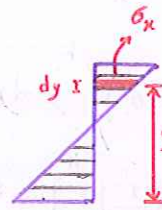
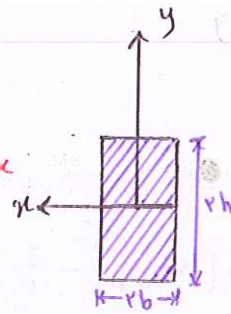
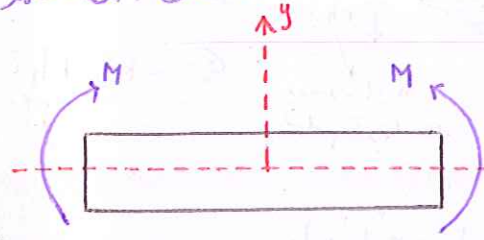


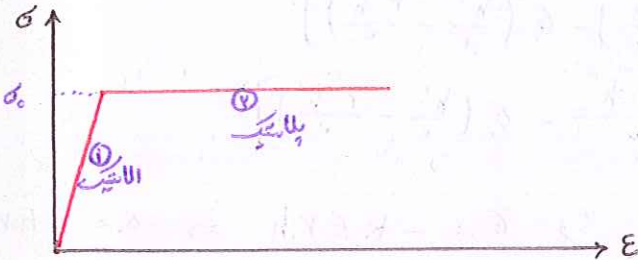
دانشجو: عارف سلیمی

« بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ »

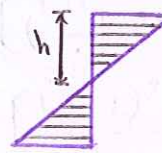
جزوه‌ی سازه‌های فولادی دکتر نفی پور - دوره‌ی کارشناسی ارشد - دانشگاه علوم و فنون بابل - مهر ۱۳۹۳
نظری پلاستیک در خمش ساده تیر



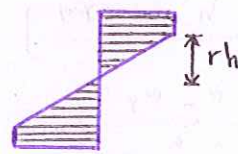
شکل ۱) $\sigma < \sigma_c$



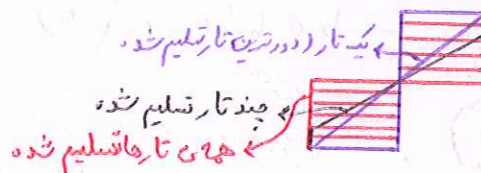
خمندار قفس - کرنش ماده الاستوپلاستیک



شکل ۲) $\sigma = \sigma_c$
یک تار تسلیم شده (درترین تار)



شکل ۳) الف) در ابتدا چند تار تسلیم شده



شکل ۳) ب) در آخر همه تارها تسلیم شده

$$M = -2b \int_{-h}^h y \sigma_x dy$$

تغادل را برای شکل ۱ می‌نویسیم:

بر اساس نظریه خمش، مقطع مستوی بعد از خمش هم مستوی باقی می‌ماند.

هر چقدر راز تارخشی دور شویم برای اینکه مقطع مستوی باقی بماند رابطه‌ی خطی زیر باید حاکم باشد.

$$\begin{cases} \epsilon_x = -\frac{y}{r} \\ \epsilon_x = -ky \end{cases} \quad \text{انحناء} \quad \frac{1}{r} = k \rightarrow \text{شعاع انحناء}$$

$$\text{بر اساس قانون هوک} \Rightarrow \sigma_x = E \epsilon_x \Rightarrow \sigma_x = -k E y$$

$\downarrow$ جایگذاری در

نکته در فاصله‌های مختلف به انحناء نیز مربوط می‌شود.

$$\Rightarrow M = -2b \int_{-h}^h -k E y^2 dy$$

لنگر خمشی مثبت در مقطع، در ل‌های مثبت، تنش‌های فشاری (منفی) ایجاد می‌کند.

لنگر خمشی مثبت، لنگری است که تارهای بالا فشرده و تارهای پایین کشیده شوند.

$$\Rightarrow M = -2b \left[\frac{-k E y^3}{3} \right]_{-h}^h = -2b \left[\frac{-k E h^3}{3} - \left(\frac{-k E (-h)^3}{3} \right) \right] = -2b \left[\frac{-k E h^3}{3} - \frac{k E h^3}{3} \right]$$

$$= -2b \left[\frac{-2k E h^3}{3} \right] = \frac{E b k E h^3}{3} = \frac{E}{3} k E b h^3$$

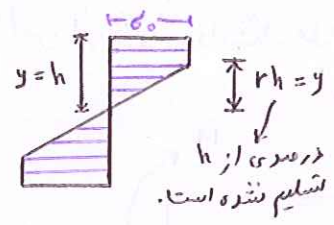
در شکل ۱) $M < M_y$

اگر لنگر به اندازه‌ای باشد که در مقطع هیچ تاری تسلیم نشده باشد رابطه‌ی بالا حاکم است.

در شکل ۱۲ $\sigma_y = -KEh$

در شکل ۱۳ $\sigma_y = -KErh$

$\sigma_y = -KErh$



$M = M_y = -\frac{\epsilon}{r} b h^3 \sigma_y$

$M = r(rh) \left[\int_{rh}^h KE y^2 dy + \int_{rh}^h -\sigma_y y dy \right]$

با دپایین با هم

$M = \epsilon b \left[KE \int_{rh}^h y^2 dy + (-\sigma_y) \int_{rh}^h y dy \right]$

$M = \epsilon b \left[KE \left(\frac{y^3}{3} \right)_{rh}^h - \sigma_y \left(\frac{y^2}{2} \right)_{rh}^h \right] = \epsilon b \left[KE \left(\frac{h^3}{3} - \frac{r^3 h^3}{3} \right) - \sigma_y \left(\frac{h^2}{2} - \frac{r^2 h^2}{2} \right) \right]$

$M = \epsilon b \left[\frac{KE r^3 h^3}{3} - \sigma_y \left(\frac{h^2}{2} - \frac{r^2 h^2}{2} \right) \right] = \epsilon b \left[\frac{KE r^3 h^3}{3} - \sigma_y \left(\frac{h^2}{2} - \frac{r^2 h^2}{2} \right) \right]$

$M = \epsilon b \left[\frac{KE r^3 h^3}{3} - \sigma_y \frac{h^2(1-r^2)}{2} \right]$

$\sigma_y = -KErh \Rightarrow -\sigma_y = KErh$

$M = \epsilon b \left[-\frac{\sigma_y r^3 h^3}{3} - \frac{\sigma_y h^2(1-r^2)}{2} \right] = \epsilon b \left[-\sigma_y h^2 \left(\frac{r^3}{3} + \frac{(1-r^2)}{2} \right) \right] = -\epsilon b \sigma_y h^2 \left(\frac{2r^3 + 3(1-r^2)}{6} \right)$

$M = -\epsilon b \sigma_y h^2 \left(\frac{2r^3 + 3 - 3r^2}{6} \right) = -\epsilon b \sigma_y h^2 \left(\frac{-r^3 + 3}{6} \right)$

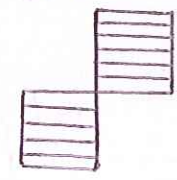
$M = -\frac{\epsilon}{6} b \sigma_y h^2 (-r^3 + 3) = -\frac{\epsilon}{6} b \sigma_y h^2 (3 - r^3)$

$M = -\frac{\epsilon}{6} b \sigma_y h^2 (3 - r^3)$

اگر $r=0$ باشد به این معنی است که هیچ تارهای تسلیم نشده است.

اگر $r=1$ باشد به این معنی است که فقط در تیرین تارها تسلیم شده است.

در حالت نهایی هیچ تارها تسلیم شده.



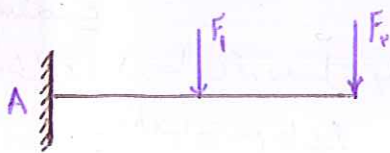
$\frac{M_p}{M_y} = \frac{-\frac{\epsilon}{6} b \sigma_y h^2 (3 - r^3)}{-\frac{\epsilon}{6} b \sigma_y h^2} = 1.5 = f \rightarrow$ ضریب شکل

در مقطع مستطیل انژی که یک تار تسلیم شده را ۱.۵ برابر کنیم بدست می آید و هیچ تارها تسلیم نمی شود.

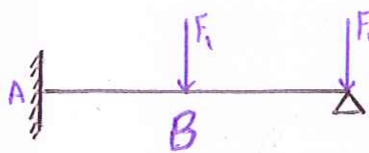
$M_p = M_y \times 1.5$

				شکل I	میانگین ۱.۱۷
۱.۵		۲.۳۴	۲	۱.۱ - ۱.۲	

در مقاطع I شکل از آغاز تسلیم تا بایست تسلیم تفاوت خدای وجود ندارد. در تیر M به M_p می رسد در آن تیر لولای پلاستیک ایجاد می شود. به این معنی است که در تیر نمی توان مقدار انژی را اضافه کرد. لولای پلاستیک از یک حد باید دورتر باشد. در تیر پلاستیک می شود. اقرایش مقدار انژی از لولای پلاستیک قابل توجهی از آنجا خواهد بود که در اصطلاح به آن لولای پلاستیک (مقطع پلاستیک) گفته می شود.

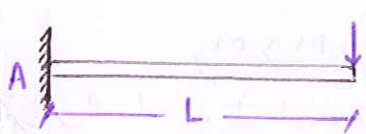


منفذ ۲
۵-۵
میزان نیرو در A ای بی شود و اگر لولای بار شود نقطه A می شکند.



اگر A لولای شود سازه نمی شکند سازه به تیر دو تیر متصل تبدیل می شود. سازه به یک تیر تبدیل می شود.

اگر در هر یک بعد از تقاطع B تیر لولای وجود آمد سازه می شکند. با این تیر متصل می توان ظاهره سازه را به یک تیر تبدیل کرد.



$$M_p = L \times F \Rightarrow F = \frac{M_p}{L}$$

مقدار F همان بار شکست است.

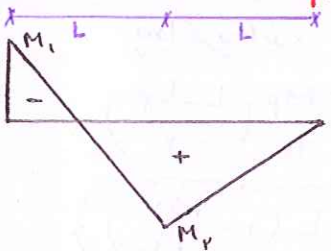
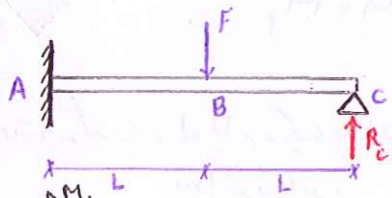
$$M_p = 2bh^2\sigma_c$$

مقطع مستطیل شکل

$$\Rightarrow F = \frac{2bh^2\sigma_c}{L}$$

این بار به صورت افزایشده می باشند.

مسئله ۲ بار شکست را محاسبه کنید.

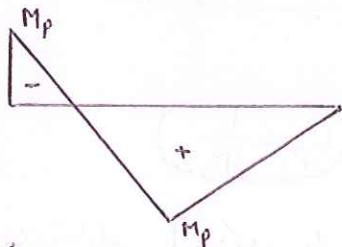


دیagram M در لحظه الاستیک

نکته: M_p^+ (لولای مثبت تار بالا فشرده می شود).

نکته: M_p^- (لولای منفی تار پایین فشرده می شود).

تشخیص این نکات در تیر راحت است، بیشتر در قلاب نمود پیدا می کند.



دیagram M در لحظه شکست

$$M_B = M_p = R_c \cdot L$$

$$R_c = \frac{M_p}{L}$$

جایگذاری

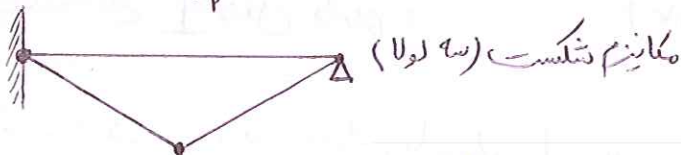
$$M_A = -M_p = 2R_c L - F \cdot L$$

$$-M_p = 2 \frac{M_p}{L} \times L - F \cdot L$$

$$-M_p - 2M_p = -F \cdot L$$

$$+3M_p = +F \cdot L \Rightarrow F = \frac{3M_p}{L}$$

$$F = \frac{3(2bh^2\sigma_c)}{L} = \frac{6bh^2\sigma_c}{L}$$

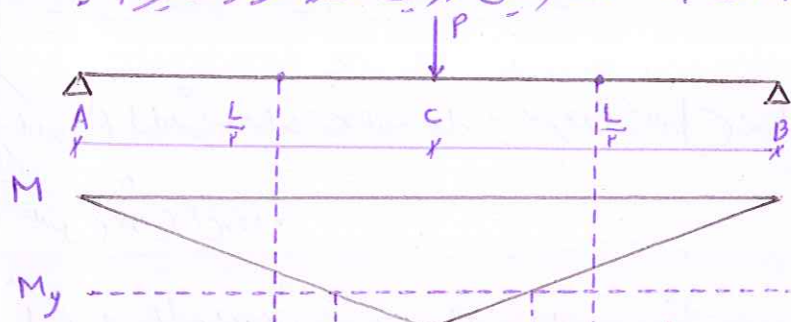


مکانیزم شکست (سه لولا)

مقطع مستطیل شکل

$$M_p = 2bh^2\sigma_c$$

مسئله: در جایی که مفصل پلاستیک ایجاد نمی شود بدون بُد است (یعنی در یک نقطه قرار می گیرد) یا منطقه ای هم دارد؟

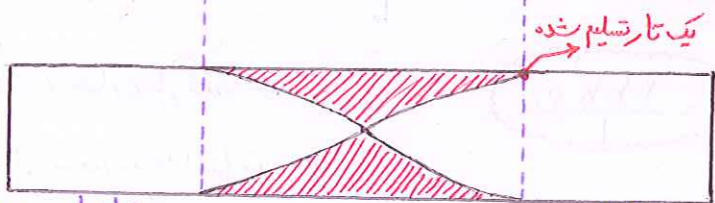


دیگر از نظر

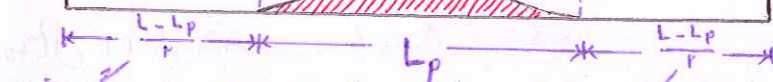


مناطق ها شور خورده منطقه تسلیم شده نامیده می شود.
 $M_p > M > M_y$ لولا هنوز تشکیل نشده

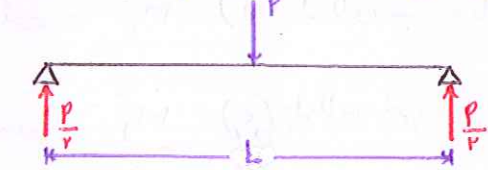
اگر بار P زیاد شود تارهای نقطه C تسلیم می شود.



در طول M یعنی از تارها هم تسلیم شده است.
 $M = M_p$ لولا تشکیل شده



نتیجه گیری: لولا در یک منطقه بوجود می آید نه در یک نقطه، که در طول پلاستیک تارهای تسلیم شده گسترش پیدا کرده اند.



$$\frac{M_p}{M_y} = f \rightarrow \frac{M_y}{M_p} = \frac{1}{f}$$

$$\begin{cases} M_y = \frac{P}{2} \left(\frac{L - L_p}{2} \right) \\ M_p = \frac{PL}{4} \rightarrow P = \frac{4M_p}{L} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_y = \frac{2M_p}{L} \left(\frac{L - L_p}{2} \right)$$

$$\Rightarrow L_p = L \left(1 - \frac{M_y}{M_p} \right)$$

$$\Rightarrow L_p = L \left(1 - \frac{1}{f} \right)$$

برای مقطع مستطیل شکل $f = 1.5$

$$\Rightarrow L_p = L \left(1 - \frac{1}{1.5} \right) \Rightarrow L_p = \frac{L}{3}$$

$$f = 1.1 \sim 1.2 \Rightarrow L_p = L (0.09 \text{ تا } 0.17)$$

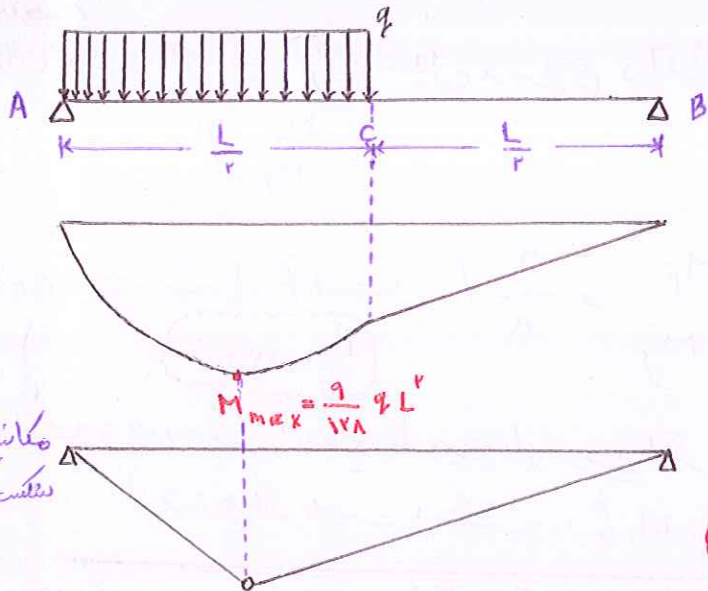
برای مقاطع I شکل داریم:

نکته: در تیر دو سر مفصل با مقطع I شکل، گسترش لولای پلاستیک در فاصله ی کوچکتر می باشد

اگرچه منطقه خمیری طول قابل ملاحظه ای را در بر می گیرد انحاء در سطح لولا متمرکز می گردد و برای بیشتر مقاصد مادی، لولای خمیری را بدون بُد و در یک مقطع از تیر در نظر می گیریم.

ما فرض می کنیم لولا در یک نقطه رخ داده است و اشارات آن منطقه را در محاسبات لحاظ نمی کنیم.

مثال: بار شکست را محاسبه کنید.



آغاز تسلیم شدن در نقطه ماکزیمم

$$M_y = \frac{q}{18} q_y L^2$$

$$M_p = \frac{q}{18} q_u L^2$$

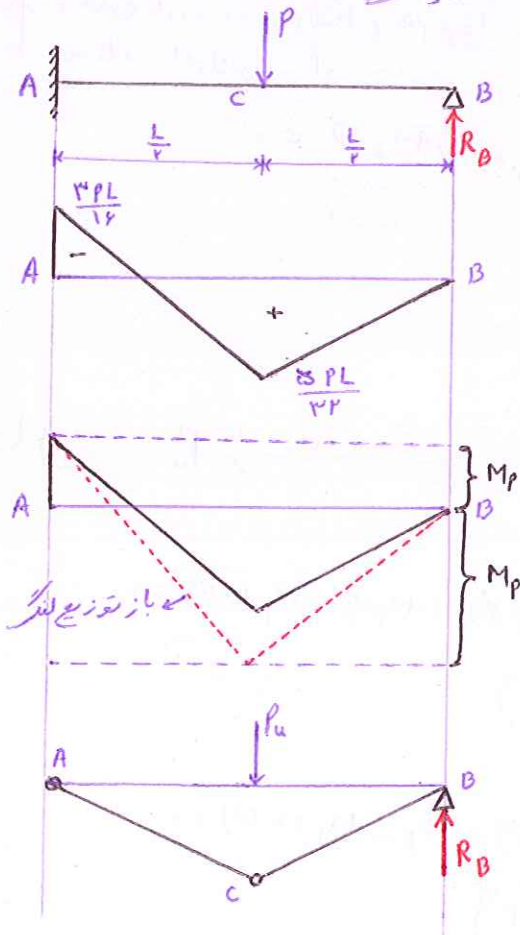
در پایان

$$\frac{M_p}{M_y} = \frac{q_u}{q_y} = f$$

بار نهایی

نسبت بار نهایی شکست به بار نهایی روش الاستیک برابر است با ضریب شکل. این عبارت فقط در سازه های معین به قرار است. در سازه های نامعین این مقدار بیشتر از f است. هر چه درجه نامعینی سازه بیشتر باشد ضریب که در f ضرب می شود بیشتر می باشد.

مثال: بار شکست را محاسبه کنید.



دیالگرام لنگر الاستیک

دیالگرام لنگر در لحظه شکست

مکانیزم شکست

$$\sum M_c = 0 \Rightarrow M_p - R_B \left(\frac{L}{2} \right) = 0 \Rightarrow R_B = \frac{2 M_p}{L} \quad (1)$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow -M_p + P_u \left(\frac{L}{2} \right) - R_B (L) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{P_u}{2} - \frac{M_p}{L} \quad (2)$$

استفاده از روابط تعادل برای بدست آوردن P_u :

نکته: فقط باید به علامت M_p (+ و -) دقت کرد.

$$\text{از (1) و (2) داریم} \Rightarrow \frac{2 M_p}{L} = \frac{P_u}{2} - \frac{M_p}{L} \Rightarrow P_u = \frac{4 M_p}{L}$$

برای بدست آوردن P_u به تحلیل و ترسیم دیاگرام لنگر الاستیک نیاز داریم که در صفحه قبل ترسیم شد.

$$M_y = \frac{3 P_y L}{14}$$

$$\Rightarrow P_y = \frac{14}{3L} M_y$$

$$\frac{M_p}{M_y} = f$$

این نسبت بزرگتر از f است $\Rightarrow \frac{P_u}{P_y} = \frac{\frac{4 M_p}{L}}{\frac{14 M_y}{3L}} = \frac{12 M_p}{14 M_y} = \frac{6}{7} f$

$$\frac{P_u}{P_y} = 1.85 f$$

نکته: چون در سازه‌های نامعین باز توزیع لنگر ایجاد می‌شود.

باز توزیع لنگر در صورت شکست را بالا می‌برد و هر چه درجه نامعینی بیشتر باشد ضریب نیز بیشتر است.

روش دیگر برای بدست آوردن بار شکست و روش کار مجازی است.

روش کار مجازی برای محاسبه بار شکست:

به سازه قبل از شکست که در حالت تعادل است یک تغییر مکان مجازی داده می‌شود. کار انجام یافته توسط مجموع نیروها صفر باشد.

نکته: مکان ملور که از روی شکل هم پیدا می‌شود M_p دوران آن باخوردن مختلف علامت است.

Δ تغییر مکان

$$P_u \times (\phi \times \frac{L}{2}) - M_p \phi - 2 M_p \phi = 0$$

در A در C در

$$\Rightarrow P_u = \frac{4 M_p}{L}$$

مثال: P_u را محاسبه کنید.

$$P(\frac{L}{2}\phi) + 2P(\frac{L}{2}\phi) - M_p\phi - M_p(2\phi) = 0$$

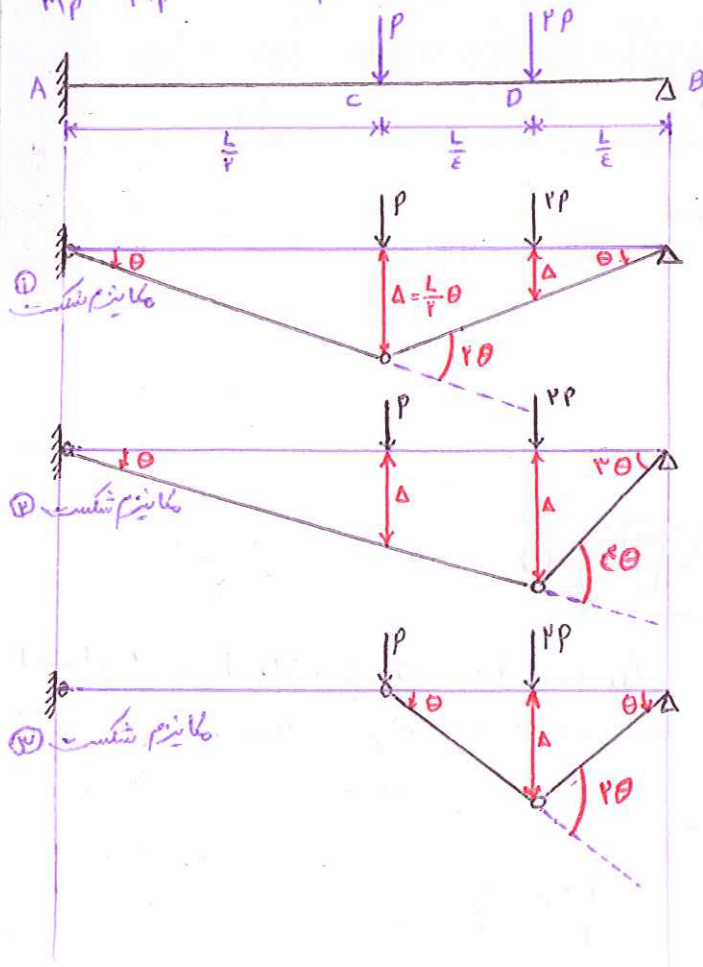
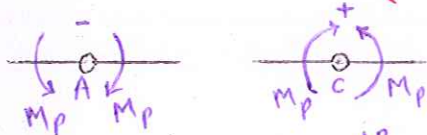
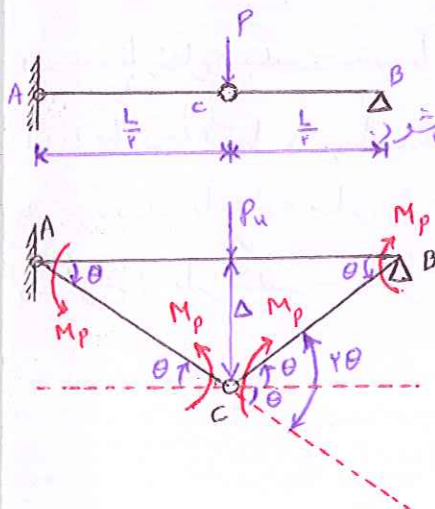
$$\Rightarrow P = \frac{2 M_p}{L}$$

$$P(\frac{L}{2}\theta) + 2P(\frac{L}{2}\theta) - M_p - M_p(2\theta) = 0$$

$$\Rightarrow P = 1.5 \frac{M_p}{L}$$

$$2P(\frac{L}{2}\theta) - M_p(\theta) - M_p(2\theta) = 0$$

$$\Rightarrow P = \frac{4 M_p}{L}$$



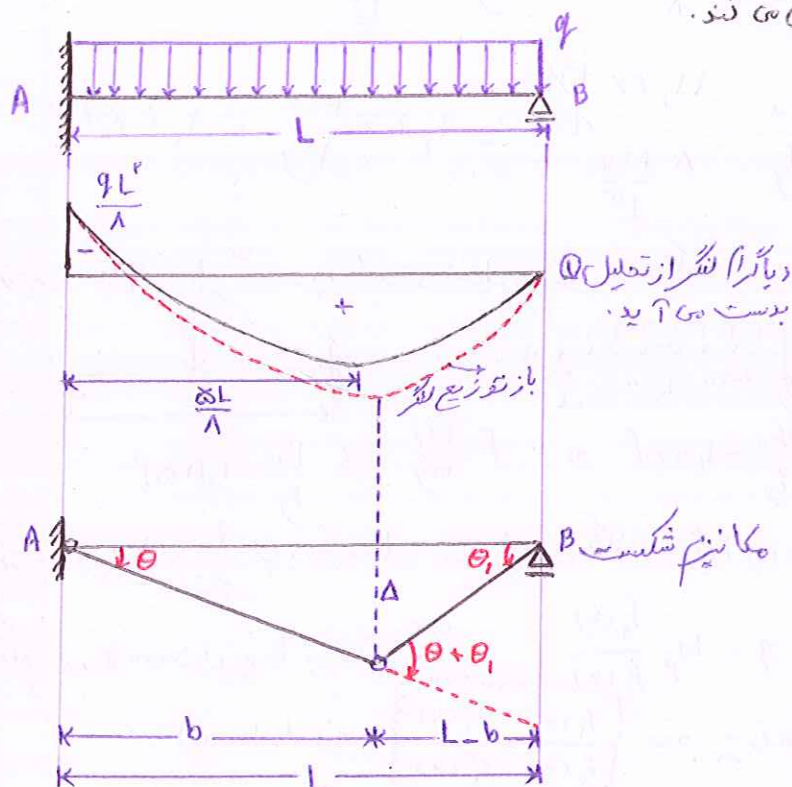
$$P_u = \min (P \text{ های بدست آمده}) = 11.8 \frac{M_p}{L}$$

مفروضه ۲: مکانیزم شکست غالب، مکانیزم دوم است.

نکته: کارهای لنگرهای پلاستیک منفی است.

نکته: شکل بارگذاری مکانیزم شکست غالب را نیز عنوان می کند.

مثال: بار شکست را بدست آورید.



$$\begin{cases} \Delta = \theta_i (L-b) \\ \Delta = \theta (b) \end{cases} \quad \text{از روی هندسه داریم:}$$

$$\Rightarrow \theta_i (L-b) = \theta (b)$$

$$\Rightarrow \theta_i = \frac{\theta b}{L-b}$$

$$-M_p (\theta) - M_p (\theta + \theta_i) + q \left(\frac{b \theta \times L}{2} \right) = 0$$

↙ مساحت مثلث × بار

$$-M_p (\theta) - M_p \left(\theta + \frac{\theta b}{L-b} \right) + q \left(\frac{b \theta \times L}{2} \right) = 0$$

$$-M_p \theta - M_p \left(\frac{\theta L - \theta b + \theta b}{L-b} \right) + q \left(\frac{b \theta L}{2} \right) = 0$$

$$+M_p \theta + M_p \left(\frac{\theta L}{L-b} \right) = q \left(\frac{b \theta L}{2} \right) \Rightarrow M_p \theta + \frac{M_p \theta L}{L-b} = q \left(\frac{b \theta L}{2} \right)$$

$$\frac{M_p \theta (L-b) + M_p \theta L}{L-b} = q \left(\frac{b \theta L}{2} \right) \Rightarrow \frac{M_p \theta L - M_p \theta b + M_p \theta L}{L-b} = q \left(\frac{b \theta L}{2} \right)$$

$$\left(\frac{2M_p \theta L - M_p \theta b}{L-b} \right) \times \frac{2}{b \theta L} = q \left(\frac{b \theta L}{2} \right) \times \frac{2}{b \theta L}$$

$$\frac{2M_p}{bL} \left(\frac{2L-b}{L-b} \right) = q$$

$$\frac{\partial q}{\partial b} = 0$$

کمترین مقدار q بر حسب کدام مقدار b بدست می آید؟

$$\Rightarrow b^2 - 2bL + 2L^2 = 0 \Rightarrow b = \frac{2L \pm \sqrt{4L^2 - 4L^2}}{2}$$

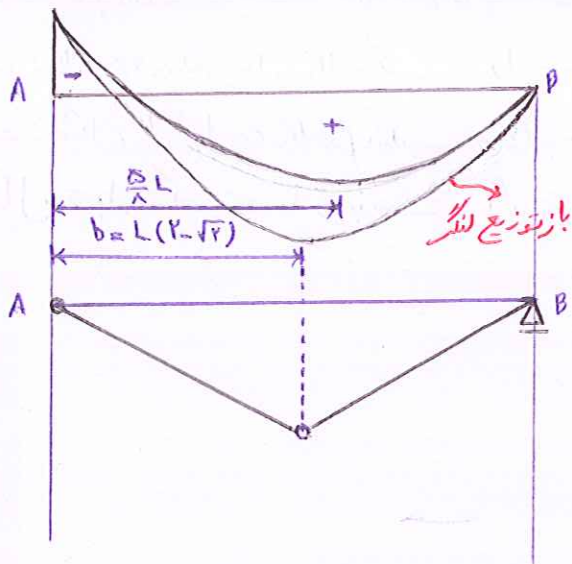
جواب مثبت
جواب منفی است.

$$\Rightarrow b = L(2 - \sqrt{2})$$

به جای بگذاری در q

$$q = \frac{2M_p}{bL} \left(\frac{2L-b}{L-b} \right) \Rightarrow q_u = \frac{2M_p}{L^2} (2 + 2\sqrt{2}) = 11.66 \frac{M_p}{L^2}$$

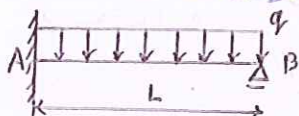
منصفه Δ $\Rightarrow$ ادامه جواب $\Rightarrow$ اصلاح شکل :



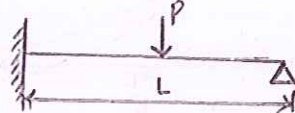
$$M_y = \frac{q_y L^2}{8} \rightarrow q_y = \frac{8 M_y}{L^2}$$

$$\frac{q_u}{q_y} = \frac{11,44 \frac{M_p}{L^2}}{8 \frac{M_y}{L^2}} = 1,44 \frac{M_p}{M_y} = 1,44 f$$

نتیجه : اگر بار گسره باشد تغییر دیرتر می شکند.



$$\frac{q_u}{q_y} = 1,44 f \quad \text{و} \quad f = \frac{M_p}{M_y} \quad \text{و} \quad \frac{P_u}{P_y} = 1,125 f$$



نکته : نسبت $\frac{q_u}{q_y}$ به درجه نامعینی مسازه و شکل بارگذاری بستگی دارد.

نکته : می توان ثابت کرد اگر $q = M_p \frac{f_1(x)}{f_r(x)}$ باشد و بخواهیم $\frac{\partial q}{\partial x} = 0$ را محاسبه کنیم، معادله $\frac{\partial q}{\partial x} = 0$ به حل معادله $\frac{f_1(x)}{f_r(x)} = \frac{f_1'(x)}{f_r'(x)}$ منجر خواهد شد.

حل مثال با این روش :

$$q = \frac{2 M_p}{b L} \left(\frac{2 L - b}{L - b} \right) = \frac{2 M_p}{L} \left(\frac{2 L - b}{b L - b^2} \right)^{f_r(x)}$$

$$\frac{f_1(x)}{f_r(x)} = \frac{f_1'(x)}{f_r'(x)} \Rightarrow \frac{2 L - b}{b L - b^2} \cdot \frac{-1}{L - 2 b} = \frac{2}{b L - b^2} \cdot \frac{f_r(x)}{f_r'(x)}$$

$$\Rightarrow (2 L - b)(L - 2 b) = (b L - b^2)(-1)$$

$$2 L^2 - 4 L b - b L + 2 b^2 = -b L + b^2$$

$$2 L^2 - 4 L b - b L + 2 b^2 + b L - b^2 = 0$$

$$2 L^2 - 4 L b + b^2 = 0$$

$$A x^2 + B x + C = 0 \quad \Rightarrow \quad b^2 - 4 L b + 2 L^2 = 0$$

$$\Delta = B^2 - 4 A C = (-4 L)^2 - 4(1)(2 L^2) = 16 L^2 - 8 L^2 = 8 L^2$$

$$b = \frac{-B \pm \sqrt{\Delta}}{2 A} = \frac{-(-4 L) \pm \sqrt{8 L^2}}{2} = \frac{4 L \pm 2 L \sqrt{2}}{2} = 2 L \pm L \sqrt{2} = L(2 \pm \sqrt{2})$$

جواب منفی جواب مسئله است.

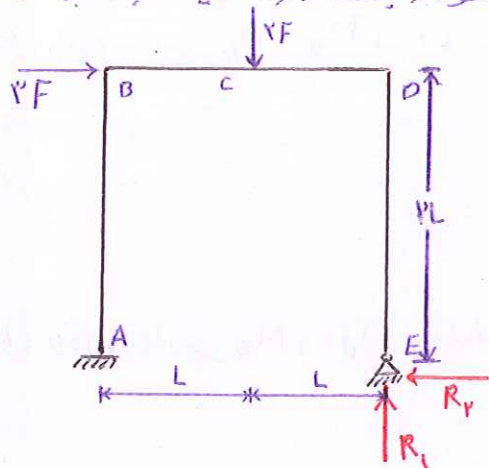
حالا در q جایگزین می کنیم $\Rightarrow q = \frac{2 M_p}{b L} \left(\frac{2 L - b}{L - b} \right)$

یا $L(2 - \sqrt{2})$

در تحلیل ضریب سازه ها : (۱) اصل جمع آثار برقرار نیست.

(۲) شیب اعمال بارها همگرا متفاوتی را در سازه ایجاد می کند.

(۳) بارها به طور همزمان به سازه اعمال می شود و شیب بارها باید ثابت بماند.



مثال: بار شکست را بدست آورید.

$$M_A = R_1(2L) - (2F \times 2L) - (2F \times L) = 2R_1L - 4FL \quad (1)$$

$$M_D = R_1(2L) - R_2(2L) - (2F \times L) = 2R_1L - 2FL - 2R_2L \quad (2)$$

$$M_C = R_1(L) - R_2(2L) = R_1L - 2R_2L \quad (3)$$

$$M_D = -R_2(2L) = -2R_2L \quad (4) \Rightarrow R_2 = -\frac{M_D}{2L}$$

مقدار $R_2 = -\frac{M_D}{2L}$ را در رابطه (۲) قرار می دهیم تا مقدار R_1 را بدست آوریم.

$$M_C = R_1L - 2\left(-\frac{M_D}{2L}\right)L \Rightarrow M_C - M_D = R_1L$$

مقدار R_1 و R_2 را در رابطه (۲) و همچنین مقدار R_1L را در رابطه (۱) قرار می دهیم

معادله اول

$$M_A = 2R_1L - 4FL \Rightarrow -M_A + 2(M_C - M_D) = 4FL \Rightarrow -M_A + 2M_C - 2M_D = 4FL$$

$$M_B = 2R_1L - 2FL - 2R_2L \Rightarrow -M_B + 2R_1L - 2R_2L = 2FL$$

$$-M_B + 2(M_C - M_D) - 2\left(-\frac{M_D}{2L}\right)L = 2FL$$

$$-M_B + 2M_C - 2M_D + M_D = 2FL$$

$$-M_B + 2M_C - M_D = 2FL \quad \text{معادله دوم}$$

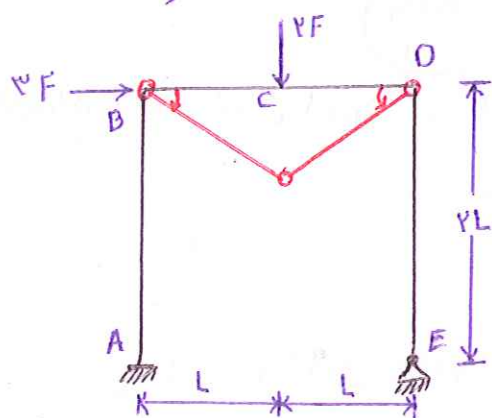
$$m - r = e - r = 2$$

تعداد مکانیسم های مستقل در سازه ها برابر است با e

$$m = e$$

تعداد محل اتصال اعضا و تیرها با m متغیر
تعداد درجهان نامعینی سازه $r =$

m : همان تعداد معادلات لنگر خوشی لازم برای رسم نمودار لنگر خوشی سازه است.



