 1 \Rightarrow \frac{2Z\left(240-\frac{P_r}{121\times10^2}\right)}{413.4Z} \geq 1 \Rightarrow P_r \leq 400\ kN$$ گزینه ۲

۱۰-۳-۳-۳-۷ مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر

الف) مقاومت برشی موردنیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. با توجه به شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱، مقدار V_{Ecl} از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_{Ecl}=2M_{pr}/(\alpha_s L_h) \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۶)$$

در رابطهٔ فوق:

L_h = فاصلهٔ بین محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر است. محل تشکیل مفاصل پلاستیک برای اتصالات پیش‌تأییدشده در بخش ۱۰-۳-۷ ارائه شده است. در خصوص اتصالاتی که با انجام آزمایش تأییدشده استفاده می‌شوند، موقعیت محل تشکیل مفاصل پلاستیک باید براساس نتایج آزمایش تعیین شود.

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

سایر پارامترهای این رابطه، باید مطابق تعاریف بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ در نظر گرفته شود.

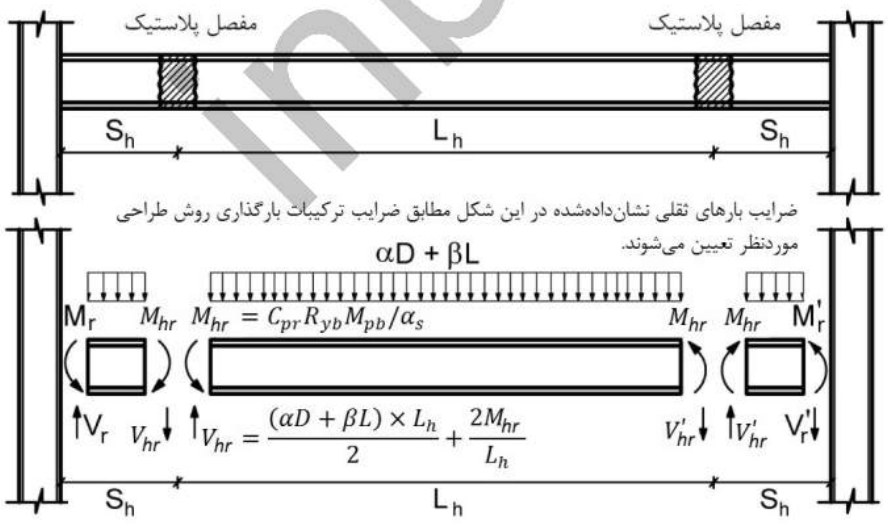
تبصره: در کنترل کفایت مقطع تیرهای نوردشده برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز، مقاومت برشی موجود آن را که براساس ضوابط بخش۱۰-۲-۶ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

@rjavanmardi

ب) درصورتی‌که مقطع تیر در فاصلهٔ بین دو ستون ثابت باشد، مقاومت خمشی موردنیاز تیر صرفاً براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین می‌شود و نیازی به کنترل اضافی نیست. در غیر این صورت، علاوه بر آن محاسبات، مقاومت خمشی موردنیاز تیر در فاصلهٔ بین دو مفصل پلاستیک با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) به ترتیبی که در بند (الف) ذکر شد، ترکیب می‌شوند، تعیین می‌گردد. در این حالت در کنترل کفایت مقطع تیر برای تأمین مقاومت خمشی موردنیاز، مقاومت خمشی موجود تیر را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

در تیرهای با اتصالات تیر با مقطع کاهش‌یافته، در دو انتهای تیر مقاومت خمشی موردنیاز باید مطابق شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. در این حالت در دو انتهای تیر، مقاومت خمشی موجود تیر را می‌توان برابر R_yM_{po}/α_s در نظر گرفت که در آن M_{po} لنگر پلاستیک مقطع، در انتهای تیر است.

پ) مقاومت محوری موردنیاز تیر (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.



شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱: نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی ویژه

@rjavanmardi

۱۰-۳-۳-۸ اتصال تیر به ستون

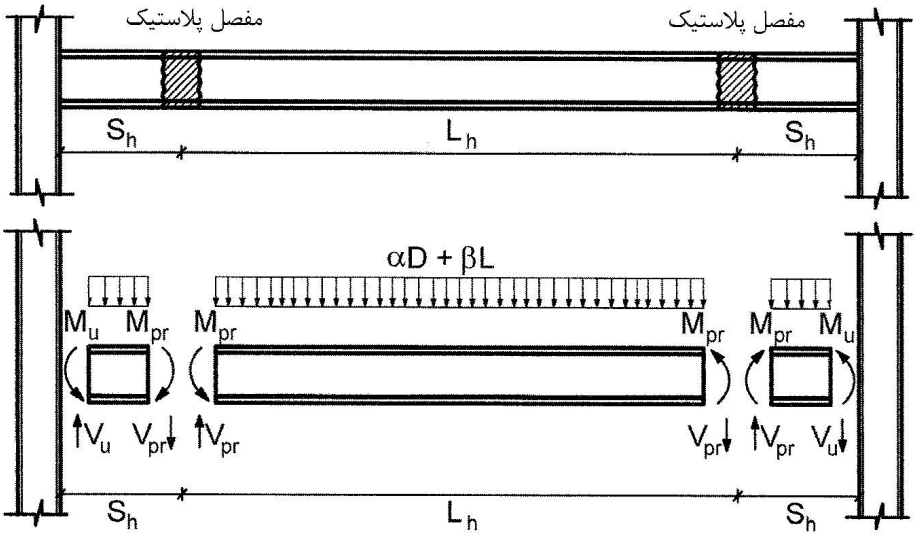
اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان 0.04 رادیان را بدون کاهش قابل‌توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به‌کاررفته در قاب‌های خمشی ویژه از طریق آزمایش‌های تعیین‌شده در بخش ۱۰-۳-۸ مورد تأیید قرار گیرند. در صورت عدم انجام آزمایش، استفاده از اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ ارائه‌شده در بخش ۱۰-۳-۷ بلامانع است.

در قاب‌های خمشی ویژه مقاومت‌های موردنیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

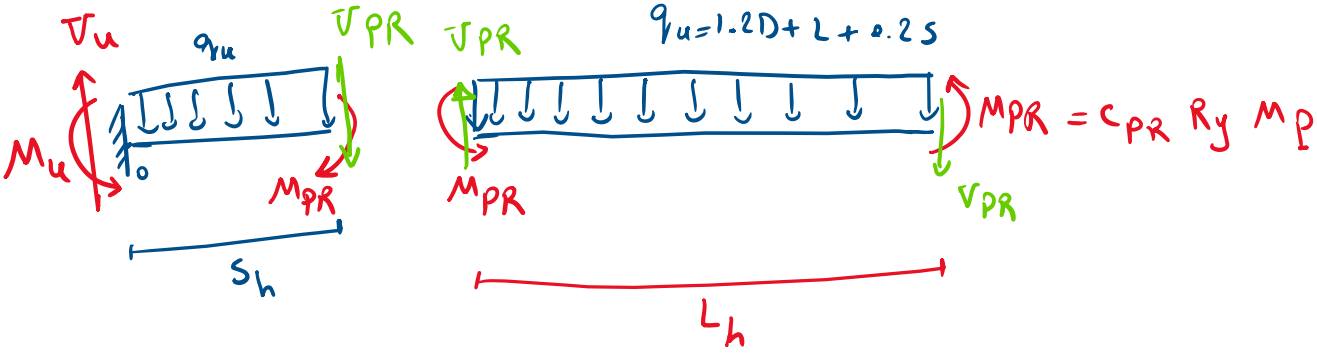
الف) مقاومت خمشی موردنیاز (M_r) و مقاومت برشی موردنیاز (V_r) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۷ استفاده نمود. کلیهٔ الزامات مندرج در بند ۱۰-۲-۹-۱۰ در خصوص بال و جان ستون در محل اتصال باید بر مبنای مقاومتی که از محاسبات مذکور به دست می‌آید، رعایت شود.

ب) مقاومت محوری موردنیاز اتصال تیر به ستون (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

@rjavanmardi



شکل ۱۰-۳-۸-۱ نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر جانبی



$$V_{PR} = \frac{2M_{PR}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} \rightarrow V_g$$

V_{EQL}

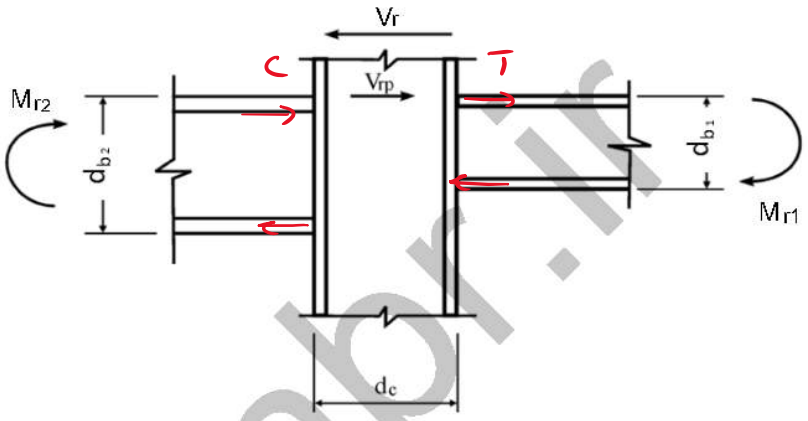
$$V_u = V_{PR} + q_u S_h$$

$$M_u = M_{PR} + V_{PR} * S_h + \frac{q_u S_h^2}{2}$$

روش‌های طراحی ایستای
قاب خمشی ویژه

۱۰-۲-۹-۱۰-۶ برش در چشمهٔ اتصال

الزامات این بند مربوط به حالتی است که مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۸ یک زوج نیروی متمرکز در یک یا هر دو بال عضو اثر می‌کند.



شکل ۱۰-۲-۹-۲۸: برش در چشمهٔ اتصال

مقاومت برشی موجود چشمهٔ اتصال در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت برشی اسمی چشمهٔ اتصال) براساس حالت حدی تسلیم برشی به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$\phi = 0.90$ (LRFD) و $\Omega = 1.67$ (ASD)

الف) در حالتی که آثار تغییرشکل غیرالاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

۱- برای حالتی که $\alpha P_r \le 0.4 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \qquad (۴۰-۹-۲-۱۰)$$

۲- برای حالتی که $\alpha P_r > 0.4 P_y$ باشد:

@rjavanmardi

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w (1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y}) \qquad (۴۱-۹-۲-۱۰)$$

ب) در حالتی که آثار تغییرشکل غیر الاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

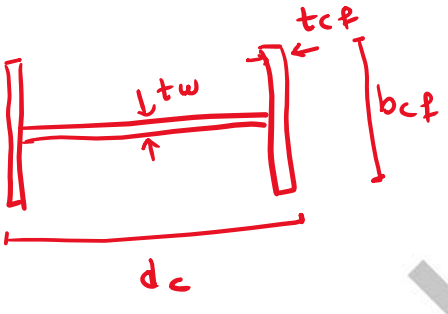
۱- برای حالتی که $\alpha P_r \leq 0.75 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w (1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}) \qquad (۴۲-۹-۲-۱۰)$$

۲- برای حالتی که $\alpha P_r > 0.75 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6\, F_y d_c t_w (1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w})\,(1.9 - \frac{1.2\alpha P_r}{P_y}) \qquad (۴۳-۹-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:



b_{cf} = پهنای بال مقطع ستون

t_{cf} = ضخامت بال مقطع ستون

d_c = ارتفاع کلی مقطع ستون

d_b = ارتفاع کلی مقطع تیر

t_w = ضخامت جان مقطع ستون

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

P_r = مقاومت محوری موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با P_u و در روش ASD با P_a نشان داده می‌شود.

P_y = مقاومت تسلیم محوری ستون ($P_y = A_g F_y$)

A_g = سطح مقطع کلی ستون

α = ضریبی که مقدار آن در روش LRFD برابر 1.0 و در روش ASD برابر 1.6 است.

مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۸، در چشمهٔ اتصال مقاومت برشی موردنیاز (V_{rp}) از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{rp} = \frac{M_{r1}}{d_{b1}} + \frac{M_{r2}}{d_{b2}} - V_r \qquad (۴۴-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

d_{b1} و d_{b2} = به ترتیب ارتفاع‌های کل مقاطع تیرهای سمت چپ و راست چشمهٔ اتصال

@rjavanmardi

M_{r1} و M_{r2} = به ترتیب لنگرهای خمشی انتهایی تیرهای سمت چپ و راست چشمهٔ اتصال با رعایت جهت لنگرهای وارده ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با M_{u1} و M_{u2} و در روش ASD با M_{a1} و M_{a2} نشان داده می‌شوند.

V_r = نیروی برشی ستون در بالای چشمهٔ اتصال ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با V_u و در روش ASD با V_a نشان داده می‌شود.

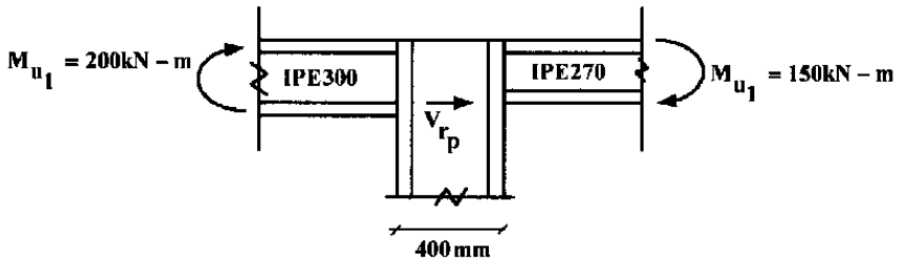
درصورتی‌که مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال از مقاومت برشی موجود آن بیشتر باشد، در چشمهٔ اتصال، تعبیهٔ ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) یا تعبیهٔ یک جفت سخت‌کنندهٔ قطری دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر با اختلاف مقاومت موردنیاز و مقاومت موجود چشمهٔ اتصال الزامی است. ورق‌های مضاعف باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۹ را تأمین نمایند.

تبصره ۱: طراحی ستون‌های با مقطع قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق باید به‌گونه‌ای باشد که در چشمهٔ اتصال نیازی به تعبیهٔ ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) یا تعبیهٔ سخت‌کنندهٔ قطری نباشد.

تبصره ۲: در کنترل برش در چشمهٔ اتصال ستون‌های با مقطع صلیبی، مقاومت برشی موجود چشمهٔ اتصال باید براساس جان موازی با نیروی وارده مقطع محاسبه شود. چنانچه ورق‌های بال در طولی حداقل برابر 300 میلی‌متر در بالا و پایین تیر با ورق‌های کمربندی به شکل هشت‌ضلعی درآید، در این صورت می‌توان از مساحت بال‌های موازی با نیروی واردهٔ مقطع نیز استفاده کرد.

مقاومت برشی مورد نیاز چشمه‌ی اتصال (V_{rp})، به روش حالات حدی، چند کیلونیوتن است؟

۱) ۵۵۶
۲) ۶۶۷
۳) ۱۲۲۲
۴) ۱۲۴۱



$V_{up} = V_{rp} = \frac{M_{u1}}{d_{b1}} + \frac{M_{u2}}{d_{b2}} - V_u$ ← ۰ $\Rightarrow V_{up} = \frac{200}{0.3} + \frac{150}{0.27} = 1222kN$ گزینه ۳

inbr.ir

در اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی یک تیر IPE 300 به بال ستون IPB 200، نسبت مقاومت برشی اسمی چشمهٔ اتصال در حالتی‌که در تحلیل سازه، تاثیر تغییر شکل چشمهٔ اتصال منظور شده باشد به حالتی که تاثیر تغییر شکل چشمهٔ اتصال منظور نشده باشد، به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ مقاومت محوری موردنیاز ستون 1400 kN است. F_y=235 MPa

۱) 1.54 ۲) 1.73
۳) 1.93 ۴) 2.12

مرداد ۱۴۰۰

$P_u = 1400\,kN$, IPB200 $\Rightarrow A_g = 7810\,mm^2 \Rightarrow P_c = A_g F_y = 1835\,kN$

مقاومت برشی چشمه اتصال در حالتی که تغییر شکل دیده شده باشد

$P_u > 0.75P_c \Rightarrow R_{n_1} = 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left(1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_c}\right)$

$\Rightarrow R_n = 0.6 \times 235 \times 200 \times 9 \left(1 + \frac{3 \times 200 \times 15^2}{300 \times 200 \times 9}\right)\left(1.9 - \frac{1.2 \times 1400}{1835}\right) = 312.3\,kN$

مقاومت برشی چشمه اتصال در حالتی که تغییر شکل دیده نشده باشد

$P_u > 0.4P_c \Rightarrow R_{n_2} = 0.6 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_u}{P_c}\right) = 0.6 \times 235 \times 200 \times 9 \times \left(1.4 - \frac{1400}{1835}\right)$

$= 161\,kN$

$\frac{R_{n_1}}{R_{n_2}} = 1.93$ گزینه ۳

ضوابط لرزه‌ای قاب خمشی ویژه

۱۰-۳-۳-۳-۹ برش در چشمهٔ اتصال

الف) چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز این چشمه باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف به دست می‌آید، تعیین شود. درصورتی‌که مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال بیش از مقاومت برشی موجود آن باشد، در چشمهٔ اتصال تعبیهٔ ورق یا ورق‌های مضاعف الزامی بوده و ضخامت آن یا آن‌ها براساس اختلاف مقاومت برشی موردنیاز و مقاومت برشی موجود به دست می‌آید.

تبصره ۱: در ستون‌های قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق، استفاده از ورق‌های مضاعف مجاز نبوده و جان‌های مقطع ستون باید بتوانند مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال را تأمین نمایند.

@rjavanmardi

تبصره ۲: در ستون‌های قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق، درصورتی‌که در گره موردنظر ستون در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، در محاسبات مقاومت برشی موجود چشمه اتصال مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ باید آثار لنگر خمشی وارد بر ستون از امتداد دیگر نیز در نظر گرفته شود. برای این منظور می‌توان برای محاسبهٔ مقاومت چشمهٔ اتصال برای تیر امتداد x وارد به ستون به‌جای روابط ۱۰-۲-۹-۴۰ الی ۱۰-۲-۹-۴۳ از روابط زیر استفاده نمود:

۱) در حالتی که آثار تغییرشکل غیرالاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

- برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right) \le 0.4$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۷)$$

- برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right) > 0.4$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w\left[1.4-\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\right] \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۸)$$

۲) در حالتی که آثار تغییرشکل غیرالاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

- برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right) \le 0.75$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w\left(1+\frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۹)$$

- برای حالتی که $\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right) > 0.75$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w\left(1+\frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left[1.9-1.2\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\right] \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

P_{yc} = مقاومت محوری تسلیم ستون ($P_{yc}=A_gF_y$)

P_{rc} = مقاومت محوری موردنیاز ستون در ترکیب بار راستای x

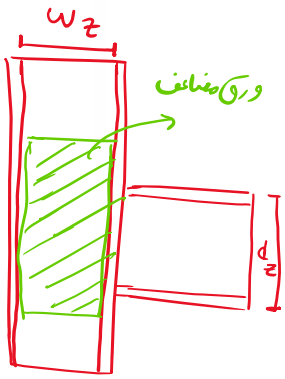
M_{rby} = لنگر خمشی موردنیاز تیر امتداد y وارد به ستون در ترکیب بار راستای x

M_{pcx} = لنگر خمشی پلاستیک ستون حول محور x که در آن $M_{pcx}=F_{yc}Z_{cx}$ است.

سایر پارامترهای این روابط در بخش‌های ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ معرفی شده‌اند.

@rjavanmardi

در این نوع ستون‌ها برای محاسبات امتداد دیگر نیز مقاومت چشمهٔ اتصال برای تیر امتداد y وارد به ستون باید به‌صورت مشابه برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی تیر امتداد x وارد به ستون، اصلاح شود.



ب) ضخامت هر یک از ورق‌های واقع در چشمهٔ اتصال، شامل جان (یا جان‌های) ستون و ورق‌های مضاعف (در صورت وجود) باید رابطهٔ زیر را برآورده نمایند:

$$t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۱۱)$$

که در آن:

t_z = ضخامت جان (یا هر یک از جان‌های) ستون یا هر یک از ورق‌های تقویتی چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف)

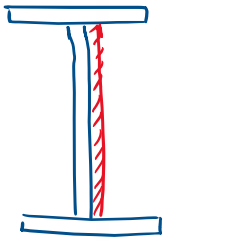
d_z = عمق چشمهٔ اتصال که فاصلهٔ آزاد بین ورق‌های پیوستگی است.

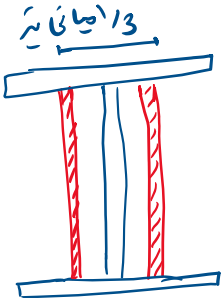
w_z = پهنای چشمهٔ اتصال که فاصلهٔ آزاد بین بال‌های ستون است.

تبصره: درصورتی‌که ورق‌های مضاعف با جوش انگشتانهٔ کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویت چشمهٔ اتصال به‌عنوان t_z منظور می‌گردد. در این‌گونه موارد کنترل رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۳-۱۱ در فاصلهٔ بین جوش‌های انگشتانه به‌طور مجزا برای ورق‌های مضاعف و جان ستون الزامی است.

پ) در ستون‌های H شکل و صلیبی، در صورت نیاز به تعبیهٔ ورق‌های مضاعف در محل اتصال تیر به ستون، ورق‌های مضاعف باید حداقل 6 میلی‌متر ضخامت داشته و علاوه بر تأمین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰، دارای شرایط زیر نیز باشند:

۱- ورق‌های مضاعف می‌توانند در تماس با جان یا با فاصله از آن اجرا شوند. درصورتی‌که فاصلهٔ بین ورق مضاعف و جان ستون کوچک‌تر یا مساوی 2 میلی‌متر باشد، ورق مضاعف در تماس با جان قلمداد می‌شود و ورق یا ورق‌های مضاعف می‌توانند در یک یا هر دو طرف جان ستون تعبیه شود. در غیر این صورت ورق‌های مضاعف باید به‌صورت متقارن و در هر دو طرف جان ستون به کار روند.





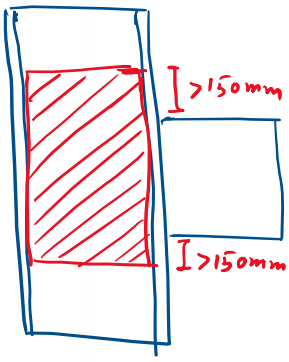
@rjavanmardi

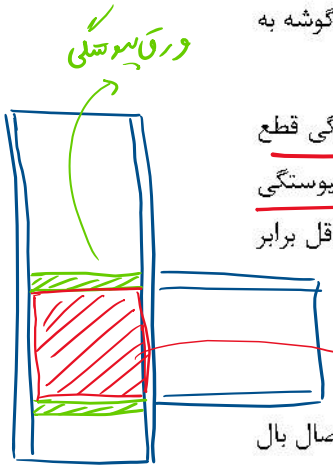
۲- در ستون‌های H شکل، در مواردی که ورق‌های مضاعف در هر دو طرف جان ستون به کار می‌روند، این ورق‌ها باید به‌صورت متقارن و در محدودهٔ یک‌سوم میانی فاصلهٔ بین مرکز صفحهٔ جان ستون و نوک بال تیر یا ورق‌های اتصال بال فوقانی و تحتانی تیر تعبیه شود.

۳- اتصال ورق‌های مضاعف به بال ستون می‌تواند از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا ناقص یا جوش گوشه باشد. مقاومت موردنیاز جوش شیاری با نفوذ ناقص یا جوش گوشه باید برابر مقاومت برشی موجود ورق مضاعف در نظر گرفته شود.

۴- در مواردی که نیاز به تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی نباشد، ورق‌های مضاعف باید حداقل 150 میلی‌متر از بالا و پایین بال‌های فوقانی و تحتانی تیر ادامه یافته و از طریق جوش گوشه به جان ستون جوش شوند.

۵- در صورت وجود ورق‌های پیوستگی، ورق‌های مضاعف باید در محل ورق‌های پیوستگی قطع شده و از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا ناقص یا جوش گوشه به ورق‌های پیوستگی جوش شوند. مقاومت موردنیاز جوش شیاری با نفوذ ناقص یا جوش گوشه باید حداقل برابر 0.75 مقاومت برشی موجود ورق مضاعف در نظر گرفته شود.





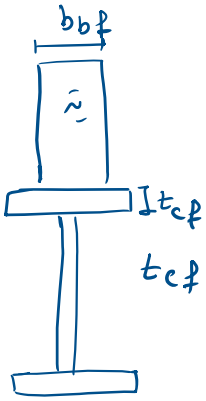
۱۰-۳-۳-۳-۱۰ ورق‌های پیوستگی

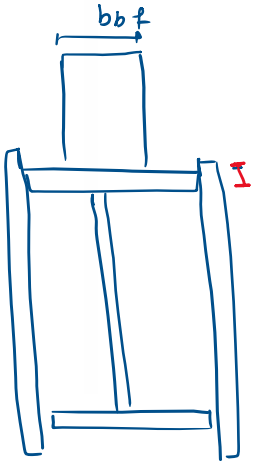
در حالت‌های زیر لازم است ورق‌های پیوستگی در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون تعبیه شود:

الف) در اتصالاتی که تیر به وجه یک ستون قوطی‌شکل متصل شده باشد. در این‌گونه مقاطع ابعاد ورق‌های پیوستگی باید براساس کل مقاومت موردنیاز در وجه ستون (مطابق بند ت) و بدون توجه به مقاومت‌های موجود ستون در برابر آن و با رعایت بند (ث) تعیین شود.

ب) در اتصالاتی که تیر به بال یک ستون H شکل متصل شده و ضخامت بال ستون کمتر از یک‌ششم عرض بال یا ورق اتصال باشد. در این‌گونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

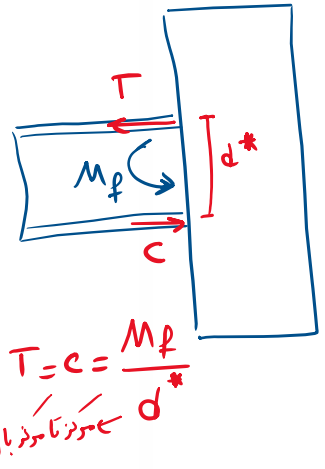
پ) در اتصالاتی که تیر به بال یک ستون جعبه‌ای ساخته شده از مقطع I یا IPB متصل شده باشد، و ضخامت بال ستون کمتر از یک دوازدهم عرض بال یا ورق اتصال باشد. در این‌گونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.





@rjavanmardi

ت) درصورتی‌که در محل اتصال بال تیر یا ورق‌های روسری یا زیرسری به بال ستون، مقدار مقاومت موردنیاز از مقادیر مقاومت موجود که براساس ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱۰ محاسبه می‌شود، تجاوز نماید. برای محاسبهٔ این مقاومت موردنیاز لازم است مقدار مقاومت خمشی موردنیاز در محل اتصال تیر به ستون که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف محاسبه می‌شود، ملاک عمل قرار گیرد. در این‌گونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.



یادداشت: در اتصالاتی که تیر از طریق جوش بال یا ورق‌های اتصال به ستون متصل می‌شود، در محل اتصال بال تیر یا ورق‌های روسری یا زیرسری به ستون، مقدار مقاومت موردنیاز (P_f) می‌تواند از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$P_f = \frac{M_f}{\alpha_s d^*} \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۱۲)$$

در رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۳-۱۲، M_f مقدار مقاومت خمشی موردنیاز در محل اتصال تیر به ستون است که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف محاسبه می‌شود. d^* فاصلهٔ بین مراکز سطح بال‌های تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری بوده و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

ث) در حالت‌هایی که با توجه به ضوابط فوق تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون الزامی باشد، این ورق‌ها علاوه بر تأمین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰، باید دارای شرایط زیر نیز باشند:

۱- طول ورق‌های پیوستگی باید برابر با فاصلهٔ خالص دو بال ستون باشد.

۲- پهنای ورق‌های پیوستگی در ستون‌های با مقطع قوطی‌شکل باید برابر فاصلهٔ خالص دو جان مقطع ستون بوده و در ستون‌های با مقطع Hشکل مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق پوششی اتصال کمتر باشد.

۳- ضخامت ورق‌های پیوستگی نباید از 50% ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر فقط به یک وجه ستون متصل هستند و از 75% ضخامت بال ضخیم‌تر تیرها یا ضخامت ورق

@rjavanmardi

ضخیم‌تر پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر به هر دو وجه ستون متصل هستند، کمتر در نظر گرفته شود.

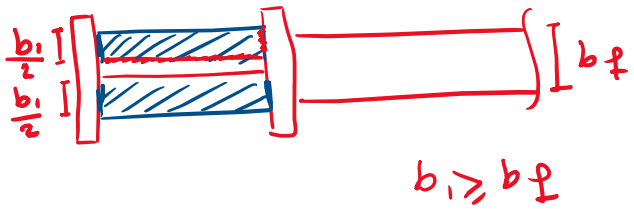
۴- جوش ورق‌های پیوستگی به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. درصورتی‌که ضخامت ورق پیوستگی کوچک‌تر یا مساوی 20 میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه نیز مجاز است. در صورت استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه، در هر طرف بعد آن نباید از 0.75 ضخامت ورق پیوستگی کوچک‌تر در نظر گرفته شود.

۵- جوش ورق‌های پیوستگی به جان ستون یا ورق‌های تقویتی جان (ورق مضاعف) باید از نوع جوش شیاری یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. در صورت استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه، مقاومت موردنیاز این جوش‌ها می‌تواند برابر مقاومت برشی موجود ورق پیوستگی در تماس با جان ستون یا ورق مضاعف در نظر گرفته شود.

۶- نسبت پهنا به ضخامت در ورق‌های پیوستگی با یک لبهٔ مقید، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از $0.56\sqrt{E/(R_y F_y)}$ و در ورق‌های پیوستگی با دو لبهٔ مقید، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $1.49\sqrt{E/(R_y F_y)}$ بزرگ‌تر باشد.

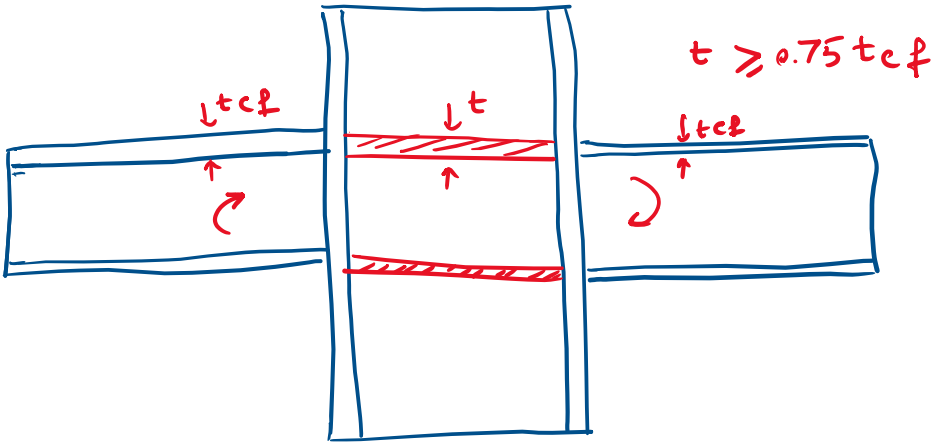
@rjavanmardi

مورد 2

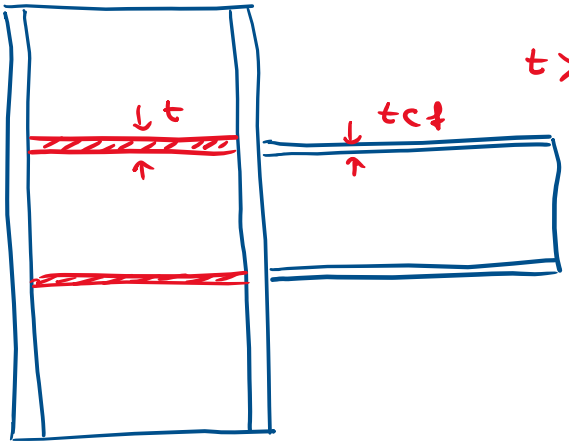


$b_1 \geq b_f$

مورد 3:



مورد 3:



۱۰-۳-۳-۱۱ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $R_y M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum R_y M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

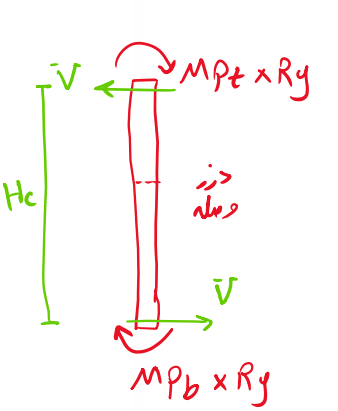
$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)



$$V = \frac{R_y M_{pt} + R_y M_{pb}}{\alpha_s H_s}$$

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

۱۰-۳-۳-۱۲ وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۳ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در این نوع قاب‌های خمشی مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به‌دست‌آمده از پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از M_p / α_s کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ تیر

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس نیروی برشی به‌دست‌آمده از نمودار پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال این مقاومت برشی موردنیاز نباید از $0.75 \times 0.6 F_y A_w / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز وصلهٔ تیرها (در صورت وجود) باید براساس تحلیل سازه در برابر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

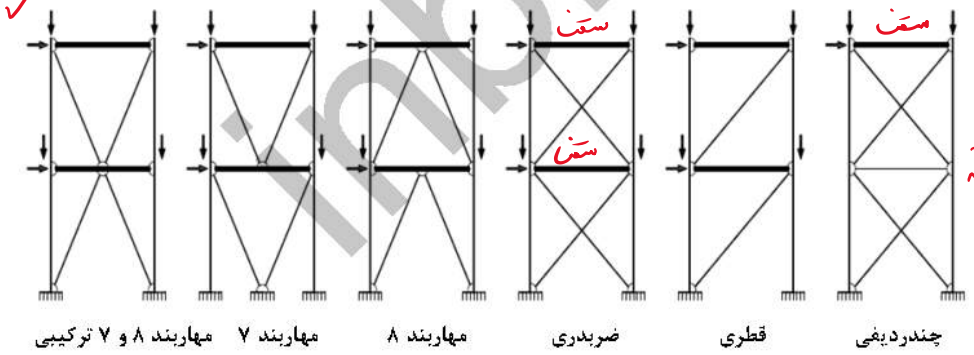
@rjavanmardi

۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده و دیوارهای برشی فولادی

۱۰-۳-۴-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی (OCBF)

۱۰-۳-۴-۱-۱ الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی (OCBF) به قاب‌هایی گفته می‌شوند که از آن‌ها انتظار تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل‌ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آن‌ها، تحت اثر زلزلهٔ طرح می‌رود. پیکربندی مهاربندهای مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندهای قطری، ضربدری، مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه می‌شوند. همچنین تعبیهٔ سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ یا ۸ و چند ردیفی) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کوچک‌تر نباشد. در شکل ۱۰-۳-۴-۱-۱ چند نمونه از پیکربندی این نوع مهاربندها نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۳-۴-۱-۱: چند نمونهٔ مجاز از پیکربندی مهاربندهای همگرا

۱۰-۳-۴-۱-۲ مبانی طراحی

در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های دارای دهانه‌های مهاربندی علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شود. در این‌گونه قاب‌های مهاربندی‌شده، خروج‌ازمرکزیت کمتر از عمق تیر مجاز است مشروط بر اینکه

@rjavanmardi

در طراحی اعضا لنگرهای ناشی از خروج‌ازمرکزیت، براساس ترکیبات بارگذاری زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) در نظر گرفته شوند.

تبصره: در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی، طراحی مهاربندهای قطری و ضربدری به‌صورت کششی تنها مجاز است.

۱۰-۳-۴-۱-۳ الزامات تحلیل

در تحلیل این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده (به‌غیراز تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و تیرهای تراز طبقات و ستون‌های دهانه‌های مهاربندی در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ چند ردیفی) رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست.

۱۰-۳-۴-۱-۴ الزامات سیستم

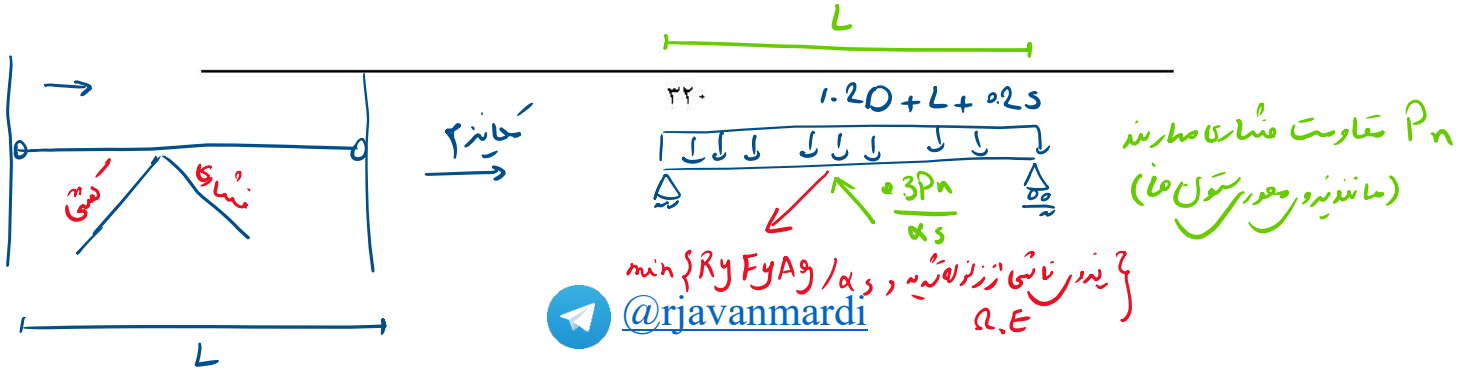
۱۰-۳-۴-۱-۴-۱ مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸

قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی با مهاربندهای از نوع ۷ یا ۸ باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید در حدفاصل بین دو ستون پیوسته باشند.

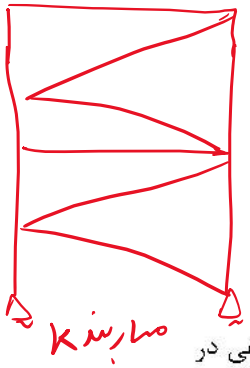
ب) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده و اتصالات آن‌ها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیبات بارگذاری ثقلی بدون حضور مهاربندها باشند.

پ) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده و اتصالات آن‌ها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشند. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری ناشی از زلزله، مقاومت‌های موردنیاز تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار در حضور زلزله) که با آثار لرزه‌ای (با ضرایب بار مربوطه) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. آثار لرزه‌ای، در مهاربند کششی باید برابر کمترین دو مقدار $R_y F_y A_g/\alpha_s$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) و در مهاربند فشاری برابر $0.3P_n/\alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن، P_n مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.



@rjavanmardi

ت) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی- پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیهٔ مهار جانبی الزامی است، مگر آنکه تیر دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تأمین پایداری در بین دو انتهای مهارشده، باشد.



۱۰-۳-۴-۱-۴-۲ مهاربندهای به شکل K

در این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده استفاده از مهاربندهای به شکل K مجاز نیست.

۱۰-۳-۴-۱-۴-۳ مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه (MT-OCBF)

در شکل ۱۰-۳-۴-۱-۴-۲ چند نمونهٔ متداول از قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای چند ردیفی در یک یا چند طبقه نشان داده شده است. قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی با مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) در هر یک از ردیف‌های مهاربندی، مهاربندها باید به‌صورت یک جفت کششی- فشاری (قرینه نسبت به محور مرکزی مجموعهٔ مهاربندها) مورد استفاده قرار گیرند.

ب) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید عضو افقی (مهار افقی) وجود داشته باشد.

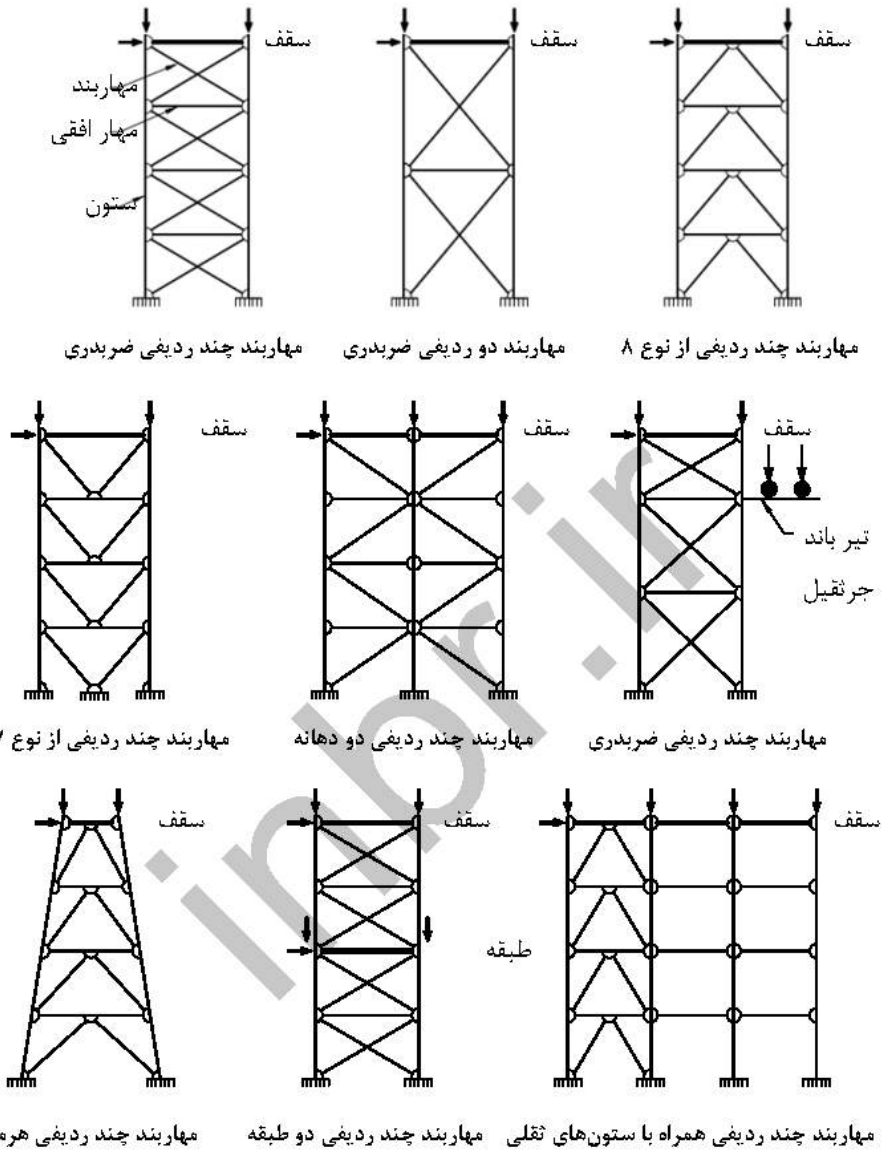
پ) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، ستون‌ها باید در برابر پیچش مهار شوند.

ت) مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس کوچک‌ترین مقدار از بین ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدیدیافته ($1.5\Omega_0 E$) و $R_y F_y A_g / \alpha_s$ تعیین شود. مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است

ث) مقاومت محوری موردنیاز اعضای افقی در تراز ردیف‌ها باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدیدیافته ($1.5\Omega_0 E$) تعیین شود. در مهاربندهای ضربدری و با رفتار کششی- فشاری این نیروها باید در غیاب مهاربندهای فشاری در نظر گرفته شوند.

ج) مقاومت محوری موردنیاز ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدیدیافته ($1.5\Omega_0 E$) تعیین شود.

@rjavanmardi



مهاربند چند ردیفی از نوع ۸ | مهاربند دو ردیفی ضربدری | مهاربند چند ردیفی ضربدری

مهاربند چند ردیفی ضربدری | مهاربند چند ردیفی دو دهانه | مهاربند چند ردیفی از نوع ۷

مهاربند چند ردیفی همراه با ستون‌های ثقلی | مهاربند چند ردیفی دو طبقه | مهاربند چند ردیفی هرمی

شکل ۱۰-۳-۴-۱-۲: چند نمونهٔ متداول از پیکربندی مهاربندهای چند ردیفی در یک یا چند طبقه

چ) در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری در طراحی ستون‌هایی که تحت اثر بار محوری فشاری قرار دارند، باید آثار مرتبه دوم و نیز آثار ناشی از نواقص هندسی اولیه لحاظ شود. برای این منظور به‌عنوان یک حداقل باید در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی در امتداد عمود بر صفحهٔ مهاربندی یک

@rjavanmardi

بار جانبی فرضی به میزان 0.006 برابر مؤلفهٔ قائم نیروی فشاری مهاربند در گره موردنظر اعمال شود.

ح) درصورتی‌که مهاربندها به‌صورت ۷ یا ۸ نباشند و به‌صورت کششی تنها طراحی شده باشند، آنگاه در صورت تأمین شرایط زیر، رعایت الزامات بندهای (ت)، (ث) و (ج) در فوق الزامی نخواهد بود:

۱- نسبت لاغری اعضای مهاربندی بزرگ‌تر یا مساوی 200 باشد.

۲- ستون‌های دهانه‌های مهاربندی‌شده براساس ترکیبات بارگذاری ثقلی و اثر نیروی زلزله برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ در مهاربندهای کششی طراحی شده باشند.

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد مهاربند

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد مهاربند

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربند

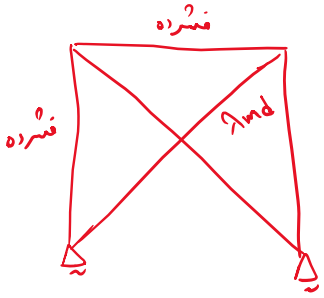
α_s = برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD

تبصره: در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، نیروی جانبی نامتعادل نباید کمتر از 5% بزرگ‌ترین مؤلفهٔ افقی مهاربندهای بالا و پایین این ترازها در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۴-۱-۵ الزامات اعضا

۱۰-۳-۴-۱-۵-۱ الزامات عمومی

مقاطع اعضای مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.



تبصره: در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی و با رفتار کششی تنها و با نسبت لاغری بزرگ‌تر از 200 هیچ‌گونه محدودیتی برای نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقاطع مهاربندی وجود ندارد.

۱۰-۳-۴-۱-۵-۲ محدودیت نسبت لاغری اعضای مهاربندی

مقدار نسبت لاغری (KL/r) مهاربندهای از نوع ۷ یا ۸ نباید از $4\sqrt{E/F_y}$ بزرگ‌تر باشد.