(۲) مکانیسم تیر (مستقل)

$$\begin{cases} -M_A + 2M_C - 2M_D = 4FL \\ -M_B + 2M_C - M_D = 2FL \end{cases}$$

دو معادله

با قرار دادن M_D و M_C در حالت (۲) در رابطه (۱) مقدار F بدست می آید.

$$-M_B + 2M_C - M_D = 2FL$$

$$-(-M_p) + 2(M_p) - (-M_p) = 2FL$$

$$+M_p + 2M_p + M_p = 2FL \Rightarrow 4M_p = 2FL \Rightarrow F = \frac{2M_p}{L}$$

با قرار دادن F و مقدار M_D و M_C در رابطه (۱) مقدار M_A بدست می آید.

$$-M_A + 2M_C - 2M_D = 4FL \Rightarrow -M_A + 2(M_p) - 2(-M_p) = 4\left(\frac{2M_p}{L}\right)L$$

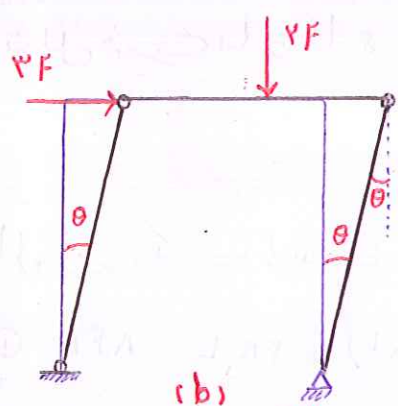
$$-M_A + 2M_p + 2M_p = 16M_p \Rightarrow +M_A = -14M_p + 4M_p$$

$$\Rightarrow M_A = -14M_p + 4M_p = -10M_p \Rightarrow M_A = -10M_p$$

$$M_B = -M_p$$

$$M_C = M_p$$

$$M_D = -M_p$$



(b) مکانیزم ستون (مستقل)

$$\begin{cases} -M_A + 2M_C - 2M_D = 8FL & (1) \\ -M_B + 2M_C - M_D = 2FL & (2) \end{cases}$$

با قرار دادن مقادیر M_D و M_A در رابطه (1) داریم:

$$-(-M_p) + 2M_C - 2(-M_p) = 8FL$$

$$M_p + 2M_C + 2M_p = 8FL$$

$$3M_p + 2M_C = 8FL \quad \text{I}$$

با قرار دادن مقادیر M_D و M_B در رابطه (2) داریم:

$$-M_p + 2M_C - (-M_p) = 2FL$$

$$-M_p + 2M_C + M_p = 2FL$$

$$2M_C = 2FL \quad \text{II}$$

با تشکیل دستگاه با معادله I, II داریم:

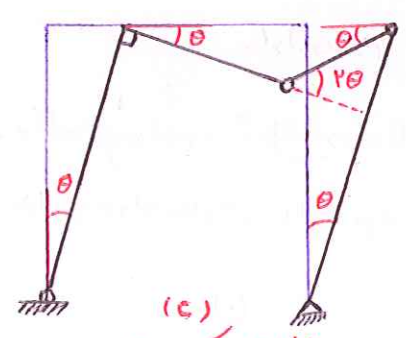
$$\begin{cases} 3M_p + 2M_C = 8FL \\ -2M_C = -2FL \end{cases} \quad \text{در } \ominus \text{ ضرب کنیم}$$

$$3M_p = 6FL \Rightarrow F = \frac{3M_p}{6L} \Rightarrow F = \frac{M_p}{2L}$$

$$2M_C = 2 \left(\frac{M_p}{2L} \right) L$$

$$\Rightarrow M_C = \frac{M_p}{2}$$

با قرار دادن مقدار F در II مقدار M_C بدست می آید:



(c) مکانیزم ترکیبی (غیر مستقل)

$$\begin{cases} M_A = -M_p \\ M_C = M_p \\ M_D = -M_p \end{cases}$$

$$\begin{cases} -M_A + 2M_C - 2M_D = 8FL & (1) \\ -M_B + 2M_C - M_D = 2FL & (2) \end{cases}$$

با قرار دادن مقادیر M_D و M_C در رابطه (1) مقدار F بدست می آید:

$$-(-M_p) + 2(M_p) - 2(-M_p) = 8FL$$

$$M_p + 2M_p + 2M_p = 8FL$$

$$5M_p = 8FL \Rightarrow F = \frac{5M_p}{8L}$$

با قرار دادن مقدار F در رابطه (2) مقدار M_D بدست می آید:

$$-M_B + 2(M_p) - (-M_p) = 2FL$$

$$-M_B + 2M_p + M_p = 2 \left(\frac{5M_p}{8L} \right) L$$

$$-M_B + 3M_p = \frac{5M_p}{4}$$

$$3M_p - \frac{5M_p}{4} = M_B \Rightarrow \frac{12M_p - 5M_p}{4} = M_B$$

$$\Rightarrow M_B = \frac{7M_p}{4}$$

مکانیزم حالت اول رخ نمی دهد چون مقدار $M_A = -12 M_p$ از M_p فراتر رفته است و این یعنی نقطه ی A لولا شده در صورتی که در نقطه ی A اصلاً لولایی صورت نمی گیرد.

در مکانیزم دوم در نقطه ی C مقدار $M_c = \frac{M_p}{2}$ بدست آمد یعنی این نقطه مفصل نشده و از روی شکل هم می توان دید که این حالت می تواند درست باشد چون نقطه ی C مفصل نشده در نهایت می تواند مکانیزم غالب باشد.

در حالت سوم در نقطه ی B هم مانند حالت اول مقدار $M_B = \frac{7}{4} M_p$ از M_p فراتر رفته است، این در صورتی است که اصلاً در نقطه ی B لولا صورت نگرفته است. پس بتناقض دارد و نمی تواند جزو مکانیزم باشد.

نتیجه گیری: مکانیزم شکست غالب، مکانیزم (b) است و $F_u = \frac{M_p}{2}$ است.

فهرتین: مثال قبل را با استفاده از روش کار مجازی حل کنید. (نکته: F بدست می آید که در آن $F_{min} = F_u$)

در مکانیزم (a) اگر بار F را به ۱۲ تقسیم کنیم خواهیم داشت:

$$F = \frac{12 M_p}{12 L} = \frac{M_p}{L}$$

و اگر در مکانیزم (c) F را به $\frac{5}{4}$ تقسیم کنیم خواهیم داشت:

$$F = \frac{5 M_p / 4 L}{\frac{5}{4}} = \frac{5}{14} \frac{M_p}{L}$$

بدین ترتیب دیاگرام های انرژی اصلاح می شود و F ها به این شکل نوشته خواهد شد.

$$\text{در مکانیزم (a)} \Rightarrow F = \frac{1}{12} \frac{M_p}{L}$$

$$\text{در مکانیزم (c)} \Rightarrow F = \frac{5}{14} \frac{M_p}{L}$$

$$\text{در مکانیزم (b)} \quad F_u = \frac{1}{2} \frac{M_p}{L} = \lambda \left(\frac{M_p}{L} \right)$$

همان طور که ملاحظه می شود در حالت های (a) و (c) بار شکست کمتر از حالت (b) (واقعی) است. از این مثال به یک روش تحلیل حدی می توان دست یافت.

بر اساس این روش ابتدا یک مکانیزم حدس زده می شود و ضریب بار λ بدست می آید.

اگر مکانیزم فوق مکانیزم واقعی نباشد بر اساس تئوری کرانه ی بار (حد بار)

$$\lambda > \lambda_{cr}$$

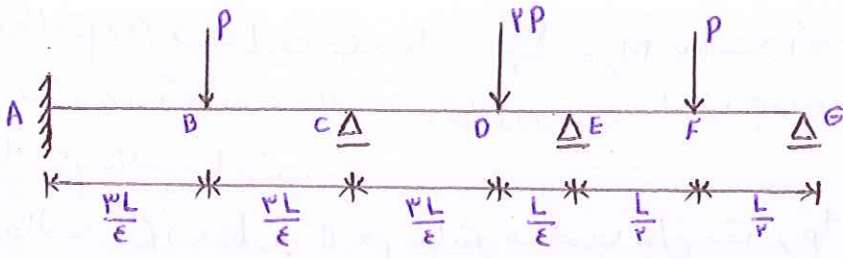
فراتر از $\lambda_{critical}$ است.

حال اگر مقدار λ رسم کنیم اگر λ ی کرانه ی بالایی باشد در سازه مقاطع خواهد بود نه لنگرهای خمشی. از لنگر خمشی فراتر می باشد، حال اگر بارها و لنگرهای خمشی رابطه یک اندازه کاهش دهیم تا لنگرهای خمشی کمتر یا مساوی با لنگرهای حاصل شود. این کار با کاهش λ انجام می شود. در این مرحله مقدار لنگرهای خمشی در محل لنگرهای ماکزیم رسم می شود. اگر در معنی این مفصل ها دیگر در مکانیزم وجود نخواهد داشت، به این معنی که نمودار لنگر خمشی شرط تعادل و تسلیم را برآورده می دهد، ولی شرط مکانیزم را نه. یعنی براساس نظریه کرانه ی بالایی خواصیم داشته.

$$\lambda_r \leq \lambda_{cr} < \lambda$$

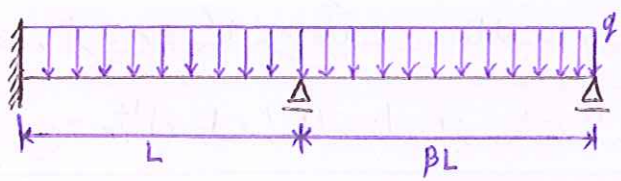
λ_r کاهش یافت

نکته: در شکل داده شده، بار نهایی را به روش های تعادل، کار مجازی و روش حد بالا و پایین محاسبه کنید.

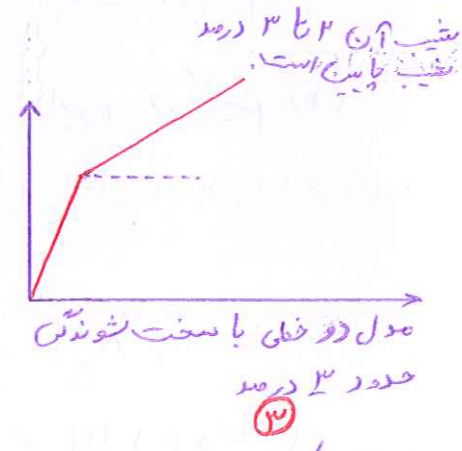
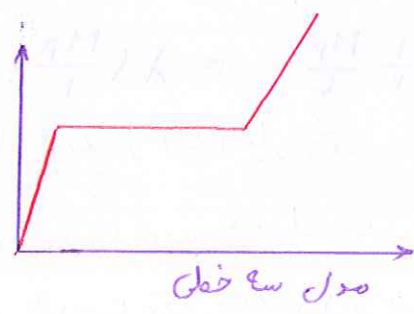
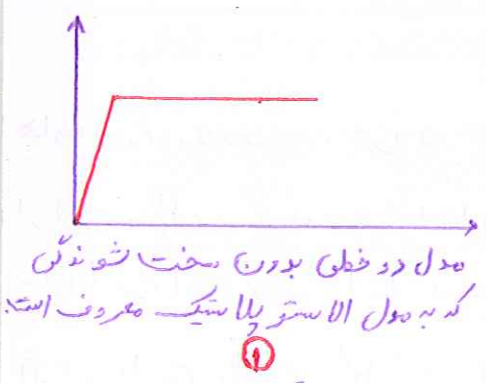
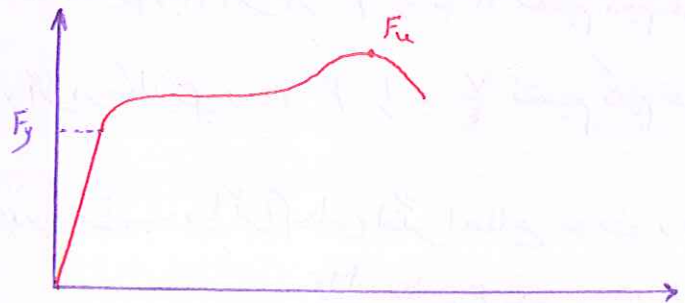


نکته: بار نهایی را به روش کار مجازی بدست آورید.

در دو حالت مسئله را بررسی کنید.
 $\beta = \frac{2}{3}$
 $\beta = 1$



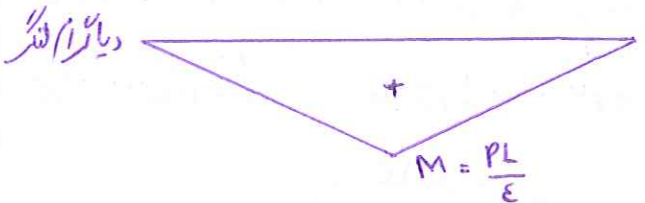
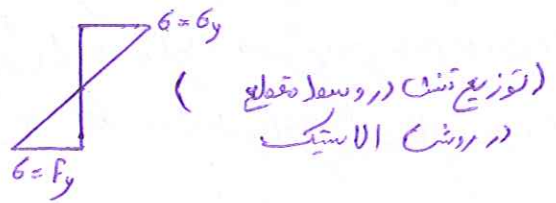
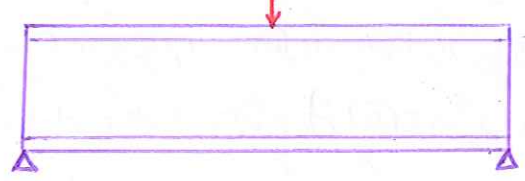
طراحی خمیری:



فولاد اروپایی :
 $\begin{cases} S T 37 \\ S T 52 \end{cases}$

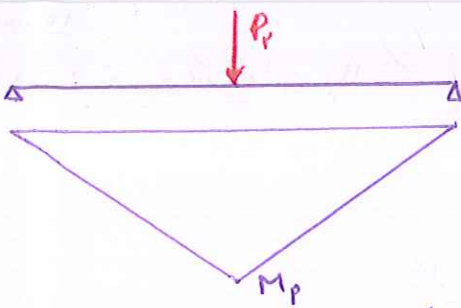
فولاد آمریکایی :
 $\begin{cases} A 441 \\ A 529 \\ A 588 \end{cases}$ $\begin{cases} A 36 \\ A 242 \\ A 572 \end{cases}$

در وسط دهانه



تنش مجاز $\frac{M}{S} \leq F_b$ تنش موجود $\frac{M}{S} < \frac{F_y}{F.s}$

$\Rightarrow \frac{P.L}{4} \leq \frac{F_y \times S}{F.s}$ ①



L.F مخفف Load factor می باشد که به معنای ضریب بار می باشد.



(توزیع تنش در حالت الاستیک)

$$P_u = (L.F) P_r$$

$$\frac{M}{Z} \leq F_y \Rightarrow \frac{(L.F) P_r L}{\epsilon} \leq Z \cdot F_y$$

$$\Rightarrow \frac{P_r L}{\epsilon} \leq \frac{F_y \times Z}{L.F} \quad (7)$$

if : $L.F = 5.F$

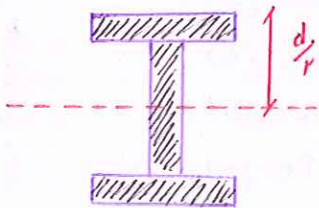
نتیجه از ① و ② $\Rightarrow \frac{P_r}{P_i} < \frac{Z}{S}$

Z = مدول پلاستیک مقطع

S یا W = مدول الاستیک مقطع

$$Z = \int y \, dA = 2 \times Q_x$$

Q_x = مکان استاتیկ مقطع



$$Z = \int y \, dA$$

$$S \text{ یا } W_x = \frac{I}{c} = \frac{I}{\frac{d}{2}} = \frac{\int y^2 \, dA}{\frac{d}{2}}$$

همواره

$$Z > S$$

$$P_r > P_i$$

از شماره ③ نتیجه می گیریم

می توان اینگونه نتیجه گیری کرد که ردهش پلاستیک بهتر از ردهش الاستیک است. چون در این ردهش از ظرفیت تمامی مقطع استفاده می شود.

در طراحی پلاستیک (خمیری) تسلیم شدن تمام تارهای مقطع ملاک قرار می گیرد.

در طراحی الاستیک تسلیم شدن یک تار در مقطع را ملاک قرار می دهیم.

در طرح پلاستیک (خمیری) بارها ضریب دار می شوند.

طرح خمیری را در ۳ حالت مورد بررسی قرار می دهیم:

- تیر ساده

- تیرهای پیوسته

- قابها

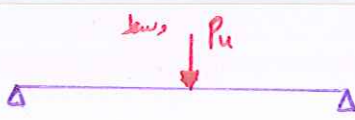
$$DL + LL \rightarrow \text{Load factor} = 1.7$$

$$DL + LL + EL \rightarrow \text{Load factor} = 1.3$$

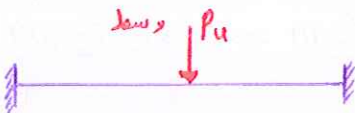
نکته اول: ضریب دار کردن بارها در تیر ساده

در ردهش تنش مجاز، در حالت عادی تنش مجاز را ۳۳ درصد افزایش می دهیم.

گام دوم: تعیین گزینشهای پلاستیک



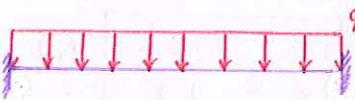
$$M_p = \frac{P_u L}{4}$$



$$M_p = \frac{P_u L}{8}$$



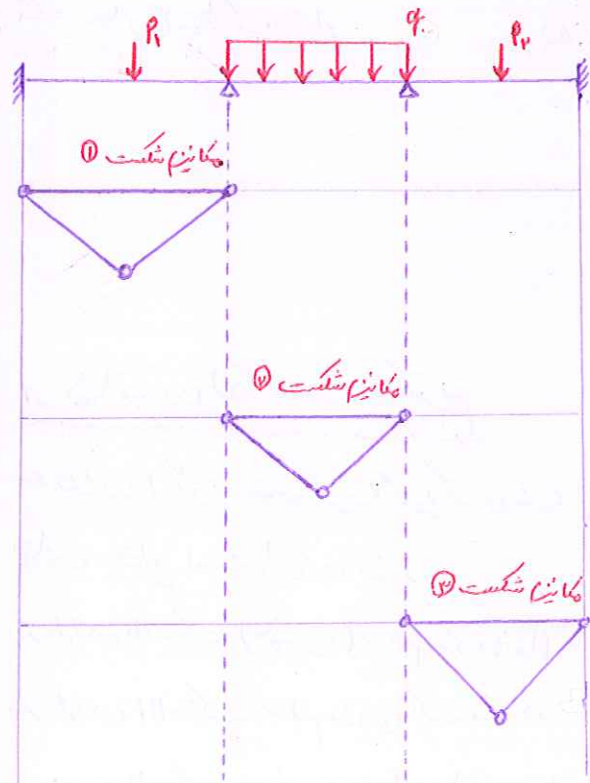
$$M_p = \frac{q_u L^2}{8}$$



$$M_p = \frac{q_u L^2}{12}$$

برای شکل مقابل از طریق کار مجازی استفاده می‌کنیم و مکانیزم شکست را بدست می‌آوریم. مکانیزم دهانه به دهانه کنترل می‌شود و دهانه به دهانه مکانیزم را تشخیص می‌دهیم.

مراحل کار: برای هر دهانه یک M_p محاسبه می‌شود.



طرح اقتصادی آن است که هر سه دهانه با هم فید بزنند. در این صورت هر دهانه یک پیرودیل خواهد داشت که از نظر اجرایی مشکلاتی را به همراه خواهد داشت، لذا روش اجرایی آن است که بر اساس کمترین M_p پیرودیل را انتخاب می‌کنیم و در دهانه‌های ضعیف‌تر آن‌ها را تقویت می‌کنیم. اگر بر اساس بزرگترین M_p مقطع انتخاب شود طرح غیر اقتصادی می‌شود. در بعضی از مواقع این کار بهتر است. هزینه‌ی اتصال، جوش و ... کنترل می‌شود که این بستگی به طراح دارد.

در بعضی از مواقع می‌توان بر اساس M_p متوسط، مقاطع را انتخاب کرد که در این صورت یک دهانه ضعیف و یک دهانه قوی و یک دهانه درست طراحی می‌شود.

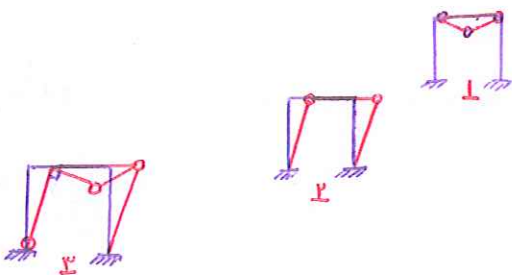
در قاب‌ها:

گام اول: تمام مکانیزم‌ها را بر اساس روش کار مجازی در نظر گرفته و مکانیزم قالب را تعیین می‌کنیم. (مکانیزم‌هایی که کمترین P_u را به سیستم وارد می‌کند مکانیزم غالب می‌باشد).

نکته: در قاب‌ها ۳ نوع مکانیزم داریم: ۱) مکانیزم تیر

۲) مکانیزم ستون

۳) مکانیزم ترکیبی



بعد از تحلیل (یعنی بدست آوردن نیروی محوری هر یک از عضوها) طراحی آغاز می‌شود.

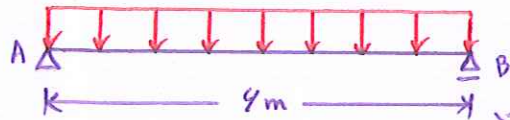
طراحی تیرهای با مهاربندی سرتاسری (تکیه گاه جانبی دارد) تحت خمش :

مؤنه ۱: بعضی از تیرها داخل دال است.

مؤنه ۲: بعضی از تیرها در دو طرف آن تیرچه است.

مثال :

بار سرتاسری (بار مرده + زنده) 1.5 ton/m



$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

تیر دارای مهار جانبی سرتاسری است.

$$M_p = (L \cdot F) \cdot \frac{L}{8} = 1.5 \times \frac{1.5 \times 9^2}{8} = 11.475 \text{ ton.m}$$

لنگر ماکزیمم در وسط دهانه برابر با M_p است.

در روش پلاستیک :

$$\frac{M_{max}}{W_x} \leq 0.9 F_y \quad (\text{تنس مجاز})$$

W_x ← مدول الاستیک مقطع

$$\frac{M_p}{Z} \leq F_y$$

مدول پلاستیک مقطع

فرق مدول الاستیک و مدول پلاستیک در ضریب ۰.۹ است.

۰.۹ مستطیل برابر ۱.۵ است.

۰.۹ مقطع I شکل ۱.۲ است.

$$Z \geq \frac{M_p}{F_y} = \frac{11.475 \times 10^5}{2400} = 478.125 \text{ cm}^3$$

بر اساس مقدار Z بدست آمده از جدول اشتال مقطع مورد نیاز را انتخاب می کنیم.

$$\text{از جدول اشتال} \Rightarrow IPE_{270} \begin{cases} S_x = 242 \text{ cm}^3 \\ Z = 2 \times S_x = 2 \times 242 = 484 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

Z (انتخابی) $< Z$ (موجود)

در نهایت کنترل می شود. **ok** $478.125 < 484$

$$W_x \geq \frac{M_n}{F_b}$$

اما در طرح الاستیک : $F_b = 0.9 F_y$ تنس مجاز

چون تیر دارای مهار جانبی سرتاسری است.

$$W_x \geq \frac{\frac{1.5 \times 9^2}{8} \times 10^5}{0.9 F_y} = 429.12 \text{ cm}^3$$

$$\text{از جدول اشتال} \Rightarrow IPE_{270} = W_x = 429 \text{ cm}^3$$

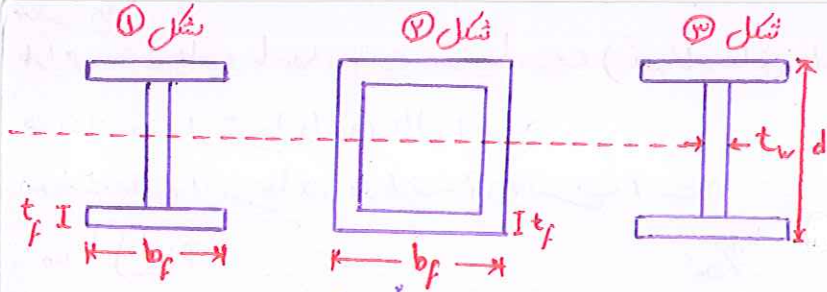
- تنس مجاز برای مقاطع منفرجه
- (۱) بال و جان پیوسته باشند.
 - (۲) جان مشکل ندارد.
 - (۳) بال مشکل ندارد.
 - (۴) تکیه گاه جانبی

نتیجه تیری : با روش الاستیک و روش پلاستیک (خمری) در تیرهای معین به یک پرومیل خواهیم رسید.

چون این تیر معین بوده تفاوتی در مقطع بدست آمده نداریم.

نکته : در طرح پلاستیک درجه نامعینی نبود پیدا می کند.

کنترل کمانش موضعی در اشخمش :



کمانش اثر اتفاق می افتاد در محدوده الاستیک قرار نمی گیرند.

$$F_{cr} = \frac{K \pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} > F_y$$

$$\Rightarrow \frac{b}{t} \leq \frac{\sqrt{\text{عدد}}}{\sqrt{F_y}}$$

در طرح پلاستیک می خواهیم در مقاطع تیرهای تارها به M_p برسند و جاری شوند.

در طرح پلاستیک باید منقاعیت بیشتری داشته باشیم تا مقطع در تسلیم مشون تمامی تارها کمانش نکنند.

کنترل یال } $\Rightarrow \frac{b_f}{t_f} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \text{بصب ksi}$ (در شکل ۵) $\Rightarrow \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{49}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \text{بصب ksi}$ (در شکل ۱)

کنترل جان } $\frac{d}{t_w} \leq \frac{412}{\sqrt{F_y}} (1 - 1.4 \frac{P}{P_y}) \rightarrow \text{if: } \frac{P}{P_y} \leq 0.27$
 $\frac{d}{t_w} \leq \frac{257}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \text{if: } \frac{P}{P_y} > 0.27$ (در شکل ۵) $\rightarrow \text{بصب ksi}$

نکته : در طرح پلاستیک (خنثی) مقاطع بزرگتر انتخاب می شود « ادامه جواب »

کنترل بال :

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{49}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \text{ksi} \quad \begin{cases} b_f = 13.5 \text{ cm} \\ t_f = 1.02 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{13.5}{2 \times 1.02} = 6.62 < \frac{49}{\sqrt{\frac{2400}{70.3}}} = 8.39 \quad \text{ok}$$

حاشیه امنیت بالاست.

کنترل جان : نیروی محوری نداریم پس $P = 0$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{412}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \text{ksi} \quad \Rightarrow \frac{27}{0.66} = 40.9 < \frac{412}{\sqrt{\frac{2400}{70.3}}} = 70.8 \quad \text{ok}$$

اگر طرح الاستیک بود :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{13.5}{2 \times 1.02} = 6.62 < \frac{98}{\sqrt{F_y}} = \frac{98}{\sqrt{\frac{2400}{70.3}}} = 16.23 \rightarrow \text{ksi}$$

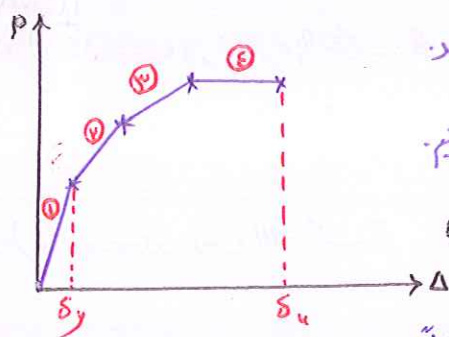
کنترل برش :

$$\frac{V_u}{t_w d} \leq \tau = \frac{F_y}{\sqrt{3}} = 0.58 F_y$$

← برش نهایی $\max$
 ← نهایی V_u
 ← سطح مقطع جان

با طرفین وسطین داریم ← در آیین نامه ← $V_u \leq 0.58 F_y t_w d$

در اشخبارهای ضعیف بار $\Rightarrow \frac{1.5 \times 1.7 \times 6}{2} < 0.58 F_y t_w d \quad \text{ok}$

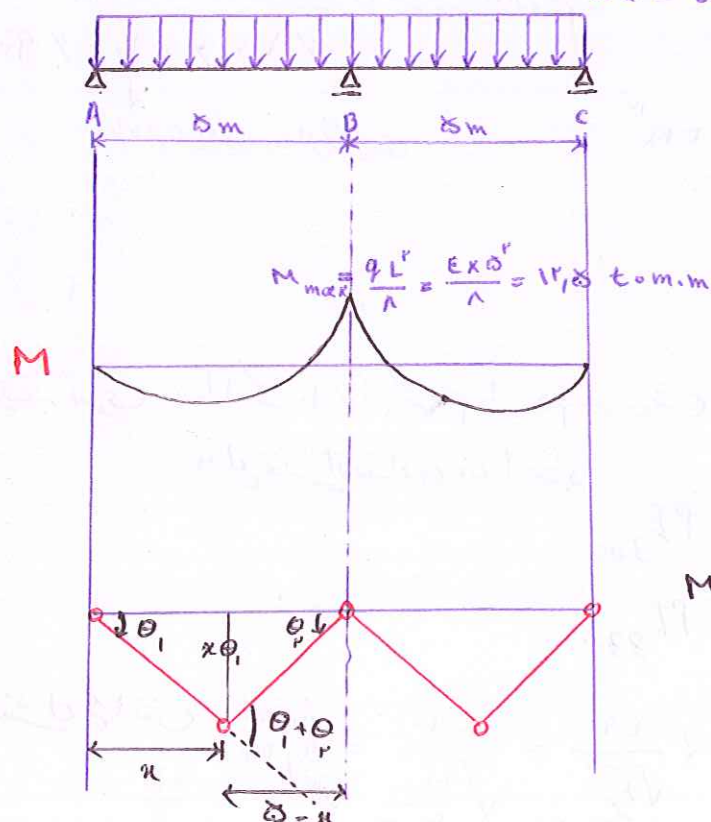


نتیجه ۱۲
با توجه به نمودار $p-\Delta$ ، سقفی از ۱ تا ۴ کم شده و در نهایت به منفرجه می‌رسد.
در طرح پلاستیک (خمیری) به دلیل مشکلات محاسبه‌ی δ_y از δ_u استفاده می‌کنیم.
نکته: در طرح خمیری برای سادگی کاری توان کنترل تغییر مکان بر مبنای روش الاستیک انجام داد.

در اینجا در سازه لولا ایجاد می‌شود و هنوز سازه فرو نمی‌ریزد.

مثال: معلوب است طرح خمیری تیر شکل زیر (تیر ستایی) در صورتی که تکیه‌گاه‌های تیر دارای تکیه‌گاه جانبی ستایی باشد.

$$w = 4 \text{ ton/m}$$



M_{max} در طرح الاستیک برد می‌خورد.

کار فارجی در یک دهانه نوشته می‌شود:

$$M_p \theta_r + M_p (\theta_i + \theta_v) = 1,7 \times \epsilon \quad (\text{مساوات شلک})$$

$$\Rightarrow M_p \theta_r + M_p \theta_i + M_p \theta_v = 1,7 \times \epsilon \times \left(\frac{\delta \times \theta_i}{x} \right)$$

$$(x) \theta_i = (\delta - x) \theta_r \Rightarrow \theta_r = \frac{x \theta_i}{\delta - x}$$

برای بدست آوردن مقدار x یا باید از M_p مشتق کلی

$$\frac{f_1(x)}{f_r(x)} = \frac{f'_1(x)}{f'_r(x)} \quad \text{گرفته و برابر صفر قرار داد و یا باید از رابطه‌ی استفاده می‌کنیم.}$$

$$\frac{\delta x - x^2}{\delta + x} = \frac{\delta - 2x}{1} \Rightarrow x^2 + 10x - 2\delta = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \quad \text{و} \quad x = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2a} \Rightarrow x = 2,07$$

مقدار x را در رابطه‌ی قرار می‌دهیم تا M_p بدست آید.

$$M_p = 14,513 \text{ ton.m}$$

مهمترین کار در روش پلاستیک بدست آوردن M_p از روش کار مجازی به صورت دهانه به دهانه می‌باشد.

برای دهانه‌ی دوم نیز برابر دهانه‌ی اول بدست می‌آید.

$$M_p = 1,7 \times \epsilon \left(\frac{\delta - x}{x + \delta} \right)$$

$$\Rightarrow M_p = 1,7 \left(\frac{\delta x - x^2}{x + \delta} \right)$$

معیار مقاومت در روش پلاستیک

$$\frac{M_p}{Z} \leq F_y \Rightarrow Z \geq \frac{14,583 \times 10^5}{2400} = 607,625 \text{ cm}^3$$

بازرسی به اشتال انتخاب
مع شود (اشتال سبز) $\Rightarrow IPE_{300} \rightarrow Z = 628 \text{ cm}^3$

معیار مقاومت در روش الاستیک

چون دارای تکیه گاه جانبی مرکزی
مع باشد $\frac{M_{max}}{W_n} \leq F_y = 0.66 F_y$

$$\Rightarrow W_n \geq \frac{M_{max}}{F_y} \Rightarrow W_n = \frac{12,5 \times 10^5}{0.66 \times 2400} = 789,14 \text{ cm}^3$$

نتیجه: در تیرهای سراسری مع توان ۱۰ درصد لنگر ممتدی را کم کرد و به لنگر مثبت اضافه کرد، با در نظر گرفتن کاهش

۱۰ درصدی در تیرهای سراسری داریم:

$$100\% - 10\% = 90\%$$

کاهش ۱۰ درصدی از لنگر ممتدی

$$M_{max} = 12,5 \times 90\% = 11,25 \text{ t.m}$$

$$W_n = \frac{11,25 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{0.66 \times 2400} = 710,22 \text{ cm}^3$$

از جدول اشتال
انتخاب مع شود $\Rightarrow IPE_{330}$

نتیجه گیری: با اینکه ۱۰٪ کم کردیم باز هم در روش الاستیک مقطع بدست آمده در تیرهای ناهمب سراسری
مقطع غیر اقتصادی مع باشد.

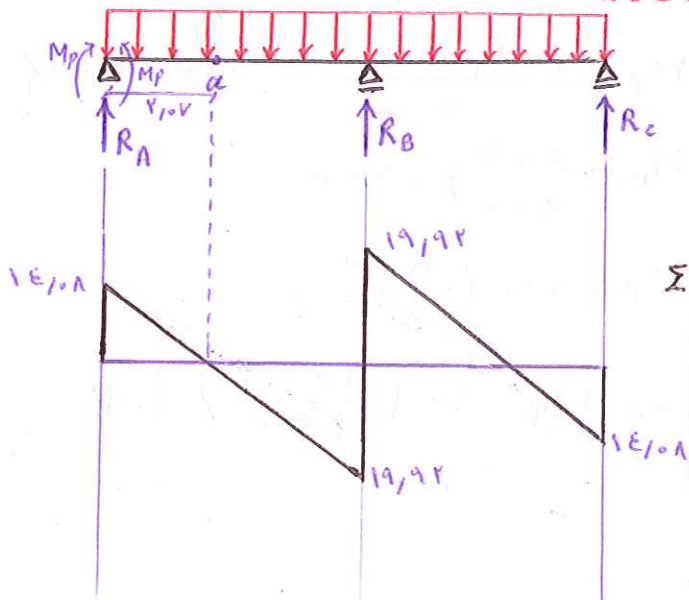
مقطع بدست آمده از روش طراحی پلاستیک (ضرری) $\rightarrow IPE_{300}$

مقطع بدست آمده از روش طراحی الاستیک $\rightarrow IPE_{330}$

بال $\begin{cases} b_f = 15 \text{ cm} \\ t_f = 1,07 \text{ cm} \end{cases}$ $\frac{b_f}{t_f} = \frac{15}{1,07} = 14,02 < \frac{490}{\sqrt{F_y}} = \frac{490}{\sqrt{\frac{2400}{0,75}}} = 14,38 \text{ OK}$

جان $\begin{cases} d = 30 \text{ cm} \\ t_w = 0,71 \text{ cm} \end{cases}$ $P=0 \Rightarrow \frac{d}{t_w} = \frac{30}{0,71} = 42,3 < \frac{412}{\sqrt{F_y}} = \frac{412}{\sqrt{\frac{2400}{0,75}}} = 40,8 \text{ OK}$

$$w = 4 \text{ t.m}$$



کنترل برش:

بالنسبه تیر فول $R_A = 14,01$, $R_C = 14,01$

$E F_y = 0 \Rightarrow R_B = 2 \times 19,92 = 39,84$

$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_A \times 3,7 = 14,583 + [4 \times 1,7 \times 1,7 \times \frac{1,7}{2}]$

$\Rightarrow R_A = 14,01 \text{ ton}$

$$V_u \leq \phi V_n = 19,92 \leq 0.75 \times 2400 \times 0.71 \times 3 = 28,12 \quad \text{OK}$$

آیین نامه حداقل مهار جانبی را در محل هایی که لولای پلاستیک در آن امکان رخ دادن را دارد لحاظ می کنند. کسانی که ساختمان ها را طرح لرزه ای می کنند اگر روش طراحی ASD باشد با این حال باز هم باید در محل هایی که امکان تشکیل لولای پلاستیک وجود دارد باید مهار جانبی حتماً قرار داده شود. فولادهای ترد شکسته را نمی توان در طرح پلاستیک استفاده کرد (در کشور آمریکا اینگونه است) فولاد باید شکل پذیر باشد.