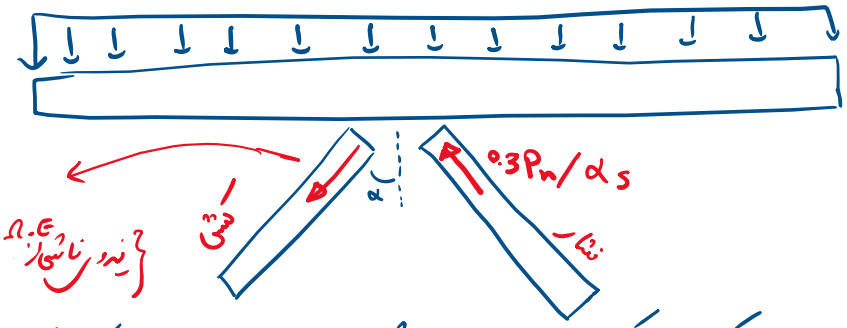
$$\lambda = \frac{kl}{r} \leq 4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

imbr.ir
@rjavanmardi

نحوه کنترل مکانیزم در مهاربند ۷ و ۸

$q = 1.2D + L + 0.2S$

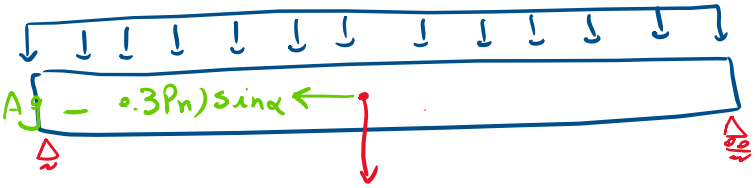
راستای زلزله



$\min\{R_y F_y A_g/\alpha_s \text{ و } \text{زیر ناشی از } \Omega_0 E\}$

معنای این کار این است که مهاربند فشاری در زلزله جاری شده و مهاربند فشاری دیگر کمانش شده است.

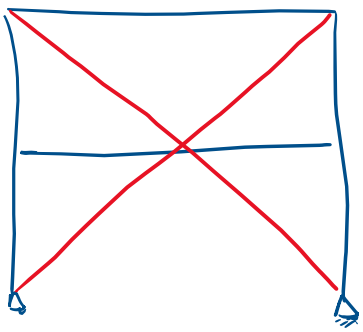
$q = 1.2D + L + 0.2S$



نیروی محوری نامتعادل

نیروی برشی نامتعادل $= (R_y F_y A_g - 0.3P_n)\cos\alpha$

مهاربند ۷ و ۸ روی هم



این مشکل را ندارد چون نیروی نامتعادل یکدیگر را خنثی می کنند.

۱۰-۳-۴-۱-۵-۳ تیرها و اتصالات آن‌ها به ستون‌ها

مقاومت‌های موردنیاز تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی‌شده و اتصالات آن‌ها به ستون باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) تعیین شوند.

۱۰-۳-۴-۱-۶ اتصالات اعضای مهاربندی

اتصالات اعضا در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) در مهاربندهای چند ردیفی مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدیدیافته ($1.5\Omega_0 E$) تعیین شود.

ب) در سایر مهاربندها، مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) تعیین شود. در این‌گونه مهاربندها مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی لازم نیست از مقادیر زیر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود:

۱- $R_y F_y A_g / \alpha_s$ در مهاربندهای کششی، که در آن مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- کمترین مقدار از بین $R_y F_y A_g / \alpha_s$ و $1.1 F_{cre} A_g / \alpha_s$ در مهاربندهای فشاری، که در آن مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD بوده و F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش، مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ است با این شرط که در آن به‌جای F_y از $R_y F_y$ استفاده می‌شود.

۳- در صورت استفاده از سوراخ‌های بزرگ‌شده، برابر با نیروی محوری حاصل از ترکیبات بارگذاری متعارف

۱۰-۳-۴-۱-۷ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. درصورتی‌که وصله ستون‌ها از نوع مستقیم باشند، در این صورت جوش وصله‌ها باید از نوع شیاری با نفوذ کامل باشد. مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم باید حداقل برابر $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها باید حداقل برابر $\left(\sum M_p/\alpha_s\right)/H_c$ باشد، که در آن:

@rjavanmardi

$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

α_s = برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD

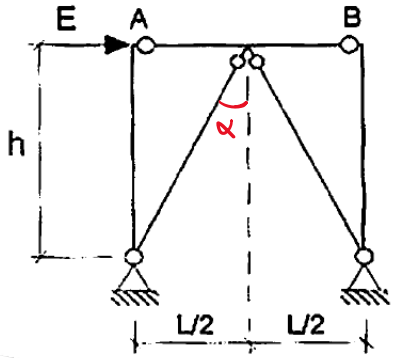
تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $F_y b_i t_i / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

در قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی شکل زیر فرض نمائید مقادیر بارهای ثقلی وارد بر تیر AB ناچیز بوده و در مهاربند کششی، مقدار نیروی کششی نهایی ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته از حداکثر مقاومت کششی موردنیاز مهاربندها ($R_yF_yA_g$) بیشتر است. اگر P_n مقاومت فشاری اسمی مهاربندها باشد، حداقل مقاومت خمشی موردنیاز تیر AB به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ روش LRFD



۱) $(R_yF_yA_g - 0.3P_n)\frac{hL}{2\sqrt{L^2+4h^2}}$

۲) $(R_yF_yA_g - 0.3P_n)\frac{hL}{\sqrt{L^2+4h^2}}$

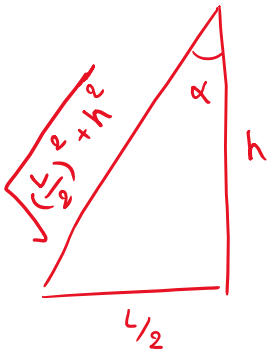
۳) $(R_yF_yA_g - 0.3P_n)\frac{L^2}{2\sqrt{L^2+4h^2}}$

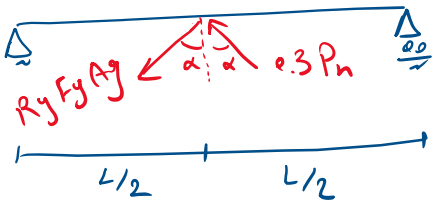
۴) $(R_yF_yA_g - 0.3P_n)\frac{L^2}{\sqrt{L^2+4h^2}}$

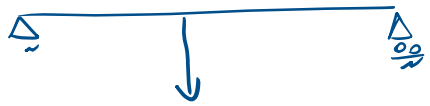
مهر ۹۹

$$\cos\alpha = \frac{h}{\sqrt{(\frac{L}{2})^2+h^2}}$$

روش LRFD ($\alpha_s = 1$)







$$P_u = (R_yF_yA_g - 0.3P_n)\cos\alpha$$

$$\Rightarrow M_u = \frac{P_uL}{4}$$

$$M_u = (R_yF_yA_g - 0.3P_n) \times L \frac{h}{\sqrt{(\frac{L}{2})^2+h^2}} \times \frac{1}{4} = (R_yF_yA_g - 0.3P_n)\frac{Lh}{2\sqrt{L^2+4h^2}}$$

گزینه ۱

۱۰-۳-۴-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه (SCBF)

۱۰-۳-۴-۲-۱ الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه (SCBF) به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آن‌ها از مهاربندها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزلهٔ طرح تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای تحمل کنند و در آن‌ها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرا ارتجاعی موردنظر ممکن است به مرحلهٔ بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. ازاین‌رو پیکربندی و طراحی مهاربندها و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهدهٔ این تغییرشکل‌ها برآیند. پیکربندی مهاربندهای مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندهای قطری، ضربدری، مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه می‌باشند. همچنین تعبیهٔ سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ یا ۸) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

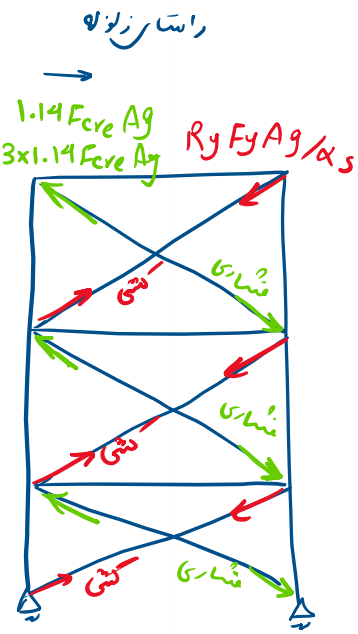
۱۰-۳-۴-۲-۲ مبانی طراحی

در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شود. در این‌گونه مهاربندها خروج‌ازمرکزیت کمتر از عمق تیر مجاز است مشروط بر اینکه برآیند نیروهای اعضا و اتصالات در طراحی لحاظ شوند و منبع مورد انتظار ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک تغییر نکند.

۱۰-۳-۴-۲-۳ الزامات تحلیل

در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه مقاومت‌های موردنیاز تیرها، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها باید براساس نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های موردنیاز نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شوند:

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ است.



بارثقلی 1.2D+L +0.9S نیز باید به قاب وارد شود.

@rjavanmardi

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $0.3\times1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ است.

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

F_{cre} = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن به‌جای F_y از R_yF_y استفاده شده باشد.

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

تبصره ۱: برای انجام تحلیل‌های فوق می‌توان ابتدا حرکت جانبی قاب را مقید نمود. سپس اعضای مهاربندی را از مدل تحلیلی حذف نموده و در اتصال دو انتهای آن‌ها مطابق بندهای (الف) و (ب) فوق، نیروی نظیر آن‌ها به مدل تحلیلی اعمال کرد و پس‌ازآن در حضور بارهای ثقلی با ضرایب بار مربوطه، سازه مورد تحلیل و طراحی قرار گیرد.

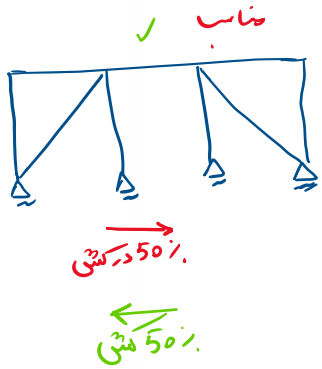
تبصره ۲: در مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه این تحلیل باید دربرگیرنده تسلیم و کمانش مهاربندها به‌صورت پیش‌رونده از ردیف‌های ضعیف به قوی باشد.

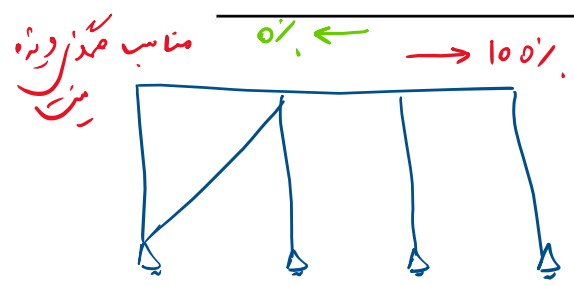
۱۰-۳-۴-۲-۴ الزامات سیستم

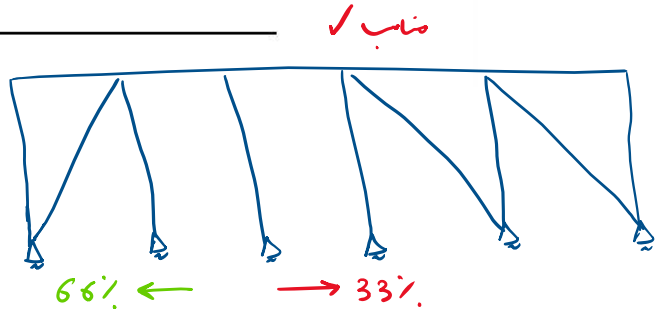
۱۰-۳-۴-۲-۴-۱ توزیع نیروی جانبی

در هر طبقه و در امتداد هر محور، مهاربندها باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر راستای بارگذاری حداقل 30 درصد و حداکثر 70 درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آن‌که مهاربندهای فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای ترکیبات بار شامل زلزلهٔ تشدیدیافته نشان می‌دهد، باشند. منظور از محور مهاربندی در این بند، یک یا چند محور مهاربندی‌شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از 10 درصد بُعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

در مواقعی که در یک محور مهاربندی، مهاربندهای قطری در یک دهانه نباشند، مقاومت‌های موردنیاز دیافراگم، جمع‌کننده‌ها و اجزای تشکیل‌دهندهٔ سیستم کف باید طوری در نظر گرفته شوند







@rjavanmardi
jnbr.ir

مبحث دهم

که مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۲-۳ نیروهای ناشی از رفتار فرا کمانشی مهاربندها بتوانند بین دهانه‌های مهاربندی‌شده منتقل شوند. مقاومت‌های موردنیاز جمع‌کننده لازم نیست از مقاومت موردنیاز به‌دست‌آمده از تحلیل شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) که در آن کلیهٔ مهاربندهای فشاری از مدل حذف شده‌اند، بزرگ‌تر در نظر گرفته شود. همچنین مقاومت موردنیاز جمع‌کننده‌ها نباید از مقدار به‌دست‌آمده از ترکیبات بارگذاری متعارف کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۴-۲-۲ مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸

قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه با مهاربندهای از نوع ۷ یا ۸ باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی‌شده باید در حدفاصل بین دو ستون پیوسته باشند.

ب) مقاطع تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

پ) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیهٔ مهار جانبی الزامی است، مگر آنکه تیر دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تأمین پایداری در بین دو انتهای مهارشده باشد.

۱۰-۳-۴-۲-۳ مهاربندهای به شکل K

در این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده استفاده از مهاربندهای به شکل K مجاز نیست.

۱۰-۳-۴-۲-۴ مهاربندهای داری رفتار کششی تنها

در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه طراحی مهاربندی‌ها به‌صورت کششی تنها مجاز نیست.

۱۰-۳-۴-۲-۵ مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه (MT-SCBF)

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه با مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) در هر یک از ردیف‌های مهاربندی، مهاربندها باید به‌صورت یک جفت کششی- فشاری (قرینه نسبت به محور مرکزی دهانه مهاربندی) مورد استفاده قرار گیرند.

inbr.ir
@rjavanmardi

ب) اعضای افقی واقع در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید عضو افقی وجود داشته باشد.

۲- اعضای افقی که توسط مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ قطع می‌شوند، باید الزامات بخش ۱۰-۳-۴-۲-۴-۲ را تأمین نمایند. درصورتی‌که کمانش مهاربندها در خارج از صفحه قاب باشد، در بررسی لزوم یا عدم لزوم به تأمین مهارهای جانبی در طول عضو افقی، لنگرهای پیچشی ناشی از کمانش مهاربند باید در نظر گرفته شود. مقدار لنگر پیچشی ناشی از کمانش مهاربند از طریق رابطهٔ $1.1R_yM_p/\alpha_s$ تعیین می‌شود که در آن M_p برابر لنگر پلاستیک مقطع عضو مهاربندی و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است، ولی لازم نیست از مقاومت خمشی موجود اتصال عضو مهاربندی بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

پ) ستون‌های واقع در دهانه‌های مهاربندی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، ستون‌ها باید در برابر پیچش مهار شوند.

۲- ستون‌ها باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر نیروهای ناشی از کمانش مهاربندها باشند. برای تعیین این نیروها، لنگر خمشی عضو مهاربندی باید برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع عضو مهاربندی نسبت به محور کمانش و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است، در نظر گرفته شود؛ ولی لازم نیست از مقاومت خمشی موجود اتصال عضو مهاربندی نسبت به محور کمانش عضو مهاربندی بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

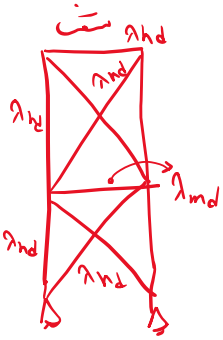
۳- در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری در طراحی ستون‌هایی که تحت اثر بار محوری فشاری قرار دارند، باید آثار مرتبه دوم و نیز آثار ناشی از نواقص هندسی اولیه لحاظ شود. برای این منظور به‌عنوان یک حداقل باید در تراز هریک از ردیف‌های مهاربندی و در خارج از صفحهٔ مهاربندی یک بارجانبی فرضی به میزان 0.006 برابر مؤلفهٔ قائم نیروی فشاری مهاربند در گره موردنظر اعمال شود. در کلیهٔ حالت‌ها مقدار ضریب B_1 (ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر P-δ) لازم نیست از 2 بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

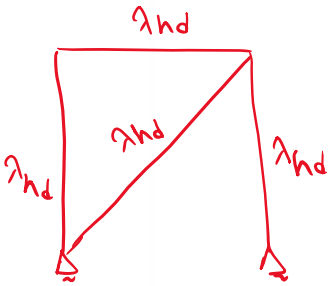
ت) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی مقدار تغییرمکان جانبی نسبی ضمن رعایت الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، نباید از 2% ارتفاع ردیف مهاربندی بیشتر باشد.

@rjavanmardi

۱۰-۳-۴-۲-۵ الزامات اعضا

۱۰-۳-۴-۲-۵-۱ الزامات عمومی





مقاطع ستون‌ها، تیرها و اعضای مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. همچنین در مهاربندهای چندردیفی در یک طبقه، مقاطع تیرهای واقع در تراز ردیف‌های مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

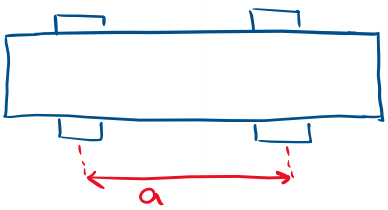
۱۰-۳-۴-۲-۵-۲ اعضای مهاربندی

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه، اعضای مهاربندی باید دارای شرایط زیر باشند:



الف) مقدار نسبت لاغری (KL/r) عضو مهاربندی نباید از 200 بزرگ‌تر باشد.

ب) در مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، در طول عضو مهاربندی فاصلهٔ اتصال‌دهنده‌ها (بست‌ها یا لقمه‌ها) باید طوری باشد که نسبت لاغری حداقل (a/r_i) اجزای تشکیل‌دهنده مقطع مهاربندی از 0.4 نسبت لاغری تعیین‌کنندهٔ عضو ساخته‌شده بیشتر نباشد. که در آن:



a = فاصله مرکز تا مرکز اتصال‌دهنده‌ها (بست‌ها یا لقمه‌ها)

r_i = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخ‌های تشکیل‌دهنده مقطع عضو مهاربندی



مجموع مقاومت‌های برشی موجود اتصال‌دهنده‌ها در طول عضو باید مساوی یا بزرگ‌تر از مقاومت کششی موجود هر یک از نیمرخ‌ها باشد. در این محاسبه در مهاربندهای ۷ یا ۸ و قطری طول عضو مهاربندی برابر طول کل مهاربند و در مهاربندهای ضربدری برابر نصف طول کل مهاربندی در نظر گرفته می‌شود. فاصلهٔ اتصال‌دهنده‌ها باید یکنواخت بوده و تعداد آن‌ها در طول عضو مهاربندی حداقل دو عدد باشد. اتصال‌دهنده‌ها نباید در داخل یک‌چهارم طول خالص عضو مهاربندی که در وسط مهاربند قرار می‌گیرد، باشد. اگر کمانش عضو مهاربندی طوری باشد که موجب ایجاد برش در اتصال‌دهنده‌ها نشود، در این صورت در طراحی اتصال‌دهنده‌ها می‌توان این الزامات را نادیده گرفت.

پ) مقدار سطح مقطع خالص مؤثر عضو مهاربندی نباید از سطح مقطع کلی آن کمتر باشد. در مواقعی که در عضو مهاربندی از قطعات تقویتی (ورق یا نیمرخ) استفاده می‌شود، الزامات زیر باید تأمین شوند:

@rjavanmardi

۱- تنش تسلیم قطعات تقویتی باید حداقل برابر تنش تسلیم عضو مهاربندی باشد.

۲- اتصالات قطعات تقویتی به عضو مهاربندی باید دارای مقاومت موجود کافی برای توسعهٔ مقاومت مورد انتظار قطعات تقویتی در هر طرف مقطع کاهش‌یافته باشد.

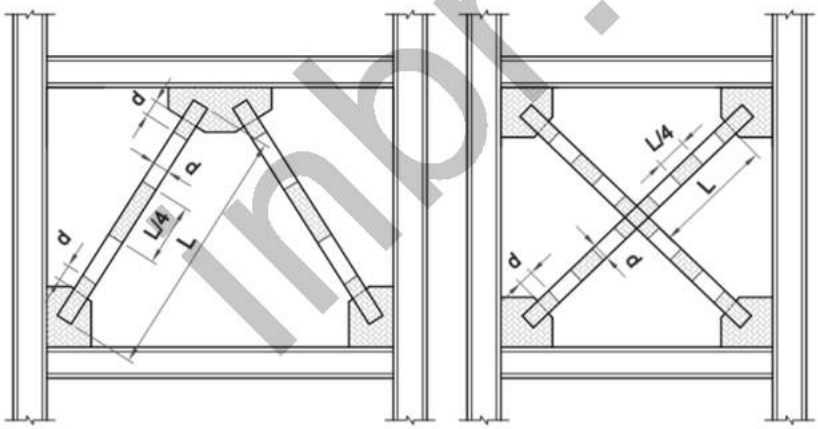
۱۰-۳-۴-۲-۵-۳ نواحی حفاظت‌شده

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه، مطابق شکل ۱۰-۳-۴-۲-۱، نواحی حفاظت‌شده که باید الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۱۷ را تأمین نمایند، شامل موارد زیر است:

الف) برای مهاربندها یک‌چهارم طول در قسمت میانی عضو و در دو انتها فاصله‌ای به طول عمق مقطع عضو در صفحهٔ کمانش از بر اتصال عضو مهاربندی به سمت داخل عضو

ب) اجزای اتصال مهاربندها به تیرها و ستون‌ها

تبصره: به‌کارگیری اجزای موردنیاز طراحی (از قبیل بست‌ها، لقمه‌ها، ورق‌های تقویتی و وسایل اتصال آن‌ها) در نواحی حفاظت‌شده با رعایت الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۱۷ بلامانع است.



شکل ۱۰-۳-۴-۲-۱: نواحی حفاظت‌شده در مهاربندهای همگرای ویژه

۱۰-۳-۴-۲-۶ اتصالات

۱۰-۳-۴-۲-۶-۱ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه جوش‌های زیر به‌عنوان جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را برآورده نمایند:

@rjavanmardi

الف) جوش شیاری در وصله ستون‌ها

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون.

استثناء: درصورتی‌که آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های اتصال تیر به ستون مطابق با شرایط الزامات بند ۱۰-۳-۴-۲-۶-۲-پ

۱۰-۳-۴-۲-۶-۲ اتصال تیر به ستون

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه اگر اتصال ورق گاست (ورق اتصال) هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد:

الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲-الف به‌صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به‌نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد. در شکل ۱۰-۳-۴-۲-۲ چند نمونه از پیکربندی‌های متداول اتصال مفصلی تیر به ستون که این الزام قابلیت دوران را تأمین می‌نمایند، نشان داده شده است

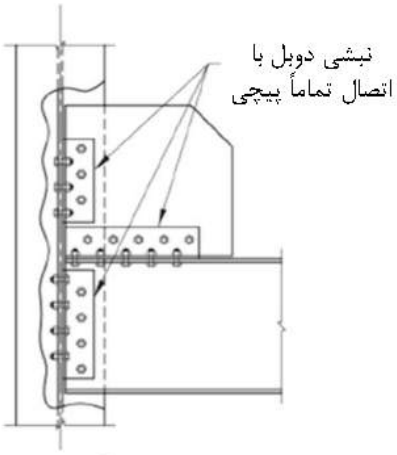
ب) پیکربندی اتصال به‌صورت یک اتصال گیردار باشد و مقاومت خمشی موردنیاز اتصال که باید همراه با مقاومت‌های موردنیاز اتصال مهاربندها در نظر گرفته شود، حداقل برابر کوچک‌ترین دو مقدار زیر باشد:

۱- حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار تیر برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

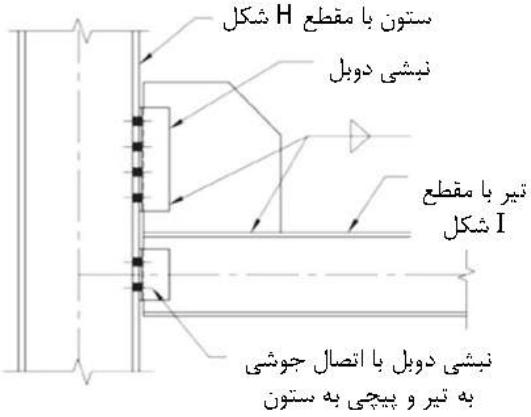
۲- مجموع حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون‌های بالا و پایین اتصال برابر $1.1(\sum R_yF_yZ)/\alpha_s$ که در آن Z برابر اساس مقطع پلاستیک مقطع ستون، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون است.

پ) اتصال تیر به ستون به‌صورت یک اتصال صلب خمشی مطابق الزامات اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی معمولی طراحی شود.

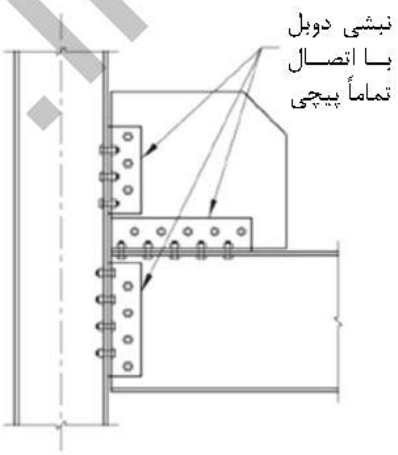
@rjavanmardi



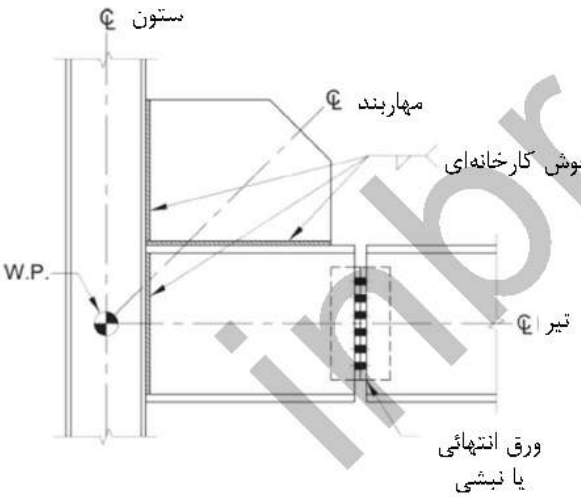
الف) اتصال مفصلی تماماً پیچی به جان ستون



ب) اتصال مفصلی جوشی-پیچی به بال ستون



پ) اتصال مفصلی تماماً پیچی به بال ستون



ت) اتصال مفصلی در فاصله دورتر از اتصال تیر به ستون

شکل ۱۰-۳-۴-۲-۲: پیکربندی‌های قابل‌قبول اتصال مفصلی تیر به ستون در قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای همگرای ویژه

۱۰-۳-۴-۲-۶-۳ اتصال اعضای مهاربندی

مقاومت‌های موردنیاز کششی، فشاری و خمشی اتصال اعضای مهاربندی که باید به‌طور مجزا در نظر گرفته شوند، به شرح زیر هستند:

@rjavanmardi

الف) مقاومت کششی موردنیاز

مقاومت کششی موردنیاز اتصالات اعضای مهاربندی باید حداقل برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ در نظر گرفته شود، که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

تبصره: در اتصالات پیچی مطابق الزامات عمومی در صورت استفاده از سوراخ‌های بزرگ‌شده در یک لایه از اجزا، اتصال باید از نوع لغزش بحرانی باشد و مقاومت موردنیاز نظیر حالت حدی لغزش بحرانی لازم نیست از مقاومت موردنیاز به‌دست‌آمده از ترکیبات مختلف بارگذاری شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

ب) مقاومت فشاری موردنیاز

مقاومت فشاری موردنیاز اتصالات اعضای مهاربندی باید حداقل برابر کوچک‌ترین مقدار از بین $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و $1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

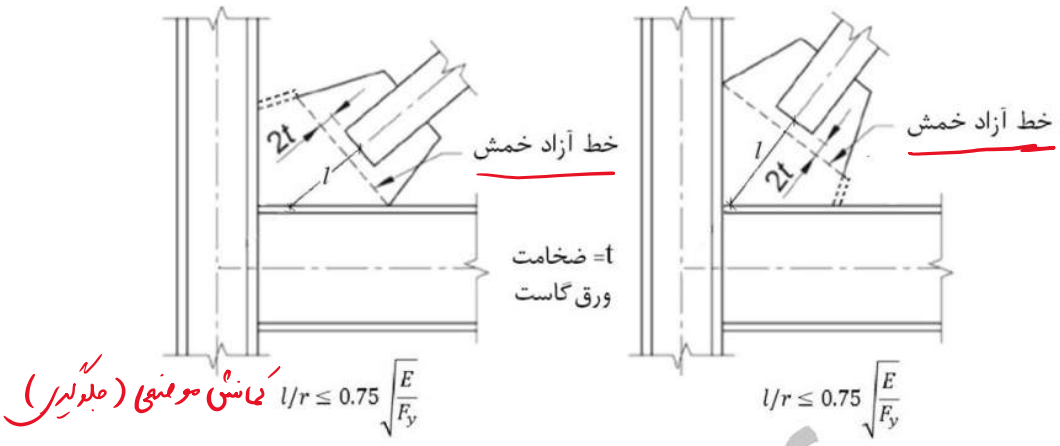
A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

F_{cre} = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن به‌جای F_y از R_yF_y استفاده شده باشد.

پ) مقاومت خمشی موردنیاز

اتصال اعضای مهاربندی باید دارای مقاومت خمشی موردنیاز حداقل برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ باشد که در آن، M_p لنگر خمشی پلاستیک مقطع عضو مهاربندی حول محور کمانش بحرانی مقطع است. در صورت حاکم بودن کمانش خارج از صفحه مهاربندی و تأمین شرایط مناسب سازگاری ورق اتصال با کمانش خارج از صفحه، نظیر تأمین فاصله حداقل 2t مطابق شکل ۱۰-۳-۴-۲-۳ بین انتهای مهاربند تا خط آزاد خمش، لزومی به در نظر گرفتن مقاومت خمشی موردنیاز نیست.

@rjavanmardi



شکل ۱۰-۳-۴-۲-۳ : سازگاری ورق اتصال (ورق گاست) با کمانش خارج از صفحه عضو مهاربندی

ت) ورق اتصال مهاربندی

برای کمانش خارج از صفحهٔ اعضای مهاربندی، جوش‌های متصل به تیر و ستون ورق اتصال باید دارای مقاومت برشی موجود حداقل برابر $0.6R_yF_yt_pL/\alpha_s$ باشند که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق اتصال

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق اتصال

t_p = ضخامت ورق اتصال

L = طول متصل به تیر ورق اتصال برای جوش متصل به تیر و طول متصل به ستون برای جوش متصل به ستون ورق اتصال

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

تبصره: در صورت تأمین فاصله 2t (مطابق شکل ۱۰-۳-۴-۲-۳)، به‌جای استفاده از الزام فوق این جوش‌ها می‌توانند براساس بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های زیر طراحی شوند:

۱- نیروهای ایجادشده در لبه‌های ورق اتصال ناشی از مقاومت فشاری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی (مطابق بند ب)

۲- نیروهای ایجادشده در لبه‌های ورق اتصال ناشی از 0.3 مقاومت فشاری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی در ترکیب با اثر مقاومت خمشی مورد انتظار ورق اتصال نسبت به محور ضعیف آن در محل خط آزاد خمش

@rjavanmardi

۱۰-۳-۴-۲-۷ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

imbr.ir

کدام‌یک از عبارت‌های زیر در خصوص قاب‌های مهاربندی شدهٔ فولادی صحیح است؟
$F_y=240$ MPa و $E=2\times10^5$ MPa

۱) در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی با مهاربندی‌های ضربدری، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع اعضای مهاربندی نسبت به قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه با مهاربندی‌های ضربدری، سخت‌گیرانه‌تر است.

۲) در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی با مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸، طراحی اعضای مهاربندی به‌صورت کششی تنها مجاز است.

۳) در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژهٔ ضربدری، طراحی اعضای مهاربندی به‌صورت کششی تنها مجاز است.

۴) در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی با مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸، محدودیت نسبت لاغری اعضای مهاربندی نسبت به قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه با مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸، سخت‌گیرانه‌تر است.

مهر ۹۸

مورد ۱ غلط است، چون در مهاربند همگرای معمولی، مهاربند باید دارای محدودیت λ_{md} باشد اما مهاربند همگرای ویژه مقطع مهاربند باید دارای محدودیت λ_{hd} باشد که سخت‌گیرانه‌تر باشد.

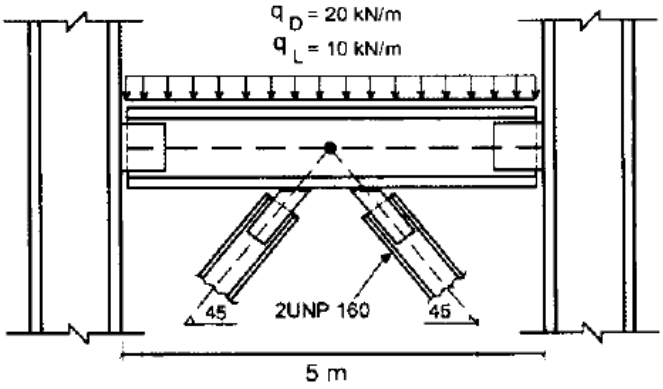
مورد ۲ غلط است، در مهاربند همگرای معمولی، تنها در مهاربندهای قطری و ضربدری طراحی مهاربند به‌صورت کششی تنها مجاز باشد.

مورد ۳ غلط است

مورد ۴ صحیح است. در همگرای معمولی در مهاربند ۷ و ۸ $\lambda \le 4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد اما مهاربند همگرای ویژه $\lambda < 200$ باید باشد

123

در شکل روبرو یکی از دهانه‌های یک قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندی همگرای ویژه از نوع ۸ و با کاربری مسکونی نشان داده شده است. چنانچه مقدار تنش فشاری مورد انتظار اعضای مهاربندی با مقطع دوبل UNP160 ناشی از کمانش برابر $0.9R_yF_y$ فرض شود، حداقل مقاومت خمشی مورد انتظار (M_u) تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (تنش تسلیم فولاد اعضای مهاربندی را برابر 240 MPa در نظر بگیرید). در LRFD



۱) M_u = 521 kN.m

۲) M_u = 940 kN.m

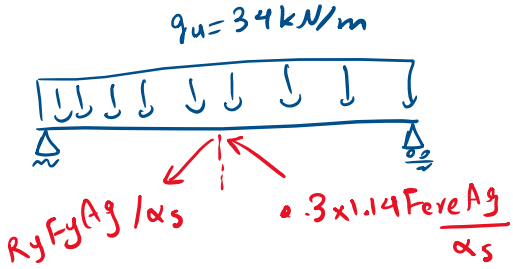
۳) M_u = 125 kN.m

۴) M_u = 262 kN.m

مهر ۹۶

$q_u = 1.2D + L + 0.2S = 34$ kN/m

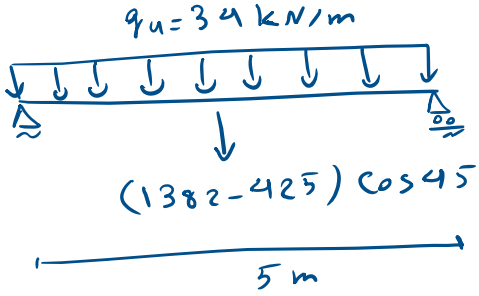
دوبل ناودانی $\Rightarrow R_y = 1.2$, $A_g = 4800$ mm^2



LRFD در روش $\alpha_s = 1$

نیروی مهاربند کششی $= R_yF_yA_g = 1.2\times240\times4800 = 1382$ kN

نیروی مهاربند فشاری $= 0.3\times1.14F_{ere}A_g = 0.3\times1.14\times0.9\times240\times1.2\times4800 = 425$ kN



$M_u = \frac{P_uL}{4} + \frac{q_uL^2}{8} = 948$ kN.m

در نقطه ۲

$\phi M_n \geq M_u \Rightarrow 0.9\times Z\times240 \geq 948\times10^6 \Rightarrow Z \geq 3.488\times10^6$ mm^3

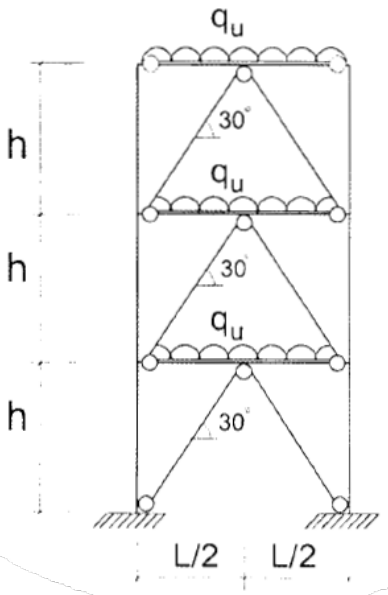
$\Rightarrow$ use IPB 500

در قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژهٔ شکل زیر، اگر مقدار بارهای ثقلی در واحد طول تیر با ضرایب بار در حضور زلزله برابر q_u بوده و برای اعضای مهاربندی $F_{cre}=0.6R_yF_y$ باشد، تیرهای دهانه‌های مهاربندی باید برای چه نیروی برشی طراحی شوند؟

A_g = سطح مقطع اعضای مهاربندی

F_y = تنش تسلیم مشخصه فولاد اعضای مهاربندی

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه اعضای مهاربندی



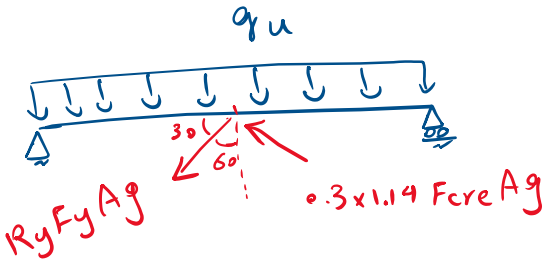
۱) $\frac{q_uL}{2}+0.08R_yF_yA_g$

۲) $\frac{q_uL}{2}+0.8R_yF_yA_g$

۳) $\frac{q_uL}{2}+0.4R_yF_yA_g$

۴) $\frac{q_uL}{2}+0.2R_yF_yA_g$

مرداد ۱۴۰۰



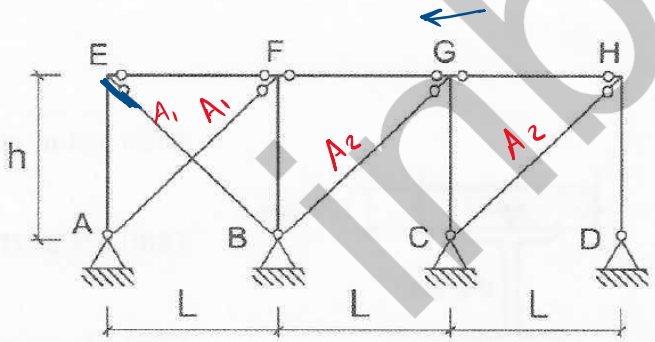
نیروی محوری نامتعادل برشی = $(R_yF_yA_g - 0.3\times1.14\times F_{cre}A_g)\cos 60 = 0.4R_yF_yA_g$

$0.6R_yF_y$

$V_u = \frac{q_uL}{2}+\frac{P}{2} = \frac{q_uL}{2}+0.2R_yF_yA_g$ نیروی برشی

@rjavanmardi

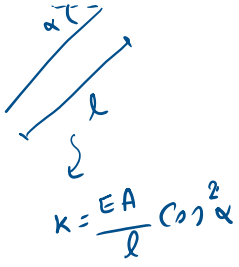
در قاب مهاربندی‌شدهٔ شکل زیر، سطح مقطع اعضای AF و BE یکسان و برابر A_1 و سطح مقطع اعضای BG و CH یکسان و برابر A_2 است. حداقل نسبت قابل‌قبول A_1/A_2 برای آنکه قاب مذکور را بتوان به‌عنوان یک قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه در نظر گرفت، به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ از تغییرطول محوری ستون‌ها صرف‌نظر نموده و سختی محوری تیرها بینهایت فرض شود.



۱) $\frac{5}{3}$
۲) $\frac{9}{7}$
۳) $\frac{3}{2}$
۴) $\frac{6}{7}$

دی ۱۴۰۱

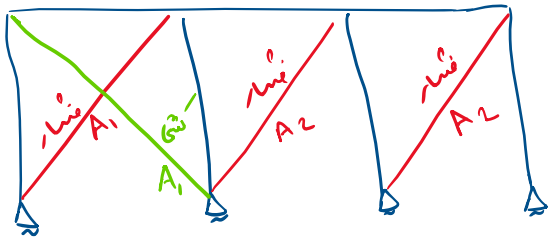
برای آنکه قاب بتواند جزء مهاربندهای همگرای ویژه حساب شود، باید حداقل ۳۰٪ مهاربندها درکشی و حداکثر ۷۰٪ درفشاری باشد. با توجه به اینکه سختی مهاربندها $\frac{EA}{l}\cos^2\alpha$ می‌باشد



$$K=\frac{EA}{l}\cos^2\alpha$$

آنگاه

راستای زلزله



E و α برابر

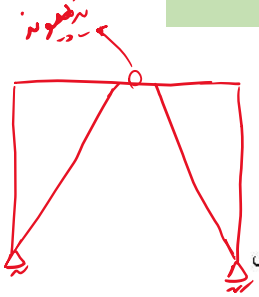
سختی مهاربندهای کشی ← A_1 / $2A_1+2A_2 \geq 0.3$

سختی کل مهاربندها

$$\Rightarrow \frac{A_1}{A_2} \geq \frac{3}{2}$$

گزینه 3

@rjavanmardi



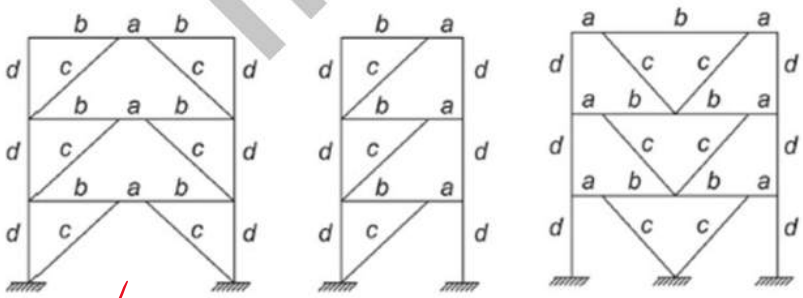
۱۰-۳-۴-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا (EBF)

۱۰-۳-۴-۳-۱ الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا (EBF) قاب‌هایی هستند که در آن‌ها در دهانه مهاربندی یک انتهای مهاربندها با فاصلهٔ نسبتاً کمی از یکدیگر روی محور طولی تیر یا با فاصلهٔ نسبتاً کمی از گرهٔ اتصال تیر به ستون، به تیر متصل می‌شوند و موجب تشکیل تیر پیوند که تحت اثر برش و خمش قرار می‌گیرد، می‌شود. به ناحیه‌ای که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربندی روی تیر تشکیل می‌شود تیر پیوند میانی و به فاصله‌ای که بین نقطهٔ تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد، تیر پیوند کناری گفته می‌شود. در این نوع قاب‌ها ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک سیستم مهاربندی عمدتاً از طریق تسلیم برشی یا خمشی تیر پیوند تأمین می‌شود.

در این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده تعبیهٔ سوراخ در جان تیرهای پیوند مجاز نیست. همچنین توصیه می‌شود در جان تیر خارج از ناحیهٔ تیر پیوند سوراخی تعبیه نشود. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر خارج از ناحیهٔ تیر پیوند، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود (مقاومت‌های طراحی در LRFD و مقاومت‌های مجاز در ASD) در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

در شکل ۱۰-۳-۴-۳-۱ چند نمونه از قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا و اجزای کلیدی تشکیل‌دهندهٔ آن نشان داده شده است.



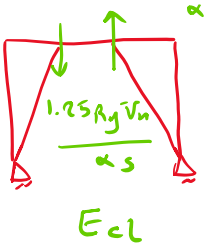
a = تیر پیوند و b = تیر خارج از ناحیهٔ تیر پیوند
c = عضو مهاربندی و d = ستون

شکل ۱۰-۳-۴-۳-۱: چند نمونهٔ متداول از قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا

@rjavanmardi

۱۰-۳-۴-۳-۲ مبانی طراحی

در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شود. در این‌گونه مهاربندها خروج‌ازمرکزیت کمتر از عمق تیر در اتصال مهاربند به تیر و در خارج از ناحیهٔ تیر پیوند مجاز است، مشروط بر اینکه آثار این خروج از مرکزیت در طراحی اعضا و اتصالات لحاظ شوند و این خروج از مرکزیت منبع مورد انتظار ظرفیت تغییرشکل فرا ارتجاعی سیستم را تغییر ندهد.



۱۰-۳-۴-۳-۳ الزامات تحلیل

در قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا مقاومت موردنیاز اعضای مهاربندی و اتصالات آن‌ها، ستون‌ها و تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند باید براساس نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) که در تیرهای پیوند ایجاد می‌گردد، تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های موردنیاز باید براساس تحلیلی که تحت اثر بارهای ثقلی (با ضرایبی که در حضور نیروی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند) و اثرات لرزه‌ای که موجب ایجاد برشی برابر $1.25R_yV_n/\alpha_s$ در تیرهای پیوند با مقطع I شکل و $1.4R_yV_n/\alpha_s$ در تیرهای پیوند با مقطع قوطی‌شکل و نیروهای نظیر آن‌ها در دو انتهای تیر پیوند می‌شود، با رعایت استثناهای زیر، تعیین شود؛ که در آن V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق ضوابط بخش ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ب، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

1.2D + L + 0.2 S

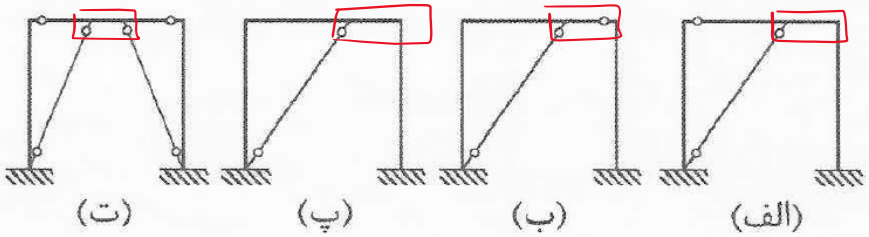
استثناها:

(۱) در طراحی تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند می‌توان اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروی برشی و لنگر خمشی مذکور را با ضریب 0.88 کاهش داد.