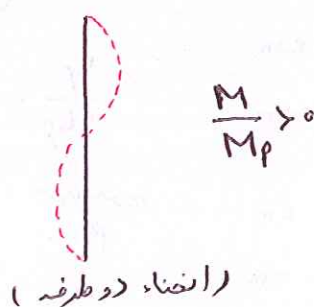
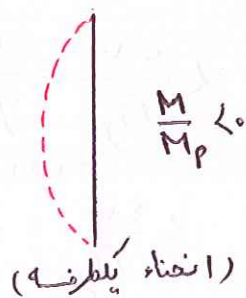
اعضائی که تحت تنش قرار می گیرند در محلهایی که مفصل پلاستیک پیش بینی می شود باید مهار جانبی تعبیه گردد. طول مهار بندی شده اعضا عبارت است از:

طول مهار شده، در تیر

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{cr}}{r_y} \leq \frac{1375}{F_y} + 25 \longrightarrow \text{if: } 0.15 < \frac{M}{M_p} < 1 \\ \text{شعاع خردترین} \end{array} \right.$$

لنگر خمشی کوچکترین در مهار

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{cr}}{r_y} \leq \frac{1375}{F_y} \longrightarrow \text{if: } -1 < \frac{M}{M_p} < -0.15 \\ \text{قرار است از جهت} \\ \text{لا مهار شود.} \end{array} \right.$$



نکته: اگر بار متمرکز داشته باشیم، زیر بار متمرکز، مهار باید قرار داده شود.

نکته: اگر بار گسترده داشته باشیم، باید از معادله $\frac{f_{1(x)}}{f_p(x)} = \frac{f_1'(x)}{f_p'(x)}$ مقدار x را بدست آوریم.

نکته: اگر امکان مهار گذاشتن نباشد باید شایری تیر آهن را بالا برد.

$$\left\{ \begin{array}{l} r_y \text{ بیشتر} \longrightarrow \text{نیاز به مهار جانبی ندارد.} \\ r_y \text{ کمتر} \longrightarrow \text{نیاز به مهار جانبی دارد.} \end{array} \right.$$

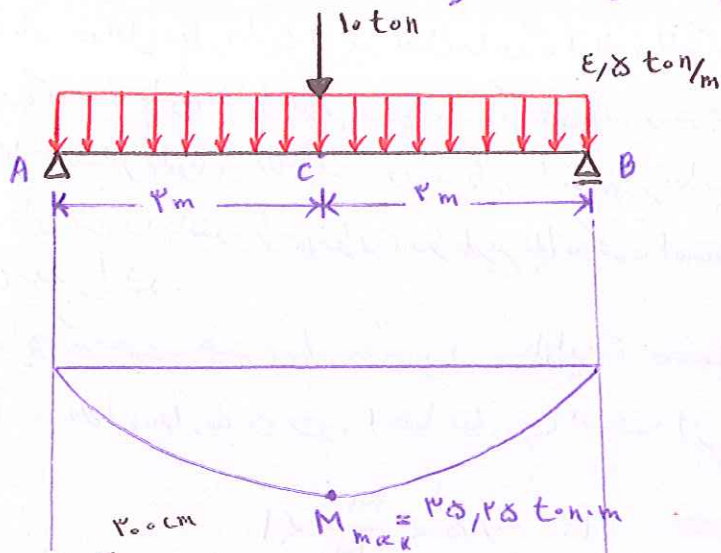
فاصله ی مهار جانبی $\lambda = \frac{L}{r_t}$

فاصله مهار جانبی در روش تنش مجاز (ASD) (پلاستیک)

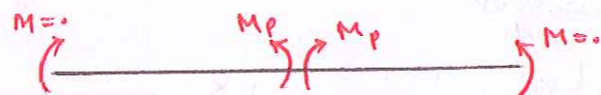
$r_t = \text{شعاع ثیرایسون (بال فشاری + پ/ جان فشاری)}$

تنش مجاز خمشی متناسب با $\frac{L}{r_t}$ تعیین میشود.

مثال ۲: سیر شکل زیر را طراحی کنید. سیر در فواصل ۳ متری دارای تکیه گاه جانبی است.



$$M_p = 1,7 \times 35,25 = 59,925$$



معیار پایداری: $\frac{L_{cr}}{r_y} \leq \frac{1375}{F_y} + 25 \Rightarrow \frac{L_{cr}}{r_y} \leq \frac{1375}{\frac{240}{1,7}} + 25 = 68,27 \Rightarrow r_y \geq \frac{48,27}{\frac{300}{cm}} = 16,09 cm$

معیار مقاومت: $\frac{M_p}{Z} \leq F_y \Rightarrow Z \geq \frac{59,925 \times 10^8}{2400} = 2496,875 cm^3$

از جدول انتخاب شود $\Rightarrow IPB_{L400} \begin{cases} Z = 2560 cm^3 \\ r_y = 17,34 cm \end{cases}$

این پروفیل هر دو معیار را پاس می دهد.

بال $\begin{cases} b_f = cm \\ t_f = cm \end{cases}$

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

کنترل کمانش موضعی: $\frac{E}{\sqrt{F_y}} = \frac{E}{\sqrt{\frac{2400}{1,7}}} = 81,28 \frac{ok}{ksi}$

جان $\begin{cases} d = cm \\ t_w = cm \end{cases}$

نیروی دینامی $p = 0 \Rightarrow \frac{d}{t_w} =$

$\leq \frac{E}{\sqrt{F_y}} = \frac{E}{\sqrt{\frac{2400}{1,7}}} = 70,15 \frac{ok}{ksi}$

کنترل برش: $\tau_{max} \leq 0,55 F_y t_w d$

کنترل برش

$$L_b = \min \left(\frac{v_e b_f}{\sqrt{F_y}}, \frac{r_o \dots}{\frac{d}{A_f} F_y} \right) = 390 \text{ cm}$$

ksi ksi

حل به روش طرح الاستیک :

پست مقطع فشرده است.

مورد سوال گفته بهار جانبی در فاصله ۳۰ cm قرار داده شده است.

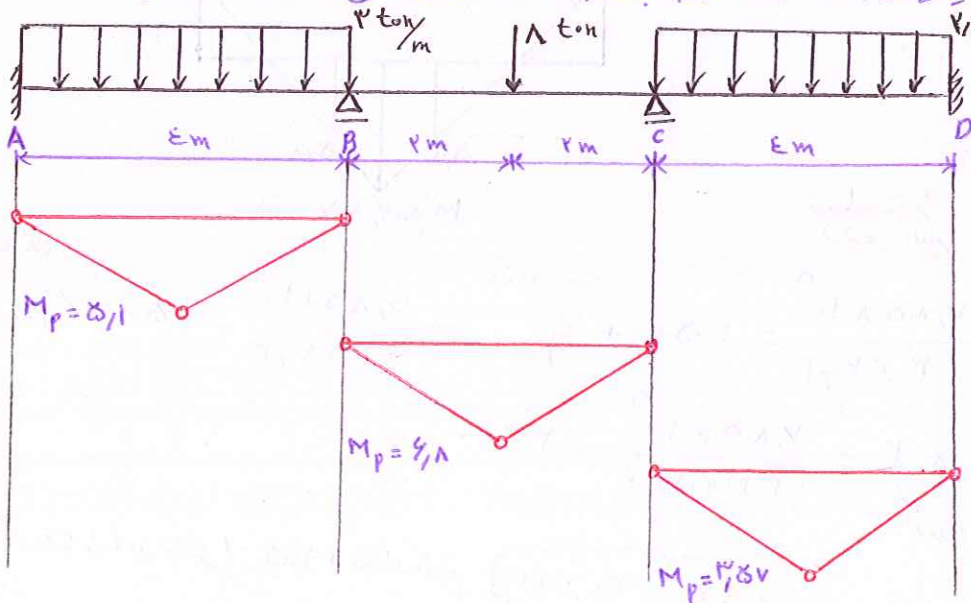
$$F_b = 166 F_y = 166 \times 2400 = 15184$$

$$\frac{M_{max}}{W_x} \leq F_b \Rightarrow W_x \geq \frac{35,25 \times 10^5}{15184} = 225,25 \text{ cm}^3$$

از جدول اشتال انتخاب می شود $\Rightarrow I P B_{L 400}$

نتیجه : تعیین بود و جواب طرح الاستیک و طرح پلاستیک یکسان شد.

مثال : معلوب است طرح خمیری تیر تاسی بهار جانبی (بهارها در فواصل ۱ m باشد)



$$F_y = 33 \text{ ksi}$$

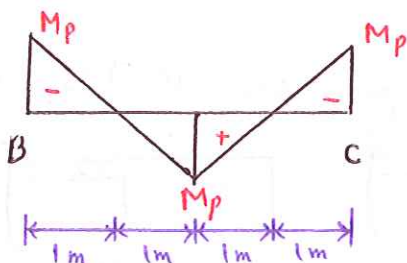
M_p از روش کار مجاری بدست می آید.

$$Z \geq \frac{M_p}{F_y} = \frac{6,8 \times 10^5}{33 \times 20,7} = 293,12 \text{ cm}^3$$

طرح براساس $M_p = 6,8$ غیر اقتصادی است و داریم :

$$Z = 225 \text{ cm}^3$$

از جدول اشتال انتخاب می شود $\Rightarrow I N P_{220}$ $\left\{ \begin{array}{l} Z = 225 \text{ cm}^3 \\ r_y = 2,02 \text{ cm} \end{array} \right.$



$$\frac{M}{M_p} = 0 \quad 1 \text{ m فواصل}$$

$$\frac{L_{cr}}{r_y} \leq \frac{1375}{F_y} + 25 = 99,67$$

$$\frac{100 \text{ cm}}{2,02} = 49,5 \leq 99,67 \quad \text{OK}$$

طرح براساس $M_p = 5,1$

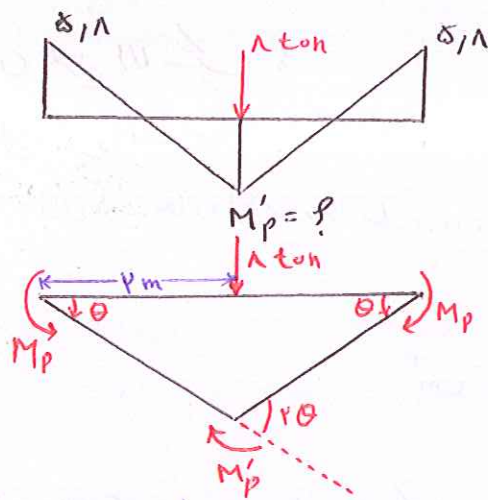
$$Z = \frac{5,1 \times 10^5}{33 \times 20,7} = 219,18 \text{ cm}^3$$

از جدول اشتال انتخاب می شود $\Rightarrow I N P_{200} \Rightarrow Z = 250$

(انتخاب) $Z < Z$ موجود

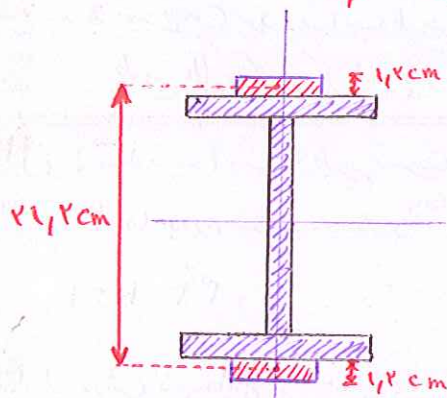
$$I N P_{200} \text{ براساس مقطع انتخابی } M_p = \frac{Z \times F_y}{1,5} = \frac{250 \times 33 \times 20,7}{1,5} = 5,1 \text{ ton.m}$$

M'_p را از روش کار مجازی بیست می آوریم.



$$2(M_p + M'_p) = 1 \times 1.7 \times 2$$

$$M'_p = 1.7 \text{ ton} \cdot \text{m}$$



منفاخت را فرض می کنیم

$$Z_p = Z_p + Z_p$$

$$\Rightarrow \frac{1.7 \times 10}{33 \times 1.7} = 250 + Z_p \Rightarrow \frac{1.7 \times 10}{33 \times 1.7} - 250 = Z_p$$

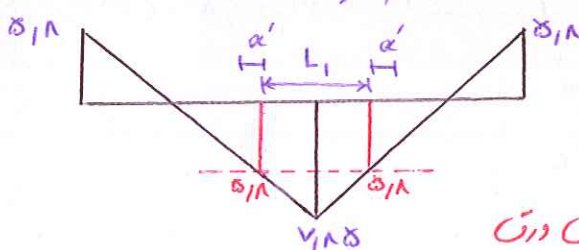
$$Z_p = (b_s \times 1.2) \times \frac{1.2}{2} \times 2 = \frac{1.7 \times 10}{33 \times 1.7} - 250$$

درین بالا داریم

$$\Rightarrow b_s \geq 3.5 \text{ cm}$$

عرض درت را باید بیشتر از ۳.۵ انتخاب کنیم

طول درت تقویت و طول درت تقویت را از هر طرف به اندازه α' می بایستی اضافه کرد در نظر بگیریم. دلیل آن نیز وجود بهترین روش است.



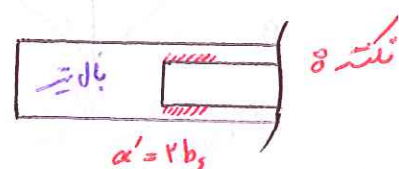
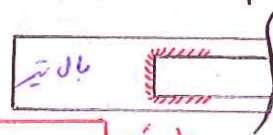
$$L_s = L_1 + 2\alpha'$$

$$b_s \leq \alpha' \leq 2b_s$$

در اینجا $\alpha' = 2b_s$ فرض می کنیم $\alpha' = 2 \times 5 = 10 \text{ cm}$

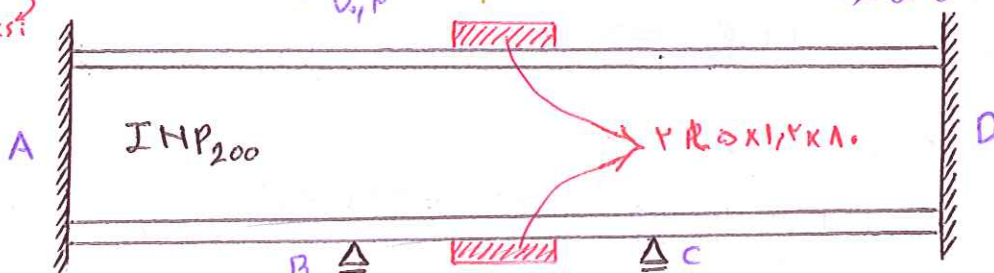
$$L_s = L_1 + (2 \times 10) = 10 \text{ cm}$$

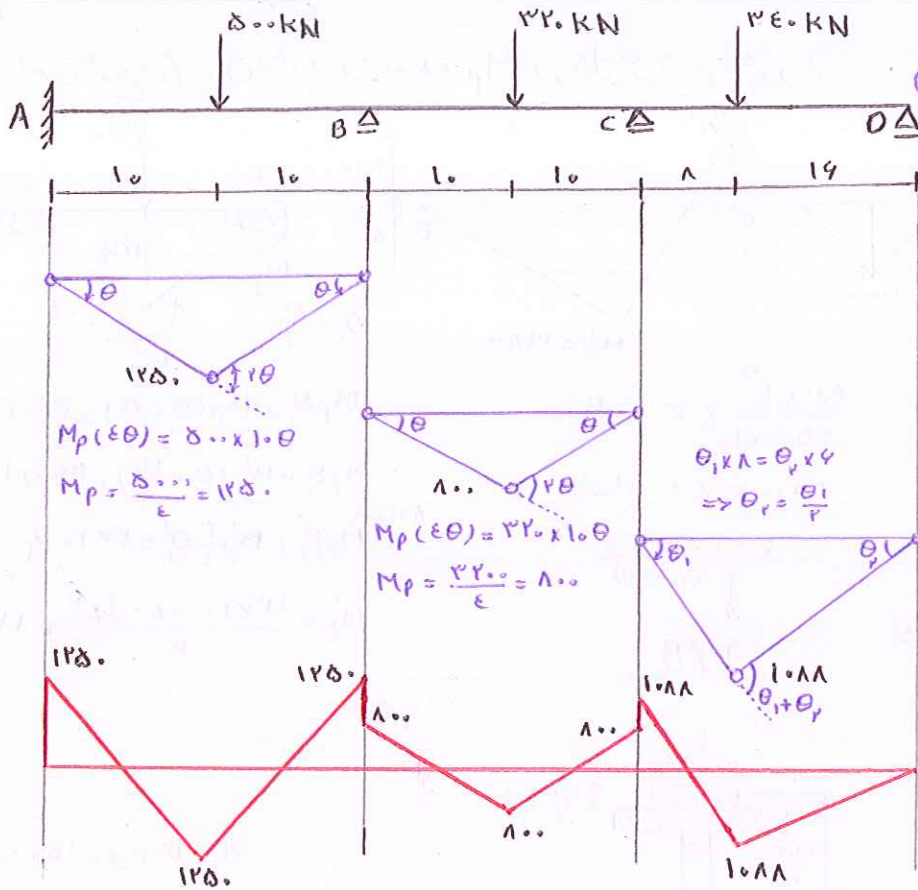
use $2 \Phi 5 \times 1.2 \times 10 \text{ cm}$ طول منفاخت عرض $\alpha' = b_s$



$$\frac{b_s}{t_s} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \frac{5}{1.2} \leq \frac{190}{\sqrt{\frac{2400}{1.7}}} \Rightarrow 4.16 < 32.53 \text{ ok}$$

کنترل ابعاد درت و نتیجه و درت که نشان می دهد.





مثال: طراحی ضریب تیر مقابل

$$F_y = 2500 \text{ kJ/cm}^2$$

مهار جانبی در محل مفصل هاست.

از روش کار مجازی برای هر دهانه M_p بدست می آید.

$$M_p \theta_1 + M_p (\theta_1 + \theta_2) = 340 \times 1 \times \theta_1$$

$$M_p \theta_1 + M_p (\theta_1 + \frac{\theta_1}{2}) = 340 \times 1 \times \theta_1$$

$$M_p \theta_1 + \frac{M_p 3 \theta_1}{2} = 340 \times 1 \times \theta_1$$

$$\frac{5 M_p \theta_1}{2} = 340 \times 1 \times \theta_1$$

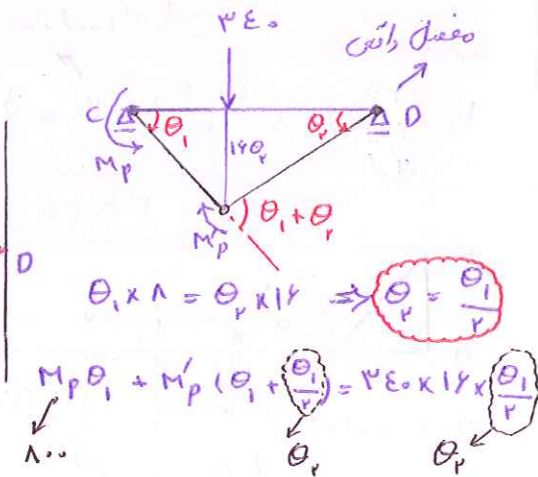
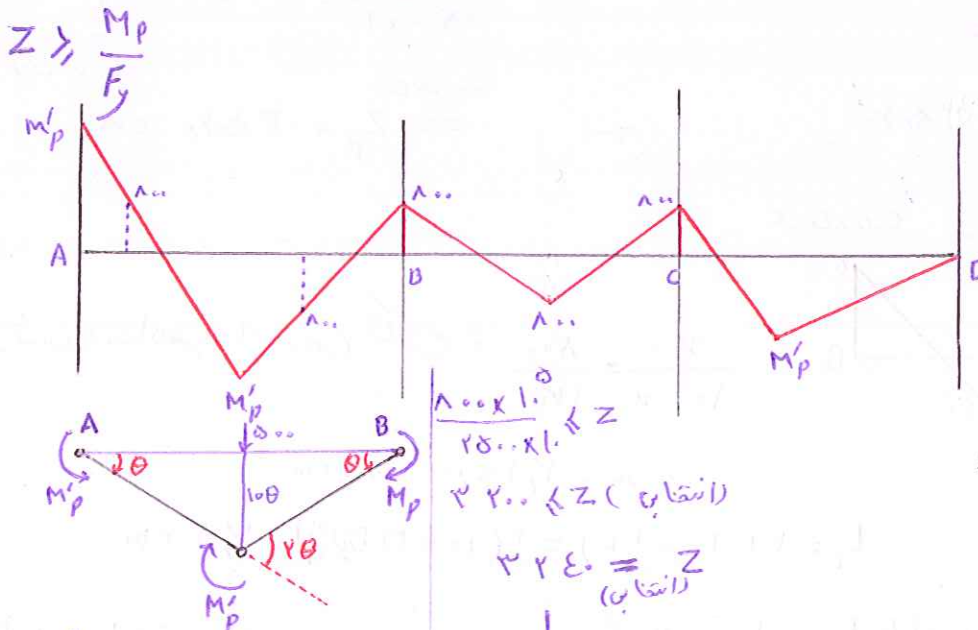
$$M_p = \frac{340 \times 1 \times 2}{5} = 136$$

شکل M_p در تیر

طرح اول: انتخاب مقاطع مختلف در دهانه ها - اجزایی نمی شود.

طرح دوم: انتخاب مقاطع ثابت بر اساس بزرگترین شکر خشی - طرح غیر اقتصادی

طرح سوم: استفاده از ضعیف ترین عضو ممکن در تمام دهانه ها (بر اساس $M_p = 1000$) و تقویت دهانه های مورد نظر.



$$\Rightarrow M'_p = 1280$$

$$\frac{1280 \times 1.5}{2500 \times 1.0} \leq Z$$

تبدیل واحد

$$512 \leq Z \text{ (انتخاب)}$$

$$560 = Z \text{ (انتخاب)}$$

IPB₅₅₀

$$M'_p \theta + M'_p 2\theta + M_p \theta = 800 \times 1.0$$

$$3 M'_p \theta + 1000 \theta = 800 \times 1.0$$

$$M'_p = \frac{800 - 1000}{3} = 1400$$

$$\frac{M'_p}{F_y} = \frac{1400 \times 1.5}{2500 \times 1.0} \leq Z \text{ (انتخاب)}$$

$$540 \leq Z \text{ (انتخاب)} = 560$$

IPB₅₅₀

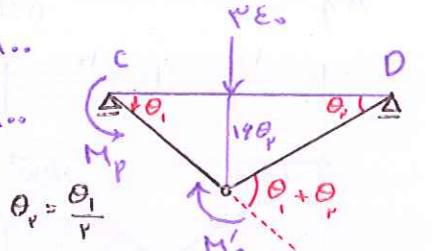
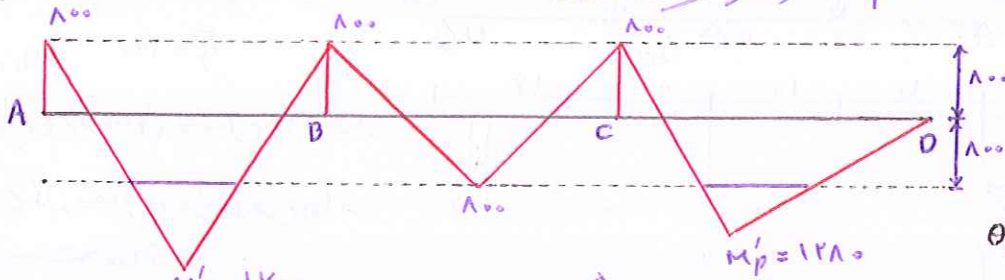
$$\frac{1000 \times 1.5}{2500 \times 1.0} \leq Z$$

$$320 \leq Z \text{ (انتخاب)}$$

$$320 = Z \text{ (انتخاب)}$$

IPB₄₀₀

اگر بر اساس طرح فوق عمل شود و $M_p = 100$ در نظر گرفته شود:



$$\frac{100 \times 10}{25 \times 10} \leq Z \quad (\text{انتخاب})$$

$$320 \leq Z \quad (\text{انتخاب})$$

$$320 = Z \quad (\text{انتخاب})$$

IPB 400

$$M_p \theta_1 + M'_p (\theta_1 + \theta_r) = 140 \times 10 \theta_r$$

$$M_p \theta_1 + M'_p (\theta_1 + \frac{\theta_1}{r}) = 140 \times 10 \frac{\theta_1}{r}$$

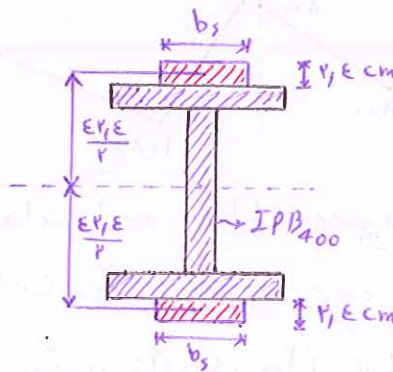
$$100 \theta_1 + M'_p \frac{r}{r} \theta_1 = 2720 \theta_1$$

$$M'_p = \frac{(2720 - 100) \times r}{r} = 1280$$

$$M_p \theta + M_p \theta + M'_p 2\theta = 500 \times 10 \theta$$

$$100 \theta + 2M_p \theta = 5000$$

$$M'_p = \frac{5000 - (2 \times 100)}{2} = 1700$$



تقویت دهانه‌ی A, B

$$Z'_p = Z_p + Z_p$$

بروزش

دری تقویت

$$\frac{1700 \times 10}{2500 \times 10} = 320 + Z_p$$

دری تقویت

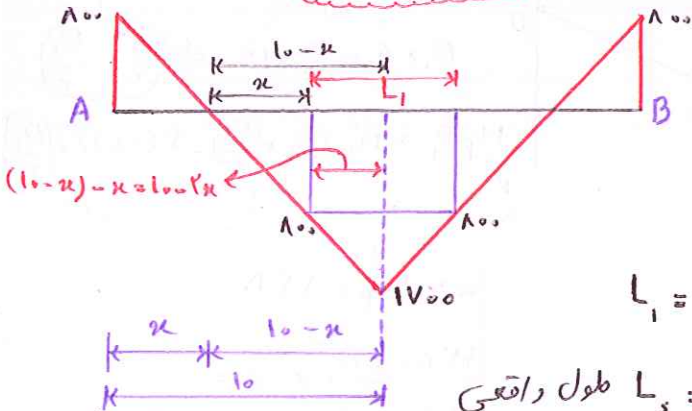
$$\Rightarrow Z_p = 3540 \text{ cm}^3$$

تعداد (درین حالت دایره‌ای)

$$(b_s \times t_f \times \pi) \times \left(\frac{E t_f}{r} \right) \times r = 3540$$

$$\Rightarrow b_s = 35 \text{ cm}$$

عرف دردی



$$\frac{x}{10-x} = \frac{100}{1700}$$

$$\Rightarrow x = 7.2 \text{ m}$$

$$L_1 = 2(10 - 2x) = 2(10 - 2(7.2)) = 7.2 \text{ m}$$

$$L_s = L_1 + 2\alpha'$$

α' را برابر با فاصله می‌کنیم.

$$L_s = 7.2 + 2(7.2) = 19.2 \text{ m} \approx 19 \text{ m} = 1900 \text{ cm}$$

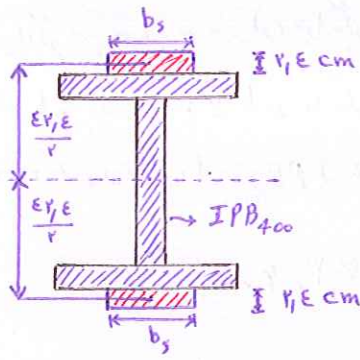
use ۲ IP ۳۵ x ۲,۵ x ۱۰۰ cm

کنترل ابعاد دردی

$$\frac{b_s}{t_f} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \frac{35}{2.5} = 14 \leq \frac{190}{\sqrt{\frac{2500}{1.7}}} = 31.82 \text{ ok}$$

ksi

تقویت دهانه‌ی D و C :



$$Z'_p = Z_p + Z_p$$

در تقویت برزنجی

$$\frac{1780 \times 10^5}{2500 \times 10} = 3240 + Z_p$$

در تقویت

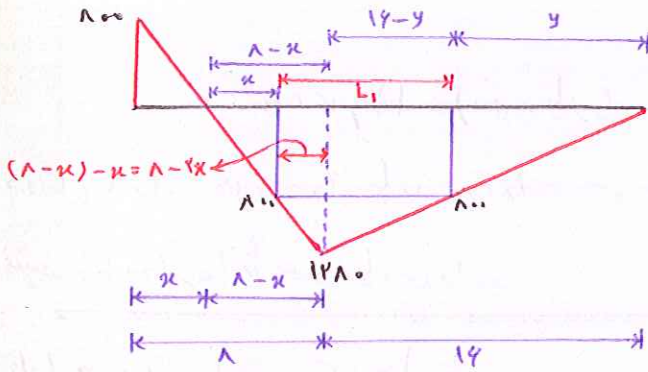
$$\Rightarrow Z_p = 1880 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow (b_s \times t_s) \times \left(\frac{E_{f1}}{E}\right) \times 2 = 1880 \Rightarrow b_s = 18,157 \text{ cm}$$

مساحت یک ورق

تعداد ورق بالا و پایین

انتخاب شده $b_s = 20 \text{ cm}$ عرض ورق



با نوشتن تناسب از روی شکل داریم :

$$\frac{x}{19-x} = \frac{800}{1780} \Rightarrow x = 3,08 \text{ m}$$

$$\frac{y}{14} = \frac{800}{1780} \Rightarrow y = 10 \text{ m}$$

$$L_1 = (19 - 2x) + (14 - y)$$

$$L_1 = (19 - 2(3,08)) + (14 - 10) = 7,14 \text{ m}$$

$$\alpha' = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m}$$

α' را برابر b فرض می‌کنیم :

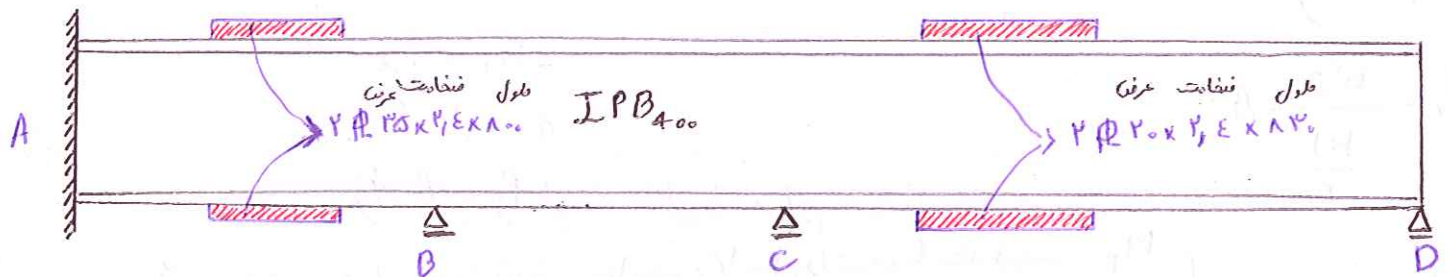
$$L_s = L_1 + 2\alpha'$$

$$L_s = 7,14 + 2(0,2) = 7,54 \text{ m} \approx 7,5 \text{ m} = 750 \text{ cm}$$

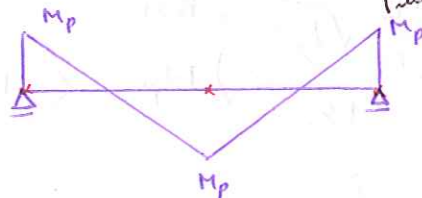
use : ۲ PL 20 x 2,5 x 750 cm

$$\frac{b_s}{t_s} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \frac{20}{2,5} = 8,0 \leq \frac{190}{\sqrt{\frac{2500}{2,5}}} = 31,14 \text{ ok}$$

کنترل ابعاد ورق :



موقعیت ورق هم نمایش داده شود (اندازه و فاصله)



$$\frac{M}{M_p} = -1$$

کنترل مهار جانبی :

$$\frac{L_{cr}}{r_y} \leq \frac{1375}{F_y} + 25 = 43,47 \text{ cm}$$

۲,۹۵

$F_y \rightarrow \text{ksi}$
 $\frac{2500}{2,5}$

$$\frac{L_{cr}}{r_y} = \frac{10000 \text{ cm}}{2,95} = 3390,17 \text{ cm} \rightarrow 33,9 \text{ m}$$

حداکثر طول مورد نیاز مهار

شماره ورق

این طرح جوابگو نیست. به شرطی جوابگو بود که مهارها هر ۲,۵۳ متر تکرار داده می‌شد.
یا باید مقطع را بزرگتر کرد یا باید فاصله مهارها را کم کرد.

اگر r_y زیاد شود یعنی از $F_{PB_{400}}$ لاجرم استفاده کنیم باز هم جواب نمی‌دهد.

$$r_y = ۷,۹ \text{ دبل}$$

$$\frac{L_{cr}}{r_y} \leq \frac{1375}{F_y} + 25 = 43,47 \text{ cm}$$

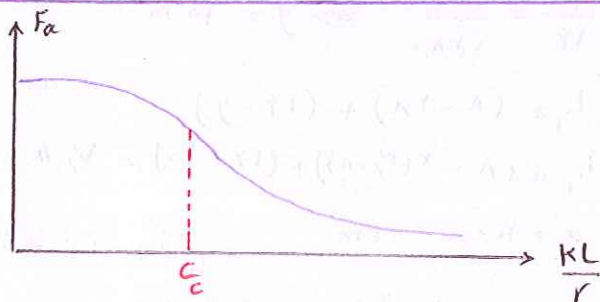
$$r_y \text{ مورد نیاز} = \frac{1000 \text{ cm}}{43,47} = 18,17 \text{ cm}$$

$$r_y = ۷,۹ \text{ cm} < r_y \text{ (مورد نیاز)} = 18,17 \text{ cm} \text{ (دبل)}$$

حداقل ۴ برابر $r_y = ۳,۹۵$ باید r_y داشته باشیم. $r_y = 4 \times ۳,۹۵ = 15,8 \text{ cm}$

نتیجه: مهارها تأثیر زیادی دارند.

طراحی ستون ها :



$$\begin{cases} \frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{(1 - \frac{P}{P_e}) M_m} \leq 1 \\ \frac{P}{P_y} + \frac{M}{1,18 M_p} \leq 1 \end{cases}$$

بار محوری زیاد ← شرط پایداری

بار محوری کم و لنگر زیاد ← شرط تسلیم

روش خمیری (پلاستیک) :

M : نیروی بارهای خمیدار بوست می‌آید.

P : نیروی محوری که از بار خمیدار بوست می‌آید.

$$M_p = Z F_y$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E}{\frac{KL^2}{r^2}} A$$

$$P_{cr} = F_a \cdot A$$

تنش مجاز محوری

$$P_y = A \cdot F_y$$

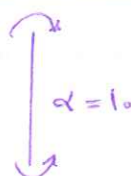
$$M_m = \begin{cases} M_p & \text{اگر تیر ستون حول محور ضعیف مهار بندی کامل داشته باشد} \\ \left(1,07 - \frac{\frac{L}{r_y} \sqrt{F_y}}{316} \right) M_p & < M_p \end{cases}$$

$$P_{eq} = P + \alpha M$$

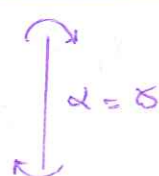
↪ ۵ تا ۱۰

P = رصبت تن

M = رصبت تن متر



$\alpha = 10$



$\alpha = 5$

روش تنش مجاز
در فولاد L

الف) حدس اولیه با استفاده از شرط تسلیم: یعنی استفاده از رابطه

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18 M_p} \leq 1$$

برای ستون هایی که بار محوری کم و لنگر زیادی دارند $A \cdot F_y$

$$\Rightarrow (P_y)_{eq} = P + M \frac{P_y}{1.18 M_p} = P + M \frac{A F_y}{1.18 Z F_y}$$

$$(P_y)_{eq} = P + \frac{M}{1.18} \frac{A}{Z}$$

این α با α در روش تنگ مجاز فولاد ۱ فرق دارد.

$$\frac{(P_y)_{eq}}{F_y} = \frac{P + \alpha \frac{M}{1.18}}{F_y} \leq A$$

$$A \geq \frac{(P_y)_{eq}}{F_y}$$

$$(P_y)_{eq} = P + M \frac{P_y}{1.18 M_p} = P + M \frac{A F_y}{1.18 Z F_y} = P + \beta \frac{M}{1.18 \times 1.12} = P + 0.126 \beta M$$

$$\frac{1}{0.126 d}$$

در I شکل، ۵ مدل مقطع الاستیک که با هم نشان می دهند

$$\beta = \frac{A}{S} = \frac{A}{\frac{r_{xx}^2}{d}} = \frac{1}{r_{xx}^2} = \frac{1}{d (1.43)^2} = \frac{1}{2.24 d}$$

برای تیرهای بال بون $\leftarrow 1.43$

$$\Rightarrow (P_y)_{eq} = P + \frac{2M}{d}$$

در رابطه قرار می دهیم

$$A \geq \frac{P + \frac{2M}{d}}{F_y}$$

برای شرط تسلیم

نتیجه: سطح مقطع مورد نیاز برای یک تیر ستون مقدار d را حدس می زنیم.

ب) حدس اولیه بر اساس شرط پایداری

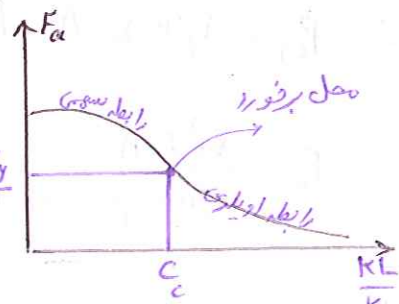
اثر شرط پایداری کشته باشد یعنی نیروی محوری زیاد و مقدار لنگر کم است.