(۲) در تحلیل مذکور می‌توان از لنگرهای خمشی ناشی از تغییرمکان جانبی نسبی طبقه صرف‌نظر نمود. درصورتی‌که ستون در فاصلهٔ بین دو انتهای خود تحت اثر نیروی جانبی قرار بگیرد، در تعیین مقاومت‌های موردنیاز مذکور باید آثار لنگر خمشی ناشی از این نیروی جانبی در نظر گرفته شود.

@rjavanmardi

کدام‌یک از قاب‌های شکل زیر نمی‌تواند به‌عنوان قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرا در نظر گرفته شود؟



۱) (ب)
۲) (ت)
۳) (الف)
۴) (پ)

دی ۱۴۰۱

دو انتهای تیرهای پیوند نباید بصورت صفحلی باشند. تنها در تیر پیوند 2 انتهای این سمت از تیر پیوند صفحلی بوده و قابل قبول است. دقت شود در تیر خارج از ناحیه پیوند هیچ مورد اتصال صفحلی یا مفصلی وجود ندارد

۱۰-۳-۴-۳-۴ الزامات سیستم

۱۰-۳-۴-۳-۴-۱ دوران تیر پیوند

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

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

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

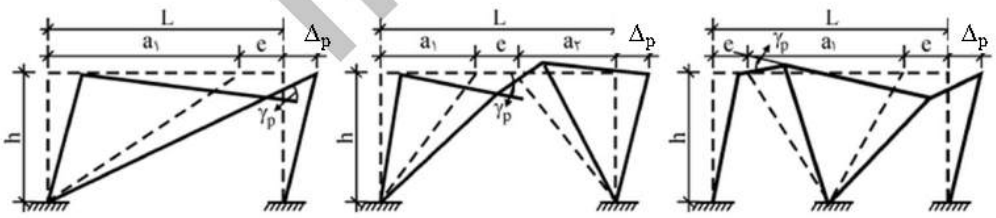
که در آن:

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند

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

تبصره ۲: دوران پلاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p) باید براساس تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک طبقه (Δ_p) محاسبه شود. به تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طبقه (Δ_M) منهای تغییرمکان جانبی نسبی الاستیک آن، تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک طبقه گفته می‌شود. دوران پلاستیک تیر پیوند می‌تواند براساس روابط مندرج در شکل ۱۰-۳-۴-۳-۴-۲ تعیین شود.



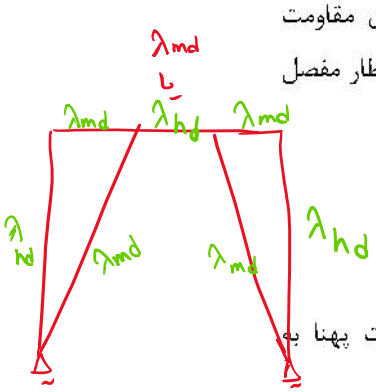
$\gamma_p = \left(\frac{L}{eh}\right)\Delta_p$ $\gamma_p = \left(\frac{L}{eh}\right)\Delta_p$ $\gamma_p = \left(\frac{L}{2eh}\right)\Delta_p$

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

@rjavanmardi

۱۰-۳-۴-۳-۲ مهار جانبی تیر پیوند

در دو انتهای تیر پیوند میانی و انتهای منتهی به مهاربند تیر پیوند کناری با مقطع I شکل در بال‌های فوقانی و تحتانی باید مهارهای جانبی تعبیه شود. مهارهای جانبی باید دارای مقاومت موجود و سختی کافی مطابق ضوابطی که در بند ۱۰-۳-۲-۸-۳ برای مکان‌های مورد انتظار مفصل پلاستیک الزام شده است، باشند.



۱۰-۳-۴-۳-۵ الزامات اعضا

۱۰-۳-۴-۳-۵-۱ الزامات عمومی

الف) مقاطع اعضای مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

ب) مقاطع ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

پ) تیر (یا تیرهای) خارج از ناحیهٔ تیر پیوند، اگر دارای مقطع متفاوت با مقطع تیر پیوند باشند، باید دارای مقطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

تبصره: اگر تیر خارج از ناحیهٔ پیوند دارای مقطع یکسان با مقطع تیر پیوند باشد، در این صورت مقاومت‌های موجود آن باید برابر مقاومت‌های مورد انتظارش در نظر گرفته شود. به‌عبارت‌دیگر، در تعیین مقاومت‌های موجود تیر خارج از ناحیهٔ پیوند به‌جای F_y می‌توان از R_yF_y استفاده کرد که در آن، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر است.

۱۰-۳-۴-۳-۵-۲ الزامات تیر پیوند

الف) محدودیت‌ها

۱- مقطع تیر پیوند باید از نوع I شکل (نوردشده یا ساخته شده از ورق) یا از نوع قوطی‌شکل ساخته شده از ورق باشد. استفاده از مقاطع قوطی‌شکل نوردشده برای تیر پیوند مجاز نیست.

@rjavanmardi

۲- تیرهای پیوند باید دارای مقطع از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

استثنا: برای تیرهای پیوند دارای مقطع I شکل و با طول $e \le 1.6M_p/V_p$ بال‌های مقطع می‌توانند از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. همچنین برای تیرهای پیوند دارای مقطع قوطی‌شکل و با طول $e \le 1.6M_p/V_p$ جان‌های مقطع می‌توانند از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

۳- جان (یا جان‌ها) باید از یک ورق تک بدون هرگونه ورق مضاعف متصل به آن در نظر گرفته شود و در آن نباید هیچ‌گونه بازشویی ایجاد شود.

۴- در تیرهای پیوند ساخته‌شده از ورق، اتصال جان (یا جان‌ها) به بال تیر باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد.

۵- تیرهای پیوند با مقطع قوطی‌شکل ساخته‌شده از ورق باید دارای شرایط $I_y > 0.67I_x$ باشند که در آن I_y ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی در امتداد جان‌های مقطع و I_x ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی عمود بر امتداد جان‌های مقطع است.

ب) مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

مقاومت برشی موجود تیر پیوند [مقاومت برشی طراحی $(\phi_v V_n)$ در LRFD و مقاومت برشی مجاز (V_n/Ω_v) در ASD] باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی در جان مقطع و تسلیم خمشی در دو انتهای تیر پیوند در مقطع کلی در نظر گرفته شود که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9، Ω_v ضریب اطمینان برابر 1.67 و V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند است که باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

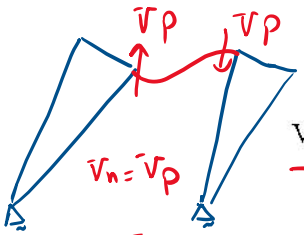
۱- براساس تسلیم برشی در جان مقطع

$$V_n = V_p \qquad (۱-۳-۴-۳-۱۰)$$

۲- براساس تسلیم خمشی در مقطع کلی

$$V_n = \frac{2M_p}{e} \qquad (۲-۳-۴-۳-۱۰)$$

@rjavanmardi



در روابط فوق:

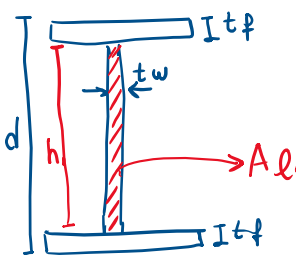
$$V_p = \begin{cases} 0.6F_yA_{hw} & \alpha_sP_r/P_y \le 0.15 \\ 0.6F_yA_{hw}\sqrt{1-(\alpha_sP_r/P_y)^2} & \alpha_sP_r/P_y > 0.15 \end{cases} \qquad (۳-۳-۴-۳-۱۰)$$

$$M_p = \begin{cases} F_yZ & \alpha_sP_r/P_y \le 0.15 \\ F_yZ\left(\frac{1-\alpha_sP_r/P_y}{0.85}\right) & \alpha_sP_r/P_y > 0.15 \end{cases} \qquad (۴-۳-۴-۳-۱۰)$$

P_r = مقاومت محوری موردنیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بارگذاری متعارف. درواقع منظور از P_r همان P_u در طراحی به روش LRFD و P_a در طراحی به روش ASD است.

P_y = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g

A_{hw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل (نوردشده یا ساخته شده از ورق) و برابر $2(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی‌شکل ساخته شده از ورق، که در آن t_f ضخامت بال، t_w ضخامت جان و d عمق کلی مقطع I شکل است.

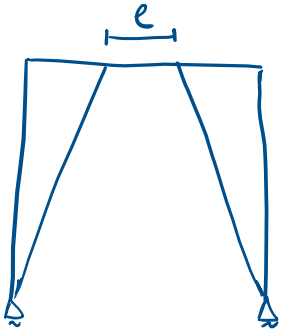


F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند

Z = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

e = طول تیر پیوند که برابر است با فاصلهٔ بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصلهٔ بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD



پ) طول تیر پیوند

تیرهای پیوندی که دارای شرط $\alpha_sP_r/P_y > 0.15$ هستند، باید محدودیت زیر را برآورده نمایند:

۱- درصورتی‌که $\rho' \le 0.5$ باشد:

$$e \le \frac{1.6M_p}{V_p} \qquad (۵-۳-۴-۳-۱۰)$$

۲- درصورتی‌که $\rho' > 0.5$ باشد:

$$e \le \frac{1.6M_p}{V_p}(1.15-0.3\rho') \qquad (۶-۳-۴-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

@rjavanmardi

$$\rho' = \frac{P_r/P_y}{V_r/V_y} \qquad (۷-۳-۴-۳-۱۰)$$

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۴-۳-۳

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۴-۳-۴

V_r = مقاومت برشی موردنیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بارگذاری متعارف. درواقع منظور از V_r همان V_u در طراحی به روش LRFD و V_a در طراحی به روش ASD است.

V_y = مقاومت تسلیم برشی تیر پیوند برابر $0.6F_yA_{lw}$

A_{lw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل (نوردشده یا ساخته‌شده از ورق) و برابر $2(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی‌شکل ساخته‌شده از ورق، که در آن t_f ضخامت بال، t_w ضخامت جان و d عمق کلی مقطع I شکل است.

P_r = مقاومت محوری موردنیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بارگذاری متعارف. درواقع منظور از P_r همان P_u در طراحی به روش LRFD و P_a در طراحی به روش ASD است که براساس یک مدل تحلیلی واقعی به دست می‌آید.

P_y = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g

A_g = سطح مقطع کلی مقطع تیر پیوند

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند

e = طول تیر پیوند که برابر است با فاصلهٔ بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصلهٔ بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون

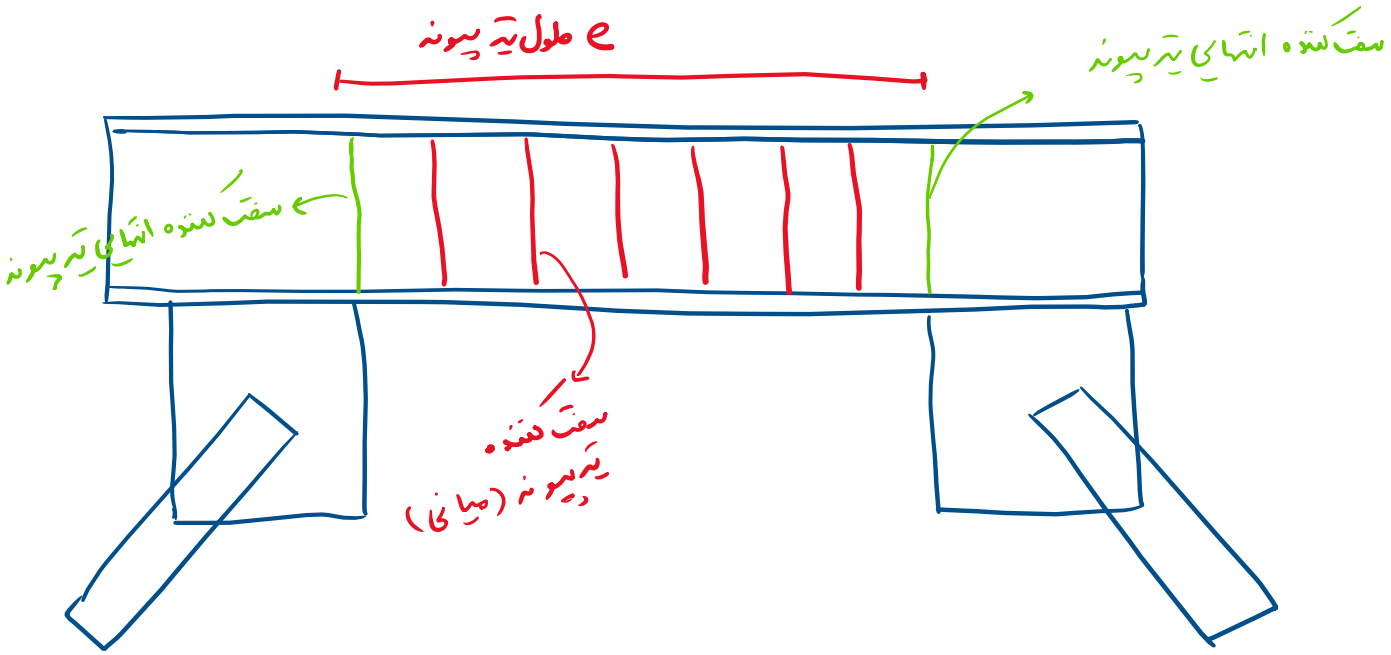
α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

تبصره: برای تیرهای پیوندی که دارای شرایط $\alpha_s P_r / P_y \le 0.15$ هستند، هیچ محدودیتی برای طول تیر پیوند وجود ندارد، لیکن به منظور تأمین الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۴-۱ ممکن است به تیرهای پیوندی با طول کوتاه تر نیاز باشد.

ت) سخت‌کننده‌های تیر پیوند ← محدودیت سفت کننده معماری تیر پیوند در ص 393 تا ص 397 آیین نامه

تیرهای پیوند باید با سخت‌کننده در محل اتصال انتهای مهاربند به تیر و نیز تعدادی سخت‌کننده میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند. مشخصات این سخت‌کننده‌ها باید براساس ضوابط بندهای زیر در نظر گرفته شوند:

@rjavanmardi


طول تیر پیوند e
سخت کننده انتهای تیر پیوند
سخت کننده انتهای تیر پیوند
سخت کننده تیر پیوند (میانی)

۱۰-۳-۴-۳-۵-۳ نواحی حفاظت‌شده

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا سرتاسر طول تیر پیوند به‌عنوان ناحیهٔ حفاظت‌شده محسوب می‌شود و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۷ را تأمین نماید.

۱۰-۳-۴-۳-۶ اتصالات

۱۰-۳-۴-۳-۶-۱ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا جوش‌های زیر به‌عنوان جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را برآورده نمایند:

الف) جوش شیاری در وصله‌های ستون

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون.

استثناء: درصورتی‌که آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های اتصال تیر به ستون که الزامات بخش ۱۰-۳-۴-۳-۶-۲ بند (پ) را تأمین می‌کنند.

ت) جوش‌های اتصال بال‌ها و جان تیر پیوند به ستون برای تیرهای پیوند متصل به ستون

ث) جوش‌های اتصال جان تیر پیوند ساخته شده از ورق به بال‌ها

۱۰-۳-۴-۳-۶-۲ اتصالات تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند به ستون

اتصالات تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند.

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا اگر اتصال ورق گاست (ورق اتصال) هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد:

@rjavanmardi

الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۲-۱-۹-۲-۱۰ به‌صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به‌نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد.

ب) پیکربندی اتصال به‌صورت یک اتصال گیردار باشد و مقاومت خمشی موردنیاز اتصال که باید همراه با مقاومت‌های موردنیاز اتصال مهاربندها در نظر گرفته شود، حداقل برابر کوچک‌ترین دو مقدار زیر باشد:

۱- حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار تیر برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ است، که در آن M_p برابر لنگر پلاستیک مقطع تیر، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- مجموع حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون‌های بالا و پایین اتصال برابر $1.1(\sum R_yF_yZ)/\alpha_s$ است که در آن Z برابر اساس مقطع پلاستیک مقطع ستون، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

پ) اتصال تیر به ستون به‌صورت یک اتصال صلب خمشی مطابق الزامات اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی معمولی طراحی شود.

۱۰-۳-۴-۳-۶-۳ اتصال اعضای مهاربندی

در قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا اتصالات اعضای مهاربندی باید دارای شرایط زیر باشند:

۱- درصورتی‌که تیر پیوند به ستون متصل نباشد، اتصالات اعضای مهاربندی می‌توانند به‌صورت مفصلی یا گیردار طراحی شوند.

۲- درصورتی‌که تیر پیوند به ستون متصل باشد، اتصالات اعضای مهاربندی باید به‌صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شوند.

در هر دو حالت فوق مقاومت‌های موردنیاز اتصالات اعضای مهاربندی می‌تواند براساس بزرگ‌ترین مقدار از بین نیروهای حاصل از ترکیبات بارگذاری متعارف و نیروهای حاصل از الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۳ در نظر گرفته شود. اگر اتصال اعضای مهاربندی از نوع پیچی و با سوراخ‌های

@rjavanmardi

بزرگ‌شده باشد، در این صورت مقاومت موردنیاز مربوط به حالت حدی لغزش بحرانی نباید از نیروهای ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۴-۳-۶-۴ اتصالات تیرهای پیوند به ستون

اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید به‌صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شوند.

ب) اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۴-۱ توانایی دوران غیرالاستیک تیر پیوند را بدون کاهش مقاومت دارا باشند.

پ) مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید حداقل برابر $R_y V_n/\alpha_s$ باشد که در آن، V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ب، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

ت) مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار M_p/α_s و $\frac{1}{2}eV_n/\alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند، V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۳ و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۱۰-۳-۴-۳-۷ وصلهٔ ستون

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

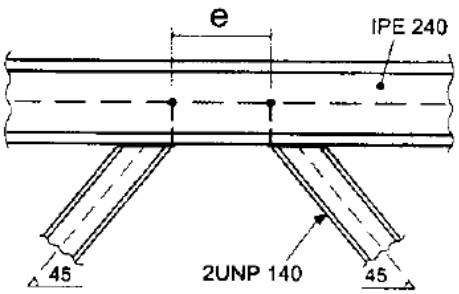
$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

@rjavanmardi

در شکل روبرو یکی از دهانه‌های یک قاب مهاربندی شده واگرا که در آن مقاطع اعضای مهاربندی از دوبل ناودانی 140 تشکیل شده است، نشان داده شده است. چنانچه تیر فاقد نیروی محوری باشد، حداکثر طول تیر پیوند برای آنکه تسلیم برشی حاکم بر مقاومت طراحی تیر پیوند باشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (F_y=240 MPa)



۱) 537 mm
۲) 1240 mm
۳) 895 mm
۴) 624 mm

مهر ۹۶

برای آنکه تسلیم برشی حاکم بر طراحی تیر پیوند باشد $V_p \le \frac{2M_p}{e}$ باشد

$V_p = 0.6 F_y A_{lw}$, $A_{lw} = (d - 2t_f)t_w$

IPE240 → $d = 240mm$, $t_f = 9.8mm$, $t_w = 6.2mm$, $Z = 367 \times 10^3 mm^3$

$V_p = 0.6 \times 240 \times (240 - 2\times 9.8) \times 6.2 = 196.7\ kN$

$M_p = Z F_y = 367 \times 10^3 \times 240 = 88\ kN.m$

$V_p \le \frac{2M_p}{e} \Rightarrow e \le 895\ mm$ گزینه ۳

در مهاربند واگرا، اگر طول تیر پیوند برابر $2M_p/V_p$ باشد، حداکثر دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن، برای زلزله طرح به چه مقداری محدود می‌شود؟ تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر با تغییرمکان جانبی نسبی طرح فرض شود.

۱) 0.048 رادیان ۲) 0.064 رادیان ۳) 0.044 رادیان ۴) 0.056 رادیان

آبان ۹۳

$$e = \frac{2M_p}{V_p}$$

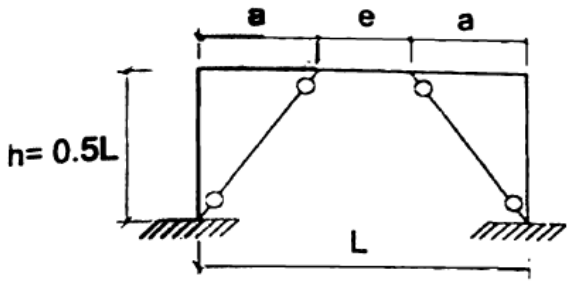
با استفاده از درون یابی

$$\frac{1.6M_p}{V_p} < e < \frac{2.6M_p}{V_p}$$

$$\Rightarrow \gamma_p = 0.02 + \left[\frac{2.6M_p/V_p - e}{M_p/V_p}\right] \times 0.06 \Rightarrow \gamma_p = 0.056$$

گزینه ۴

در یک قاب ساختمانی یک طبقه با مهاربندی واگرای ویژهٔ فولادی مطابق شکل، طول تیر پیوند برابر $e=2M_p/V_p=0.2L$ می‌باشد. حداکثر مقدار قابل قبول تغییرمکان جانبی نسبی طرح طبقه (که برابر با تغییر مکان جانبی نسبی طبقه فرض می‌شود) چقدر می‌تواند باشد؟



۱) $0.011h$
۲) $0.015h$
۳) $0.020h$
۴) $0.025h$

مهر ۹۸

$e=\frac{2M_p}{V_p}$, $\Delta_p=?$ $\Rightarrow$ $\gamma_p=0.056$ از روی پایه خطی

$\gamma_p=(\frac{L}{eh})\Delta_p$ از شکل ۱۰-۳-۹-۳-۲

$0.056=(\frac{L}{0.2Lh})\Delta_p \Rightarrow \Delta_p=0.0112h$ گزینه ۱

تیر پیوند قاب مهاربندی‌شده واگرا دارای مقطع I شکل متقارن بوده و هر بال آن دارای مقطع 200×12 mm و جان آن دارای مقطع 400×10 mm است. اگر نیروی محوری در تیر پیوند ناچیز باشد، حداکثر دوران غیرارتجاعی مجاز تیر پیوند به‌طول 1100 mm نسبت به ناحیه خارج از آن بر حسب رادیان به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

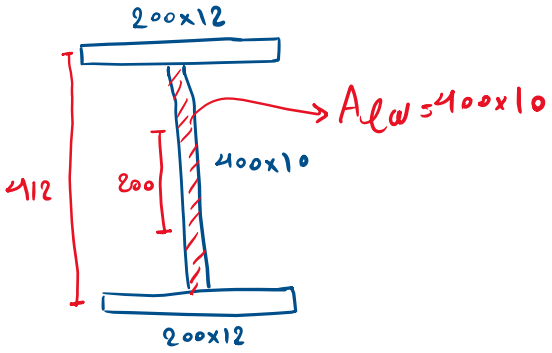
$F_y = 240 MPa$

LRFD

1) 0.02
2) 0.04
3) 0.06
4) 0.08

بهمن ۹۷

ابتدا لازم است M_p , V_p را محاسبه کنیم



$$M_p = Z F_y = (200\times12\times412 + 200\times10\times200)\times240$$

$$= 333.3\ kN.m$$

$$V_p = 0.6\, F_y\, A_{lw} = 0.6\times240\times(400\times10) = 576\ kN$$

$$e = 1100\ mm \quad , \quad \frac{1.6M_p}{V_p} = 925\ mm \quad , \quad \frac{2.6M_p}{V_p} = 1504\ mm$$

$$\frac{1.6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2.6M_p}{V_p} \Rightarrow$$ با استفاده از درون یابی خطی

$$\Rightarrow \gamma_p = 0.02 + \left[\frac{2.6M_p/V_p - e}{M_p/V_p}\right]\times0.06 = 0.0619$$

گزینه 3

در یک قاب مهاربندی شدهٔ واگرا فرض کنید براساس ترکیبات بار متعارف در تیر پیوند I شکل، $P_u=0.5\ F_yA_g$ و $V_u=0.4\ F_yA_{\ell w}$ به‌دست آمده است. حداکثر طول قابل قبول تیر پیوند به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

V_u= مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند
$A_{\ell w}$= مساحت جان مقطع تیر پیوند
P_u= مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند
V_P= برش پلاستیک مقطع تیر پیوند
A_g= سطح مقطع کلی مقطع تیر پیوند
M_P= لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند

۱) $1.48\ \frac{M_P}{V_P}$
۲) $1.6\ \frac{M_P}{V_P}$
۳) $2.0\ \frac{M_P}{V_P}$
۴) محدودیتی برای طول تیر پیوند وجود ندارد.