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{(1 - \frac{P}{P_e}) M_m} \leq 1$$

$$\Rightarrow (P_{cr})_{eq} = P + \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_e}} \frac{M}{M_m} P_{cr}$$

$$\Rightarrow P + 1 \times \frac{M \times 1.7 \times A F_{ax}}{Z F_y} = (P_{cr})_{eq}$$

نکته: در طرح ضریب مقطع نباید اغراض انتخاب شود یعنی $\frac{KL}{r} \leq C_c$



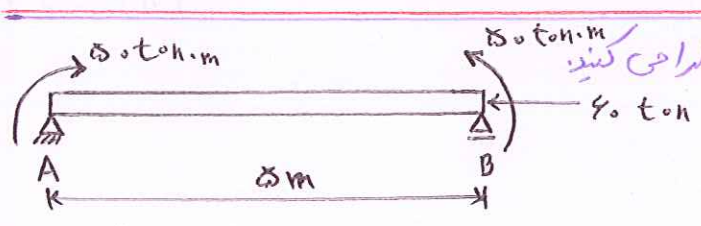
اثر مقایسه $F_a = \frac{F_y}{\gamma}$ ، $\frac{Z}{A} = 1,24$ (برای شکل I) را در رابطه قرار دهیم داریم :

$$(P_{cr})_{eq} = P + 0,685 M$$

نتیجه : حدس سطح مقطع اولیه تیرستون با فرض حاکم بودن پایداری (لنگر کم، نیروی محوری زیاد)

$$A \geq \frac{P + 0,685 M}{1,7 F_a}$$

برای شرط پایداری



مثال : تیرستون زیر را به روش خمیری (پلاستیک) طراحی کنید
A و B تکیه گاه جانبی نیزه باشند.

$$F_y = 34 \text{ ksi}$$

حدس براساس حاکم بودن شرط تسلیم (لنگر زیاد، نیروی محوری کم)

$$(P_y)_{eq} = P + \frac{M}{d} \quad \text{if: } d = 45 \text{ cm}$$

$$= (40 \times 1,7) + \left(\frac{50 \times 1,7}{0,45} \right) = 199,11$$

$$A \geq \frac{(P_y)_{eq}}{F_y} = \frac{199,11 \times 1000}{34 \times 1000} = 58,85 \text{ cm}^2 \xrightarrow{\text{از جدول}} IPB_{450} \begin{cases} Z = 3980 \text{ cm}^3 \\ A = 218 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

نکته : اثر $d=0$ می گیریم سطح مقطع کم پوست می آید، با سعی و خطا می توان عدد درست را بدست آورد.

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{(1 - \frac{P}{P_e}) M_m} \leq 1$$

$$P_{cr} = 1,7 A F_a$$

$$C_e = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_y}}$$

$$IPB_{450} \begin{cases} r_x = 19,1 \text{ cm} \\ r_y = 7,33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{500}{19,1} = 26,18 < C_e$$

$$\Rightarrow \lambda_{max} = 48,11 = \frac{KL}{r}$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{500}{7,33} = 68,21 < C_e$$

$$\Rightarrow F_a = 1146,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{cr} = 1,7 \times A \cdot F_a = 1,7 \times 218 \times 1146,2 = 425908 \text{ kg}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EA}{(\frac{KL}{r})^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 218}{(68,21)^2} = 942081,8 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.9 - 0.1 \epsilon \frac{M_1}{M_p} = 0.9 - 0.1 \epsilon (-1) = 1$$

$$M_m = \left(1.07 - \frac{\frac{L}{r_y} \sqrt{F_y}}{31\%} \right) M_p < M_p \Rightarrow M_m = 947313 \epsilon$$

جایگذاری در فرمول $\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{(1 - \frac{P}{P_e}) M_m} \leq 1$

$$\frac{1.7 \times 90 \times 1000}{5289.5} + \frac{1 \times 1.7 \times 80 \times 10^6}{(1 - \frac{102 \dots}{642.5911}) (947313 \epsilon)} = 1.14 > 1$$

نتیجه: پس مقطع ضعیف می باشد و باید یک مقطع بالاتر را انتخاب کرد

IPB₅₀₀

$$\begin{aligned} Z &= 812 \text{ cm}^3 \\ r_x &= 21.2 \text{ cm} \\ r_y &= 7.2 \epsilon \text{ cm} \end{aligned}$$

$$A = 229 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \frac{L}{r_x} &= 22.81 \\ \frac{L}{r_y} &= 68.78 \end{aligned}$$

$$\lambda_{max} = \frac{KL}{r} = 68.78 \quad F_a = 1173.5$$

$$P_{cr} = 1.7 A F_a = 576286$$

$$M_m = \left(1.07 - \frac{\frac{L}{r_y} \sqrt{F_y}}{31\%} \right) M_p < M_p$$

$$M_m = 1148929$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E A}{(\frac{KL}{r})^2} = 1947189$$

کنترل شرط تسلیم $\Rightarrow \frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18 M_p} \leq 1 \Rightarrow 0.76 < 1 \quad \underline{OK}$

کنترل شرط پایداری $\Rightarrow \frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{(1 - \frac{P}{P_e}) M_m} \leq 1 \Rightarrow 0.94 \epsilon < 1 \quad \underline{OK}$

کنترل بال $\Rightarrow \frac{b_f}{r_{tf}} = \frac{30}{2 \times 21.8} = 0.69 < \frac{89}{\sqrt{F_y}} = \frac{89}{\sqrt{33}} = 1.5 \quad \underline{OK}$

کنترل گمشت موضعی:

کنترل جان $\Rightarrow \frac{P}{P_y} = \dots < 0.27$

$$\Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq \frac{812}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 1.4 \frac{P}{P_y} \right)$$

$$= \frac{80}{1.145} = 36.41 < 52.5 \quad \underline{OK}$$

نکته: اگر $\frac{P}{P_y} > 0.127$ می شود رابطه

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{252}{\sqrt{F_y}} \quad \text{بجای } \text{ksi}$$

کنترل مهار جانبی: ابتدای $\frac{M}{M_p}$ باید کنترل شود:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{cr}}{r_y} \leq \frac{1375}{F_y \rightarrow ksi} + 1.5 \rightarrow \text{if: } -0.5 < \frac{M}{M_p} < 1 \\ \frac{L_{cr}}{r_y} \leq \frac{1375}{F_y \rightarrow ksi} \rightarrow \text{if: } -1 < \frac{M}{M_p} < -0.5 \end{array} \right. \quad \left(\frac{M}{M_p} > 0 \text{ (انحناء در طرفه)} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{M}{M_p} = \frac{50 \times 1.7 \times 10^5}{Z \times F_y} = \frac{50 \times 1.7 \times 10^5}{(E \times I_y) \times (36 \times 10^7)} = -0.1697$$

چون تنگ انحناء است.
(از روی شکل نیز مشخص است)

$$\frac{L}{r_y} \leq \frac{1375}{F_y \rightarrow ksi} = \frac{1375}{36}$$

$$\Rightarrow 68.78 \times 38.19$$

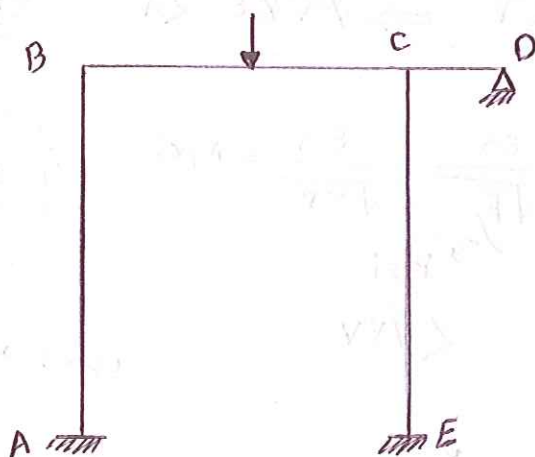
نتیجه: مقطع انتخابی بر اساس مهار جانبی کفایت نمی کند.

(۱) به واکشیتری نیاز داریم.

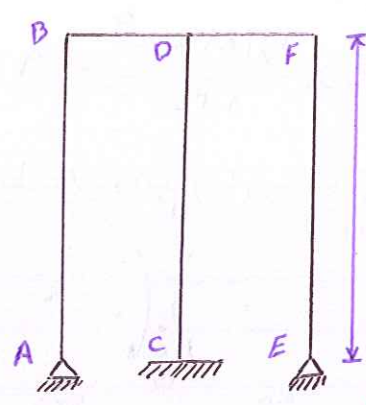
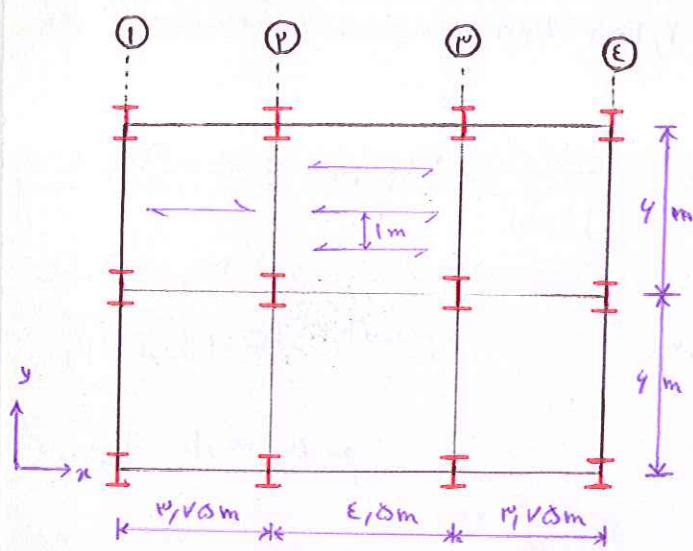
(۲) یا باید با قرار دادن مهار در وسط، فاصله را به ۲٫۵ تبدیل کرده تا رابطه ی بالا جواب دهد.

معموماً حالت دوم را انتخاب می دهیم.

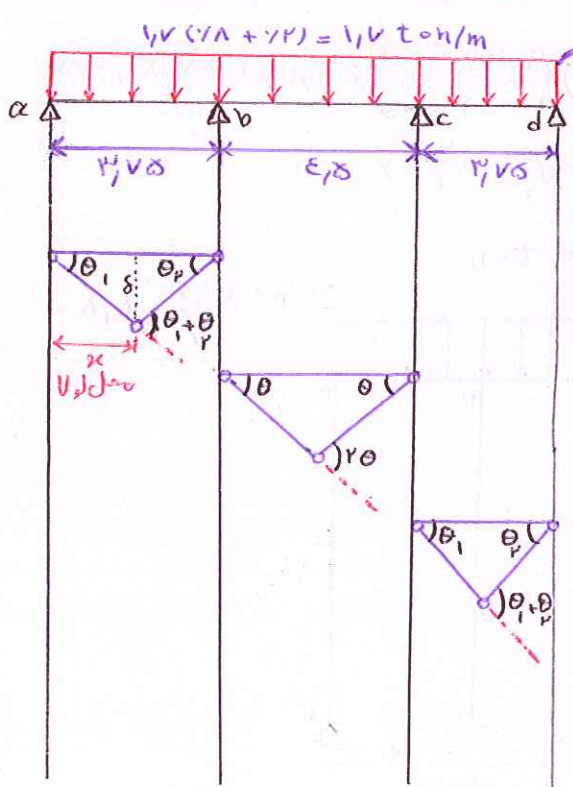
در شکل زیر تیر A، B همان صورت این سؤال است که از قاب بیرون کشیده شده است.



در شکل مقابل تیرستون ها را بار می کنید



$q_L = 2.0 \text{ kg/m}^2$
 $q_D = 1.0 \text{ kg/m}^2$
 $F_y = 22.0 \text{ kg/cm}^2$
 $F = 11.5 \text{ ton}$ (نیروی زلزله کل بادها)
 $E, \delta m$



$1.7(17.5 + 17.5) = 1.7 \text{ ton/m}$
 $1.7(17.5 + 17.5) = 1.7 \text{ ton/m}$
 برای ممانت اول را آخره

$\delta = \kappa \theta_1 = (17.5\delta - \kappa) \theta_r \leftarrow$ رابطه هندسی

$\theta_1 = \frac{(17.5\delta - \kappa) \theta_r}{\kappa}$

$M_p \theta_r + M_p(\theta_1 + \theta_r) = 1.7 \times \left(\frac{17.5\delta \times (17.5\delta - \kappa) \theta_r}{\kappa} \right)$

$M_p \theta_r + M_p \theta_1 + M_p \theta_r = 11.952 \theta_r - 1.1175 \delta \kappa \theta_r$

$2M_p \theta_r + M_p \theta_1 = 11.952 \theta_r - 1.1175 \delta \kappa \theta_r$

$M_p(2\theta_r + \theta_1) = 11.952 \theta_r - 1.1175 \delta \kappa \theta_r$

$M_p \left(2\theta_r + \frac{(17.5\delta - \kappa) \theta_r}{\kappa} \right) = 11.952 \theta_r - 1.1175 \delta \kappa \theta_r$

$\Rightarrow M_p \left(2\theta_r + \frac{17.5\delta \theta_r - \kappa \theta_r}{\kappa} \right) = 11.952 \theta_r - 1.1175 \delta \kappa \theta_r$

$M_p \left(\frac{2\theta_r \kappa + 17.5\delta \theta_r - \kappa \theta_r}{\kappa} \right) = 11.952 \theta_r - 1.1175 \delta \kappa \theta_r$

$M_p \left(\frac{\cancel{\theta_r \kappa} + 17.5\delta \theta_r}{\cancel{17.5\delta + \kappa}} \right) = \frac{11.952 \kappa \theta_r - 1.1175 \delta \kappa^2 \theta_r}{\cancel{17.5\delta + \kappa}}$

$M_p = \frac{11.952 \kappa - 1.1175 \delta \kappa^2}{17.5\delta + \kappa}$

$\Rightarrow \frac{f_1(x)}{f_r(x)} = \frac{f'_1(x)}{f'_r(x)} \Rightarrow \frac{11.952 \kappa}{17.5\delta + \kappa} = \frac{11.952 \times 17.5}{1}$

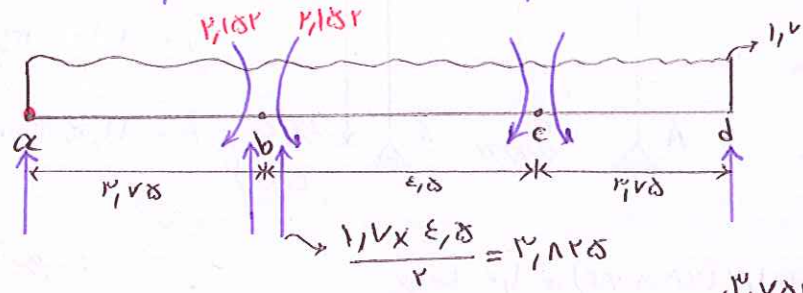
$M_p = 1.08$
 با M_p استارست آید
 برابر است با $M_p = 1.95$

$\Rightarrow 1.1175 \delta \kappa^2 + 22.9 \kappa - 55.172 = 0$
 $(\kappa = 1.85)$

$$EM_p = 1,7 \times \left(\frac{E_s \times \frac{E_s}{2} \times \theta}{r} \right) \Rightarrow M_p = 2,182 \text{ ton.m}$$

$$\Rightarrow Z > \frac{M_p}{F_y} \Rightarrow Z > \frac{2,182 \times 10^8}{2300} = 94,4 \text{ از جدول } I_{NP140} = Z = 94,4 \text{ اشغال}$$

در اینجا ما M_p که از محاسبات بدست آمد را در روابط قرار دادیم اما درست آن بود که M_p مربوط به I_{NP140} را استفاده می کردیم.



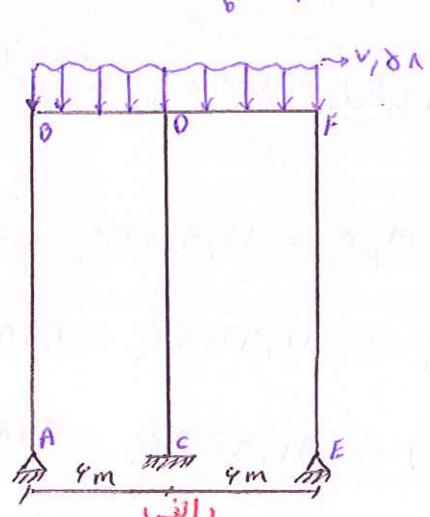
در سمت α, b داریم:

$$\sum M_{\alpha} = 0$$

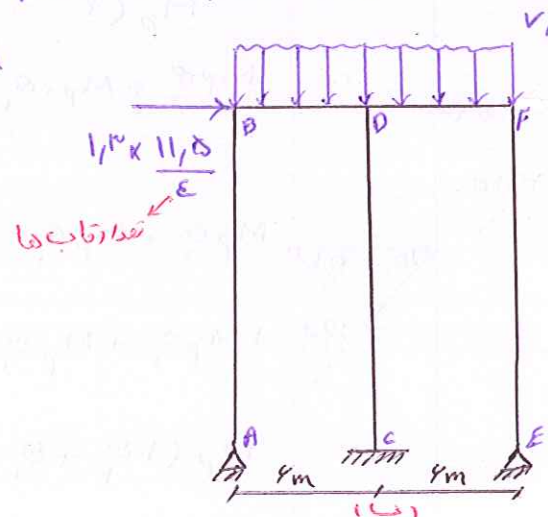
$$\left(\frac{11,5}{2} \right) \left(1,7 \times \frac{11,5}{2} \right) + 2,182 = V_b \times 3,83$$

$$\Rightarrow V_b = 3,75$$

عکس العمل نتیجه $\Rightarrow R_b = 3,75 + 3,825 = 7,575 \text{ ton}$



بارگذاری حاصل از $DL+LL$



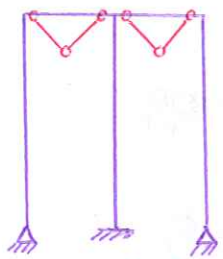
بارگذاری حاصل از $DL+LL+EL$
زمانی که این سه بار با هم جمع می شوند
منفی باید اصلاح شود.

با فرض اینکه بارگذاری الف بچپان باشد % ارتفاع هم به قاعده

با فرض اینکه سیم منفی و ستون قوی باشد ← در دو طرف

$$M_p = \frac{7,575 \times 4 \times 4}{2} \times 2$$

$$M_p = 12,055$$

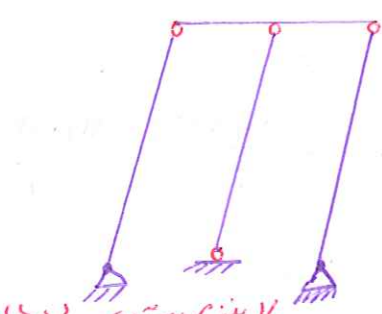


ماکزیمم سیم (الف)

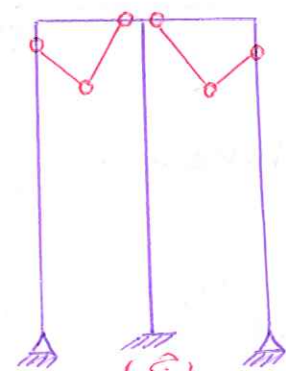
با فرض ستون منفی و سیم قوی (ج) ارتفاع هم به قاعده

$$4M_{pb} + 2M_{pc} = \frac{7,575 \times 4 \times 4}{2} \times 2$$

نکته: ستون وسط به دلیل تقارن در این ترکیب بارگذاری $DL+LL$ نیروی در آن رخ نمی دهد



ماکزیمم ستون (ب)

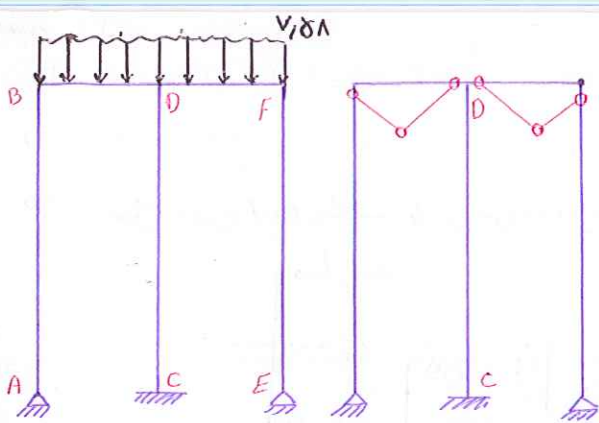


(ج)

با فرض اینکه نیروی دسترن ضعیف باشد با بار زلزلی الف و

$$4MP_b + 2MP_c = \frac{7,58 \times 4 \times 3}{2} \times 2 \quad \text{در دو طرف}$$

$$3MP_b + MP_c = 48,23$$



$$48,4 \text{ ton} \rightarrow (3+3)(7,58)$$

برش نصف هر دهانه برابر با
نیروی محوری نقطه D می شود

ستون وسط لنگر ندارد و فقط نیروی محوری دارد

$$P_{cr} = 1,7 A F_a \quad \text{فصل چهارم} \quad I_b = 5 I_c \quad \text{اگر فرض کنیم:}$$

سطح مقطع ضعیف

$$G_c = 1$$

$$G_D = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{\text{ستون ها}}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{\text{تیرها}}} \rightarrow G_D = 7,133$$

$$\begin{cases} C_c = 134,25 \\ K_y = 1 \end{cases}$$

$$K_x = 1,7 \quad \text{از دایره لورنس}$$

با فرض F_a

$$IPB_{160} \quad \begin{cases} A = 38,18 \text{ cm}^2 \\ I = 147, \text{ cm}^4 \\ r_x = 9,87 \text{ cm} \\ r_y = 7,19 \text{ cm} \\ Z = 245 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

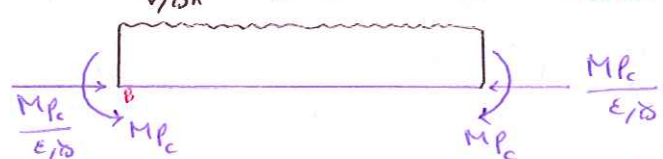
$$\left(\frac{KL}{r} \right)_x = 10,14$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_y = 113 \leq C_c \rightarrow F_a = 778$$

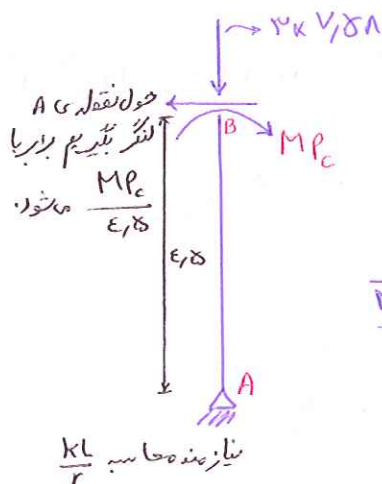
$$\begin{aligned} P_{cr} &= 1,7 A F_a \\ &= 1,7 \times \frac{38,18}{1,000} \times 778 \\ &= 51,36 > 48,4 \end{aligned}$$

ok ✓

طراحی ستون AB و EG



برش تقشی در محاسبات ندارد



نیازمند محاسبه $\frac{KL}{r}$

$$G_A = 1$$

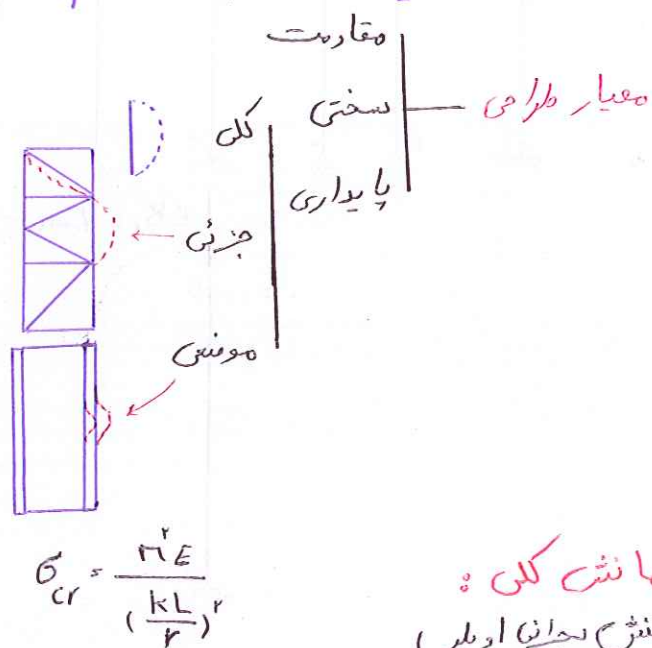
$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{\text{ستون}}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{\text{تیرها}}}$$

$$3MP_b + MP_c = 48,23$$

هر MP_b که انتخاب شد MP_c بدست می آید

ادامه به عنوان جریان در درشتن

مقاومت بعد از کاهش اعنای تحت فشار : Post buckling strength compression members
در طرح خمیری مقاطع به گونه ای انتخاب می شود که در اعضا لولا ایجاد نشود و کاهش نکند.
در این فصل بحث این مطلب را بررسی می کنیم.



برای اینکه کاهش کلی رخ ندهد $\frac{KL}{r} < C$

همان ضریب اطمینان $\rightarrow F.S \rightarrow$

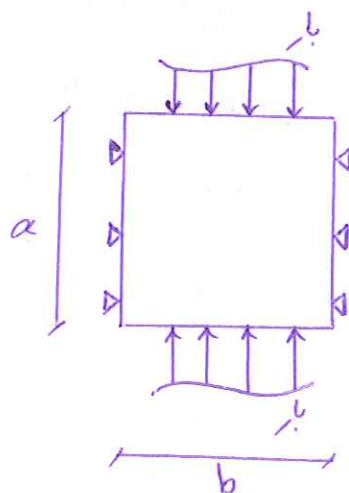
$$F_{cr} = \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{\pi^2 C_c^2} \right] F_y$$

همان ضریب اطمینان $\rightarrow F.S \rightarrow$

$$\frac{12}{\pi^2} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

شرط استفاده از روابط فوق آن است که کاهش موضعی صورت نگیرد

کاهش موضعی :



از تئوری درن ها داریم

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

(تابع از $\leftarrow$ بارگذاری در شرایط درین)

$$r = \frac{t}{\sqrt{12}}$$

شرط رخ ندادن کاهش موضعی :

$$F_{cr} > F_y$$

$$\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} > F_y$$

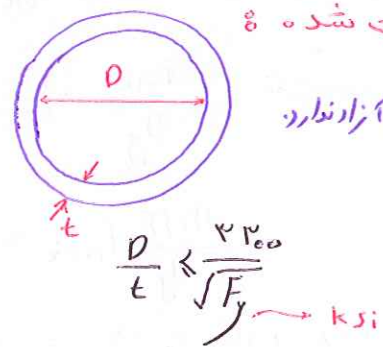
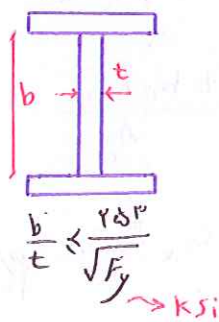
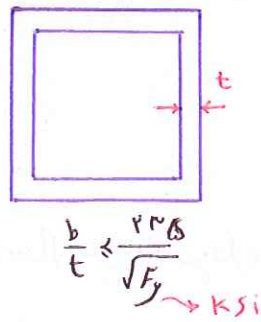
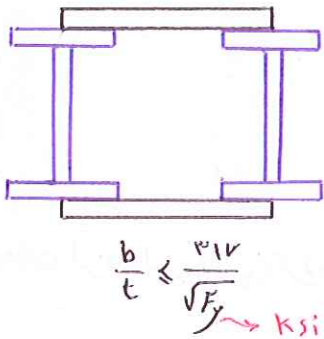
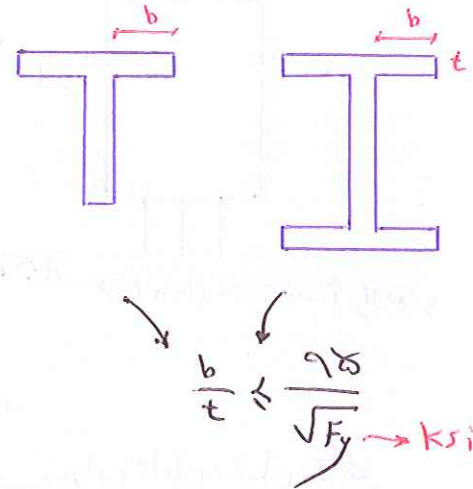
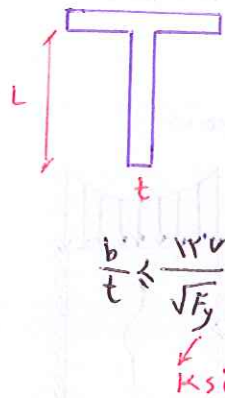
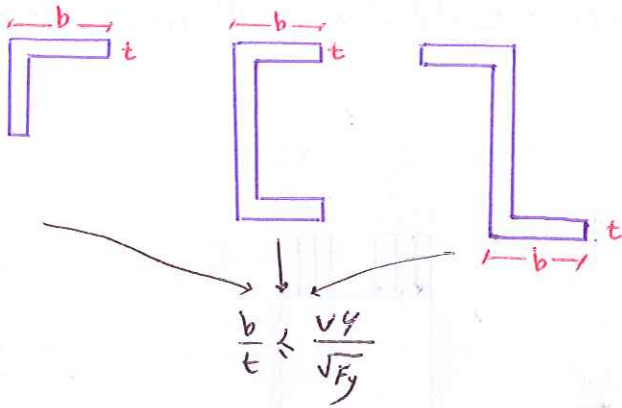
$$\frac{b}{t} \leq \frac{\text{یک عدد}}{\sqrt{F_y}}$$

اجزای تقویت شده

مفصله ۳۵
اجزای تشکیل دهنده ورقها :

اجزای تقویت نشده

این اشکال در امتداد تنش لبه‌ای زیاد دارند.



شکل های تقویت شده :
در امتداد تنش لبه‌ای زیاد ندارند.

بالها

$$\left[\begin{array}{l} \text{مقاطع تقویت نشده} \quad \frac{b}{t} \leq \frac{49}{\sqrt{F_y}} \\ \text{مقاطع تقویت شده} \quad \frac{b}{t} \leq \frac{190}{\sqrt{F_y}} \end{array} \right.$$

در طرح پلاستیک :

جان

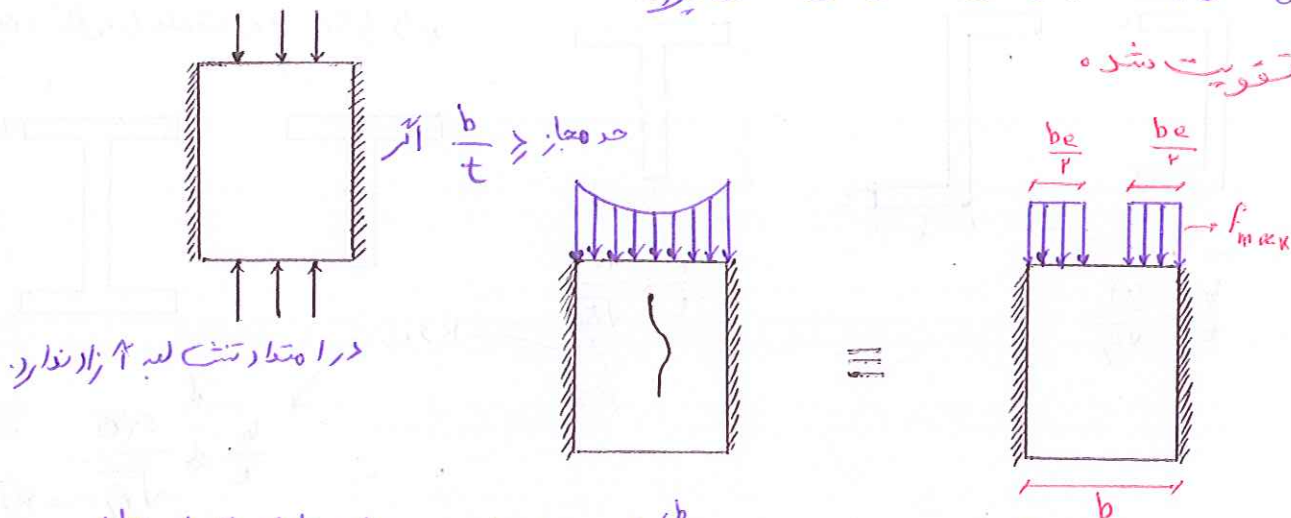
$$\left[\begin{array}{l} \frac{P}{P_y} \leq 0.27 \quad \frac{d}{t_w} \leq \frac{412}{t} \left(1 - 1.4 \frac{P}{P_y} \right) \\ \frac{P}{P_y} \geq 0.27 \quad \frac{d}{t_w} \leq \frac{275}{\sqrt{F_y}} \end{array} \right.$$

که در آن

$$\left\{ \begin{array}{l} P_y = A F_y \\ P = \text{بار محوری موجود} \end{array} \right.$$

در مقاطع فشرده، غیر فشرده اصول حداکثر تنش تسلیم فولاد بدون کاهش موضعی عینو امکان پذیر است.
اما در مقاطع لاغر قبل از رسیدن فولاد به حداکثر تنش تسلیم، کاهش موضعی اتفاق می افتد.
پس هدف بررسی حالتی است که کاهش موضعی صورت می گیرد.

(الف) اجزای تقویت شده



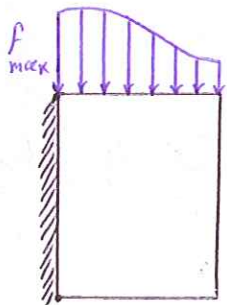
$$P_{ult} = t \int_0^b f_x dx = t b_e f_{max}$$

$$\text{تنش محوری درون صفحه} = \frac{P_{ult}}{A_g} \Rightarrow \frac{t b_e f_{max}}{A_g}$$

$$= \frac{A_{eff}}{A_g} f_{max} = Q_s f_{max}$$

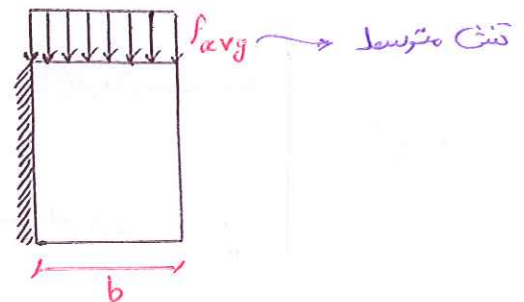
بخشی از سطح را افزایش کردیم که انتقال تنش به پهنای داریم

ضریب کاهش مقطع (form factor)



$$\text{مقاومت مجاز} > \frac{b}{t} \text{ اثر}$$

(ب) اجزای تقویت نشده

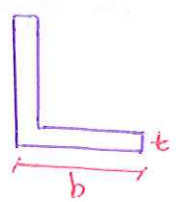


$$P_{ult} = t \int_0^b f_{avg} dx = t b f_{avg}$$

$$\text{تنش} = \frac{P_{ult}}{A_g} = \frac{t b f_{avg}}{t b} \times \frac{f_{max}}{f_{max}}$$

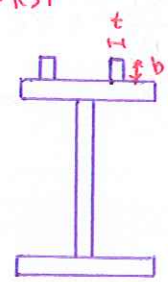
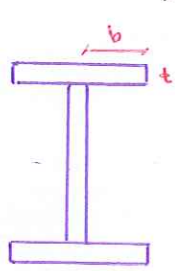
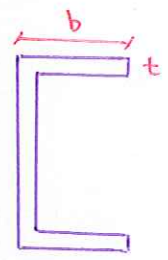
$$= \frac{f_{avg}}{f_{max}} (f_{max}) = Q_s \cdot f_{max}$$

ضریب کاهش تنش



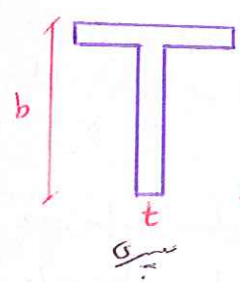
* $\frac{176}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{155}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow Q_s = 1,24 - 1,004 \frac{b}{t} \sqrt{F_y} \rightarrow \text{ksi}$ فشرید با تنش کشش برای تنش تک :

** $\frac{b}{t} \geq \frac{155}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow Q_s = \frac{15500}{F_y (\frac{b}{t})^2} \rightarrow \text{ksi}$



* $\frac{95}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{176}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow Q_s = 1,415 - 1,004 \frac{b}{t} \sqrt{F_y} \rightarrow \text{ksi}$

** $\frac{b}{t} \geq \frac{176}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow Q_s = \frac{20000}{F_y (\frac{b}{t})^2} \rightarrow \text{ksi}$



* $\frac{127}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{176}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow Q_s = 1,908 - 1,071 \frac{b}{t} \sqrt{F_y} \rightarrow \text{ksi}$

** $\frac{b}{t} \geq \frac{176}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow Q_s = \frac{20000}{F_y (\frac{b}{t})^2} \rightarrow \text{ksi}$

شکل	نسبت عرض کل بال به عمق جان	نسبت ضخامت بال به ضخامت جان
ناردان ساخته شده از درز	$\leq 1,25$	≤ 3
ناردان نورد شده	$\leq 1,5$	≤ 2
T ساخته شده از درز	$\geq 1,5$	$\leq 1,25$
T نورد شده	$\geq 1,5$	$\geq 1,1$

شرایط اضافی :

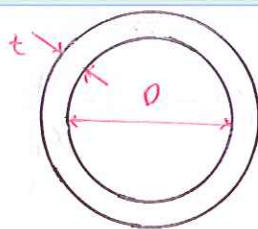
اگر مقاطع تقویت شده باشد : برای بال مقاطع طولی شکل $b_e = \frac{253t}{\sqrt{f}} (1 - \frac{50,3}{\frac{b}{t} \sqrt{f}}) \leq b$ تنش ksi تنش ksi

برای بقیه اعضا یا سایر مقاطع $b_e = \frac{253t}{\sqrt{f}} (1 - \frac{44,3}{\frac{b}{t} \sqrt{f}}) \leq b$ تنش ksi تنش ksi

تنش فشاری $f_r = \frac{P_{\text{موجود}}}{A_g}$ عرض واقعی b

موجود در اجزای تقویت شده

اگر مقاطع دایره‌ای تحت بار محوری باشند :



$$\frac{13000}{F_y} < \frac{D}{t} < \frac{13000}{F_y} \Rightarrow F_a = \min$$

$\rightarrow KSI$ $\rightarrow KSI$

$$\Rightarrow F_a = \min$$

$$\frac{46820}{\frac{D}{t}} + 0.6 F_y \rightarrow \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{4682}{\frac{D}{t}} + 0.6 F_y \rightarrow KSI$$

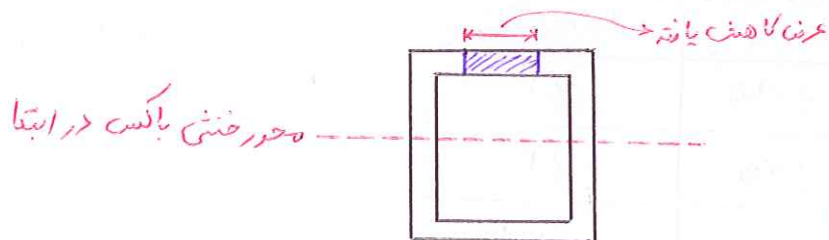
$$f = \frac{Mc}{I}$$

ممان اینرسی مقطع

لنگ خمشی در اعنای لنگ نیز گمانش ایجاد می‌کند.

فقرمیات مقطع پروفیل :

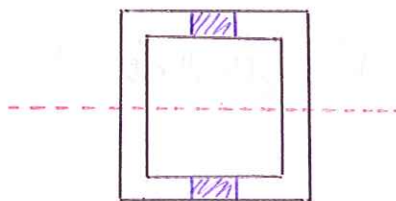
برای محاسبه ممان اینرسی مقطع حول محور خمشی و عرض کاهش باید لحاظ شود.



بال تحت فشار

پایین تحت کشش

برای جلوگیری از تغییر محل محور خمشی می‌توان مقدار عرض کاهش یافته را نصف کرده دآن را برای بال کششی نیز لحاظ کرد.



$$f_a = \frac{P}{A_g}$$

$\rightarrow$ سطح کل مقطع

مقدار تنش f_a موجود (محوری) بر اساس کل مقطع محاسبه شود.

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A_g} = \frac{A_g - \sum (b - b_e)t}{A_g}$$

$\rightarrow$ ضریب کاهش

فرم محاسبه f_a ضریب Q_a باید بکار رود.

$$\frac{KL}{r}$$

* شعاع ژیراسیون را بر اساس کل مقطع بدست می‌آوریم. $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ $\rightarrow$ برای مقطع $\rightarrow$ $\rightarrow$ $\rightarrow$

تنش مجاز

$$F_a = \frac{Q_s Q_a \left[1 - \frac{(\frac{KL}{r})^2}{2 (C'_c)^2} \right] F_y}{\frac{0.6}{\mu} + \frac{\mu}{\lambda} \frac{\frac{KL}{r}}{C'_c} - \frac{(\frac{KL}{r})^2}{\lambda (C'_c)^2}}$$

$$\text{if: } \frac{KL}{r} < C'_c$$

$$F_a = \frac{1}{2} \frac{\pi^2 E}{\mu \left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$\text{if: } \frac{KL}{r} \geq C'_c$$

$$C'_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{Q_a Q_s F_y}} \rightarrow KSI$$

اگر عرض تحت فشار با نیروی محوری باشد: بر اساس مقطع بدون کاهش

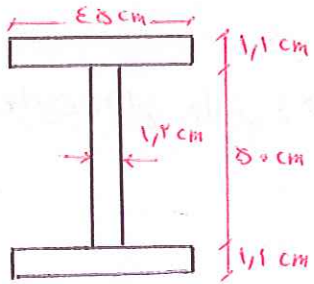
$$F_a \rightarrow \min \begin{cases} f(\frac{L}{r_T}) \\ \phi_s (0.6 F_y) \end{cases}$$

$$F_{bx} \rightarrow \min \begin{cases} f(\frac{L}{r_T}) \\ \phi_s (0.6 F_y) \end{cases}$$

$$F_{by} \rightarrow \min \begin{cases} f(\frac{L}{r_T}) \\ \phi_s (0.6 F_y) \end{cases}$$

بال فشاری + ۱/۳ جان فشاری

مثال: حداکثر بار محوری که می توان به ستون با مقطع شکل زیر وارد کرد چقدر است؟



$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$E = 29 \times 10^3 \text{ ksi}$$

$$(KL)_x = (KL)_y = 60$$

$$I_x = 771.37 \text{ cm}^4$$

$$A = 189 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 167.13 \text{ cm}^4$$

این مقادیر از محاسبات درست آمده است.

$$r_x = 20.1 \text{ cm}$$

$$r_y = 13.25 \text{ cm}$$

بال در جان یا از محدوده مجاز فراتر رفته اند یا خیر؟

نتیجه: بال ۱ غیر است $\Rightarrow \frac{b}{t} = \frac{22.5}{1.1} = 20.45 > \frac{95}{\sqrt{F_y}} = 18.13$

نتیجه: گمانش موفق در جان اتفاق نمی افتد. $\Rightarrow \frac{50}{1.2} = 41.7 < \frac{253}{\sqrt{F_y}} = 42.2$

$$\frac{95}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{176}{\sqrt{F_y}} \rightarrow 18.13 < 20.45 < 29.32$$

$$\Rightarrow \phi_s = 1.145 - 0.0045 \frac{b}{t} \sqrt{F_y} = 0.879$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = 29.74$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = 81.82$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{\phi_s \phi_s F_y}} = 136.1$$

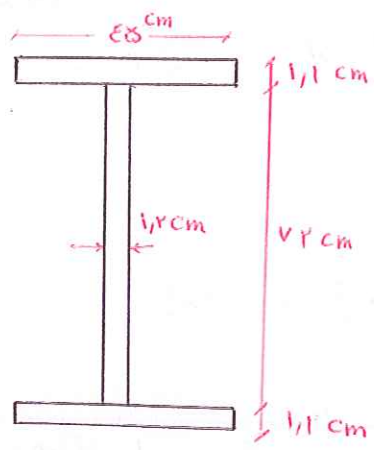
$$F_a = \frac{0.879 \times 1 \times (1 - \frac{(81.82)^2}{2 \times (136.1)^2}) \times (36 \times 1.3)}{\frac{5}{16} + \frac{1}{8} \times \frac{81.82^2}{136.1^2} - \frac{(81.82)^3}{8 \times (136.1)^3}} = 111.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{max} = F_a \cdot A = 177.13 \text{ ton}$$

چون جان مشکل ندارد

مثال ۲

یا این مقطع تحمل ۲۰۰ ton بار محوری را دارد؟



$$F_y = 32 \text{ ksi}$$

$$A = 188, \text{ cm}^2$$

بال و غاست: $\frac{b}{t} = \frac{45}{1,1} = 40,9 > \frac{95}{\sqrt{F_y}} = 15,13$ $\rightarrow$ کنتل بال

کمانش موضعی در جان: $\frac{b}{t} = \frac{72}{1,2} = 60 < \frac{254}{\sqrt{F_y}} = 42,2$ $\rightarrow$ کنتل جان

if: $\frac{95}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{176}{\sqrt{F_y}} \rightarrow Q_s = 1,415 - 0,0044 \frac{b}{t} \sqrt{F_y}$

if: $\frac{b}{t} > \frac{176}{\sqrt{F_y}} \rightarrow Q_s = \frac{0,415}{F_y (\frac{b}{t})^2}$

برای این مقطع داریم:

$$\Rightarrow \frac{95}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{176}{\sqrt{F_y}} \rightarrow 15,13 < 40,9 < 42,2$$

$$\Rightarrow Q_s = 1,415 - 0,0044 \frac{b}{t} \sqrt{F_y} = 1,179$$

$$b_e = \frac{45 \times 1,2}{\sqrt{15,13}} \left(1 - \frac{0,415}{\sqrt{15,13}} \right) = 42,1$$

$$P = \frac{P}{A_g} = \frac{200}{188,1} = 1,06 \text{ ksi}$$

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A_g} = \frac{A_g - \sum (b - b_e)t}{A_g} = \frac{188,1 - (72 - 42,1) \times 1,2}{188,1} = 0,98$$

$$I_x = \frac{t \times h^3}{12} + 2 \left(\frac{45 \times 1,1}{12} + \frac{(72 - 42,1) \times 1,1^3}{12} \right) = 149579,14 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 28,2 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times \frac{1,1 \times 45^3}{12} = 14706,25 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 9,49 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_y = \frac{1 \times 600}{9,49} = 63,2$$

$$L = 6 \text{ m} \rightarrow 600 \text{ cm}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{Q_a Q_s F_y}} = \sqrt{\frac{2 \pi^2 \times 200 \times 10^6}{0,98 \times 1,179 \times 32}} = 141,1$$

نتیجه: $\left(\frac{KL}{r} \right)_y = 63,2 < C_c = 141,1$

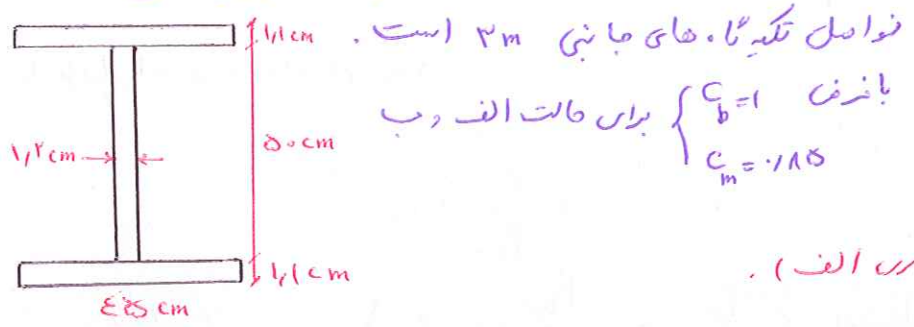
$$\Rightarrow F_a = \frac{Q_a Q_s \left(1 - \frac{(KL/r)^2}{C_c^2} \right) F_y}{\frac{5}{8} + \frac{1}{8} \frac{(KL/r)^2}{C_c^2}} = \frac{0,98 \times 1,179 \left(1 - \frac{63,2^2}{141,1^2} \right) \times 32 \times 10^6}{\frac{5}{8} + \frac{1}{8} \frac{63,2^2}{141,1^2}} = 1027,4 \text{ kN}$$

مثال ۳) آیا مقطع دارد شد. در مثال ۱، بارهای زیر تحمل می کند؟

الف) $M = 36 \text{ ton.m}$

ب) $P = 100 \text{ ton}$

$M = 20 \text{ ton.m}$



نواصل تکیه ها، های جانبی ۳m است. $C_b = 1$ $C_m = 0.185$ برای حالت الف و ب

حل بارگذاری الف)

کنترل بال $\frac{b}{t} = \frac{45}{1.1} = 40.91 > \frac{95}{\sqrt{F_y}} = \frac{95}{\sqrt{36}} = 15.8$

نتیجه: بال کاهش می کند.

کنترل جان $\frac{b}{t} = \frac{50}{1.2} = 41.67 < \frac{253}{\sqrt{F_y}} = \frac{253}{\sqrt{36}} = 42.17$

نتیجه: جان کاهش نمی کند.

چون نسبت نشا را بررسی می کنیم. $\frac{50}{4} = 12.5$ قرار می دهیم.

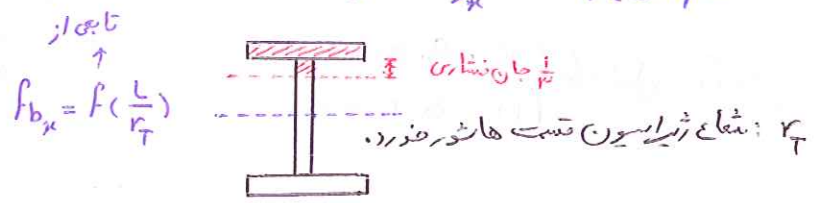
اگر جان مشکل داشت باید همان اینرسی را اصلاح کرد. اما در اینجا جان کاهش نمی کند.

$I_x = 77137 \text{ cm}^4$

$I_y = 19713.4 \text{ cm}^4$

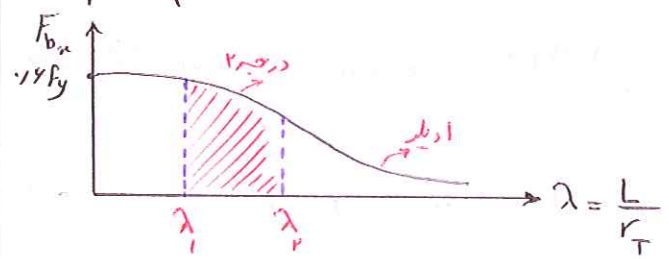
$S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{77137}{(\frac{50}{2}) + (1.1)} = 2955.5 \text{ cm}^3$

تنش فشرش موجود $f_{bx} = \frac{M}{S_x} = \frac{36 \times 10^5}{2955.5} = 1218.06$



$I_T \approx \frac{I_y}{2} = 9856.7 \rightarrow r_T = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} = 11.84$

$\Rightarrow \lambda = \frac{L}{r_T} = \frac{300}{11.84} = 25.33$



$\lambda_1 = \sqrt{\frac{4.71 \times 10^5 \cdot C_b}{F_y}} = 53.2 > \frac{L}{r_T} = 25.33$

همان تنش فشرش موجود است. $F_b = 0.6 F_y \rightarrow$ بر حسب تابعی از $\frac{L}{r_T}$ بدست آمد $\min \begin{cases} F_b = 0.6 F_y \\ F_{bx} = 0.5 \times 0.6 F_y = 0.3 \times 0.6 \times (36 \times 10^5) = 1329.05 > 1218.06 = F_{bx} \text{ موجود} \end{cases}$

$f_a = \frac{100 \times 10^5}{159} = 628.9 \text{ kg/cm}^2$

$f_{bx} = \frac{M}{S_x} = \frac{20 \times 10^5}{2955.5} = 676.7 \text{ kg/cm}^2$

از مثال قبل $F_a = 1118.08$
از حالت الف $F_{bx} = 1329.05$

حالت بارگذاری ب)

(کاهش نداریم چون جان مشکل ندارد در نسخه نیازی به کاهش سطوح مقطع نیست)

بست هر دو رابطه ای استقامت و باریک شدن باید کنترل شود $OK \checkmark$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{62819}{1118108} = 0.056 > 0.118$$

اگر $\frac{f_a}{F_a} < 0.118$ باشد فقط رابطه استقامت کنترل می شود.

① باریک شدن: $\left\{ \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mn} f_{bn}}{(1 - \frac{f_x}{F_{en}}) F_{bn}} \right\} \leq 1$ $C_{mn} = 0.118$

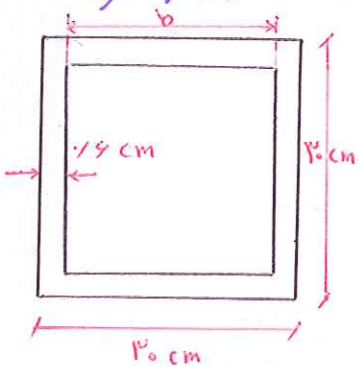
② استقامت: $\left\{ \frac{f_a}{0.4 F_y} + \frac{f_{bn}}{F_{bn}} \right\} \leq 1$ (تسلیم) $F'_{en} = \frac{12}{23} \left(\frac{\pi^2 E}{(\frac{KL}{r})^2} \right) = 14578 \frac{kg}{cm^2}$

① کنترل: $\frac{62819}{1118108} + \frac{0.118 \times 47617}{(1 - \frac{62819}{14578}) \times 1328108} = 1.01 \approx 1 \quad OK \checkmark$

② کنترل: $\frac{62819}{0.4 \times 36 \times 7} + \frac{47617}{1329108} = 0.95 < 1 \quad OK \checkmark$

بارگذار حالت ب نیز جواب می دهد و مقطع می تواند بار را تحمل کند.

مثال ④: دستور با مقطع قوطی (شکل زیر) را در نظر بگیرید. د یا تحمل بارهای های ذیل را دارد.



$L = V_m$

$F_y = 36 \text{ kN}$

ضرف $= F_{bn} = 0.4 F_y$

$E = 30 \times 10^3 \text{ kN}$

الف) بار $P = 12 \text{ ton}$ را تحمل می کند؟

ب) بار $\begin{cases} P = 8 \text{ ton} \\ M = 5 \text{ ton.m} \end{cases}$ را تحمل می کند؟

برای حالت الف) هر ۴ عنصر تحت فشار و تقویت شده محسوب می شوند.

نتیجه: گمانش موضعی رخ می دهد. $\frac{b}{t} = \frac{30 - (2 \times 3)}{3} = 9.33 > \frac{238}{\sqrt{F_y}} = \frac{238}{\sqrt{36}} = 39.67$

بست باید عرض را کم کرد و از عرض مؤثر استفاده کرد. $b_e = \frac{253t}{\sqrt{f}} \left(1 - \frac{50.1}{\frac{b}{t} \sqrt{f}} \right) \leq b$ $L = 30 - (2 \times 3) = 24 \text{ mm}$

$f = \frac{12 \times 10^3}{E(30 \times 3 - 2 \times 3^2)} = \frac{12000}{10188} = 1178.1 \frac{kg}{cm^2} \div V_{0.3} = 14.6 \text{ kN}$

$\therefore b_e = \frac{253 \times 3}{\sqrt{14.6}} \left(1 - \frac{50.1}{\frac{24}{3} \sqrt{14.6}} \right) = 27.6 < 24 \text{ mm} \quad OK \checkmark$

$A_{eff} = V_{0.3} - ((24 - 27.6) \times 3 \times 2) = 67.85 \text{ cm}^2$ از هر چهار طرف طول به اندازه ۱۲ کم کردیم

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A_g} \times \frac{47,18}{40,84} = 1,1941$$

صفحه ۴۳

$$C'_e = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{Q_a F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 200 \times 10^3}{1,1941 \times 34}} = 130,11$$

$$r_x = r_y = 12 \text{ cm}$$

$$I_x = 10149$$

$$S = \frac{I_x}{C} = \frac{10149}{18} = 564 \text{ cm}^3$$

$$\frac{L}{r} = \frac{400 \text{ cm}}{12} = 33,33$$

$$F_a = 1194,8 = \frac{1,1941 \times \left[1 - \frac{(0,8 \times 130,11)^2}{2 \times (130,11)^2} \right] \times 34 \times 10^3}{\frac{3}{8} + \frac{1}{8} \times \frac{33,33}{130,11} - \frac{(0,8 \times 130,11)^2}{8 \times (130,11)^2}}$$

$$P_{all} = 1194,8 \times \frac{40,84}{1000} = 48,8 > 12 \text{ ton} \quad \text{OK} \checkmark$$

حل حالت ب :

$$\Rightarrow f = \frac{P}{A} + \frac{M C}{I} = \frac{50000}{40,84} + \frac{8 \times 10^5}{564}$$

$$\frac{M C}{I} = \frac{M}{S} \rightarrow \frac{I}{C} = 10149 \text{ cm}^4$$

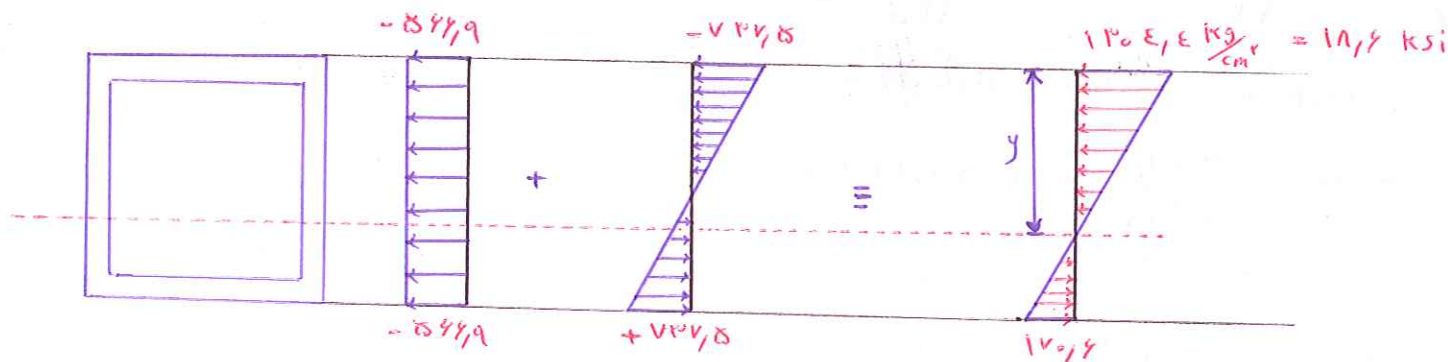
$$= 544,9 + 737,8 = 1282,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{10149}{18} = 564 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow f = \frac{P}{A} - \frac{M C}{I} = 544,9 - 737,8 = -192,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{1282,7 \text{ kg/cm}^2}{1,1} = 1166,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1166,1 \text{ kg/cm}^2 \sim 11,66 \text{ ksi}$$



$$\Rightarrow \text{از قضیه تالس داریم} \quad \frac{y}{r_o} = \frac{1282,7 \text{ kg/cm}^2}{1282,7 \text{ kg/cm}^2 + 192,9 \text{ kg/cm}^2} \Rightarrow y = 29,8 \text{ cm}$$

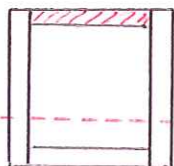
$$b_e = \frac{253t}{\sqrt{f}} \left(1 - \frac{50,13}{\frac{b}{t} \sqrt{f}} \right) \leq b = 20 - (2 \times 1,6) = 16,8$$

در قسمت بال فشاری و

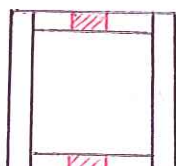
$$= \frac{253 \times 1,6}{\sqrt{11,66}} \left(1 - \frac{50,13}{\frac{16,8}{1,6} \sqrt{11,66}} \right) = 29,4 < 16,8$$

مقدار عرضی که باید از طرف بال کم شود

$$\text{برای } 16,8 - 29,4 = -12,6 \text{ cm}$$



≡

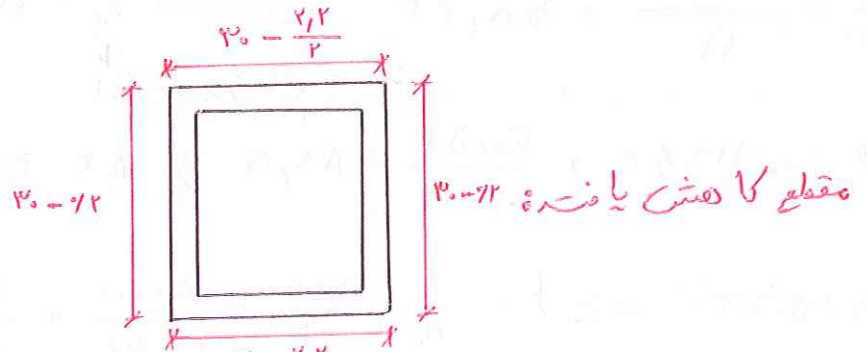
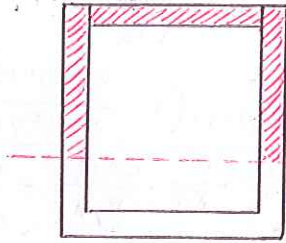


از بال ۱,۶ cm کم می شود

از پایین ۱,۶ cm کم می شود

نسبت درخت جان فشاری $\frac{b}{t} = \frac{24,5 - 1,6}{1,6} = 14,9375 > \frac{231}{\sqrt{F_y}} = \frac{231}{\sqrt{36}} = 39,17$

نتیجه درخت جان فشاری کمات است. $b_e = \frac{253 \times t}{\sqrt{f}} \left(1 - \frac{0,3}{14,9375 \sqrt{18,6}}\right) = 28,17$
 $b_e = 28,17 < b = 24,5 - 1,6 = 22,9$
 $\therefore$ از جان ها کم می شود.



$$A_{eff} = 30 \times 30 - [(24 - 22,9) \times 1,6 + 2 \times 1,6 (28,17 - 22,9)] = 900 - (1,6 + 16,64) = 881,76 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A_g} = \frac{881,76}{900} = 0,9798$$

ضریب کاهش

$$F_a = 1196,8 \times \frac{0,9798}{1,941} = 1217,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{eff} = \frac{30 \times 30^3}{12} - \frac{24 \times 24^3}{12} = 9732,18 \text{ cm}^4$$

مستطیل داخل $\quad$ مستطیل بیرون

$$S_n = \frac{I_{eff}}{c} = \frac{9732,18}{14,9} = 653,21 \text{ cm}^3$$

$$f_{bn} = \frac{M}{S_n} = \frac{5 \times 10^5}{653,21} = 765,48 \text{ kg/cm}^2$$

تنش فشاری موجود

$$F'_{en} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 \times 20 \times 10^3 \times 10^8}{(81,33)^2} = 3178,12$$

کنترل رابطه‌ی پایداری $\Rightarrow \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mn} f_{bn}}{(1 - \frac{f_n}{F'_{en}}) F_{bn}} \leq 1$
 $\Rightarrow \frac{1217,6}{1217,6} + \frac{1,18 \times 765,48}{(1 - \frac{566,9}{3178,12}) \times 1,6 \times 36 \times 10^8} \leq 1$
 $\Rightarrow 1,448 + 1,825 = 3,273 < 1$ $\text{ok} \checkmark$

⑦ $\frac{f_a}{1,6 F_y} + \frac{f_{bn}}{F_{bn}} \leq 1$

مستقیم

$$\frac{1217,6}{1,6 \times 36 \times 10^8} + \frac{765,48}{1,6 \times 36 \times 10^8} = 1,881 < 1 \quad \text{ok} \checkmark$$

کنترل رابطه‌ی تسلیم $\text{ok} \checkmark$

نیز جدول های AISC ← بخش E7 see ۴۹ تا ۴۳
 F_y و E از یک جنس واحد هستند.

$$\frac{b}{t} < 152 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \phi_s = 1$$

$$152 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{b}{t} < 174 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \phi_s = 1.415 - 0.0044 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

کمترین ϕ یک ستون با مقطع داره شده به ارتفاع ۶ متر، در سرفصل از st_{pv} را در نظر بگیرید.
 اولاً بر اساس لاغری اعضا ضریب کاهش ϕ را تعیین کنید. ثانیاً چنانچه روش ASD را در طراحی بکار بگیرید، ظرفیت باربری ستون را بیابید. ثانیاً بر اساس LRFD، مقاومت فشاری این مقطع ستون را بیابید. (از اینجای نام AISC استفاده شود)

یا اینجای نامی ۱۳۹۲ ایران

$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

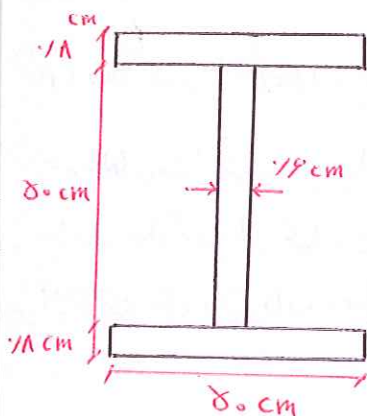
$$F_{cr} = 47.5$$

$$E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

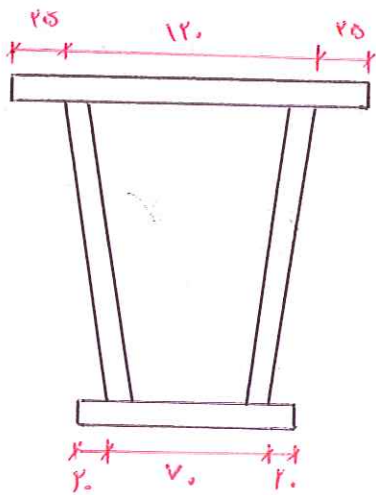
$$\text{مقاومت فشاری} = 73.7 \text{ ton}$$

$$R_u \leq \phi R_n$$

مقاومت فشاری اعضا ← ضریب کاهش مقاومت
 حاصل از ترکیب بارهای



کمترین ϕ : مقطع رد بر روی تکیه بار تراز را دارد؟ (اعداد بر حسب سانتی متر)



$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

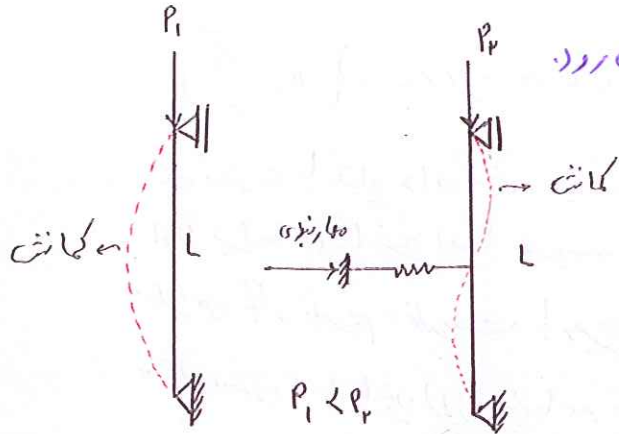
$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{بار تراز} \begin{cases} P = 100 \text{ ton} \\ M = 80 \text{ ton/m} \end{cases}$$

* طراحی مهاربند های جانبی :

مهاربندی را به ۳ دسته تقسیم می کنیم:

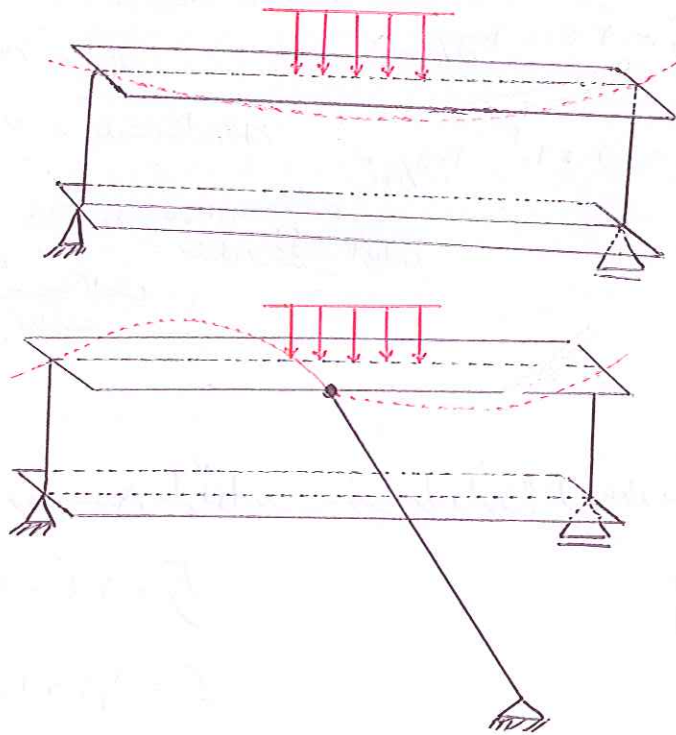
(۱) مهاربندی اعضای فشار دار: برای جلوگیری از کمانش خمشی بار وارد.



اثر خمشی فنر (مهار) به سمت بی نظایت میل کند، مهار بصورت تکیه گاه عمل می کند و اثر به سمت صفر میل کند به شکل اول بر می گردد.

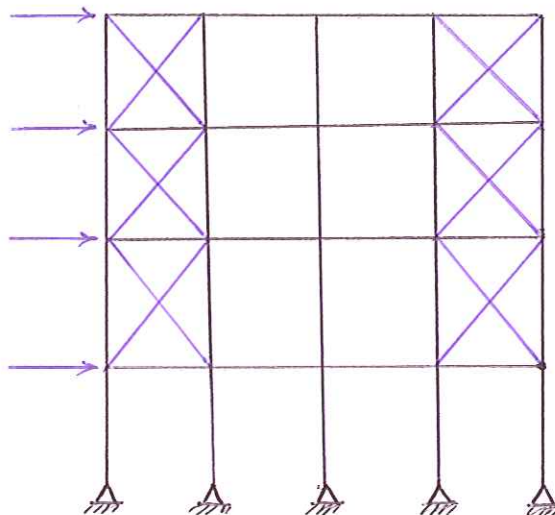
(۲) مهاربند بر اعضای خمشی :

در بالهای فشار بر تیرها، بار جلوگیری از کمانش جانبی پیش ازین بال قرار داده می شود.



(۳) مهاربند سیستم های سازه ای :

پایدار کل سیستم را تأمین می کند.



* مهارت‌های اضافی فشاری

یک ستون با تکیه گاه صلب دارای مهارت‌های جانبی کافی است.

گشتاور نسبت به A:

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow P\Delta = QL$$

$$P\Delta = K\Delta L$$

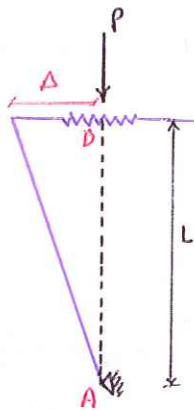
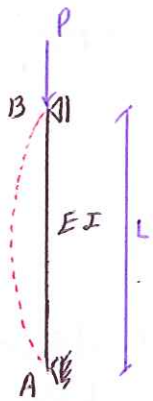
$$\Rightarrow P = KL \quad | \quad K = \frac{P}{L}$$

$$K \geq \frac{P_{cr}}{L} \quad \leftarrow \text{اگر } P = P_{cr} \text{ باشد}$$

$$K \geq \frac{\frac{\pi^2 EA}{(\frac{L}{r})^2}}{L}$$

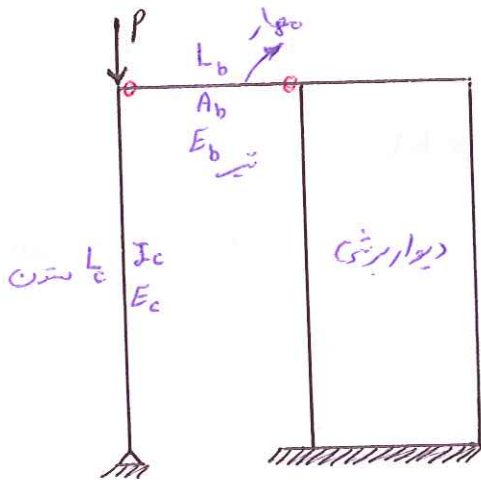
$$K_{ideal} = \frac{P_{cr}}{L}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{(\frac{L}{r})^2}$$



=>

نکته: اگر سختی غنچه بزرگتر از مقدار فوق باشد، عنصر دارای مهارت‌های جانبی کافی خواهد بود. در غیر این صورت ستون قبل از رسیدن به P_{cr} انتقال جانبی در نقطه B منجر به وقت نیوب کمتر از P_{cr} می‌گردد.



اگر سختی مهار برابر با $k \geq \frac{P_{cr}}{L}$ باشد داریم:

$$K = \frac{E_b A_b}{L_b}$$

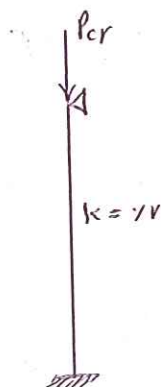
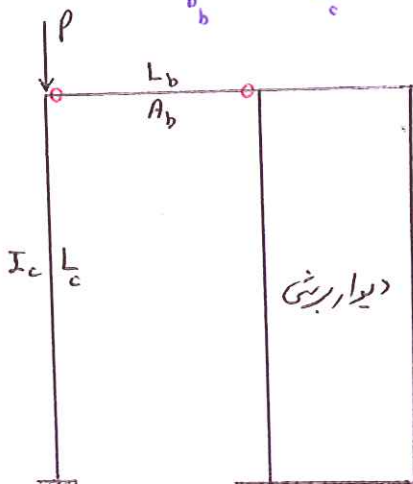
$$K = \frac{E_b A_b}{L_b} \geq \frac{\frac{\pi^2 E_c I_c}{(L_c)^2}}{L_c}$$

$$\text{if: } E_b = E_c \rightarrow \frac{A_b}{L_b} \geq \frac{\pi^2 I_c}{L_c^3} \quad *$$

در حالت استاتیکی مهار نیویز تحمل نمی‌کند اما زمانی که به ستون نیروی وارد شود، مهار نقش دارد.

برای اینکه ستون از تمام ظرفیت خود استفاده کند مهار باید مشغول باشد. $\frac{A_b}{L_b} \geq \frac{\pi^2 I_c}{L_c^3}$ را داشته باشد.

اگر شرط $\frac{A_b}{L_b} \geq \frac{\pi^2 I_c}{K L_c^3}$ باشد می‌توان به این ستون بار P_{cr} داد.



مربوط به عنصر
دو سر محفل L می‌باشد.

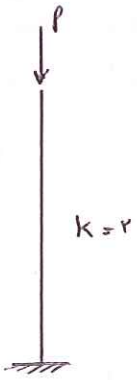
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_c}{(K L_c)^2} = \frac{\pi^2 E I_c}{1.7^2 L_c^2}$$

1.7

اگر شرط برقرار نباشد چقدر می توان به ستون بار وارد کرد؟

در این حالت ستون تبدیل می شود به ستون یک سرگیردار دیگر $K=2$ زاد

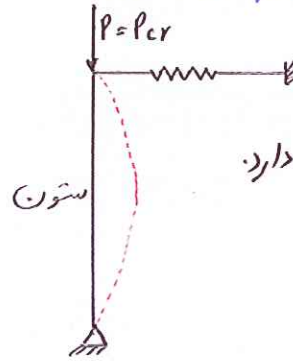
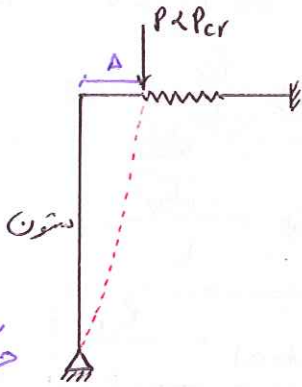
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_c}{(K L_c)^2} = \frac{\pi^2 EI_c}{4 L_c^2}$$



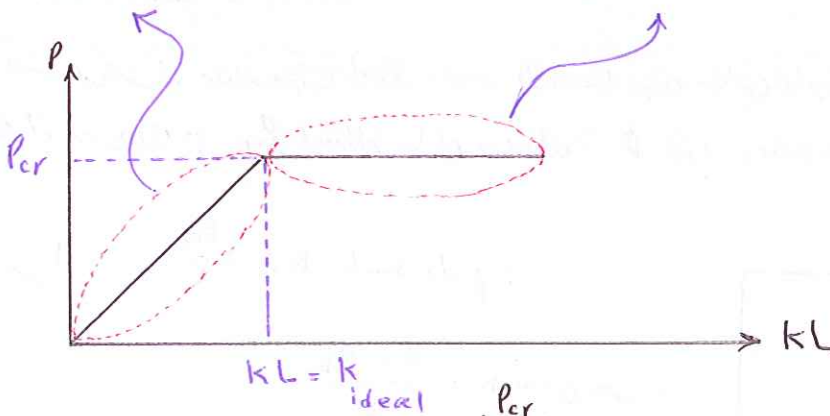
اگر مهار مناسبی قرار داده نشود Δ برابر ظرفیت ستون
کم می شود یعنی بار P_{cr} برابر کوچکتر می شود.