اردیبهشت ۱۴۰۲

$P_u=0.5\ F_yA_g$, $P_r=F_yA_g$, $V_u=0.4\ F_yA_{\ell w}$, $V_r=0.6\ F_yA_{\ell w}$

$\frac{P_u}{P_r}=0.5$, $\frac{V_u}{V_r}=0.67 \Rightarrow P'=0.75>0.5$

$e\le \frac{1.6M_P}{V_P}(1.15-0.3P') \Rightarrow e\le \frac{1.48M_P}{V_P}$ گزینه ۱

۱۰-۳-۷ اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده

ضوابط عمومی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در بخش ۱۰-۳-۲ این مبحث و الزامات خاص مربوط به قاب‌های خمشی متوسط و ویژه برای اقناع نیازهای لرزه‌ای، در بخش ۱۰-۳-۳ ارائه شده است. مطابق ضوابط بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۶ و ۱۰-۳-۳-۳-۸ در این نوع قاب‌ها، اتصالاتی در محل تقاطع تیر به ستون باید مورد استفاده قرار گیرند که از طریق انجام اقدامات و آزمایشات مقرر شده در بخش ۱۰-۳-۸ تائید شوند.

اتصالات گیردار ارائه‌شده در جدول ۱۰-۳-۷-۱ در صورت تأمین الزامات و محدودیت‌های این بخش به‌عنوان اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده محسوب می‌شوند و برای استفاده از آن‌ها نیازی به انجام اقدامات و آزمایشات مقررشده در بخش ۱۰-۳-۸ نیست.

جدول ۱۰-۳-۷-۱: انواع اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده

ردیف	نوع اتصال	مخفف	سیستم سازه‌ای قابل‌کاربرد	بخش مربوطه
۱	اتصال تیر با مقطع کاهش‌یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۲
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۳
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۳
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۴
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط	۱۰-۳-۷-۵
۶	اتصال مستقیم تقویت‌نشدهٔ جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۶
۷	اتصال پیچی با جفت سپری	DT	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۷
۸	اتصال تیر با مقطع کاهش‌یافته و دیافراگم عبوری از ستون	TD-RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۸
۹	اتصال تقویت‌نشدهٔ جوشی با دیافراگم عبوری از ستون	TD-WUFW	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۹
۱۰	اتصال تیر با بال پهن‌شده و دیافراگم عبوری از ستون	TD-Widened	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۱۰

@rjavanmardi

۱۰-۳-۷-۱ الزامات عمومی

در طراحی اتصالات پیش‌تأییدشده، علاوه بر الزامات فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ این مبحث، الزامات بخش‌های ۱۰-۳-۳-۲ یا ۱۰-۳-۳-۳، حسب مورد، نیز باید رعایت شود. در تحلیل سازه، این اتصالات باید به‌صورت گیردار در نظر گرفته شوند. ضمناً کلیهٔ اتصالات پیش‌تأییدشده باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) مصالح

۱- فولاد مورد استفاده باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۱ را رعایت نماید.

۲- در مواردی که بال تیر مستقیماً یا با واسطه به بال ستون جوش می‌شود، در محدودهٔ اتصال تیر به ستون، مصالح ورق بال‌های ستون که دارای ضخامت مساوی یا بیش از 30 میلی‌متر هستند، باید دارای خواص تاییدشده در امتداد ضخامت بوده و از نظر طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، حداقل از ردهٔ J0 باشند.

تبصره: ردهٔ J0 به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی آن حداقل 27 ژول در دمای صفر درجه سلسیوس باشد.

ب) اعضا

به‌طورکلی مقاطع تیرها و ستون‌ها باید یکی از انواع زیر باشند. محدودیت استفاده از هر یک از این مقاطع در انواع اتصالات پیش‌تاییدشده، در بخش مربوطه آمده است.

۱- مقاطع نوردشدهٔ I یا H شکل

۲- مقاطع قوطی‌شکل (HSS) برای ستون‌ها

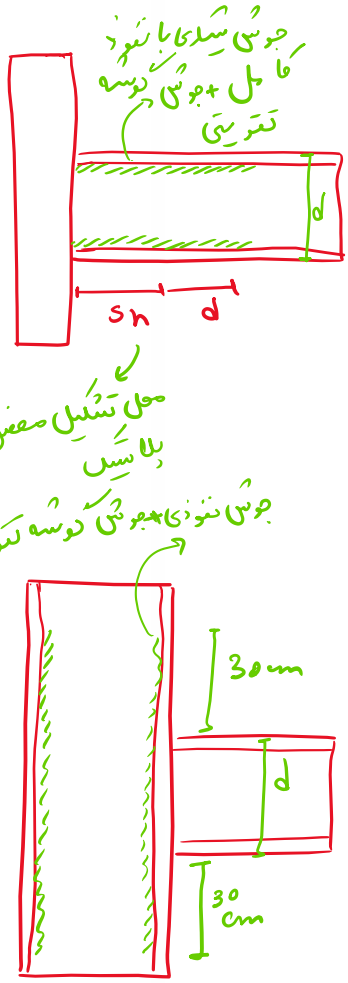
۳- مقاطع ساخته‌شده

مقاطع فوق باید دارای دو محور تقارن باشند. تیرها می‌توانند دارای مقطع I یا H شکل (نوردشده یا ساخته شده از ورق) و ستون‌ها دارای مقطع قوطی‌شکل (HSS)، مقطع Hشکل (نوردشده یا ساخته شده از ورق)، مقطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع Hشکل همراه با ورق‌های کناری (مقاطع Hشکل جعبه‌ای‌شده) و مقطع صلیبی‌شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده باشد.

@rjavanmardi

استفاده از مقاطع قوطی‌شکل (HSS) به شرطی مجاز است که براساس ضوابط مدارک معتبر، ساخت و طراحی شده باشند.

جان مقاطع ساخته‌شده باید به‌طور پیوسته به بال آن‌ها با رعایت ضوابط زیر متصل باشد:



- در دو انتهای تیرهای I و H شکل ساخته شده از ورق، به طول حداقل S_h+d_b، اتصال جان به بال باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. بعد جوش‌های گوشهٔ تقویتی در هر طرف جان تیر نباید از کوچک‌ترین دو مقدار ضخامت جان و 8 میلی‌متر، کمتر باشد. S_h فاصلهٔ بین مفصل پلاستیک در داخل تیر تا بر ستون است که برای انواع مختلف اتصالات پیش‌تاییدشده در بخش‌های مربوطه ارائه شده است و d_b عمق تیر است.

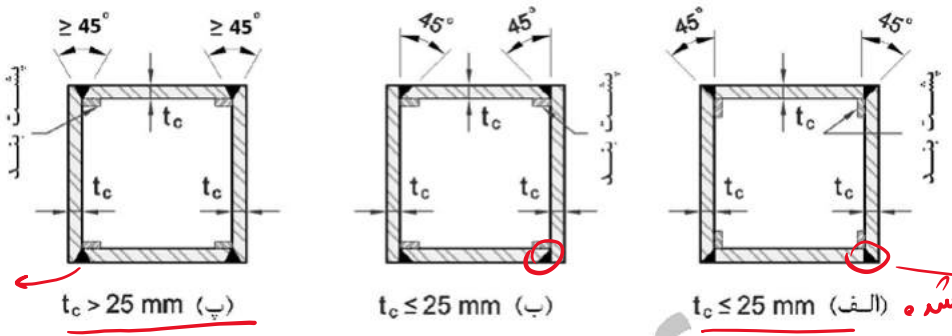
  تبصره: در مواردی که در بخش‌های ۱۰-۳-۷-۲ الی ۱۰-۳-۷-۱۰ در این خصوص الزام دیگری وضع شده باشد، تأمین شرایط فوق الزامی نبوده و به‌جای آن باید الزام بخش‌های مذکور تأمین شوند.

- در ستون‌های H شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر به‌علاوهٔ 300 میلی‌متر بالا و پایین بال‌های تیر که به‌عنوان نواحی بحرانی ستون نامیده می‌شوند، اتصال جان به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. بعد جوش‌های گوشهٔ تقویتی در هر طرف جان ستون نباید از کوچک‌ترین دو مقدار ضخامت جان و 8 میلی‌متر، کمتر باشد.

- در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری (مقاطع H شکل جعبه‌ای شده)، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر به‌علاوهٔ 300 میلی‌متر بالا و پایین بال تیر که به‌عنوان نواحی بحرانی ستون نامیده می‌شوند، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با ورق پشت‌بند باشد. در خارج از نواحی بحرانی طول ستون، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون می‌تواند با استفاده از جوش شیاری با نفوذ ناقص (بدون استفاده از ورق پشت‌بند) انجام پذیرد. جزئیات اتصال جوش شیاری با نفوذ کامل در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق با ضخامت

@rjavanmardi

کمتر یا مساوی 25 میلی‌متر باید مطابق شکل ۱۰-۳-۷-۱-الف یا ۱۰-۳-۷-۱-ب و برای ورق‌های بزرگ‌تر از 25 میلی‌متر مطابق شکل ۱۰-۳-۷-۱-پ باشد.



شکل ۱۰-۳-۷-۱: نحوهٔ ساخت ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق

- در ستون‌های با مقطع صلیبی‌شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر به‌علاوهٔ 300 میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، که به‌عنوان نواحی بحرانی ستون نامیده می‌شوند، اتصال جان‌ها به یکدیگر و به بال‌ها باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. بعد جوش‌های گوشهٔ تقویتی در هر طرف جان ستون نباید از کوچک‌ترین دو مقدار ضخامت جان و 8 میلی‌متر، کمتر باشد.

پ) ملاحظات اجرایی تیرها

تیرها باید مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۸ دارای مهار جانبی باشند. علاوه بر الزامات آن بخش، به‌جز در اتصالات فلنجی پیش‌تأییدشده، تعبیهٔ مهار جانبی اضافی در دو انتهای تیر در فاصله‌ای بین انتهای ناحیهٔ حفاظت‌شده تا نصف عمق تیر بعد از آن، الزامی است. طول ناحیهٔ حفاظت‌شده برای انواع مختلف اتصالات پیش‌تاییدشده، در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، درصورتی‌که تیرها در فاصلهٔ میانی بین دو ناحیهٔ حفاظت‌شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصلهٔ حداکثر برابر 300 میلی‌متر باشند، تعبیهٔ مهارهای جانبی اضافی در محل‌های مذکور الزامی نیست. همچنین:

@rjavanmardi

(۱) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، به‌جز در اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ فلنجی، در نواحی حفاظت‌شدهٔ تیر تعبیهٔ برشگیر در روی بال فوقانی تیر مجاز نیست. در اتصال پیش‌تأییدشدهٔ فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی و نیز در اتصال پیش‌تأییدشدهٔ فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی، در فاصلهٔ 1.5 برابر عمق تیر از بر ستون، تعبیهٔ برشگیر در روی بال فوقانی تیر مجاز نیست.

(۲) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در فاصلهٔ حداقل برابر 25 میلی‌متر از طریق مصالح انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به وجوه ستون اجتناب شود.

تبصره: منظور از دال بتنی سازه‌ای، دال بتن‌آرمه‌ای است که ضخامت آن بیش از 75 میلی‌متر بوده و تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن، بیش از 14 مگاپاسکال باشد. در دال بتنی همراه با عرشهٔ فولادی، ضخامت معادل دال بتنی روی عرشه مدنظر است.

ت) جوشکاری

(۱) صد درصد جوش‌های شیاری به‌کاررفته در ناحیهٔ اتصال تیر به ستون باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی یا اولتراسونیک (فراصوتی) تأیید شوند (مطابق بند ۱۰-۴-۴-۲).

(۲) برداشتن پشت‌بندهای مورد استفاده در اتصال ورق‌های پیوستگی به بال‌ها و جان (یا جان‌های) مقطع ستون، پس از اتمام عملیات جوشکاری الزامی نیست. پشت‌بندهایی که در محل اتصال به بال ستون باقی می‌مانند باید با استفاده از یک جوش گوشهٔ پیوستهٔ 8 میلی‌متری بر لبهٔ زیرین جوش شیاری به بال ستون متصل شود. هنگامی‌که پشت‌بند برداشته می‌شود، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با یک جوش گوشه تقویت شود. جوش گوشهٔ تقویتی باید سرتاسری بوده و بعد آن حداقل 8 میلی‌متر باشد.

(۳) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. برای این منظور در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به بال ستون همراه با ورق‌های پشت‌بند، مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱-۴ یا ۱۰-۳-۲-۱۱-۵ این مبحث، حسب مورد، الزامی است. اتصال ورق‌های پشت‌بند به بال‌های تیر مجاز نیست.

@rjavanmardi

(۴) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، برای اتصال بال‌های تیر به بال ستون، استفاده از ورق‌های گوشواره (ناودان انتهای جوش شیاری) الزامی است. ورق‌های گوشواره باید حداقل به‌اندازهٔ 25 میلی‌متر یا ضخامت قطعه (هرکدام بزرگ‌تر بود)، از لبهٔ درز امتداد داشته باشد؛ ولی نیازی نیست بلندتر از 50 میلی‌متر باشد. پس از تکمیل جوشکاری، ورق‌های گوشواره‌ای باید برداشته شوند.

(۵) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، پشت‌بندهای مورد استفاده در بال تحتانی تیر (در صورت وجود) باید برداشته شوند و پس از برداشتن پشت‌بند، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با جوش گوشه به ضخامت حداقل 8 میلی‌متر تقویت گردد. ضخامت جوش گوشهٔ تقویتی باید به‌گونه‌ای باشد که پنجهٔ جوش گوشه روی فلز پایه تیر قرار گیرد. چنانچه پس از حذف پشت‌بند، فلز پایه و ریشهٔ جوش به‌صورت یکنواخت سنگ‌زنی شوند، نیازی به ادامه دادن جوش گوشهٔ تقویتی روی فلز پایه نیست.

(۶) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، برداشتن پشت‌بندهای مورد استفاده در بال فوقانی تیر (در صورت وجود) الزامی نیست. درصورتی‌که پشت‌بندها برداشته نشوند، این پشت‌بندها باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل 8 میلی‌متر به بال ستون جوش داده شوند. جوشکاری این پشت‌بندها به بال‌های تیر مجاز نیست.

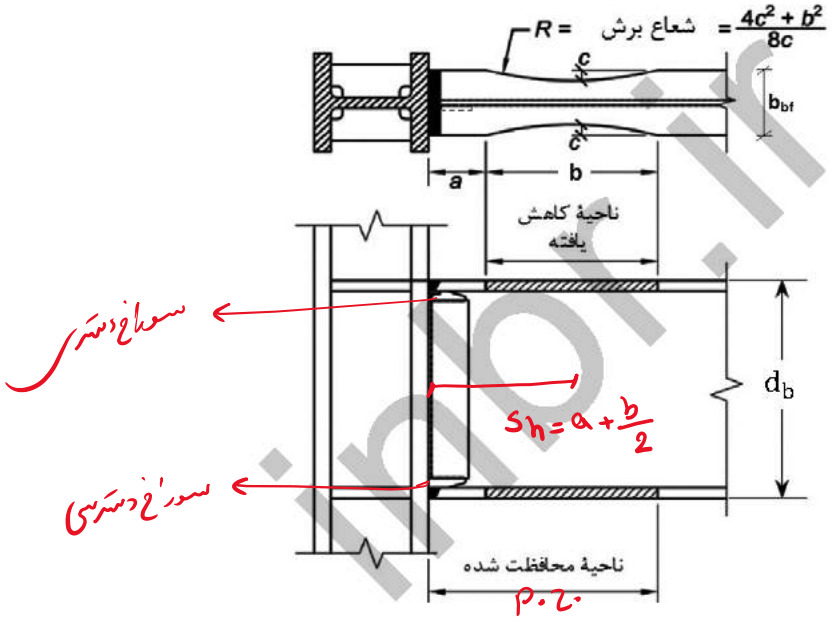
(۷) در صورت اجرای اتصالات گیردار به‌صورت درختی، محل وصلهٔ تیر، شامل نواحی که وصله با جوش یا پیچ به تیر متصل می‌شود، باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شده باشد.

@rjavanmardi

۱۰-۳-۷-۲ اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)

اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش‌یافته (شکل ۱۰-۳-۷-۲)، علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشد.

در این نوع اتصال قسمتی از بال تیر در مجاورت اتصال آن به ستون براساس محدودیت‌های این بخش کاهش می‌یابد. هدف از این اقدام این است که تسلیم و تشکیل مفاصل پلاستیک به‌طور عمده در این قسمت از تیر اتفاق بیفتد. ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ تیر باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر کلیهٔ ترکیبات بارگذاری متعارف باشند.



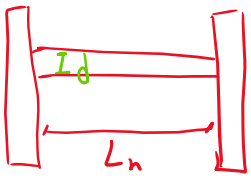
شکل ۱۰-۳-۷-۲: اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)

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

@rjavanmardi

۱۰-۳-۷-۲-۱ تیرها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشدهٔ I یا H شکل و مقاطع ساخته شده از ورق دارای مقطع I یا H شکل، برای تیر مجاز است. همچنین:

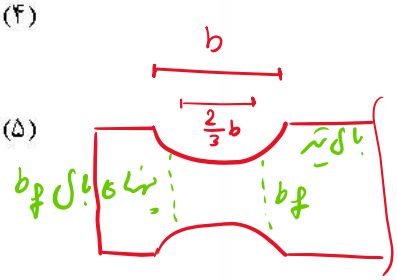


(۱) عمق مقطع تیر نباید از 1100 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از 600 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

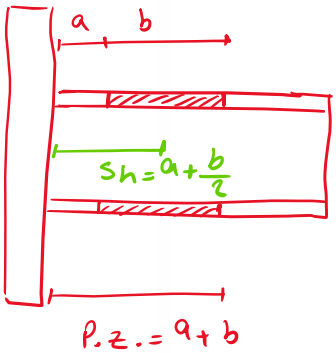
(۳) ضخامت بال مقطع تیر نباید از 55 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۴) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 7 در قاب‌های خمشی ویژه و از 5 در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.



(۵) نسبت پهنا به ضخامت بال و جان تیر باید ضوابط بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۲ یا ۱۰-۳-۳-۳-۲ را، حسب مورد، اقناع نماید. در محاسبهٔ این نسبت، پهنای بال را می‌توان برابر عرض بال در انتهای دوسوم میانی ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ بال در نظر گرفت.

(۶) در دو انتهای تیر، برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به بال ستون، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی الزامی بوده و هندسهٔ آن‌ها باید مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱-۴ باشد.



(۷) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر a+b در نظر گرفته شود. a و b در شکل ۱۰-۳-۷-۲ نشان داده شده است.

(۸) فاصلهٔ محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون، باید برابر $S_h = a + b/2$ در نظر گرفته شود. a و b در شکل ۱۰-۳-۷-۲ نشان داده شده است.

(۹) در ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ تیر محدودیت‌های زیر باید تأمین شوند. انتخاب نهایی مقادیر این پارامترها براساس تأمین کلیهٔ الزامات مربوط به مقاومت موجود لازم تیر در مقطع کاهش‌یافته و انتهای تیر صورت می‌گیرد.

$$R = (4c^2+b^2)/8c \qquad (۱-۷-۳-۱۰)$$

$$0.5b_{bf} \le a \le 0.75b_{bf} \qquad (۲-۷-۳-۱۰)$$

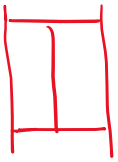
$$0.65d_b \le b \le 0.85d_b \qquad (۳-۷-۳-۱۰)$$

$$0.1b_{bf} \le c \le 0.25b_{bf} \qquad (۴-۷-۳-۱۰)$$

در روابط فوق a، b، c، b_{bf} و d_b در شکل ۱۰-۳-۷-۲ نشان داده شده است.

@rjavanmardi

۱۰-۳-۷-۲-۲ ستون‌ها



در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده H شکل، مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع H شکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری (مقاطع H شکل جعبه‌ای شده) و مقاطع صلیبی‌شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده برای ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقاطع H شکل و عمق و پهنای مقاطع صلیبی شکل نباید از 1000 میلی‌متر و عمق و پهنای مقاطع جعبه‌ای‌شکل و H شکل جعبه‌ای‌شده نباید از 750 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) در ستون‌های جعبه‌ای ضخامت مقطع ستون باید به نحوی باشد که در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال نیاز به ورق‌های مضاعف نباشد.

۱۰-۳-۷-۲-۳ سایر الزامات

(۱) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل مطابق الزامات عمومی اتصالات پیش‌تاییدشده (بند ۱۰-۳-۷-۱-ت) صورت گیرد.

(۲) در قاب‌های خمشی ویژه، جان تیر باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل به بال ستون جوش شود. علاوه بر آن لازم است یک ورق تکی جان در فاصلهٔ بین دو سوراخ دسترسی تعبیه شود (شکل ۱۰-۳-۷-۲). استفاده از ورق تکی جان به‌عنوان پشت‌بند جوش شیاری جان تیر به بال ستون نیز مجاز است. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر 10 میلی‌متر باشد. اتصال ورق تکی به بال ستون و جان تیر می‌تواند از نوع جوش گوشهٔ یک‌طرفه با ضخامت حداقل آیین‌نامه‌ای باشد. در انتهای جوش شیاری جان تیر به بال ستون استفاده از ورق‌های گوشواره‌ای الزامی نیست. تعبیهٔ سوراخ در جان تیر به‌منظور مونتاژ در این اتصالات مجاز است.

(۳) در قاب‌های خمشی متوسط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق رعایت ضوابط بند ۲ فوق انجام پذیرد. در این نوع قاب به‌جای رعایت این ضوابط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق یک ورق تکی پیچ‌شده به جان تیر نیز صورت گیرد. در این حالت اتصال ورق تکی به جان تیر باید از نوع لغزش بحرانی با سوراخ استاندارد، یا سوراخ استاندارد در یکی و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با محور تیر در دیگری باشد. اتصال ورق تکی به بال ستون باید از نوع شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. مقاومت برشی موردنیاز

@rjavanmardi

اتصال باید براساس الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ تعیین شود. ضخامت جوش‌های گوشهٔ طرفین ورق تکی به بال ستون باید حداقل برابر 0.75 ضخامت ورق تکی و ضخامت ورق تکی باید حداقل برابر 10 میلی‌متر باشد. پیچ‌ها می‌توانند قبل یا بعد از جوشکاری ورق به بال ستون، پیش‌تنیده شوند.