به طور خلاصه:

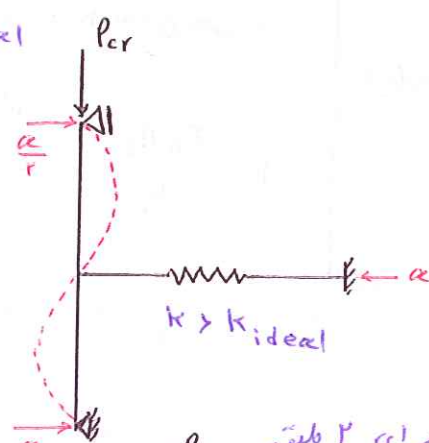
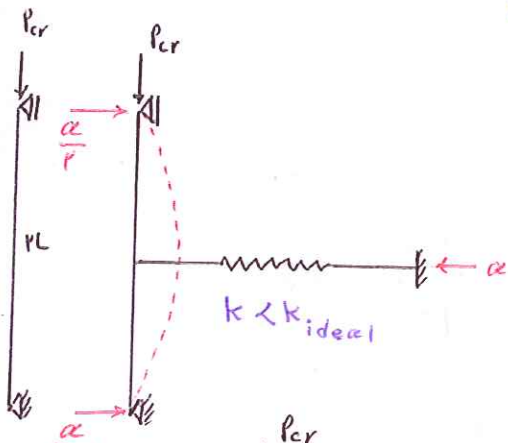
مهار جانبی در باربری ستون نقش بسزایی دارد.



حرکت جانبی آزاد است.



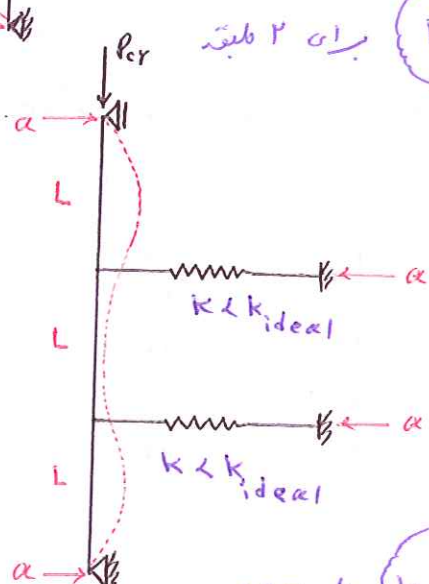
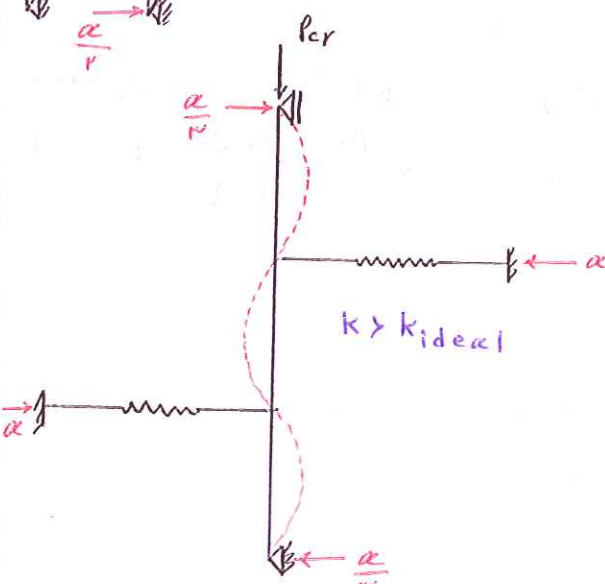
اگر ستون ۲ طبقه باشد:



$$K_{ideal} = \frac{2 P_{cr}}{L}$$

برای ۲ طبقه

اگر به سه



$$K_{ideal} = \frac{3 P_{cr}}{L}$$

برای ۳ طبقه

$\beta = 2$	دو دهانه
$\beta = 3$	سه دهانه
$\beta = 2 + \sqrt{2}$	چهار دهانه
$\beta = 1.8$	پنج دهانه
$\beta = 4$	شش دهانه
بیشتر از ۶ دهانه نیز همان ۴ است	

معادله ۴۹: در حالت کلی: $k_{ideal} = \beta \frac{P_{cr}}{L}$

مقدار β به طریق تعدیلی بدست می آید در حد اکثر مقدار آن ۴ است

اثر ضریب اطمینان ۲ در نظر بگیریم در نتیجه $\frac{P_{cr}}{P} = 2$ و P_{cr} برابر است با ۲۲

$$Q = (k_{ideal}) (\Delta) \quad \text{نیروی دایره به هم دارند}$$

$$k = \frac{2 \beta P}{L}$$

نیروی مهار:

فرض $\Delta = \frac{L}{500}$ (ضریب حد اکثر)

β به تعداد دهانه بستگی دارد.

$$Q = k \Delta \quad \text{نیروی مهار جانبی}$$

$$Q = \left(2 \beta \frac{P}{L} \right) \times \frac{L}{500} = \frac{\beta P}{250}$$

$$k = \frac{4 \beta P}{L} \Rightarrow Q = \frac{\beta P}{125}$$

بست نظریه اطمینان ۲
ثابت کنی یا انحاء ۲ اولیه

اثر $\beta = 4$ باشد Q برابر با ۲۲٪ نیروی P می باشد.

به طور تجربی در طراحی مهار بال فشاری تیر

$$\begin{cases} Q = 22\% P \\ P = \text{نیروی فشاری بال} = A_f F_y \end{cases}$$

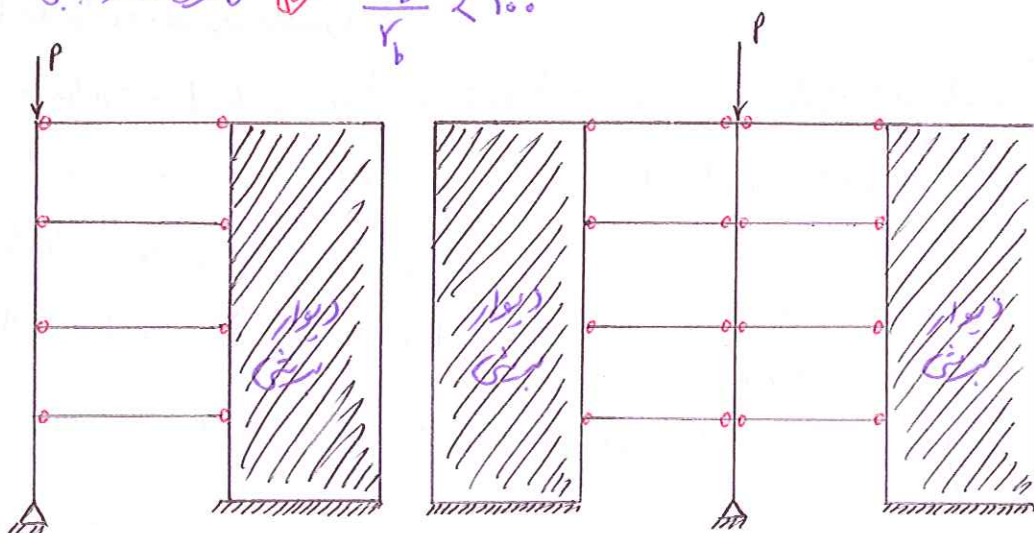
که سطح مقطع بال

طراحی کامل یک مهار جانبی: $Q = \max \left(22\% A_f F_y, \frac{\beta P}{125} \right)$ ① نیروی مهار جانبی

② $k = \frac{E_b A_b}{L_b} \geq \frac{\beta P_{cr}}{L_c}$ $P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L^2}$ ضریب مهار جانبی

که طول ستون یا عضو که نیروی محوری در آن ایجاد می شود.

③ $\frac{L_b}{r_b} < 200$ لاغری مهار جانبی

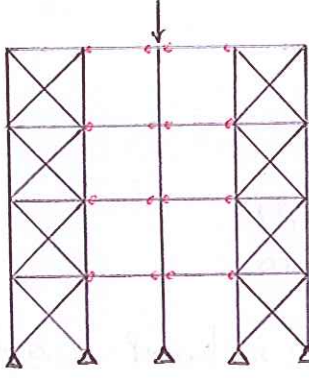
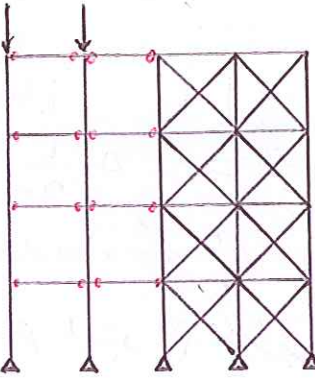
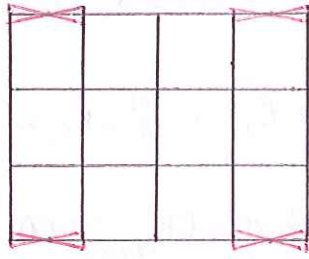
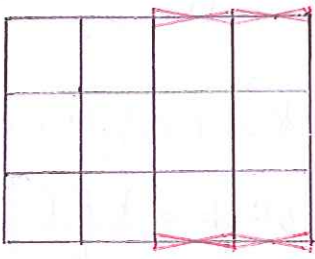


برای یک ساختمان چاروطبقه؟

اگر مهار از یک طرف باشد باید برای فشار طراحی شود.

اگر مهار از دو طرف باشد آنرا براب کشش طراحی می کنیم.

نکته: چگونگی قرار گرفتن دیوار برشی می تواند یک مهار را از وضعیت فشار به وضعیت کشش تبدیل کند و مقطع انتخاب برای مهار کمتر شود.



مهار برابر فشار طراحی می شود.

مهار برابر کشش طراحی می شود.

مشخصات مهارها بر ساختمان های مقاوم در برابر زلزله:

(۱) مهار بندی تیرها:

(الف) هر دو بال تیر به طور مستقیم یا غیر مستقیم باید مهار جانبی داشته باشند.

(ب) فاصله بین مهارهای جانبی در مد نامحل محور مستون ها نباید از ۹۶۲/۲ تجاوز کند.

۲ = شعاع اتراسیون تیر حول محور ضعیف تیر ۹۶۲/۲ ≤ فاصله بین مهارهای جانبی

(ج) در محل اثر بار متمرکز که امکان تشکیل لولای پلاستیک فراهم است باید مهار جانبی قرار داده شود.

(۲) قابهای مهار بندی شده:

قابهایی که از طریق رفتار برشی و یا خمشی، نیروی زلزله را تحمل می کنند باید به صورت قاب ویژه طراحی شوند، در غیر این صورت باید توسط مهار بندی هم محور یا بیرون محور مهار بندی شود.

قابهای مهار بندی شده هم محور:

* لاغری اعضای باد بندها نباید از $\frac{4025}{\sqrt{F_y}} \approx 125$ تجاوز کند.

* کشش مجاز فشاری اعضای مهار بندی برابر است با:

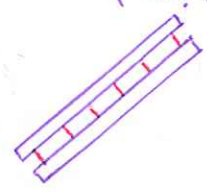
$$F_{as} = \left(\frac{1}{1 + \frac{KL}{r^2} \frac{r_c}{r}} \right) F_a$$

مع ضریب کاهش کشش

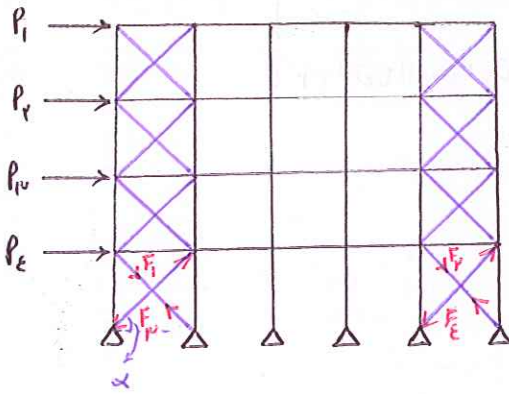
این یعنی باد بند نباید لاغر و کم مقاوم انتخاب شود.

نکته: در ساختمان های ۱ یا ۲ طبقه، اگر مقاومت باد بند $1.4 R$ برابر نیروی حاصل از زلزله باشد لازم نیست لاغری آن مطابق رابطه ی * باشد. مقاومت باد بند = نیروی زلزله $\times 1.4 R$

اگر مهاربند از چند پرسرخیل ساخته شده باشد و توسط بست ها به هم متصل شده باشد، فواصل بست ها باید به گونه ای انتخاب شود تا رابطه ی $\frac{L}{r_{min}} \leq \frac{3}{4} \left(\frac{L}{r} \right)$ برقرار باشد.
 پاء فاصله ی بین لقمه ها (بین ردیف ها در باربند ها)
 در این نامه یکتا $\frac{3}{4} \leq 1.7$ بود.



نیروی برشی در هر طبقه از مهاربند باید طوری بین عناصر قشری مهاربند توزیع گردد که مجموع مؤلفه ی افقی نیروی اعضای فشاری یا مجموع مؤلفه ی افقی نیروی اعضای کششی هیچکدام از ۷۰٪ برش کل تجاوز ننمایند.

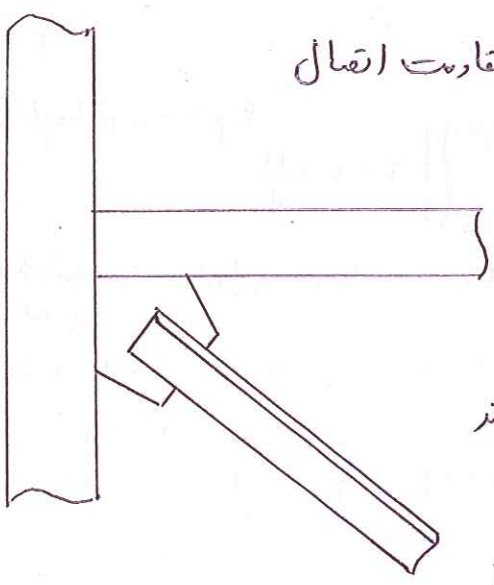


عصر فشاری: $F_1 \cos \alpha + F_2 \cos \alpha \leq 0.7 (P_1 + P_2 + P_3 + P_4)$
 عضو کششی: $F_3 \cos \alpha + F_4 \cos \alpha \leq 0.7 (P_1 + P_2 + P_3 + P_4)$

مقاومت اتصال مهاربند باید برابر باشد با حداقل اعداد زیر:

- ۱ - مقاومت کششی اعضای مهاربند $(F_y \cdot A)$
 ۲ - نیروی مهاربند حاصل از زلزله $(1.6R)$
 ۳ - حداقل کشش نیرویی که توسط سیستم به مهاربند اعمال می گردد.

$\text{مقاومت اتصال} = \min$



اتصال تیر به ستون نیز در تیرهایی که جزئی از سیستم مهاربند هستند باید دارای ظرفیت لازم برای انتقال نیروی تعیین شده به روش فوق باشد.

هندسه مهاربند:

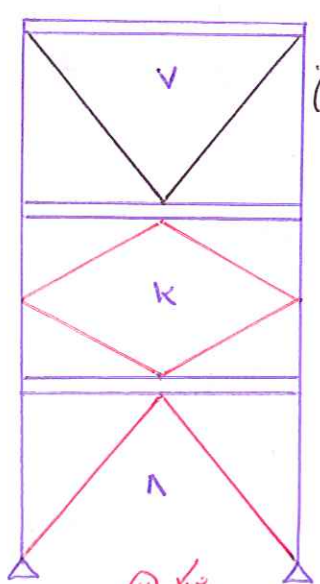
الف) مهاربند های V، K، و H، باید برای ۱۰ برابر نیروی زلزله طراحی شوند و تیر افقی در حد فاصل دو ستون باید پیوسته باشد. **شکل ۵**

در مهاربند نوع H تیر افقی در حد فاصل دو ستون باید با قائم را بدون توجه به مهاربند متصل گردد.

تبصره ۱: این محدودیت در فاصله ها، سا فاصله های یک طبقه در ۱۰ طبقه ی هر ساختمان لازم نیست که اعمال شود.

مهاربند K (بجورث و تیر ۱):

استفاده از ۱۰ تیر مجموعه است مگر در ساختمان های یک و دو طبقه به شرط آنکه مقاومت مهاربند از [نیروی زلزله $\times 1.6R$] بیشتر باشد.



شکل ۷

انصالات

بار بندها

خوابها

انصالات با بنی نشین

انصالات با بنی جان

انصالات نشین تقویت شده

انصالات قبل از ۱۹۹۴

انصالات بعد از ۱۹۹۴

انصالات که نیروی محور را تحمل می کنند

انصالات که نیروی برشی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی گسیختگی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی پیچشی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات که نیروی کششی را تحمل می کنند

انصالات در بار زلزله فولادی

انصالات صلب

(۱) انصالات از نظر انتقال نیرو

انصالات نیمه صلب

انصالات انعطاف پذیر
(انقال سار)

انقال با درز کناری

انقال با درز فوقانی و تحتانی

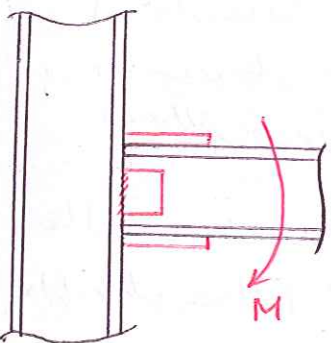
انقال با درز مقطع متغیر KBB

انقال با بال کاهش یافت RBS

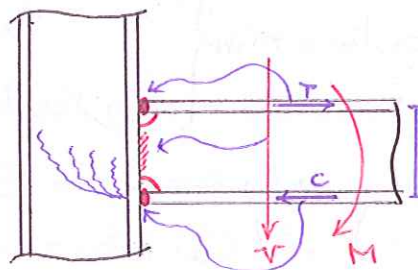
انقال با جان شکاف دار

انقال con XL

انقال pin fuse



انقال با درز فوقانی و تحتانی و درز جان



انقال مستقیم

$$T = C = \frac{M}{d}$$

مقدار نیروی برشی در بال پایین هم اضافه شده بود.

روش خطی برای مشتق کردن نوع اتصال در روش سختی

معادله شیب یافت برای تیر AB به صورت زیر است

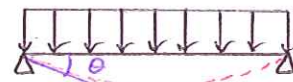
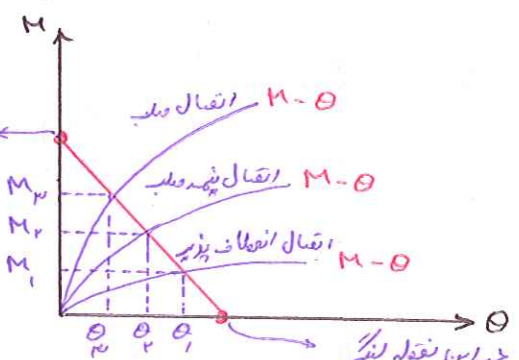
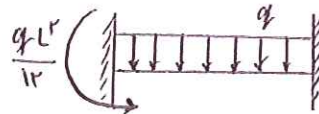
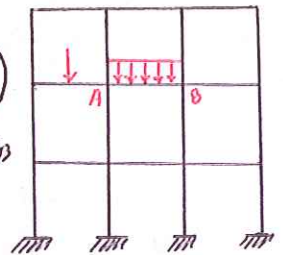
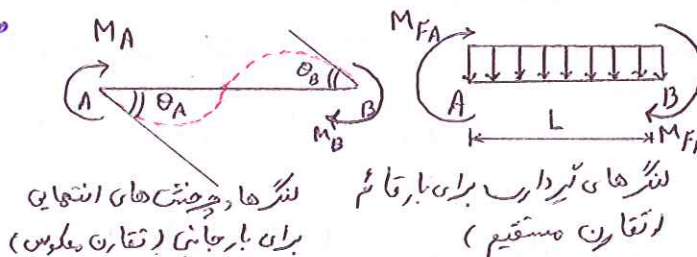
$$M_{AB} = \frac{2EI}{L} (\theta_A + \theta_B) \pm M_{AB}^F$$

مقادیر if : $\theta_B = \theta_A$

$$M_{AB} = \frac{2EI}{L} \theta_A \pm M_{AB}^F$$

$$M = \alpha \theta + b$$

$$Y = \alpha x + b$$



$$\theta = \frac{qL^3}{24EI}$$

$$M_1 < 10\% M_{AB}^F$$

انقال سار

$$M_p > 90\% M_{AB}^F$$

انقال صلب

$$10\% M_{AB}^F < M_p < 90\% M_{AB}^F$$

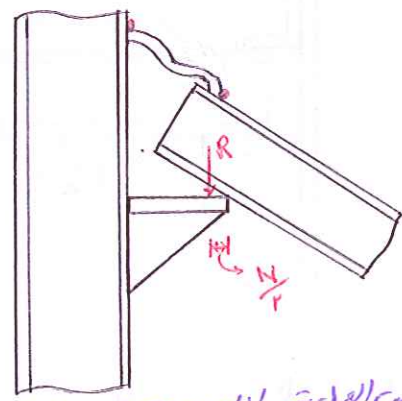
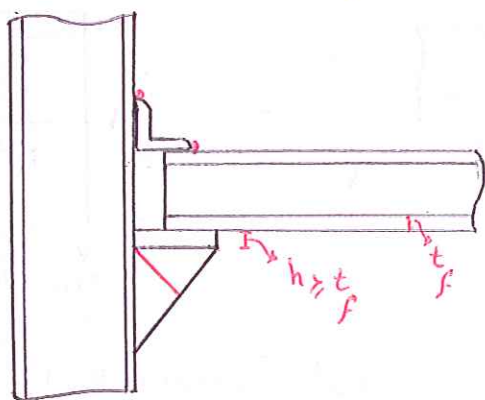
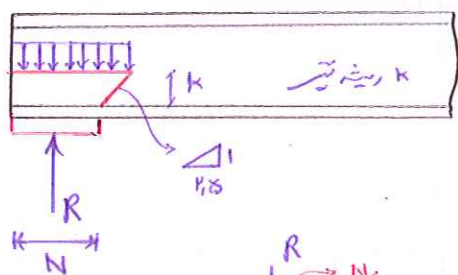
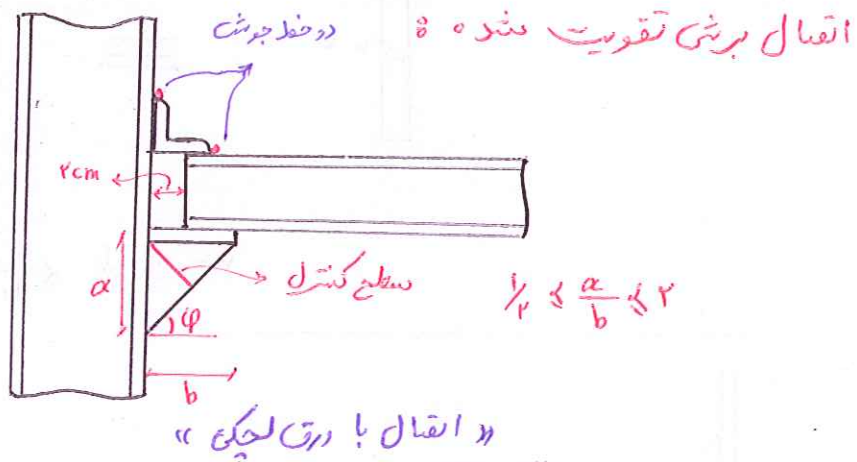
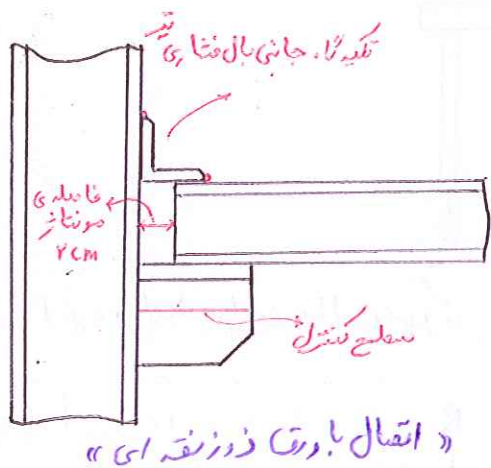
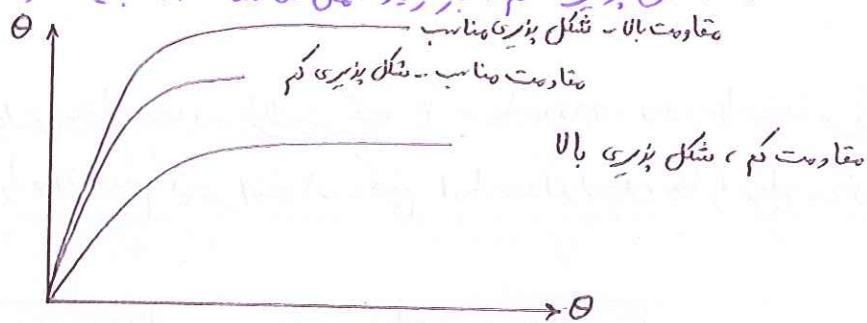
انقال نیمه صلب

در صورتی که در تیر و تیرچه اتصال صلب محسوب می‌شود.

اتصال کناری ← صلب محسوب می‌شود.

اتصال با پیچری ← صلبیت کمتری دارد. ۷۰٪ تا ۸۰٪ (نیمه صلب)

اتصال خمشی که اتصال آنجا بیشتر از ۹۰٪ باشد صلب است. اتصال صلب، مقدار بیش‌تر است. در حالت مقاومت بالا و شکل پیرامونی کم، بار زیاد تحمل می‌کند، اما به یک باره می‌شکند و تغییر شکل نمی‌دهد.



عکس العمل تیر از لبه ی اتصال به فاصله ی $N/2$ خواهد بود.

$N =$ عرض ستون

تنش حاصل از نیرو

تنش حاصل از لنگر

$$\frac{R}{\sin \phi} \frac{(e)}{(L_{AB})(t)} + \frac{\left(\frac{R}{\sin \phi}\right)(e)}{(t) \left(\frac{L_{AB}^2}{\epsilon}\right)} \leq 1.6 F_y$$

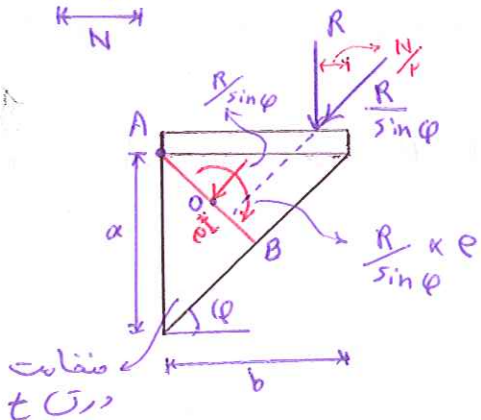
نکته: R بدون ضریب بار است.

t ضخامت مجموع لچکی‌هاست.

کنش مقاومت در روش LRFD در لچکی:

$$\frac{R}{\sin \phi} \frac{(e)}{(L_{AB})(t)} - \frac{\left(\frac{R}{\sin \phi}\right)(e)}{\frac{t L_{AB}^2}{\epsilon}} \leq 1.9 F_y$$

نکته: R با ضریب بار است.

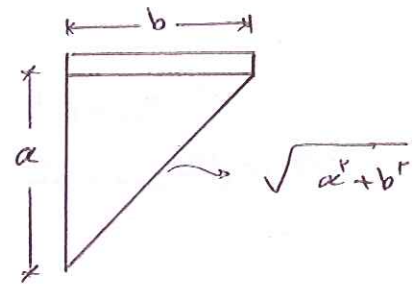


نقطه ی ۰ وسط AB است

را بهی کنترل پایدار برای جلوگیری از گمانش باید به کار رود.

$$\frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{t} \leq \frac{1.36}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \text{kg/cm}^2$$

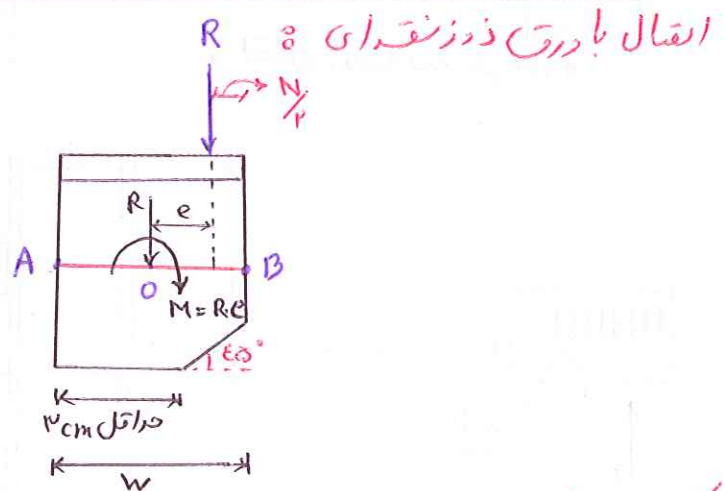
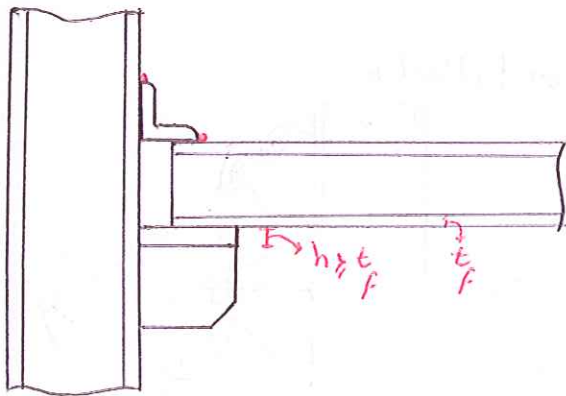
منظارت تک به تک لچکی
می باشد



این فرمول یک مقدار برای t می دهد. را بهی مقاومت در بالا نیز یک t به ما می دهد. و در نهایت بزرگترین t را انتخاب می کنیم. حال مقدار t را می توانیم کمتر انتخاب کنیم اما مقدار لچکی ها را زیاد می کنیم.



نکته: این روابط برای حالتی بود که $\frac{R}{b} \leq \frac{1}{4}$ باشد.



$$\frac{R}{w \cdot t} + \frac{M}{t w^2} \leq 1.6 F_y$$

کنترل مقاومت در روش ASD: R و M بدون ضریب بار هستند.

$$\frac{R}{w \cdot t} + \frac{M}{t w^2} \leq 1.9 F_y$$

کنترل مقاومت در روش LRFD: R با ضریب بار هستند.

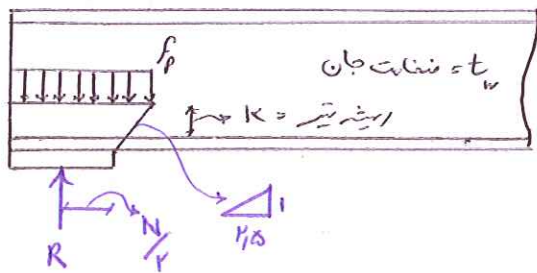
منظارت کل ورق

$$\frac{w}{t} \leq \frac{1.98}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \text{kg/cm}^2$$

منظارت تک ورق

کنترل پایدار:

N = عرض نشیمن که مربوط به خور تیر است و از رابطه لپیدس بدست می آید.



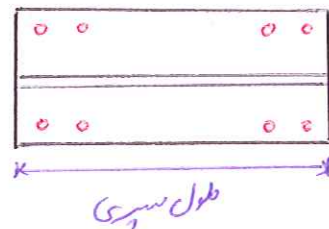
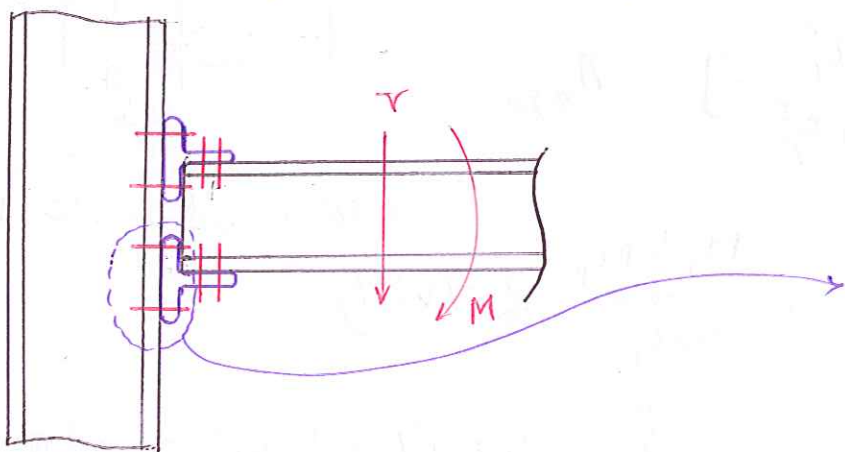
$$k \text{ kg/cm}^2$$

$$p_p = \frac{R}{(N + 1/15)t_w} \leq 1/6 F_y$$

از این رابطه عرض نشیمن (N) بدست می آید که باید بزرگتر از k باشد. k در جدول اشتال با C نیز نشان داده شده است.

اگر از ضخامت تگ بخواهیم استفاده کنیم باید از تیر هون نیم شده یعنی شکل مقابل استفاده کنیم.

یکی از اتصالاتی که لنگر خمشی را منتقل می کند اتصال با سیری است (اتصال پیچی)



$$T = C = \frac{M}{d}$$

طرح جان سیری و برای کشش حاصل از M طرح می شود.

$$\frac{T}{L \times t} \leq 1/6 F_y$$

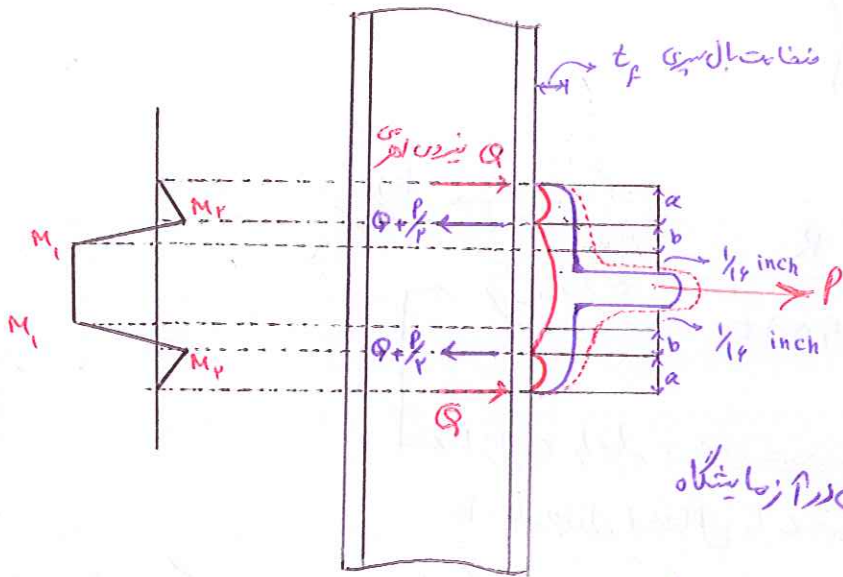
$$\frac{T}{\sum A_{b_i}} \leq F_t \rightarrow \text{کش مجاز برش پیچ ها}$$

طرح پیچ های جان سیری و

سطح مقطع پیچ

طرح صفحات بال سیری: بر اساس محل اهرمی و خشت حاصل از آن طرح می شود.

نیزه ها در داخل بال خشت ایجاد کرده داز همین خشت ایجاد شده، صفحات بال را می توان بدست آورد.

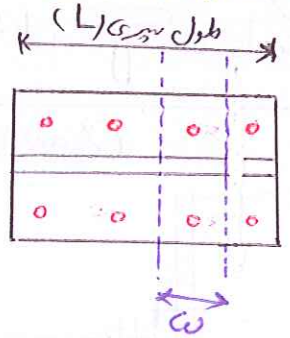


$$M_r = Q a$$

$$M_i = Q (a + b) - (Q + \frac{P}{r}) a$$

Q (نیروی اهرمی) توسط Naier و همکارانش در آزمایشگاه

بدست آورده است.



$$Q = \frac{P}{r} \left[\frac{100 b D^r - 18 \omega t_f^r}{70 \alpha D^r + 21 \omega t_f^r} \right] \quad A_{325}$$

$$\frac{P}{r} \left[\frac{100 b D^r - 18 \omega t_f^r}{42 \alpha D^r + 21 \omega t_f^r} \right] \quad A_{490}$$

کنترل مقاومت با روش ASD:

$$\frac{M_i \leq M_r}{\frac{\omega t_f^r}{\phi}} \leq 1.75 F_y$$

ابتدا Q را بدست آورده با فرض اینکه t برابر منفی است.

پس با مقدار Q ، M_i ، M_r بدست می آید.

سپس M_i یا M_r را در رابطه کنترل مقاومت قرار داده تا t جدید بدست آید.

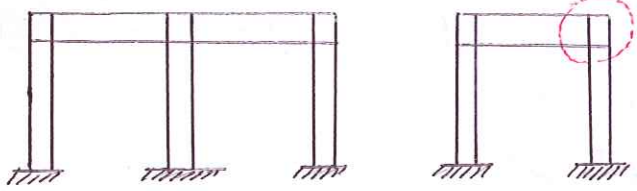
سپس در Q قرار داده تا Q جدید بدست آید و دوباره M_i و M_r را بدست می آوریم و در نهایت با

قرار دادن M_i یا M_r در رابطه مقاومت، این رابطه را کنترل کرده و t نهایت را بدست می آوریم.

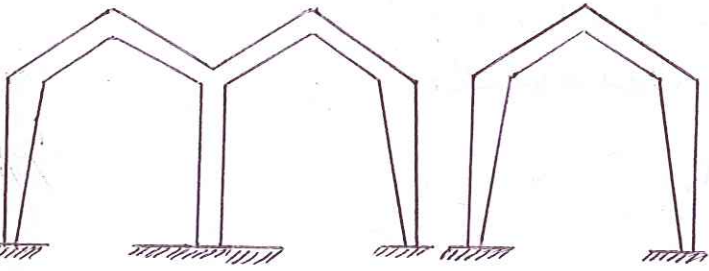
نیروی اهرمی باعث خم شدن بال سیری می شود.