۱۰-۳-۷-۲ -۴ برشکاری بال تیر

(۱) در ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ تیر، برشکاری بال تیر باید توسط دستگاه برش حرارتی انجام شود تا یک انحنای هموار به وجود آید. در محل خاتمهٔ برشکاری بال تیر، تبدیل مقطع کاهش‌یافته به مقطع کاهش‌نیافته باید به‌صورت هموار و از طریق سنگ‌زنی گوشه‌های تیز انجام شود. رواداری مجاز اجرای برش حرارتی از مقادیر موردنظر، مطابق روابط ۱۰-۳-۷-۱ الی ۱۰-۳-۷-۴، به میزان 6 میلی‌متر است.

(۲) شیارهایی که در اثر برش حرارتی ایجاد می‌شوند، اگر عمقی کمتر از 6 میلی‌متر داشته باشند، می‌توانند با سنگ‌زنی برداشته شوند. بعد از سنگ‌زنی، این ناحیه باید توسط روش MT به‌صورت غیر مخرب بازرسی شود تا از برداشته شدن کامل شیار اطمینان حاصل شود. سنگ‌زنی نباید منجر به کاهش مقطع بال تیر به‌اندازه‌ای بیش از 6 میلی‌متر از مقدار موردنظر، مطابق روابط ۱۰-۳-۷-۱ الی ۱۰-۳-۷-۴ شود.

(۳) اگر عمق شیارهایی که در اثر برش حرارتی ایجاد می‌شوند، بیشتر از 6 میلی‌متر ولی کمتر از 13 میلی‌متر باشد، شیار باید توسط جوشکاری تعمیر شود. در این حالت ابتدا باید با سنگ‌زنی، شیار برداشته شده و سپس با پیش‌گرمایش حداقل 66 درجه سلسیوس جوشکاری انجام شود و با سنگ‌زنی انحنای هموار موردنظر با رعایت رواداری مربوطه ایجاد گردد. این روش را می‌توان در مورد شیارهایی که عمقی کمتر از 6 میلی‌متر دارند، ولی سنگ‌زنی آن‌ها منجر به کاهش مقطع بال تیر به‌اندازه‌ای بیش از 6 میلی‌متر از مقدار موردنظر، مطابق روابط ۱۰-۳-۷-۱ الی ۱۰-۳-۷-۴ می‌شود، نیز به کار گرفت.

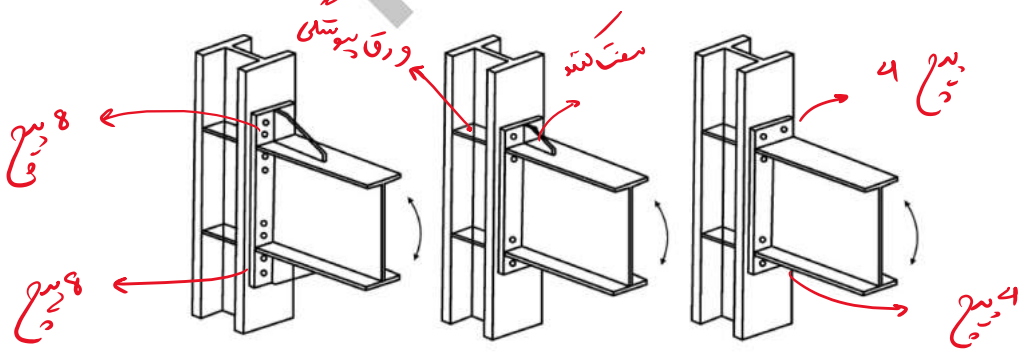
@rjavanmardi

۱۰-۳-۷-۳ اتصال گیردار فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی(BUEEP) و اتصال گیردار فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

اتصالات گیردار فلنجی (شکل ۱۰-۳-۷-۳)، علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.

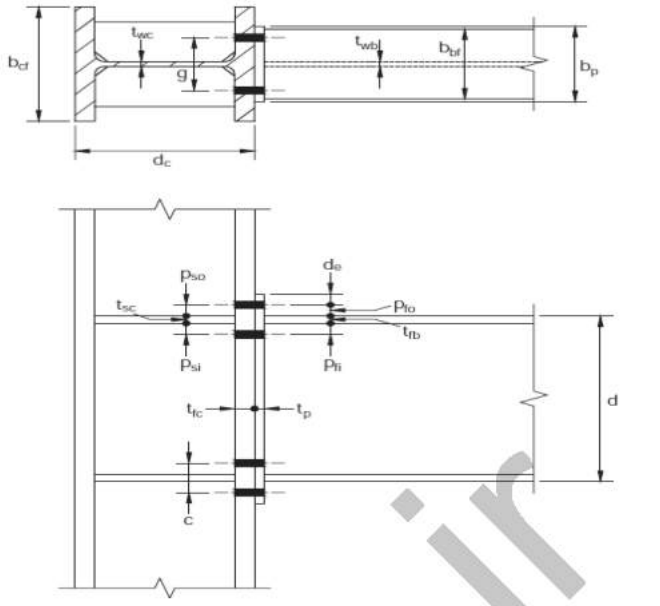
این نوع اتصال با جوش دادن تیر به ورق انتهایی در کارخانه و پیچ کردن این ورق به بال ستون در کارگاه ساخته می‌شود. رفتار این نوع اتصالات توسط حالت‌های حدی مختلفی از قبیل تسلیم خمشی مقطع تیر، تسلیم خمشی ورق انتهایی، تسلیم چشمهٔ اتصال ستون، گسیختگی برشی و کششی پیچ‌های ورق انتهایی یا گسیختگی در اجزای اتصالات جوشی آن کنترل می‌شود. طراحی اتصال باید به‌گونه‌ای باشد که با تأمین مقاومت موجود کافی در اجزای آن، تغییرشکل غیر الاستیک از طریق تسلیم مقطع تیر ایجاد شود.

ابعاد و ضخامت ورق انتهایی و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال ورق انتهایی به بال ستون باید براساس مقاومت‌های خمشی و برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶ یا ۱۰-۳-۳-۸، حسب مورد) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی وسایل اتصال، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 0.75 برابر 0.9 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 0.9 برابر 1 در نظر گرفت. همچنین در تعیین مقاومت‌های مجاز وسایل اتصال، ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 2 برابر 1.67 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 1.67 برابر 1.5 در نظر گرفت.

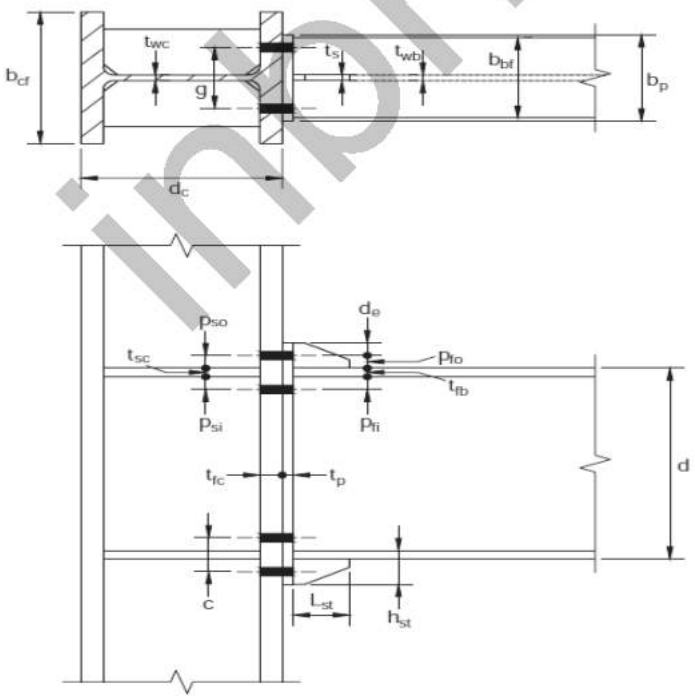


الف) چهار پیچی بدون ورق سخت‌کننده ب) چهار پیچی با ورق سخت‌کننده پ) هشت پیچی با ورق سخت‌کننده

@rjavanmardi



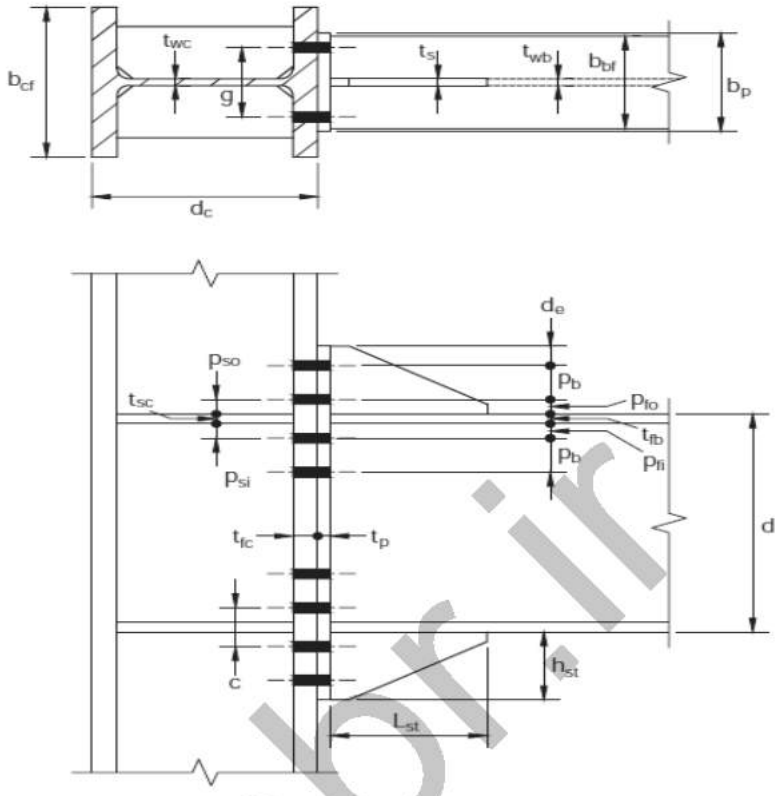
ت) هندسهٔ اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی



ث) هندسهٔ اتصال فلنجی چهار پیچی با استفاده از ورق لچکی

inbr.ir

@rjavanmardi



ج) هندسهٔ اتصال فلنجی هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی

شکل ۱۰-۳-۷-۳: اتصال گیردار فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی(BUEEP) و اتصال گیردار فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

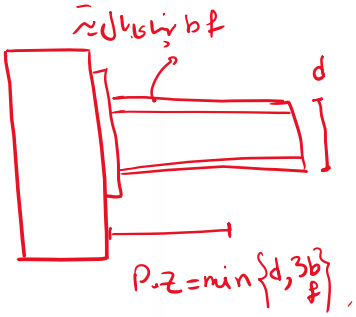
۱۰-۳-۷-۳-۱ تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشدهٔ I یا H شکل و مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع I یا H شکل، برای تیر مجاز است. همچنین:

(۱) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 7 در قاب‌های خمشی ویژه و از 5 در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

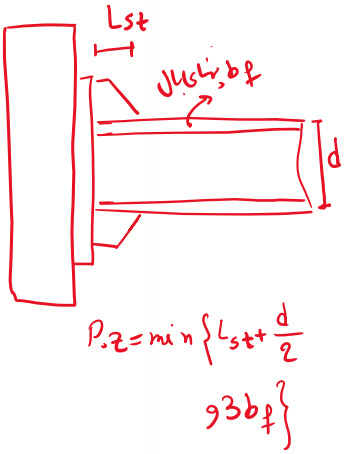
(۲) در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به ورق انتهایی، مجاز نیست.

@rjavanmardi



(۳) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

- در اتصال فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی، برابر کوچک‌ترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر از بر ستون؛
- در اتصال فلنجی با استفاده از ورق لچکی، برابر کوچک‌ترین دو مقدار طول ورق لچکی به‌علاوه نصف عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر از بر ستون.



(۴) فاصلهٔ محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون (S_h)، باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار $d_b/2$ و $3b_{bf}$ برای اتصالات فلنجی بدون استفاده از ورق‌های لچکی و برابر $L_{st}+t_p$ برای اتصالات فلنجی با استفاده از ورق‌های لچکی در نظر گرفته شود که در آن d_b عمق تیر، b_{bf} پهنای بال تیر، L_{st} طول ورق لچکی در روی بال تیر و t_p ضخامت ورق انتهایی است.

(۵) در دو انتهای تیرهای ساخته شده از ورق، به فاصلهٔ حداقل برابر کوچک‌ترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر، اتصال جان به بال باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. ضخامت جوش‌های گوشهٔ دوطرفه نباید از $0.75t_w$ (t_w ضخامت جان مقطع تیر است) و 6 میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۷-۳-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشدهٔ H شکل، مقاطع ساخته‌شدهٔ H شکل و مقطع صلیبی‌شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده برای ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع ستون نباید از 1000 میلی‌متر بیشتر باشد.

۱۰-۳-۷-۳-۳ سایر الزامات

(۱) اتصالات فلنجی باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰-۳-۷-۳-۲ را تأمین نمایند.

تبصره: در قاب‌های خمشی ویژه با عملکرد توأم دال بتنی و مقطع فولادی در سرتاسر طول تیر، عمق مقطع تیر نباید از 600 میلی‌متر کمتر باشد.

@rjavanmardi

(۲) پهنای ورق انتهایی نباید از بال تیر متصل‌شونده به آن کوچک‌تر در نظر گرفته شود. همچنین پهنای مؤثر ورق انتهایی که در محاسبات منظور می‌شود، نباید از بال تیر متصل‌شونده به‌علاوه 25 میلی‌متر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

(۳) اتصال بال تیر به ورق انتهایی باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل بوده و در وجه داخلی بال تیر با جوش گوشه به ضخامت حداقل 8 میلی‌متر تقویت گردد.

(۴) شیارزنی ریشهٔ جوش بال تیر به ورق انتهایی در قسمتی که مستقیماً بالا یا پایین جان تیر قرار می‌گیرد، ضروری نیست. در این قسمت جوش شیاری با نفوذ کامل کفایت می‌نماید.

جدول ۱۰-۳-۷-۲: محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

	BUEEP		BSEEP			
	چهار پیچی بدون ورق پشت کنده		چهار پیچی		هشت پیچی	
پارامتر	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)
t_{bf}	10	25	10	25	15	30
b_{bf}	150	250	150	250	200	350
d_b	340	700	340	700	440	1000
t_p	12	60	12	50	20	70
b_p	180	300	180	300	240	400
g	100	160	80	160	120	160
p_{fi}, p_{fo}	35	120	50	150	40	50
p_b	-	-	-	-	90	100

ضخامت بال تیر

عمق تیر

در جدول فوق:

b_{bf} = پهنای بال تیر

b_p = پهنای ورق انتهایی

d_b = عمق تیر متصل‌شونده به ورق انتهایی

g = فاصلهٔ افقی بین دو ردیف قائم پیچ

@rjavanmardi

p_b = فاصلهٔ قائم بین دو ردیف پیچ در هر دو طرف بال تیر در اتصال فلنجی هشت پیچی

p_{fi} = فاصلهٔ قائم بین نزدیک‌ترین ردیف پیچ داخلی تا بر بال کششی تیر

p_{fo} = فاصلهٔ قائم بین نزدیک‌ترین ردیف پیچ بیرونی تا بر بال کششی تیر

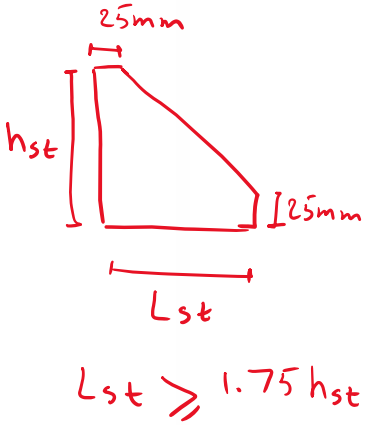
t_{bf} = ضخامت بال مقطع تیر

t_p = ضخامت ورق انتهایی

(۵) اتصال جان تیر به ورق انتهایی باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. چنانچه ضخامت جان مقطع تیر کوچک‌تر یا مساوی 10 میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه نیز مجاز است. در صورت استفاده از جوش گوشه، علاوه بر الزامات متعارف طراحی اتصالات، ضخامت آن باید به‌گونه‌ای تعیین شود که در فاصلهٔ بین وجه داخلی بال تیر تا 150 میلی‌متر بعد از اولین ردیف پیچ در اتصالات چهار پیچی و دومین ردیف پیچ در اتصالات هشت پیچی، مجموع مقاومت آن‌ها برابر مقاومت کششی موجود همین بخش جان باشد. درهرحال ضخامت جوش‌های گوشه نباید از $0.8t_w$ و 8 میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شوند.

(۶) فاصلهٔ سوراخ‌های پیچ (g)، نشان داده‌شده در شکل‌های ۱۰-۳-۷- ۳-ت، ث و ج، نباید از پهنای بال تیر بزرگ‌تر باشد. همچنین در این شکل‌ها، حداقل اندازهٔ p_{fi} ،p_{fo} ،p_{si} و p_{so} برای پیچ‌های تا قطر 25 میلی‌متر برابر قطر پیچ به‌علاوه 13 میلی‌متر و برای پیچ‌های با قطر بزرگ‌تر برابر قطر پیچ به‌علاوه 19 میلی‌متر است. در اتصالات هشت پیچی حداقل اندازهٔ p_b ، نشان داده‌شده در شکل ۱۰-۳-۷-۲-ج، 2.7 برابر قطر پیچ است.

(۷) ورق‌های لچکی (در صورت استفاده) باید در امتداد جان تیر و در وسط ورق انتهایی تعبیه شوند. طول ورق‌های لچکی نباید از $1.75h_{st}$ کوچک‌تر در نظر گرفته شود که در آن h_{st} ارتفاع لچکی‌ها در امتداد محور ستون است. ورق‌های لچکی مطابق شکل‌های ۱۰-۳-۷-۳-ث و ج، باید در دو انتهای خود طولی حدوداً 25 میلی‌متر برش‌های عمودی و افقی داشته و سپس به‌صورت مورب بریده شوند. ضخامت ورق‌های لچکی (t_s)، نباید کمتر از ضخامت جان مقطع تیر در نظر گرفته شود. همچنین ضخامت ورق‌های لچکی باید به‌گونه‌ای انتخاب شوند که روابط ۱۰-۳-۷-۵ و ۱۰-۳-۷-۶ اقناع شوند.



کمانش موضعی

@rjavanmardi

$$t_s \geq t_{bw}\left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}}\right) \qquad (۵-۷-۳-۱۰)$$

$$\frac{h_s}{t_s} \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \qquad (۶-۷-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

h_{st} = ارتفاع ورق لچکی

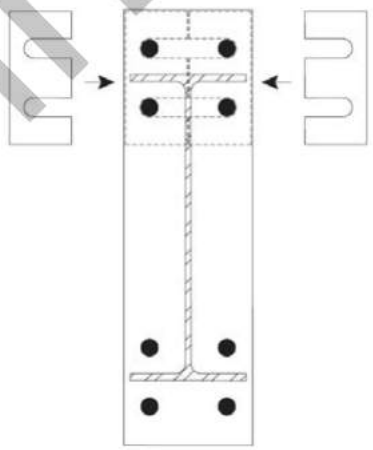
F_{ys} = تنش تسلیم مشخصهٔ ورق لچکی

F_{yb} = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر

t_{bw} = ضخامت جان مقطع تیر

(۸) اتصال لچکی‌ها (در صورت استفاده) به ورق انتهایی و بال تیر باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. چنانچه ضخامت لچکی‌ها کوچک‌تر یا مساوی 10 میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه نیز مجاز است. ضخامت جوش‌های گوشه نباید از $0.8t_s$ (t_s ضخامت ورق لچکی است) و 6 میلی‌متر کمتر باشد. گوشهٔ ورق لچکی در محل تقاطع آن با بال تیر و ورق انتهایی باید به‌صورت مثلثی بریده شود تا فاصلهٔ آزاد با جوش بال تیر و ورق انتهایی فراهم شود.

(۹) به کار بردن ورق‌های پرکنندهٔ انگشتی در بالا و پایین ورق انتهایی مطابق شکل ۱۰-۳-۷-۴ مجاز است.

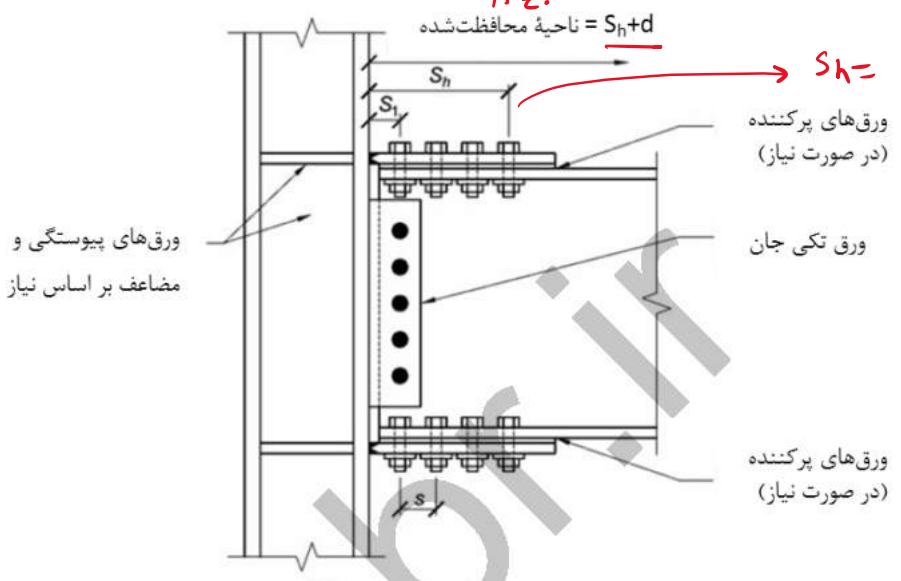


شکل ۱۰-۳-۷-۴: ورق‌های پرکنندهٔ انگشتی در بالا و پایین ورق انتهایی

@rjavanmardi

۱۰-۳-۷-۴ اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

اتصالات گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (شکل ۱۰-۳-۷-۵) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



شکل ۱۰-۳-۷-۵: اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

این نوع اتصال از طریق جوش دادن ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون و پیچ کردن آن‌ها به بال تیر ساخته می‌شود. این ورق‌ها باید کاملاً یکسان باشند. ضمناً در این نوع اتصال جان تیر نیز از طریق یک ورق تکی به بال ستون متصل می‌شود. منظور از ضوابط ارائه‌شده در این بخش این است که وقوع تسلیم و شروع تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه‌ای از تیر در انتهای ورق‌های روسری و زیرسری روی دهد. ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال این ورق‌ها به بال تیر باید براساس مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶ یا ۱۰-۳-۳-۳-۸، حسب مورد) تعیین شود. ابعاد و ضخامت ورق تکی جان و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال این ورق به جان تیر باید براساس مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶ یا ۱۰-۳-۳-۳-۸، حسب مورد)

@rjavanmardi

تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی ورق‌های روسری و زیرسری، ورق تکی جان و وسایل اتصال، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 0.75 برابر 0.9 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 0.9 برابر 1 در نظر گرفت. همچنین در تعیین مقاومت‌های مجاز آن‌ها ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 2 برابر 1.67 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 1.67 برابر 1.5 در نظر گرفت.