اتصالات زانویی

قاب های تحت یک دهانه یا چند دهانه

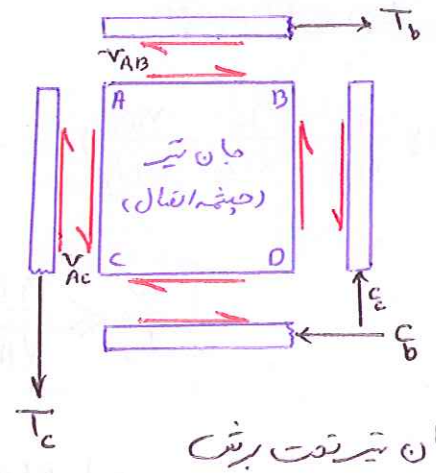
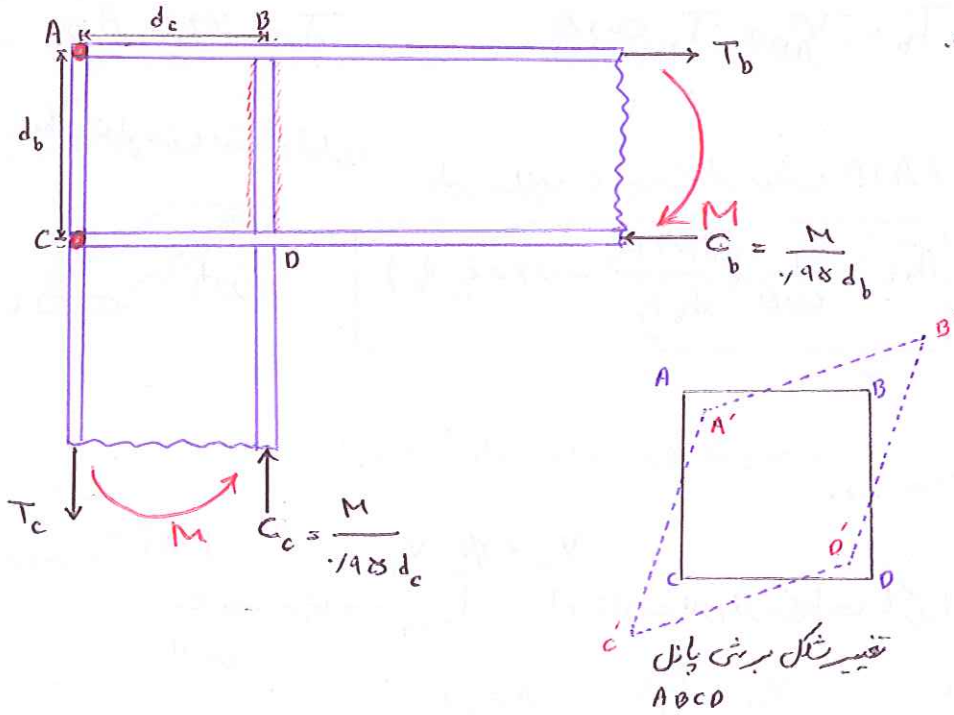


قاب های شیار یک دهانه یا چند دهانه



در روش ASD : ضعیف ترین بال ها $d_b \geq 0.8 d_c$ است .

کنترل کردن ضعیف ترین بارها بدست آمده است .



جان تیر تحت برش

برای اینکه جان تیر قادر به تحمل نیروی T_b باشد باید $T_b \leq V_{AB}$ شود

$$V_{AB} = F_v t_w d_c$$

که تنش مجاز برش

$$T_b \leq \frac{M}{1.95 d_b}$$

$$\Rightarrow \frac{M}{1.95 d_b} \leq F_v t_w d_c \Rightarrow t_w \geq \frac{M}{1.95 d_b d_c F_v}$$

حد اقل ضخامت چشمه انتقال

$$t_w \geq \frac{21,63 M}{F_y d_b d_c} \leftarrow \text{الاستیک}$$

در طراحی به روش الاستیک $F_v = 0.4 F_y$

حد اقل ضخامت چشمه انتقال

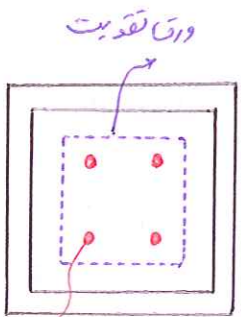
$$t_w \geq \frac{1,91 M}{F_y d_b d_c} \leftarrow \text{پلاستیک}$$

در طراحی به روش پلاستیک $F_v = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \approx 0.58 F_y$

اگر رابطه ی حد اقل ضخامت چشمه انتقال ارضاء نشد باید آن را تقویت کرد.

① تقویت نوع اول : برای تعیین ضخامت لازم جهت کنترل رابطه

می توان از دین های ضعیف در طرفین ضخامت جان تیر که به صورت خواص در جان توسط جوش های انگشتانه اجرا می شود استفاده کرد.

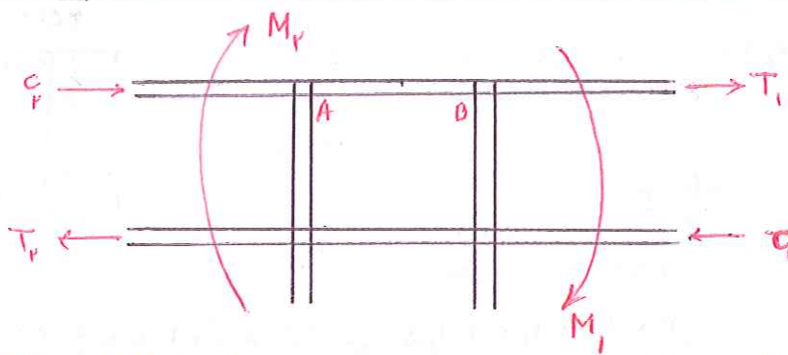


$$t_s = \frac{21,63 M}{F_y d_b d_c} - t_w$$

جوش انگشتانه

ضخامت دین تقویت

برای قاب دو دهانه ۸



$$AD \rightarrow V_n = 1/2 F_y d_b t_w$$

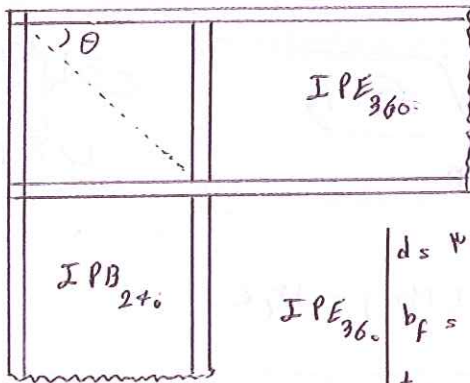
$$AB \rightarrow V_u = \frac{M_1 + M_2}{d_b}$$

در فرمول های قبل به جای $M_1 + M_2$ ، M_u قرار دهیم.
برای ترین حالت افزایش است برای همین M_1 و M_2 با هم
جمع شده اند تا هم دیگر را حذف نکنند.

$$A_{st} = \frac{1}{\cos \theta} \left(\frac{M_1 + M_2}{\phi_c F_y d_b} - 1/2 t_w d_c \right)$$

$$t_w \geq \frac{1/2 V_u (M_1 + M_2)}{\phi_r F_y d_b d_c}$$

مثال ۸: مطلوب است طراحی یک اتصال زانویی تخت برای قاب تک دهانه که پروفیل نیان IPE_{360}
در پروفیل شترن آن IPB_{240} باشد.



$$\theta = \arctan \frac{36}{24} = 56.31^\circ$$

$$M_h = M_p = Z K F_y = 1020 \times 2500 \text{ kg}.$$

$$= 251.88 \text{ ton.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 1.9 M_h = 1.9 \times 251.88 = 478.57 \text{ ton.m}$$

$$t_w \geq \frac{1/2 M_u}{\phi_r F_y d_b d_c} = \frac{1/2 \times 478.57 \times 100}{1.9 \times 25 \times 22.3 \times 34.7} = 21.2 \text{ cm}$$

$$21.2 = (24 - 1.2) \text{ cm} \rightarrow d - t = 24 - 1.2 = 22.8 \text{ cm}$$

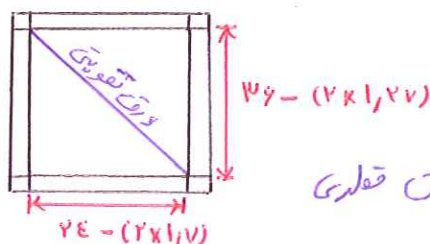
$$\begin{aligned} IPE_{360} \quad & d = 36 \text{ cm} \\ & b_f = 17 \text{ cm} \\ & t_f = 1.2 \text{ cm} \\ & t_w = 1 \text{ cm} \\ & Z = 2520 = 1020 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} IPB_{240} \quad & d = 24 \text{ cm} \\ & b_f = 24 \text{ cm} \\ & t_f = 1.7 \text{ cm} \\ & t_w = 1 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$K = 3.18 \text{ cm}$$

$$Z = K S_x = 3.18 \times 527 = 1685 \text{ cm}^3$$

$$A_{st} = \frac{1}{\cos \theta} \left(\frac{M_u}{\phi_c F_y d_b} - 1/2 t_w d_c \right) = \frac{1}{\cos 56.31} \left[\frac{478.57 \times 100}{1.9 \times 25 \times (24 - 1.2)} - 1/2 \times 1 \times 22.8 \right] = 281.12 \text{ cm}^2$$



$$L = \sqrt{(24 - (2 \times 1.2))^2 + (24 - (2 \times 1.7))^2} = 39.29 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$\text{use } 2P110 \times 14 \times 500 \text{ mm}$$

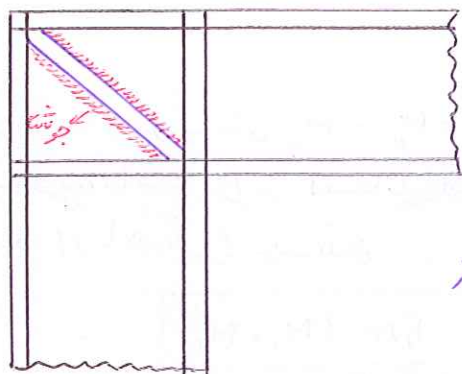
$$\frac{24 - 1}{2} = 11.5$$

$$A_{st} = 2 b \cdot t \Rightarrow 281.12 = 2 \times 11 \times t \Rightarrow t = 12.8 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 2 b \cdot t \Rightarrow 281.12 = 2 \times 11 \times t \Rightarrow t = 12.8 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t_s} = \frac{11}{1.4} < \frac{\sqrt{98}}{\sqrt{F_y}} = \frac{\sqrt{98}}{\sqrt{250}} = 1.42$$

$$\Rightarrow \sqrt{98} < 1.42 \quad \text{OK} \checkmark$$



فلزیت برشی در

$$2 \times 11 \times 1.4 \times 2.5 \leq 1.6 \times 2.5 \times (2.5 \times 2.5) \times 1.4 \times 1.4$$

$\frac{t_w}{cm}$ ← F_u ← F_y ← F_u ← F_y

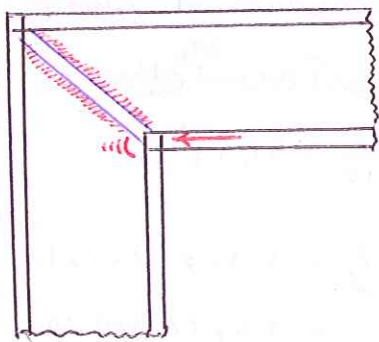
طول جوش ← تعداد جوش

بعد جوش مورد نیاز $w = 1.26 \text{ cm} \rightarrow 2.6 \text{ mm}$

حداقل بعد جوش $w = 7.7 \text{ cm} \rightarrow 7 \text{ mm}$

نتیجه: در منطقه نیرو متمرکز بال فشار تیر باید کنترل کما نش قائم و لهری نیز صورت گیرد.

کنترل کما نش قائم به روش LRFD



$$R_u \leq \phi R_n$$

$$R_n = \frac{2.5 t_w^2 \sqrt{E \cdot F_y}}{h}$$

نیروی کما نش
قائم جان

برای $IPB_{240} \rightarrow h = d - 2K = 25 - 2(3.8) = 17.4$

$$R_n = \frac{2.5 \times 1.4^2 \sqrt{2.5 \times 2.5}}{17.4} = 10.4 \times 1.4 = 14.56 \text{ ton}$$

$$\phi R_n = 1.4 \times 10.4 = 14.56 \text{ ton}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d_c} = \frac{22.03 \times 100}{22.2 \text{ cm}} = 99.23 \text{ ton}$$

$$R_u \leq \phi R_n \rightarrow 99.23 \not\leq 14.56$$

نتیجه: پس نیاز به سخت گسترده باشد.

گشتل تسلیم موضعی جان دستون در مقابل نیروی فشاری متمرکز
به روش LRFD

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$R_n = F_y t_w (5k + N)$$

اینجا ستون ۲۸
عرض نشیمن برابر با t_w است چون نیرو از بال تیر انتقال میابد

$$R_n = 250 \times 1 (5 \times 178 + 1 \times 27) = 250 \times 87.5 = 21875 \text{ ton}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d_c} = \frac{2 \times 2103 \times 100}{2 \times 213} = 981.79 \text{ ton}$$

$$\phi R_n = 0.9 \times 21875 = 19687.5 \Rightarrow 981.79 < 19687.5$$

پس نیاز به سفت کننده ما باشد.

$$P_u = 981.79 - 19687.5 = -18705.71 \approx -18706 \text{ ton}$$

دری تقویتی برابر ۱۸۷۰۶ تن طراحی می کنیم

$$A_{st} = \frac{P_u}{F_y} = \frac{-18706 \text{ ton}}{250 \text{ ton/cm}^2} = 74.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2 b_s t_s$$

$$74.82 = 2 \times 11.8 \times t_s \Rightarrow t_s = 1.58 \text{ cm}$$

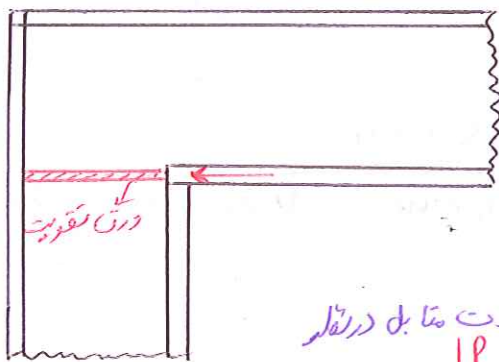
$$\text{Use } 2 \text{ PL } 10 \times 11.8 \text{ mm}$$

$$\left\{ \frac{b}{t} < \frac{595}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \frac{11.8}{1} < \frac{595}{\sqrt{250}} = 11.92 \right. \quad \text{OK} \quad \text{گشتل تسلیم موضعی}$$

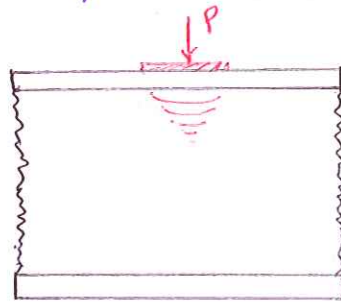
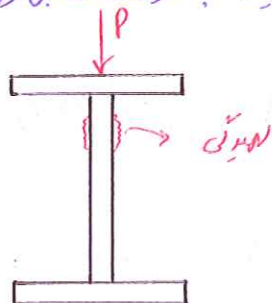
$$\text{طول دری ها} \Rightarrow d - 2 t_f = 24 - (2 \times 1.7) = 20.6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Use } 2 \text{ PL } 10 \times 11.8 \text{ mm } \times 20.6 \text{ mm}$$

↓ ↓ ↓ ↓
تعداد ضخامت عرض طول



نکته: در آیین نامه چوبی سال ۹۲ تسلیم موضعی و لپه‌ها به صورت متقابل در نظر گرفته شده است.



لپه‌ها در جایی اتفاق می افتد که منافات کم باشد.

تسلیم موضعی

کنترل لپیدین به روش LRFD

$$R_n \leq \phi R_n$$

$$R_n = 1.1 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^2 \right] \sqrt{\frac{E F_y t_f}{t_w}}$$

۱۸۰ بین ۱۳۹۳ سال

$$R_n = 1.1 \times 1^2 \left[1 + 3 \left(\frac{1.27}{2.4} \right) \left(\frac{1}{1.17} \right)^2 \right] \sqrt{\frac{2.1 \times 1.6 \times 2.4 \times 1.17}{1}}$$

$$R_n = 89.63 \text{ kN} = 89.63 \text{ ton}$$

$$R_u = \frac{M_u}{d_c} = \frac{22.03 \times 1.0}{22.3} = 98.79 \text{ ton}$$

$$\phi R_n = 1.75 \times 89.63 = 156.85 \Rightarrow 98.79 < 156.85$$

پس نیاز به ورق تقویتی نیست.

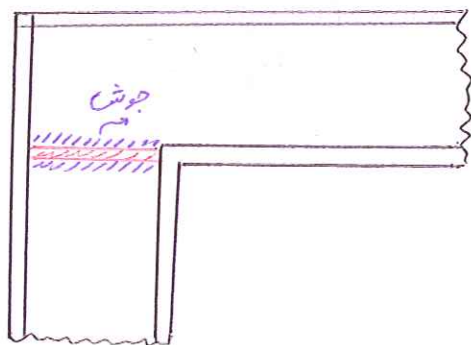
$$P_u = 98.79 - 156.85 = -58.06 \text{ ton}$$

در ورق تقویتی برابر ۰ است تا نیاز به طراحی کردن.

در مرحله قبل ورق تقویتی برابر ۰ است تا طراحی شد پس این ورق تحمل این حالت را نیز دارد. این ورق هم گمانش قائم و هم لپیدین و هم تعلیم مومنی را ارضا می کند.

سایر کنترل های مربوط به چشبه اتصال با توجه اینکه در منطقه فوق از ورق قطری استفاده شده است مورد نیاز نمی باشد. در غیر این صورت (اگر از ورق قطری استفاده نشده بودیم) باید با استفاده از ردیف ۱۸۶ چشبه ی اتصال در مقابل برش کنترل می شد.

محاسبه جوش ورق



$$R_u \leq F_{nw} \times A_{we} = 1.6 \times E_{1.2} \times (E \times 2) \times 0.707 w$$

↓
طول ورق
↓
طول ورق

$$R_u = 142.8 w$$

$$2 \times 1 \times 11.8 \times 2.4 < 142.8 w$$

$$55.2 < 142.8 w \Rightarrow w \geq w_{\min} = 6 \text{ mm}$$

$$M_n = M_p w_x \times F_y \quad \text{روش تنش مجاز ASD}$$

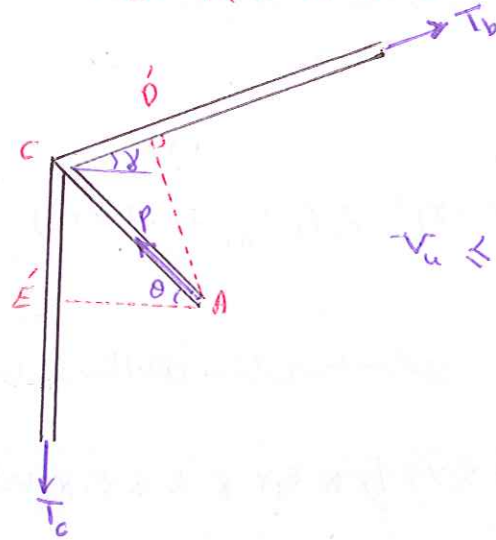
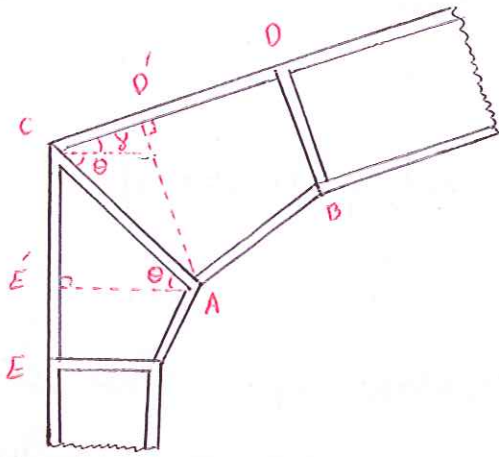
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M}{S_x} \leq 1.6 F_y \\ \frac{M}{Z} \leq F_y \end{array} \right. \Rightarrow M = S_x \times 1.6 F_y \quad \text{ظرفیت الاستیک فشرشی مقطع روش ASD}$$

با M_p نشان می دهیم.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M}{S_x} \leq 1.6 F_y \\ \frac{M}{Z} \leq F_y \end{array} \right. \Rightarrow M = Z \times 1.6 F_y \quad \text{ظرفیت پلاستیک فشرشی مقطع روش LRFD}$$

با M_p نشان می دهیم.

طراحی اتصال زانویی در قاب شیبدار با مایلر خطی :



$$V_u \leq \phi_r V_n$$

$$L \geq 19$$

در امتداد CD و CE'

$$\phi_r V_n + \phi_c P_n \cos(\theta + \phi) = \frac{M_u}{L_{Ac} \sin(\theta + \phi)}$$

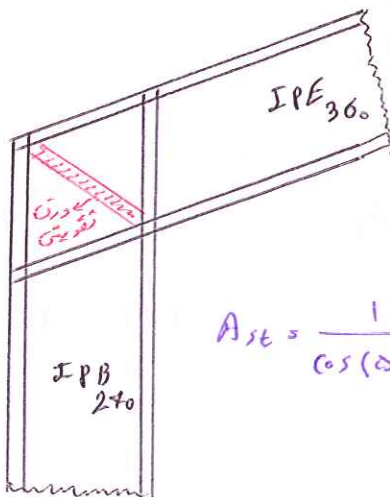
در روش LRFD :

$$\phi_r = \phi_c = 0.9$$

$$\phi_r (0.6 F_y) t_w L_{Ac} \cos(\theta + \phi) + \phi_c A_{st} + F_y \cos(\theta + \phi) = \frac{M_u}{L_{Ac} \sin(\theta + \phi)}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\cos(\theta + \phi)} \left[\frac{M_u}{\phi_c F_y L_{Ac} \sin(\theta + \phi)} - 0.6 t_w L_{Ac} \cos(\theta + \phi) \right]$$

فرمول کلی



اتصال زانویی در قاب شیبدار بدون مقطع متغییر مستقیم :

$$\alpha \leftarrow 18^\circ \text{ در شیب} \leftarrow \arctan 0.18 = 10.1^\circ$$

$$\text{طول ورق مورب} = 40 \text{ cm}$$

از فرمول کلی داریم :

$$A_{st} = \frac{1}{\cos(86.31 + 10.1)} \left[\frac{220.3 \text{ kN}}{0.9 \times 25 \text{ kN/cm}^2 \times 40 \text{ cm} \times \sin(86.31 + 10.1)} - 0.6 \times 11 \text{ cm} \times \cos(86.31 + 10.1) \right] = 78.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2 b_s t_s \rightarrow 78.1 = 2 \times 11 \text{ cm} \times t_s \Rightarrow t_s = 3.5 \text{ cm}$$

$$use = 2 \phi 11 \text{ cm} \times 3.5 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$$

در طرف یا همان تعداد ورق ↓ ↓ ↓ ↓
در طرف یا همان تعداد ورق ورق ضخامت ورق طول

در قاب شیبدار ضخامت بیشتری می خواهیم تا جان منصف نباشد ، این ورق را در بخشی می کنیم یک ورق به قطر ۱۲ mm چسبیده به جان دیگر ورق قطری به ضخامت ۲ cm قرار می دهیم . با توجه به اینکه پلیت با قطر ۲۴ mm زیاد است بهت است علاوه بر ورق های قطری از ورق های چسبیده به جان نیز استفاده شود.

یا مثلاً با قرار دادن ۲ در ۸ میلی متری در طرفین جان سطح مقطع ورق قفلون را از رابطه زیر بدست می آوریم.
 نکته: در این قسمت توجه شود که به جای $t_w = 1$ باید $t_w = 1 + 2(1/8)$ قرار دارد.

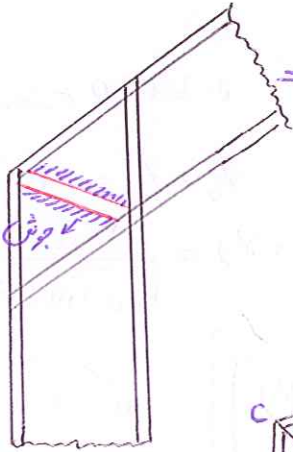
$$A_{st} = \frac{1}{\cos(\theta + \gamma)} \left[\frac{M_u}{\phi_c F_y L_{Ac} \sin(\theta + \gamma)} - \cancel{1/6} \cancel{t_w} L_{Ac} \cos(\theta + \gamma) \right]$$

$$1 + (2 \times 1/8) = 1.25 \text{ cm}$$

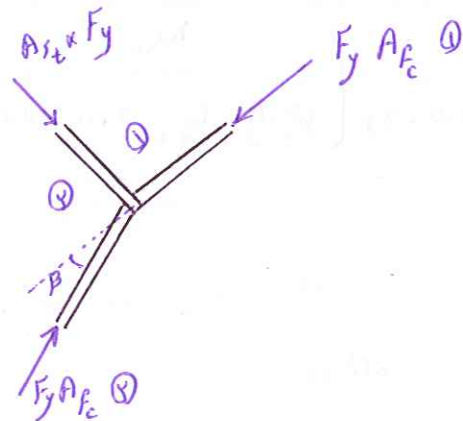
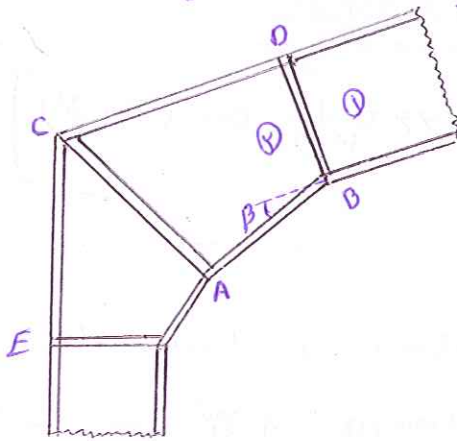
کنترل لپیدن و تسلیم موضعی محاسبه شود. همانند مثال قبل می توان محاسبه کرد.

مثلاً محاسبه جوش: $2 \times 11 \times 3,4 \times 2,4 < 1/6 F_y \times 4,2 \times 4 \times 40 \times 1/0,7 \times w$

$$\Rightarrow w = 1/62 \rightarrow w = 1/8 \text{ cm} \rightarrow w = 7 \text{ mm}$$



در حالتی که اتصال زانوش برای شیب دار با مقطع متغیر باشد نیز می توان بر اساس شرطیت بال و نوشتن تعادل گره مثلاً ورق مورد نیاز BD را حساب کرد.



A_{fc} : سطح مقطع بال شاخه در منطقه ⑤

بر اساس تعادل گره می توان روابط را برابر DB بدست آورد.

$$\cancel{F_y A_{fc} \sin \beta} = \cancel{A_{st} F_y} \Rightarrow A_{st} = A_{fc} \sin \beta$$

طراحی مقاطع مرکب :

۱- تیرهای مرکب

۲- ستون های مرکب

۳- دال های مرکب (کف مختلف)

۴- قاب های مرکب

۱- بتن و فولاد

۲- فولاد کم کرنش در مرکب

۳- چوب با FRP

۴- بتن با FRP

۵- WPC با FRP

۶- FGM (مواد مرکب هوشمند)

۷- SM (مواد هوشمند)

۸- SMA (مواد حافظه دار)

Functionally Greded material

smart material

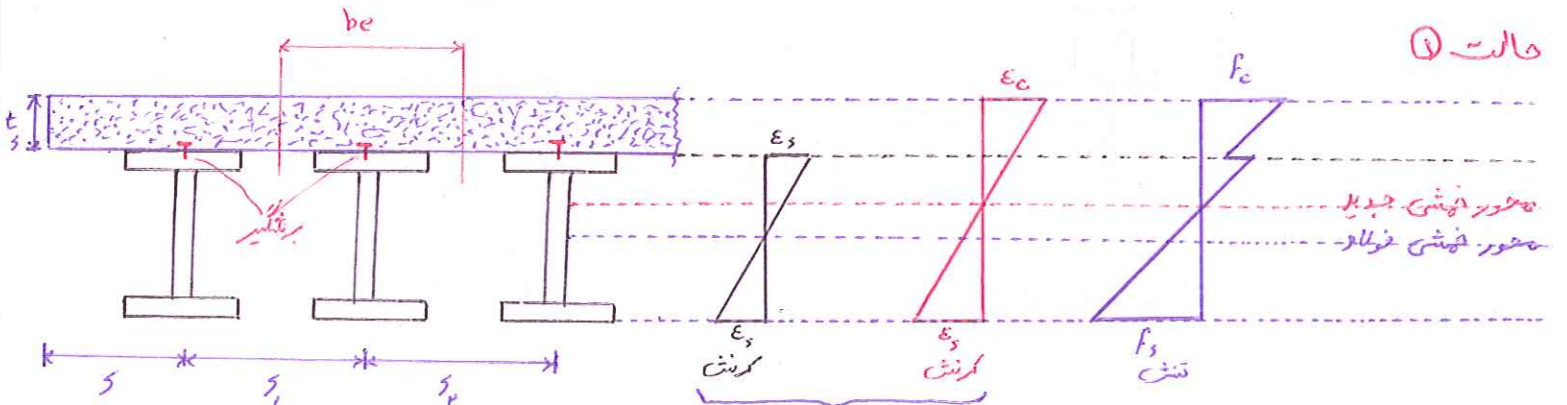
shape memory Alloy

فلسفه ی استفاده از مواد مرکب داشتن یک مقطع با معیار مناسب ساختن یک عنصری که ویژگی مطلوبی داشته باشد. مثلاً دیوارهای فندگلوله به صورت هوشمند با لایه های مختلف - کوره های حرارت - خاصیت مولکولی مواد به صورت هوشمند عمل می کنند، سرمایه های که در کشش و فشار از نظر مولکولی با هم متفاوت هستند. برای برطرف کردن آسیب های محیط زیست مثل ترکیب خاک اره با چوب (WPC) لارفاندی شیشه که شیشه خورده دارد، ساخت بتن با شیشه که جایگزین فیبر در بتن می شود. زباله های زغال سنگ، یک سری مواد درشتشور شدنشین شده است. این مواد با بتن ترکیب شده که جایگزین سیمان و یا ماسه شده است.

۱) بتن و فولاد جدا از هم با برشگیر

۲) فولاد مدفون در بتن بدون برشگیر

تیرهای مرکب بتنی و فولادی : در روش ASD



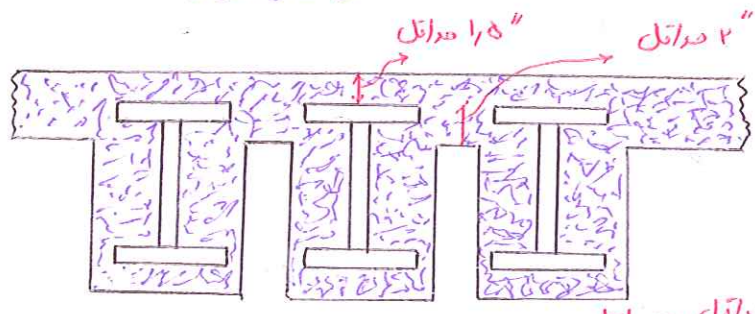
حالت ۱

محور تنش جدید

محور تنش فولاد

سطح مقطع قبل از ترکیب با بتن و بعد از ترکیب با بتن باید مستوی باقی بماند. برای اینکار برشگیر به اندازه کافی باید در مقطع تعبیه شود.

مرزهای بین مواد تنش ها را انتقال می دهند که اهمیت دارد.



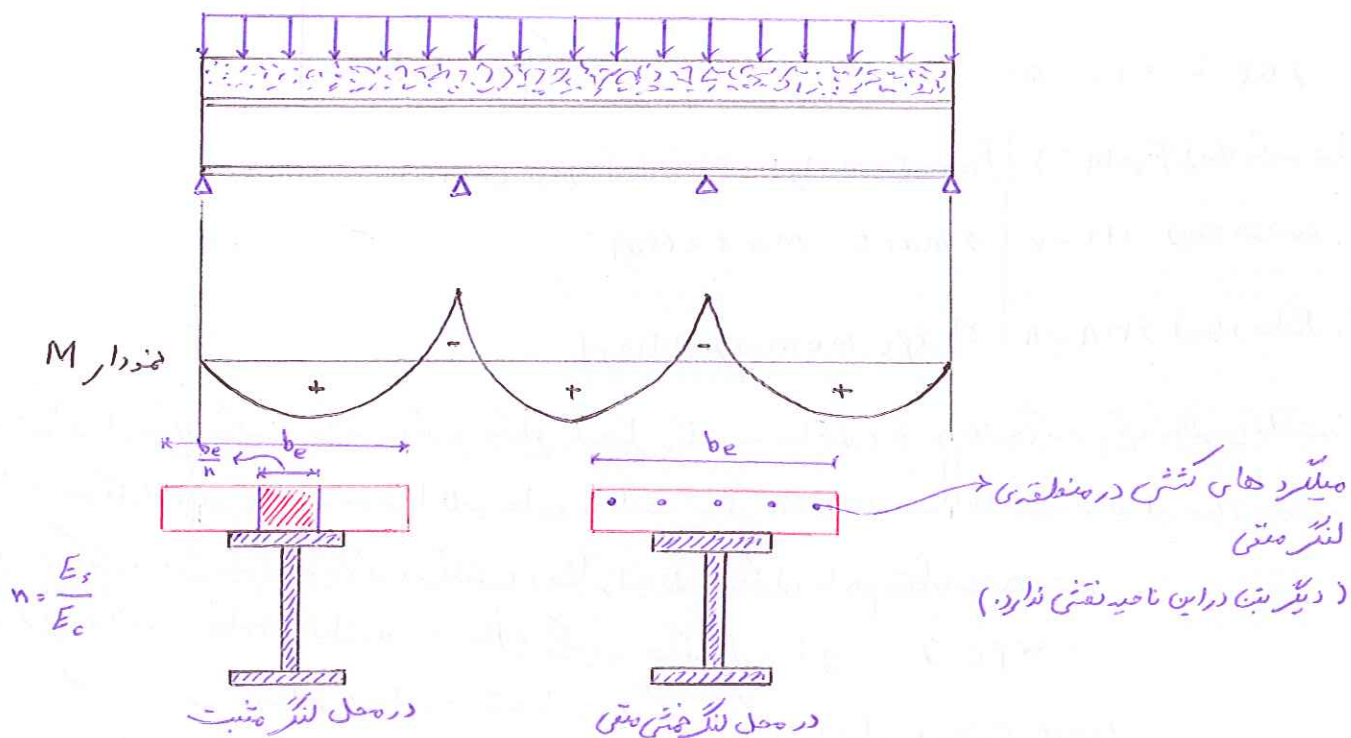
حالت ۲ فلسفه این حالت در پوشش ها چقدر باشد ثابت از فولاد جدا شود. اطراف فولاد چه چیزی باید قرار داد تا تنش ها انتقال یابند.

۲" حداقل

در حالت ① عرض مؤثر که مطابق معیشت مقررات ملی عملکرد را تیر مرکب بیان می‌کند.

$$b_e \leq \min \left(\frac{L}{n}, \frac{s_1 + s_2}{2}, s' \right)$$

اگر طول تیر کم باشد عملکرد ۲ طرفه و دیگر تیر مرکب نیست درال مرکب است.

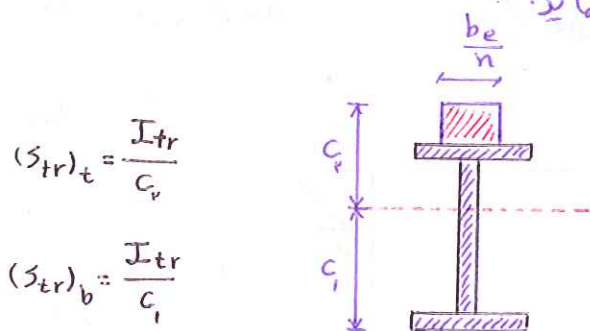


سطوح ها مشور خورده در انتقال تنش، مؤثر است. سطوح ها مشور خورده در انتقال تنش، مؤثر است.

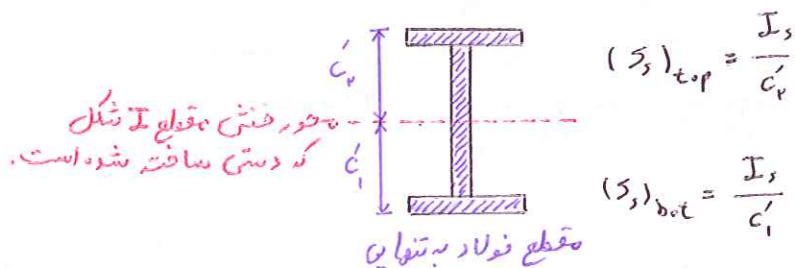
① با استفاده از پایه های موقت (منظور همان شمع است) : مقطع فولادی قبل از گسترده بتن هیچ نیرویی را تحمل نمی‌کند.

روش ساخت :

② بدون استفاده از پایه های موقت : مقطع فالد فولاد، حداقل باید بتواند بار مرده بتن تر را تحمل نماید.



مقطع تبدیل یافته یا
مقطع مؤثر



محور خشی مقطع I شکل
که دستی ساخته شده است.

مقطع فولاد به تنهایی

I_{tr} : همان اینرسی مقطع تبدیل یافته

نسبی شود محور خشی در قسمت فولاد ببینند، یعنی منافات دال به قدری باشد که محور خشی را به حداقل خود نکشد، چون در این صورت مقدار از بتن در کشش قرار می‌گیرد و عملکرد خود را از دست می‌دهد.

تغایرت فشاری $\rightarrow f'_c \leq 1.45 f'_c$ $(f_c)_{top} = \frac{M_D + M_L}{(S_{tr})_{top}} \times \frac{1}{n} \leq 1.45 f'_c$ تنش در بتن

= با استفاده از پایه های موقت

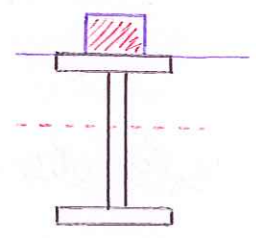
تنش مجاز فولاد $(f_r)_b = \frac{M_D + M_L}{(S_{tr})_b} \leq$ تنش در فولاد

تنش در بتن $(f_c)_{top} = \frac{M_D + M_L}{(S_{tr})_{top}} \times \frac{1}{n} \leq 1.45 f'_c$

= بدون استفاده از پایه های موقت

تنش مجاز کششی فولاد $(f_r)_b = \frac{M_D}{(S_r)_b} + \frac{M_L}{(S_{tr})_b} \leq$ تنش در فولاد $\leftarrow$ اگر در محل لنگر مثبت محاسبه شود

باید کشش در بالا محاسبه شود. در لنگر مثبت بالای مقطع به کشش می افتد. $\rightarrow$ اگر در محل لنگر منفی محاسبه شود bottom $\uparrow$ شانه قسمت تار بالای مقطع فولادی خواهد بود.