۱۰-۳-۷-۴-۱ تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع I یا H شکل، به‌عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون به‌علاوهٔ عمق تیر در نظر گرفته شود.

(۲) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون، در نظر گرفته شود.

(۳) جرم تیر نباید از 250 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۴) عمق مقطع تیر نباید از 1000 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۵) ضخامت بال مقطع تیر نباید از 30 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۶) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 9 در قاب‌های خمشی ویژه و از 7 در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۷-۴-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده یا ساخته‌شده دارای مقطع Hشکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری و مقطع صلیبی‌شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده به‌عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی‌شکل در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیر فولادی مدفون در بتن در فاصلهٔ بین نواحی محافظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، نباید از 1000 میلی‌متر و در غیاب دال بتنی سازه‌ای از 400 میلی‌متر بیشتر باشد.

@rjavanmardi

(۲) عمق و پهنای مقاطع جعبه‌ای‌شکل و Hشکل جعبه‌ای‌شده نباید از 750 میلی‌متر بیشتر باشد.

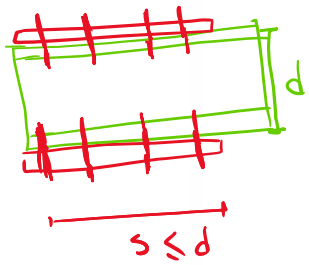
۱۰-۳-۷-۴-۳ سایر الزامات

(۱) استفاده از ورق‌های پرکننده به ضخامت مجموعاً تا 6 میلی‌متر بین ورق‌های اتصال و بال تیر مجاز است. این پرکننده‌ها می‌توانند به‌صورت انگشتی یا ورق‌های سوراخ‌شده باشند.

(۲) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشند. این جوش‌ها باید بحرانی لرزه‌ای در نظر گرفته شوند. در صورت استفاده از تسمهٔ پشت‌بند برای اجرای جوش شیاری با نفوذ کامل، پشت‌بندها باید پس از انجام جوشکاری برداشته شوند. پس از برداشتن پشت‌بند، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با جوش تقویت شود.

(۳) اتصال ورق تکی جان به بال ستون باید از نوع شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. ضخامت جوش‌های گوشه باید براساس مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۷-۶ یا ۱۰-۳-۹-۸، حسب مورد) تعیین شود و درهرحال در هر دو طرف نباید از $0.8t_{ws}$ (t_{ws} ضخامت ورق تکی جان است) و 8 میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود.

(۴) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال‌های تیر باید از نوع پیچی با ردهٔ 10.9 یا معادل آن و با قطر پیچ حداکثر برابر 27 میلی‌متر باشد. پیچ‌ها باید در هر ردیف دو عدد و به‌صورت متقارن در طرفین محور تیر تعبیه شوند. طول گروه پیچ‌ها در امتداد محور تیر (فاصله از بر ستون تا مرکز آخرین سوراخ) نباید از عمق تیر بیشتر باشد. سوراخ‌های بال تیر باید استاندارد باشند. سوراخ‌های ورق‌های روسری و زیرسری می‌توانند استاندارد یا بزرگ‌شده باشند. سوراخ‌ها باید با مته ایجاد شوند. استفاده از پانچ برای سوراخ‌کاری مجاز نیست.

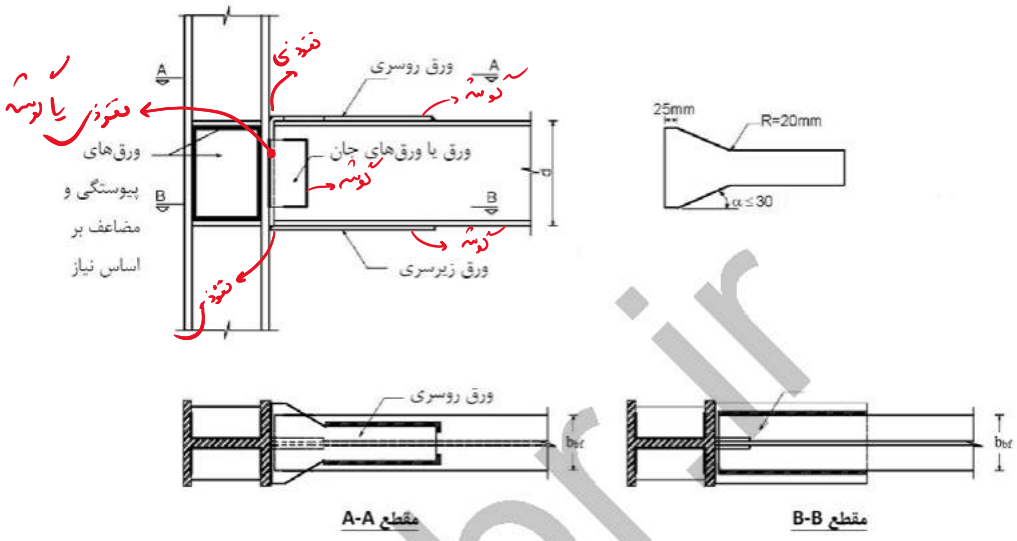


(۵) اتصال ورق تکی به جان تیر باید از نوع پیچی بوده و سوراخ‌های ایجادشده در یکی از اجزا، یعنی ورق تکی یا جان تیر، می‌تواند به‌صورت لوبیایی کوتاه افقی باشد.

@rjavanmardi

۱۰-۳-۷-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

اتصالات گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (شکل۱۰-۳-۷-۶)، علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



شکل ۱۰-۳-۷-۶: اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

این نوع اتصال از طریق جوش دادن ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون و بال تیر ساخته می‌شود. ضمناً در این نوع اتصال جان تیر نیز از طریق ورق یا ورق‌های جان یا جفت نبشی به بال ستون متصل می‌شود. کاربرد این نوع اتصالات فقط به قاب‌های خمشی متوسط محدود می‌شود. هدف از ضوابط ارائه‌شده در این بخش این است که وقوع تسلیم و شروع تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه‌ای از تیر در انتهای ورق‌های روسری و زیرسری روی دهد.

ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات جوش‌های آن‌ها به بال‌های تیر باید براساس مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶) تعیین شود. ابعاد و ضخامت ورق (یا ورق‌های جان یا جفت نبشی) و نیز جوش آن‌ها به بال ستون و جان تیر باید براساس مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی ورق‌های روسری و زیرسری، ورق تکی جان (یا ورق‌های

@rjavanmardi

جان یا جفت نبشی) و وسایل اتصال، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 0.75 برابر 0.9 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 0.9 برابر 1 در نظر گرفت. همچنین در تعیین مقاومت‌های مجاز آن‌ها ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 2 برابر 1.67 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 1.67 برابر 1.5 در نظر گرفت.

۱۰-۳-۷-۵-۱ تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع I یا Hشکل، به‌عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا انتهای ورق‌های روسری و زیرسری بعلاوه نصف عمق تیر بعدازآن، در نظر گرفته شود.

(۲) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل انتهای ورق‌های روسری و زیرسری، در نظر گرفته شود.

(۳) عمق مقطع تیر نباید از 900 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۴) جرم تیر نباید از 250 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۵) ضخامت بال مقطع تیر نباید از 30 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۶) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 5 کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۷-۵-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده Hشکل، مقاطع ساخته‌شدهٔ Hشکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع Hشکل همراه با ورق‌های کناری و مقطع صلیبی ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده به‌عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی‌شکل در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن در فاصلهٔ بین نواحی محافظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، نباید از 900 میلی‌متر و در غیاب دال بتنی سازه‌ای از 400 میلی‌متر بیشتر باشد.

@rjavanmardi

(۲) عمق و پهنای مقاطع جعبه‌ای‌شکل و H شکل جعبه‌ای‌شده نباید از 700 میلی‌متر بیشتر باشد.

۱۰-۳-۷-۵-۳ سایر الزامات

ورق روسری پهن‌شده

در این نوع اتصالات گیردار، الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

(۱) طول ورق‌های روسری و زیرسری باید برابر باشد.

(۲) ورق روسری می‌تواند به‌صورت پهن‌شده یا دارای پهنای ثابت باشد. در صورت استفاده از ورق پهن‌شده، رعایت تناسبات نشان داده‌شده در شکل ۱۰-۳-۷-۶ الزامی است. در صورت استفاده از ورق با پهنای ثابت، این پهنا با لحاظ عرض ورق‌های گوشواره (ناودان انتهای جوش) نباید از پهنای بال ستون بیشتر باشد. در این حالت جوش گوشهٔ اتصال ورق روسری به بال تیر باید تا انتهای تیر ادامه یابد.

(۳) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل و به بال‌های تیر از نوع جوش گوشه باشد. استفاده از جوش کام و انگشتانه به همراه جوش‌های گوشه در اتصال این ورق‌ها به بال تیر نیز مجاز است.

(۴) در صورت استفاده از تسمه‌های پشت‌بند در جوش‌های ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون، تسمه‌های پشت‌بند می‌توانند پس از انجام جوشکاری برداشته شوند. در این حالت پس از برداشتن پشت‌بند، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با جوش تقویت گردد. درصورتی‌که پشت‌بندها برداشته نشوند، این پشت‌بندها باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل 8 میلی‌متر به بال ستون جوش داده شوند.

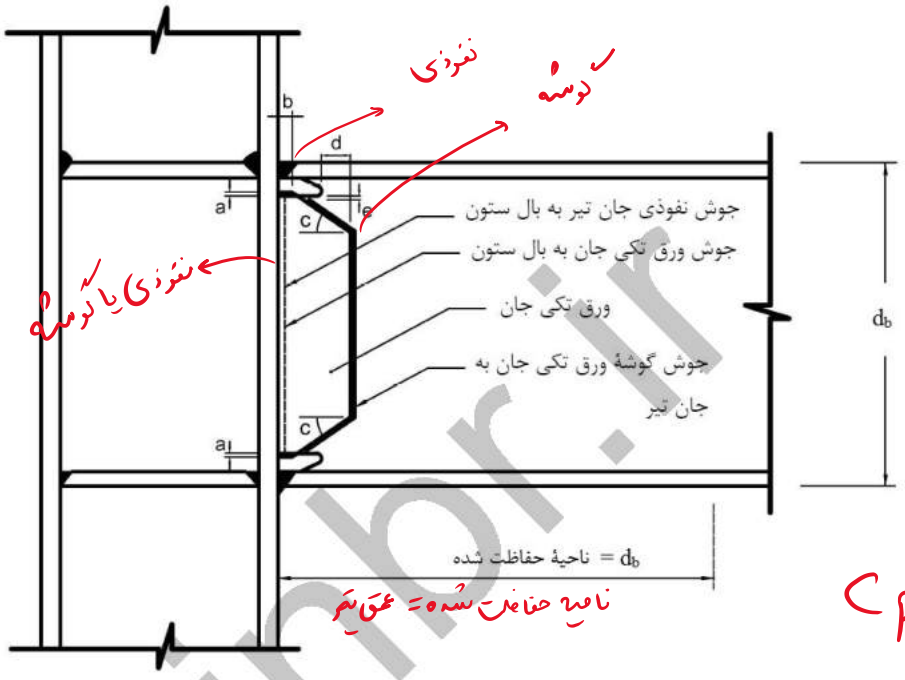
(۵) اتصال ورق (یا ورق‌های) جان تیر به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد. در صورت استفاده از ورق تکی جان و جوش گوشه، این جوش باید به‌صورت دوطرفه اجرا شود. در صورت استفاده از جفت نبشی برای اتصال جان تیر به بال ستون، این اتصال باید از نوع جوش گوشه باشد.

(۶) اتصال ورق جان (یا ورق‌ها یا نبشی‌ها) به جان تیر باید از نوع جوش گوشه باشد.

@rjavanmardi

۱۰-۳-۷-۶ اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

اتصالات گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (اتصال شکل ۱۰-۳-۷-۷) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



شکل ۱۰-۳-۷-۷: اتصال گیردار تقویت نشدهٔ جوشی (WUF-W)

در این نوع اتصال گیردار، چرخش غیرالاستیک از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ای نزدیک به بر ستون تأمین می‌شود. نحوهٔ تسلیم در این نوع اتصال از طریق اعمال ضوابط خاص این بخش کنترل می‌شود. در این اتصال مقدار ضریب C_{pr} که در طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید برابر 1.4 در نظر گرفته شود. این ضریب در محاسبهٔ مقاومت برشی موردنیاز جان تیر (بدون توجه به وجود ورق تکی جان)، مقاومت‌های موردنیاز در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال تیر به ستون و کنترل ضابطهٔ تیر ضعیف-ستون قوی، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

@rjavanmardi

۱۰-۳-۷-۶-۱ تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع I یا H شکل، به‌عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) در دو انتهای تیر، برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به بال ستون، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی الزامی بوده و هندسهٔ آن‌ها باید مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۱-۵ باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا یک برابر عمق مقطع تیر در نظر گرفته شود.

(۳) در این نوع اتصال $S_h=0$ در نظر گرفته می‌شود.

(۴) عمق مقطع تیر نباید از 1000 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۵) جرم تیر نباید از 300 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۶) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از 30 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۷) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق آن نباید از 7 برای قاب‌های خمشی ویژه و از 5 برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۷-۶-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده H شکل، مقاطع ساخته شده دارای مقطع H شکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری و مقطع صلیبی ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده به‌عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و عمق و پهنای ستون‌های با مقطع صلیبی‌شکل نباید از 1000 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) عمق و پهنای مقاطع جعبه‌ای‌شکل و Hشکل جعبه‌ای‌شده نباید از 750 میلی‌متر بیشتر باشد.

۱۰-۳-۷-۶-۳ سایر الزامات

(۱) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل صورت گیرد.

@rjavanmardi

(۲) جان تیر باید به بال ستون با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل اتصال داده شود. علاوه بر آن تعبیهٔ یک ورق تکی جان به ضخامت حداقل برابر ضخامت جان مقطع تیر نیز الزامی است. اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی موجود اتصال جوشی ورق تکی جان به بال ستون باید حداقل برابر $h_p t_p (0.6 R_y F_{yp})/\alpha_s$ باشد که در آن:

h_p = ارتفاع ورق تکی جان

t_p = ضخامت ورق تکی جان

F_{yp} = تنش تسلیم مشخصهٔ ورق تکی جان

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق تکی جان

α_s = برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD

(۳) اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از طریق جوش گوشه به ضخامت برابر ضخامت ورق تکی جان منهای 2 میلی‌متر انجام پذیرد.

(۴) ورق تکی جان باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰-۳-۷-۳ را تأمین نماید.

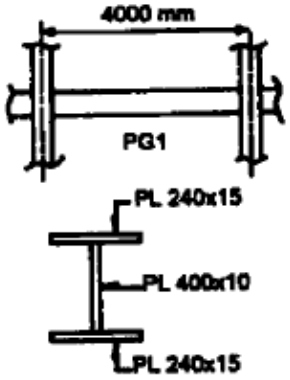
جدول ۱۰-۳-۷-۳: محدودیت‌های ابعادی ورق تکی جان در اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

ردیف	شرح	محدودیت*
۱	هم‌پوشانی ورق جان با سوراخ دسترسی	$6\ mm \le a \le 12\ mm$
۲	شیب پهنای ورق جان	$20^\circ \le c \le 40^\circ$
۳	فاصلهٔ قائم انتهای جوش ورق جان به جان تیر تا سوراخ دسترسی	$12\ mm \le e \le 25\ mm$
۴	برگشت عمودی انتهای ورق جان	$b \ge 25\ mm$
۵	فاصلهٔ افقی انتهای پهنای ورق جان تا انتهای سوراخ دسترسی	$d \ge 50\ mm$

* پارامترهای a، b، c، d و e در شکل ۱۰-۳-۷-۷ نشان داده شده‌اند.

@rjavanmardi

یک مهندس محاسب در طراحی یک سازه فولادی با قاب خمشی ویژه‌ی چند طبقه که دارای دهانه‌هایی به طول 4 متر است (محور به محور)، از تیر ورق PG1 با مقطع نشان داده شده استفاده کرده است. اگر ابعاد بیرونی ستونهای قوطی این سازه 450×450 میلی‌متر باشد، برای اتصال از پیش تأییدشده تیر به ستون، کدام گزینه را پیشنهاد می‌کنید؟ هم مسائل فنی و هم سهولت اجرایی مدنظر باشد. فرض کنید کلیه تیرهای منتهی به هر چهار وجه ستون‌ها دارای اتصال گیردار کامل هستند.



۱) اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)
۲) اتصال گیردار فلنجی هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)
۳) اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)
۴) اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

آبان ۹۳

ورق زیرسری و روسری جوشی تنها در قاب خمشی متوسط مجاز است. پس گزینه 3 صحیح نیست.

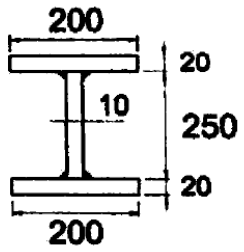
$L_n = 4000 - 450 = 3550$ $\quad \frac{L_n}{d} = \frac{3550}{430} < 9$

در ورق زیرسری و روسری پیچی $\frac{L_n}{d} < 9$ باشد پس گزینه 4 نیز غلط است.

ارتفاع تیر 430 mm می باشد که از حداقل لازم برای اتصال فلنجی 8 پیچی می باشد. (حداقل ارتفاع لازم 419 mm بود)
پس گزینه 2 نیز غلط است.

گزینه 1 صحیح است.

فرض کنید در یک قاب خمشی فولادی ویژه برای تیرها از مقطع شکل زیر استفاده شده است. برای این تیر به‌کار بردن کدام‌یک از اتصالات گیردار زیر مجاز نمی‌باشد؟ (طول خالص تیر برابر 5 متر بوده، $F_y = 240\ MPa$ و $E = 2\times10^5\ MPa$ می‌باشد. همچنین در شکل ابعاد به میلی‌متر است).



۱) RBS

۲) BUEEP

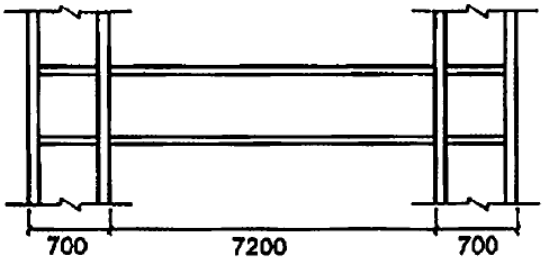
۳) WUF-W

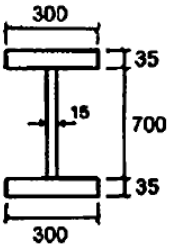
۴) BFP

بهمن ۹۷

BUEEP ارتفاع کل تیر 290 mm بوده و حداقل ارتفاع لازم تیر در اتصال گیردار بدون سخت کننده 390mm می باشد. پس استفاده از BUEEP برای این تیر مجاز نیست. گزینه ۲

کدام گزینه نوع اتصال گیردار مجاز از پیش‌تائید شده تیر فولادی از جنس S235JR با مقطع زیر که به ستون H شکل در قاب خمشی متوسط متصل می‌شود را مشخص می‌کند؟ ابعاد در شکل به میلی‌متر بوده و فرض کنید تیر در سرتاسر طول خود از مهارهای جانبی کافی برخوردار است.





۱) RBS

۲) WUF-W

۳) BFP

۴) WFP

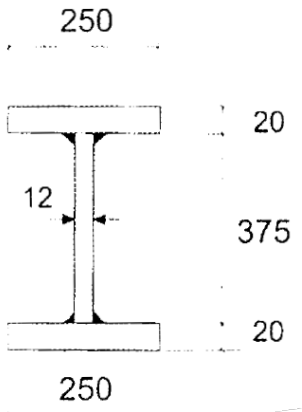
مهر ۹۹

ضخامت بال تیر $t_{fb}=35mm$ می‌باشد. محدودیت ضخامت بال تیر در WUF-W، WFP، BFP برابر با 30mm می‌باشد. پس تنها گزینه ۱ صحیح است.

در یک قاب خمشی فولادی ویژه قرار است برای تیر با مقطع شکل زیر از اتصال گیردار مستقیم با مقطع کاهش‌یافته استفاده شود. اگر طول ناحیهٔ کاهش‌یافته 330 میلی‌متر باشد، کدام‌یک از مقادیر زیر نمی‌تواند به‌عنوان شعاع برش انتخاب شود؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

b=330

R



۱) 270 mm
۲) 370 mm
۳) 470 mm
۴) 570 mm

مرداد ۱۴۰۰

$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$, $b = 330\,mm$

$b_{bf} = 250$

$0.1 b_{bf} \le c \le 0.25 b_{bf}$

$25_{mm} \le c \le 62.5\,mm$

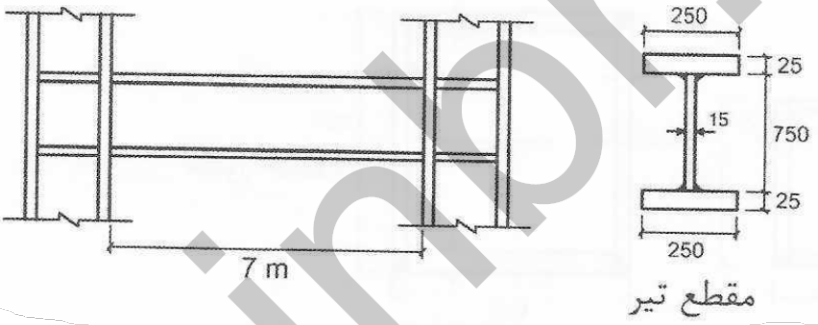
$c = 25\,mm \Rightarrow R = 557\,mm$

$c = 62.5\,mm \Rightarrow R = 249\,mm$

$249 \le R \le 557\,mm$

گزینه ۴

تیر شکل زیر مربوط به یک دهانه از یک قاب خمشی ویژه است. براساس اطلاعات موجود در شکل، کدام‌یک از اتصالات از پیش‌تائیدشدهٔ زیر برای اتصال این تیر به ستون مجاز نیست؟ ابعاد مقطع تیر به میلی‌متر است.



۱) WUF-W

۲) RBS

۳) BUEEP

۴) BFP

دی ۱۴۰۱

$L_n = 7000mm$, $d = 800mm$

$\frac{L_n}{d} = \frac{7000}{800} = 8.75 < 9 \Rightarrow$ BFP مجاز نیست

در مقاطع ویژه BFP باید $\frac{L_n}{d} > 9$ بزرگتر باشد.

@rjavanmardi

کدام‌یک از اتصالات پیش‌تائیدشدهٔ زیر به لحاظ نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن دارای شرایط سخت‌گیرانه‌تری نسبت به بقیه است؟ فرض کنید این اتصالات در یک قاب خمشی فولادی ویژه مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۱) WUF-W

۲) BFP

۳) RBS

۴) BUEEP

اردیبهشت ۱۴۰۲

در اتصال BFP، $\frac{L_n}{d} > 9$ باید باشد (قاب ویژه) و در سایر اتصالات مربوط به قاب ویژه $\frac{L_n}{d} > 7$ باشد پس گزینه ۲ صحیح است.