در ابعاد فوق به شرطی می تواند مورد استفاده قرار گیرد که بتن و فولاد توسط برشگیر کافی به هم متصل شده باشد. در غیر این صورت مقطع مؤثر کاهش می شود

$$(S_{eff})_{tr} = (S_r)_b + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} \left((S_{tr})_b - (S_r)_b \right) < S_{tr}$$

$$I_{eff} = I_s + (I_{tr} - I_s) \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}}$$

مکان اینرسی مقطع مؤثر

V_h مقدار بار برشی لازم در برشگیر

V'_h مقدار بار برشی موجود در برشگیر

اگر برشگیر به مقدار کافی باشد $(S_{eff})_{tr} = S_{tr}$ خواهد بود.

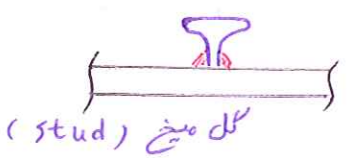
اگر برشگیر کم باشد باید هم مکان اینرسی و هم اساس مقطع کاهش یابد.

در محاسبه ی تنش ها به S نیاز داریم.

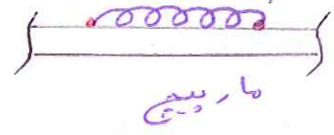
در محاسبه ی تغییر مکان ها به I نیاز داریم.

کنترل برش: جان تیر فولادی به تنهایی باید کلیه تنش های برشی را تحمل نماید.

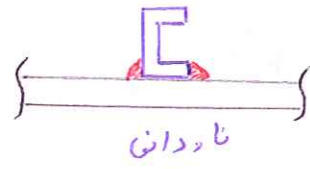
مثال فنر ها یا دایره های فنر در دایره



گل میخ (stud)



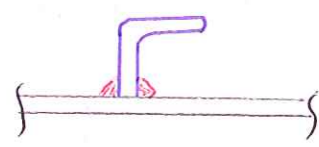
مارپیچ



ناودانی

طرح برشگیر

در ایران کاربرد دارد.

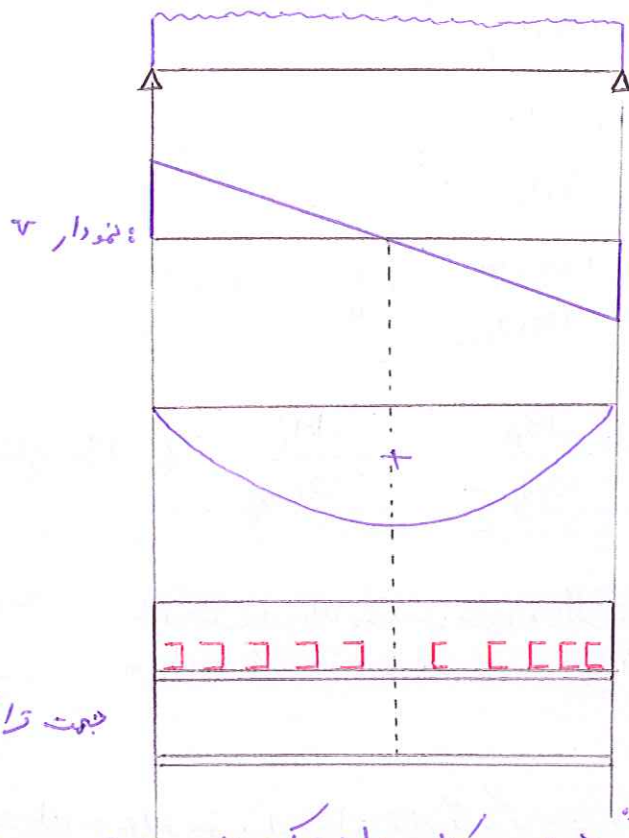


« این حالت کاربردش نیست »

AS TM108 از ۵۰ تن به ۵۰

$F_y = 3500 \frac{kg}{cm^2}$ داران

$F_u = 4500 \frac{kg}{cm^2}$



تغییرات V

جهان برش $q = \frac{VQ}{I}$
(نیروی برشی در واحد طول تیر)

باری که یک برشگیر تحمل می‌کند. $S = \frac{Q_{all}}{\frac{VQ}{I}}$

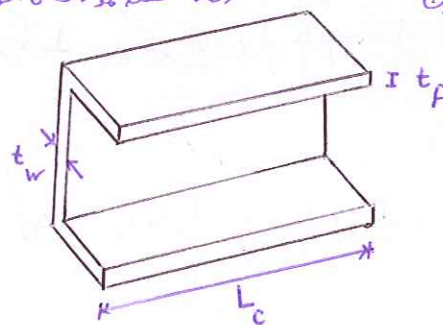
مقاومت برشگیرها از نوع تادانی :

$$\phi_n = \phi (t_f + 1.5 t_w) L_c \sqrt{f'_c E_c}$$

دول الاستیکه بتن

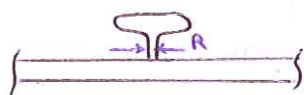
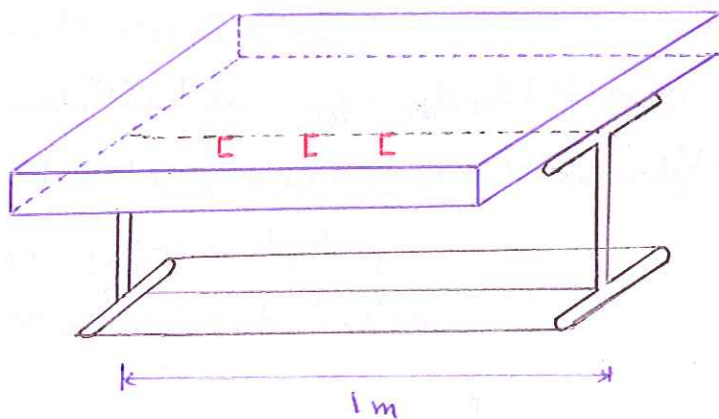
مقاومت فشاری مشغول بوزن های اتزان در بتن

۲۸ روزه



جهت تارهای برشگیرها

هر چه به کناره ها نزدیکتر شویم فاصله ی بین آنها باید کمتر شود و چون برش زیاد است ، هر چه به وسط دهانه نزدیک می شویم فاصله می تواند بیشتر شود.



$$\phi_u = \phi A_s \sqrt{f'_c E_c}$$

مقاومت برش کل میخ ها :

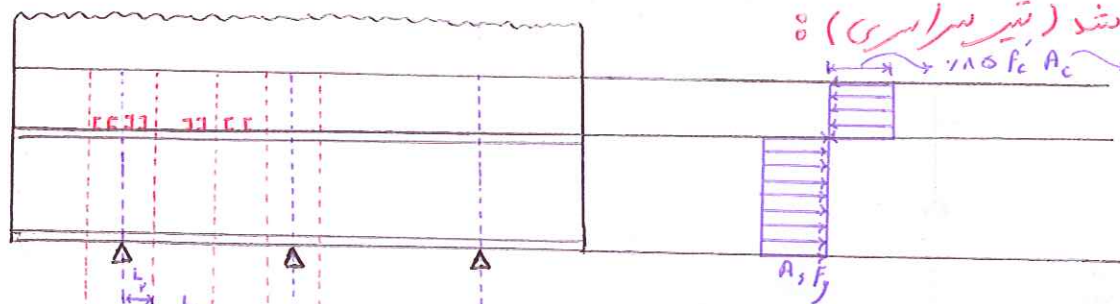
که سطح مقطع کل میخ

محدودیت های لازم برای f'_c : $210 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$ → برای بتن معمولی

→ برای بتن مسلح $210 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 520 \text{ kg/cm}^2$

محدودیت لازم برای میلر ها و مقطع فولادی : $f_y \leq 5250 \text{ kg/cm}^2$

حال اگر تیر چند دهانه باشد (تیر مرکب) :



تارفتش
 $\rightarrow$ سطح مقطع بتن
 $b_e \times t$

L_1 : ناحیه مثبت

L_2 : ناحیه منفی

در ناحیه لنگر مثبت داریم :

در صورت نقل و انتقال مقاومت به عهده ای اصطکاک بین بتن فولاد در بتن است و در صورت آن به عهده برشگیر است.

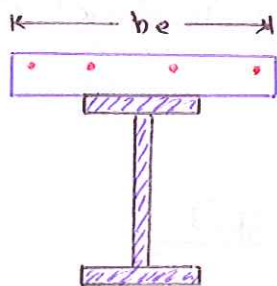
$$V_h = \min(V_{h1}, V_{h2})$$

$$V_{h1} = \frac{1.85 f_c' A_c}{r} + \frac{A_s' F_{yr}}{r} \rightarrow \text{تشدت تسلیم میلگردهای طولی}$$

$$V_{h2} = A_s' \frac{F_{yr}}{r}$$

V_h : مقدار برشی که در فاصله ی با باید توسط برشگیر حمل شود.

حال در ناحیه لنگر منفی داریم :



$$V_h = \frac{A_{sr} F_{yr}}{r}$$

A_{sr} : کل سطح مقطع آرماتورهای طولی در فاصله ی b_e

$$\Rightarrow \text{تعداد برشگیر} \quad N = \frac{V_h}{q_{all}}$$

$\Rightarrow$ 5 فواصل برشگیر

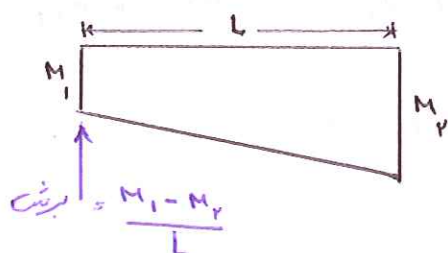
$$\frac{L_1}{N} \rightarrow \text{در ناحیه لنگر مثبت}$$

$$\frac{L_2}{N} \rightarrow \text{در ناحیه لنگر منفی}$$

معمولاً توزیع برشگیر به طور یکنواخت صورت میگیرد.

این دو مورد در دایگرام نقطه ی عطف داشت ممکن است دایگرام لنگر نقطه ی عطف نداشته باشد.

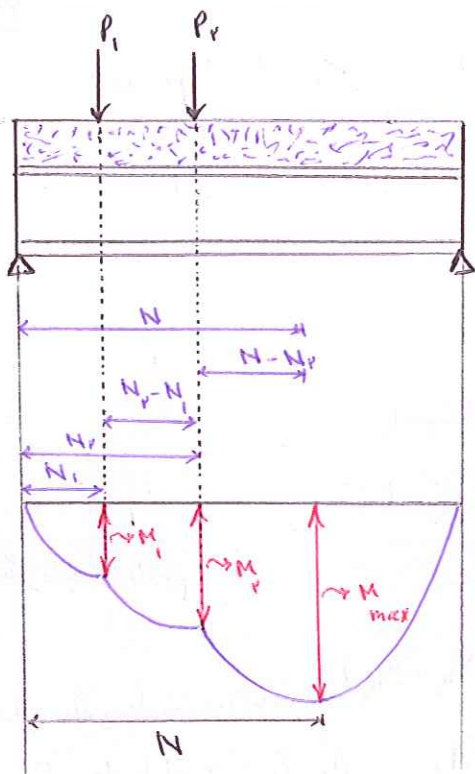
تیرهایی که نقطه ی عطف ندارند :



$$\rightarrow q = \left(\frac{M_1 - M_2}{L} \right) \frac{Q}{I}$$

$$\rightarrow N = \frac{qL}{q_{all}} \rightarrow \text{طول} \rightarrow \text{تعداد برشگیرها}$$

حالت بعدی سیمی که تحت بارهای متمرکز باشد :

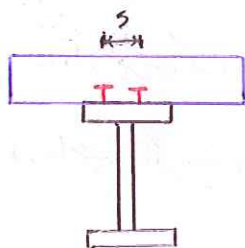


$$N = \frac{V_h}{q_{all}}$$

$$N_i = \frac{N \left(\frac{M_i \beta}{M_{max}} - 1 \right)}{\beta - 1}$$

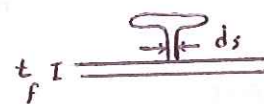
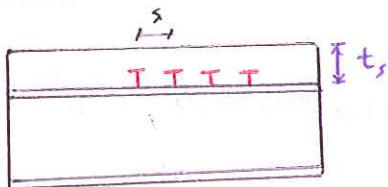
$$\beta = \frac{s_{tr}}{s_r} \quad \text{یا} \quad \beta = \frac{s_{eff}}{s_r}$$

ما تنها برشی داریم، این ما تن باید در نقاط مختلف توزیع شود، برشگیر نباید نزدیک به هم و نباید در از هم هم توزیع شود. حداقل و حداکثر فاصله برای توزیع برشگیرها وجود دارد.
فواصل حداقل و حداکثر در گیل میخ :



$$s_{min} = 6 d_s$$

$$s_{max} = 18 t_s$$



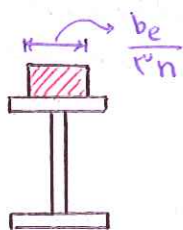
$$s_{min} = 6 d_s$$

$$d_s \leq 2.5 t_f$$

کوتاه مدت :

کنترل تغییر مکان :

دراز مدت : در محاسبه I_{tr} بجای n از $3n$ استفاده می شود.



برای بار یکدست تیر در سازه

$$\Delta = \frac{5}{384 E} \frac{q_{DL} L^4}{I_s} + \frac{5}{384 E} \frac{q_{LL} L^4}{I_{tr}} \quad \text{برای حالت بدون پایه صفت} \quad \text{کن منقطع در تیر}$$

$$\Delta = \frac{5}{384 E} \frac{(q_{DL} + q_{LL}) L^4}{I_{tr}} \quad \text{برای حالت با پایه صفت}$$

برای حالت با پایه صفت :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta' < \frac{L}{240} \\ \frac{5}{384 E} \frac{q_{LL} L^4}{I_{tr}} < \frac{L}{240} \end{array} \right. \quad \text{دهانه}$$

کوتاه مدت در هر دو حالت :

با شیب تند نمی توان مقطع درست کرد. شیب فای (دارد) (لا)
با آن سنگ کند تغییر می کنند.

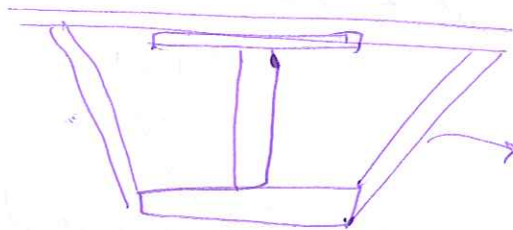
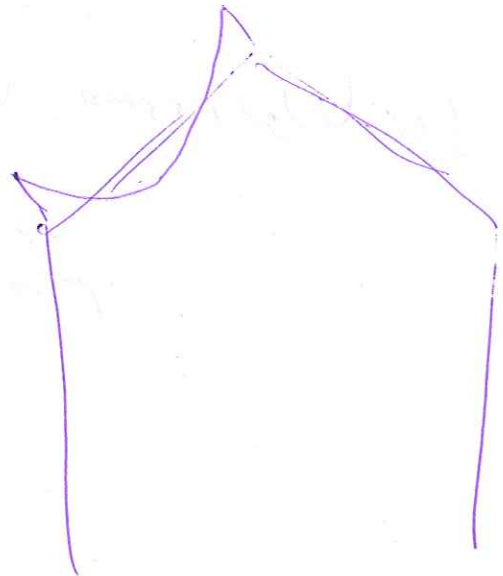
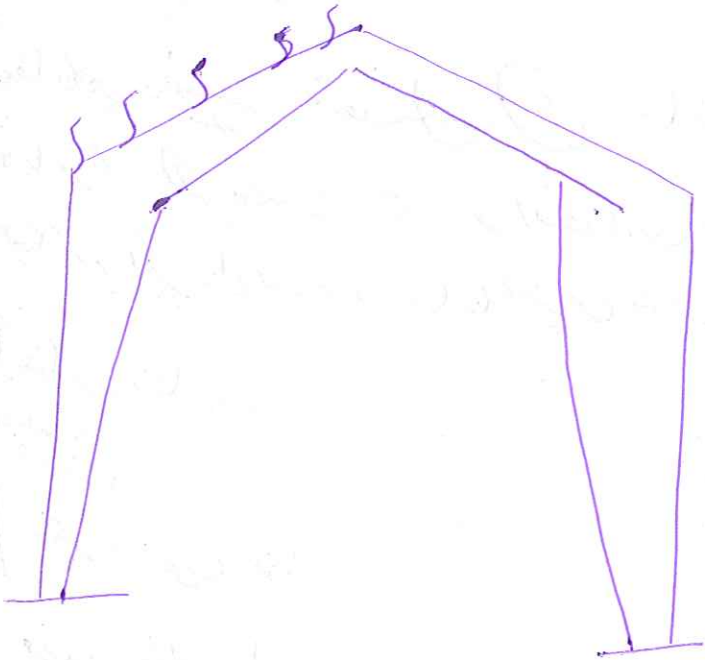


① تغییرات مقطع در طول γ

② ضریب طول هدرش K_y

③ ضریب تغییرات لنگر q_B

در تیر استون ثابت C_B است

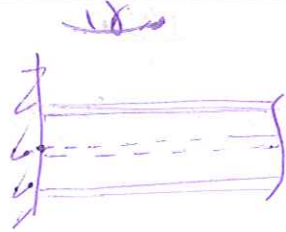


سینک

$$\frac{۲۰ - ۲۵}{۲۸ - ۲۵} \times \frac{۴۲۰ - ۴۹۰}{۲۸ - ۲۴} \rightarrow \alpha = ۴.۸$$

در دنیا

انقال خواست



ϕ

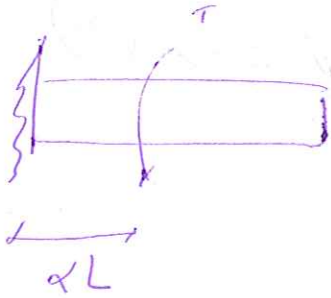
$$\phi = 0 \rightarrow T_s = 0$$

$$\phi \neq 0 \rightarrow M_f \neq 0$$

اینها شاید سرحدی هستند که در حد معادله (اینرا بنویس)

به کمک ماکسیمم ϕ ثابت آوریم.

$$T_2 = T_w$$



این معادله (اینرا بنویس) ϕ ثابت آورده است.

جلد دوم کتاب از هری
۲۷۱
۲۷۲
۲۷۳
فصل دوم دارد.

مقاومت خمشی ϕ (۴) سافتن هدر صفتی (لوار ساز) دایترزا لگر تغییر است. و اقتصاد باشد. باید که فکر زیاد است از همان انجمن بیشتر استناد میکنیم.

اعمال نشان
تیر ستون ها

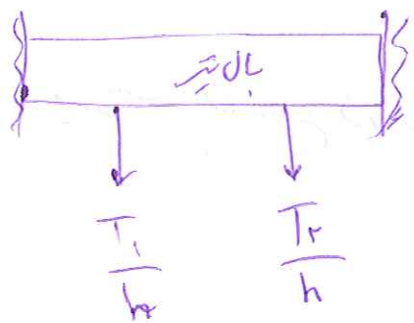
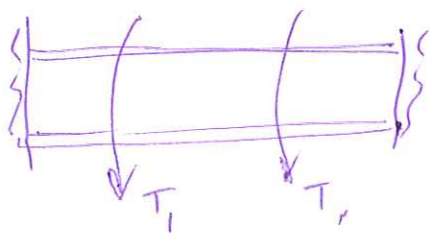
وقتی مقطع ثابت $\leftarrow$ اعشار ضعی $\leftarrow$ طول موثر باید صاف شود
با تیر مکان $k < 1$
بدون تیر مکان $k > 1$
 $G_A, G_B \rightarrow k \rightarrow$ دایترزا لگر ضعی G_A, G_B

در مقطع ضعیف از جداول خام استفاده میشود. k را از گراف بدست می آوریم
دیگر دایترزا لگر ضعیف کار بر این ندارد

در تیر ستون $\leftarrow$ استقامت $\leftarrow$ باید اعشار اصلاح میشود.

در $LRFD \leftarrow$ ضعیف ϕ موجود است که از ۱ - ۲ است. ASD
 $1 < \phi < 2$ (تقریبی) (تقریبی) (تقریبی) (تقریبی) (تقریبی) (تقریبی) (تقریبی) (تقریبی) (تقریبی) (تقریبی)

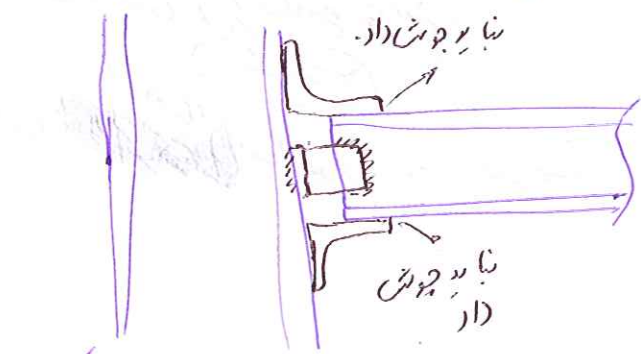
مقطع ثابت با مقطع ضعیف فرق میکند.
این فصل (در ادامه) نیز آید.



اتصالات در پیچش :

Torsion Fixed , warping free

الف) اتصال مفصل در پیچش و خمش :

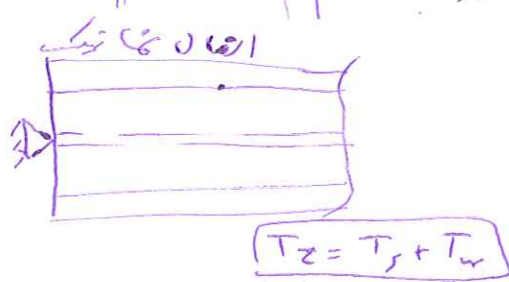


$$\varphi = 0$$

$$\varphi' \neq 0 \Rightarrow M_p \neq 0$$

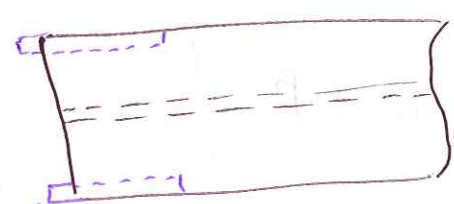
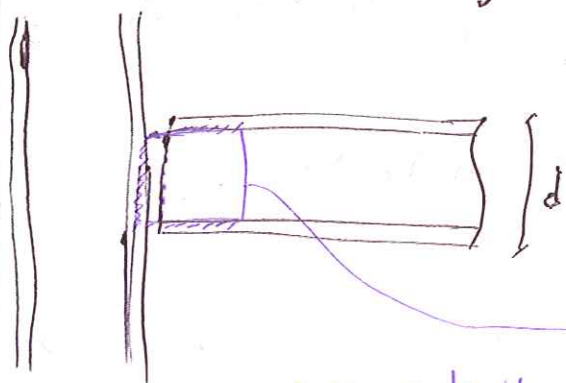
$$\varphi'' \neq 0 \Rightarrow T_w \neq 0$$

$$\varphi''' \neq 0 \Rightarrow T_s \neq 0$$

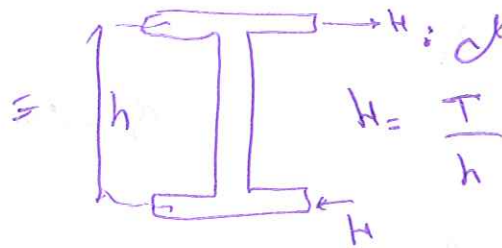
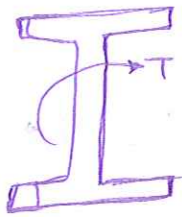


Torsion Fixed , warping fixed

ب) اتصال گیردار برابر پیچش و مفصل برای خمش



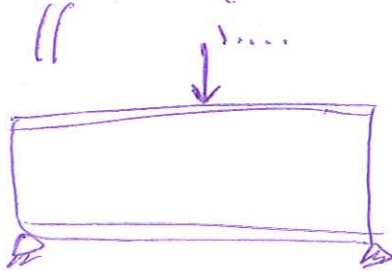
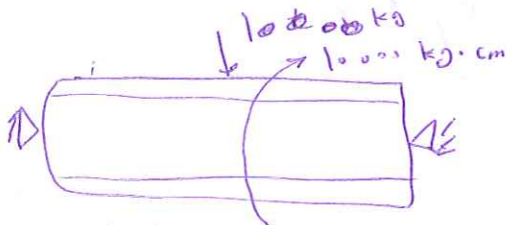
در این پیچش
بال آنرا دانه حرکت نمی کند. بال ثابت بر روی داردار.



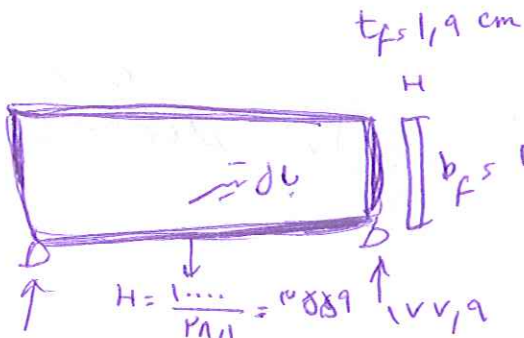
درست تقریبی برابر پیوسته مقاطع I شکل:

$$H = \frac{T}{h}$$

مقاومت پیوسته را به دایره کشید قبل از کشیدن



+



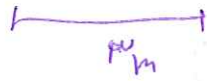
$$f_{bw} = \frac{M_{-n}}{I_f} \times \frac{(177.9 \text{ cm}) \frac{b}{n}}{E \rho \gamma \delta} = 112.8$$

در مقاطع a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k, l, m, n, o, p, q, r, s, t, u, v, w, x, y, z

درست است که در حالت قبل ۹۹,۳۴ است

اما در این حالت برابر درست آمده است.

$$\frac{T}{F} = 177.9$$



$$\left\{ \begin{array}{l} (f_{bw}) = 99.34 \\ (f_{bw}) = \frac{M_f \left(\frac{b_f}{r} \right)}{I_f} = 112.8 \end{array} \right.$$

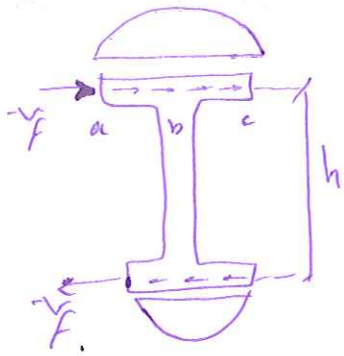
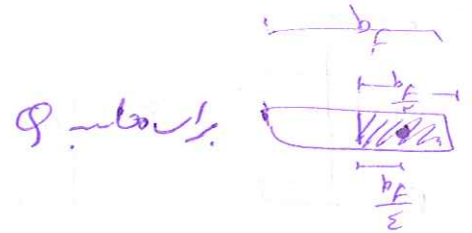
$$f_{bw} = \frac{\gamma \phi_f}{I_f t_f} \times \frac{177.9 \text{ E} \times 112.8}{E \rho \gamma \delta \times 1.9} = 8.98$$

$$f_{bw} = 8.98$$

$$f_{rw} = \frac{v_f \phi}{J_f t_f}$$

$$v_f = \frac{T_w}{h}$$

⑤ تنش بیش ناش از T_w :



$$\phi_{a,b} = \dots$$

$$\phi_{e0} = \frac{A_f}{r} \propto \frac{b_f}{\varepsilon} = 212, 48$$

$$h = d - t_f = 211,1$$

z	T_w	$(f_{rw})_c$	$(f_{rw})_{a,b}$
0	1404, 0	1, 8	0
100	1700, 8	1, 11	0
200	1700, 8	1, 18	0
211	0	1, 9	0

$$f_{bw} = \frac{M_f \times n}{J_f}$$

⑥ تنش ناش از T_w :

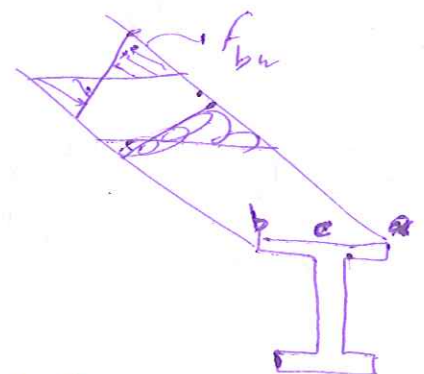
$$(f_{bw})_c = 0$$

$$r_f, \varepsilon J_f \frac{h}{r} \frac{d' \phi}{d z^2}$$

$$(f_{bw})_{a,b} = \frac{E h b_f}{\varepsilon} \frac{T}{r B j a} \left(- \frac{\sinh \lambda z}{\cosh \lambda \frac{L}{r}} \right)$$

z	$\frac{z}{a}$	$(f_{bw})_a$	$(f_{bw})_b$	$(f_{bw})_c$
0	0	0	0	0
100	0, 44	-21, 9	21, 9	0
200	0, 88	-99, 3	99, 3	0
211	0, 95	-99, 3	99, 3	0

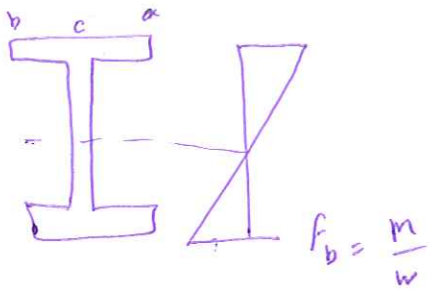
$$T = 1, 000$$



به علت بیش در تابش غیر یکنواخت این 99,3 در بال بر وجود است

درجه بندی:

استاندارد ناسی از فست

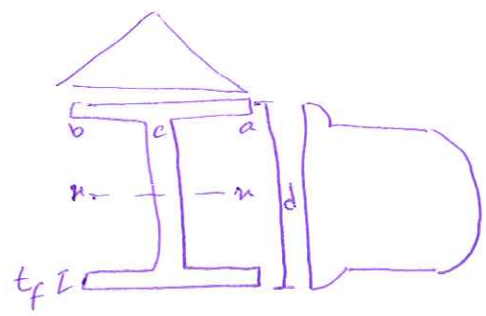


$W_x = 1410 \text{ cm}^3$
 $F_u = 2810 \text{ cm}^2$

z	m	$(f_b)_{a,b,c}$
•	• x 1.0	•
1..	8 x 1.0	-295, 42
2..	1. x 1.0	-98, 2
3..	18 x 1.0	192, 9

M با از طریق مشابه به دست می آید

④ تنش برشی ناسی



$$f_{vb} = \frac{vQ}{It}$$

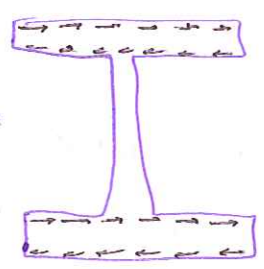
$$(f_{vb})_{a,b} = 0$$

$$(f_{vb})_c = \frac{vQ}{It} \left(\frac{A_f}{t} \right) \left(\frac{d}{t} - \frac{t_f}{t} \right)$$

2810 x 1, 9

z	v	$(f_{vb})_{a,b}$	$(f_{vb})_c$
•	8...	.	81, 9
1..	8...	.	89
2..	8...	.	81, 9
3..	8...	.	81, 9

⑤ تنش برشی ناسی از سوراخ



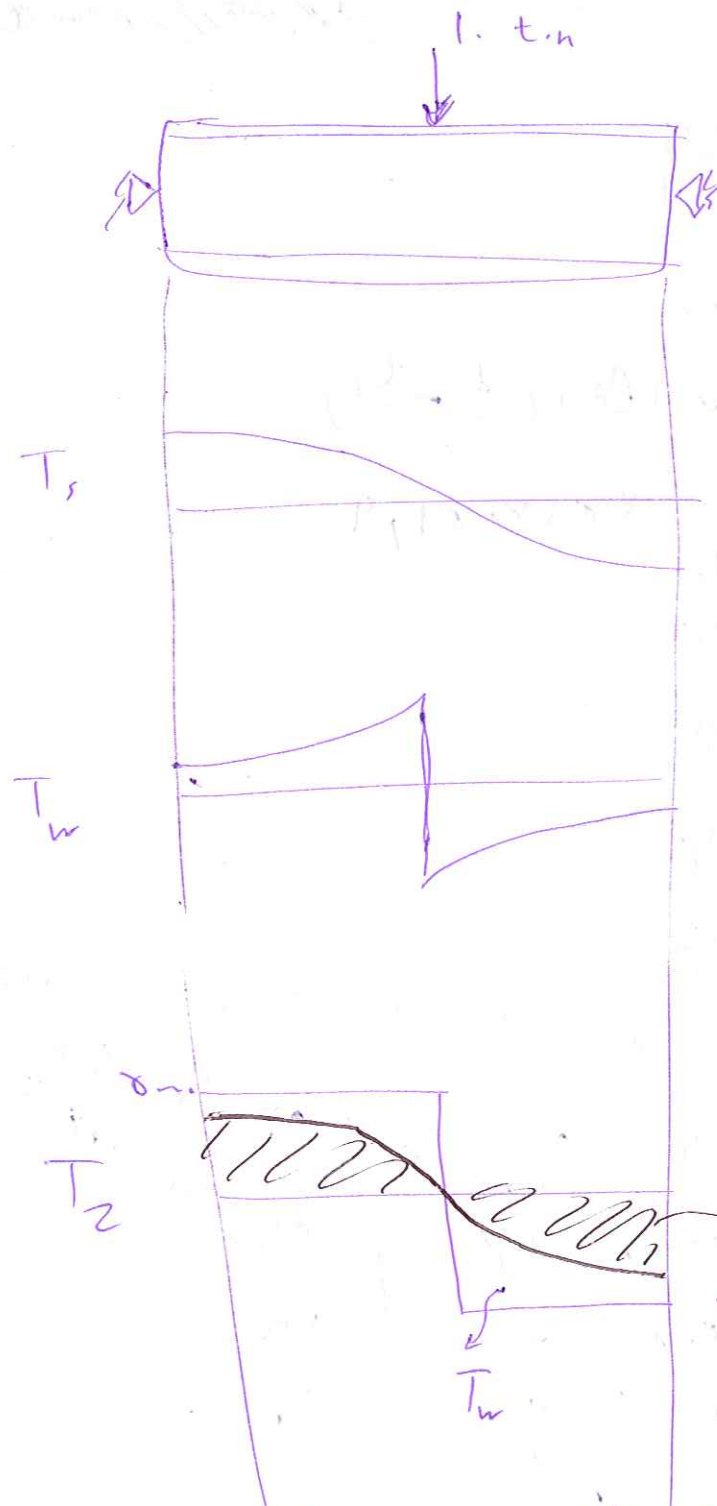
$$f_{vs} = \frac{T_s t_f}{J}$$

$$f_{vs} = \frac{T_s t_w}{J}$$

z	T_s	$(f_{vs})_{a,b,c}$	$(f_{vs})_{(a,b,c)}$
•	2242, 16	81, 9	281, 6
1..	2048, 8	88, 2	225
2..	2042, 8	22, 8	18, 2
3..	•	•	•

۹

z	$\frac{z}{a}$	T_s	T_w
۰	۰	۲۲۶۲,۷	۱۶۳۷,۰
۱۰۰	۰,۸۴۳	۲۰۶۵,۰	۱۹۰۴,۶
۲۰۰	۱,۱۸۸	۲۰۶۵,۰	۲۹۳۴,۸
۳۰۰	۱,۶۸۲	۰	۵۰۰۰



۱. عواید و بافت و یکسانیت نیز

مسئله دانه در وسط صخره است.
داریم رنگ در وسط موجود است.

در دانه بال میز است γ_f در فاصله M_p است نیز می باشد
در هر نقطه ۵ تنش داریم
نقطه ۸ است ۲. تنش در فاصله

$$\phi = \frac{T}{rGj\lambda} \left(\lambda z - \frac{\sinh \lambda z}{\cosh \lambda \frac{L}{r}} \right)$$

برای معادله صفحه A و B، غیر خطی
بیشتر در طول محور در مناطق غیر خطی

$$\phi = \frac{T}{rGj} \left(1 - \frac{\cosh \lambda z}{\cosh \lambda \frac{L}{r}} \right)$$

$$\phi'' = \frac{T}{2rGj} \left(+ \frac{\sinh \lambda z}{\cosh \lambda \frac{L}{r}} \right)$$

$$\phi''' = \frac{T\lambda^2}{rGj} \left(- \frac{\cosh \lambda z}{\cosh \lambda \frac{L}{r}} \right)$$

$$T_s = GJ \frac{d\phi}{dz} = \frac{T}{r} \left(1 - \frac{\cosh \lambda z}{\cosh \lambda \frac{L}{r}} \right)$$

در صفحه C و D

$$T_w = -EC_w \frac{d^2\phi}{dz^2} = \frac{T}{r} \frac{\cosh \lambda z}{\cosh \lambda \frac{L}{r}}$$

$$J = \frac{1}{12} \sum b t^3 = \frac{1}{12} (r b_f t_f^3 + h t_w^3)$$

$$b_f = 12 \text{ cm} \quad t_f = 1.9 \text{ cm} \quad h = 28.1 \text{ cm} \quad t_w = 1.1 \text{ cm}$$

$$J = 181.1 \text{ cm}^4$$

$$J = 181.1 \text{ cm}^4 \text{ از اشیاء}$$

$$h = 28.1 - 1.9 = 26.2 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{a^2} = \frac{GJ}{EC_w}$$

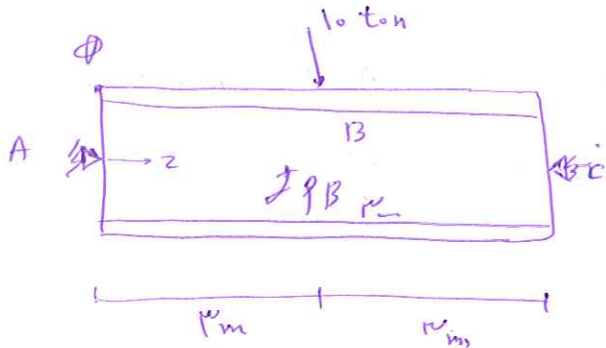
$$C_w = J_f \frac{h^2}{r} \quad h = 26.2$$

$$C_w = 181.1 \times 26.2^2 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 181.1 \dots \text{ از اشیاء}$$

در صفحه A و B
مقاومت

در صفحه A و B از اشیاء

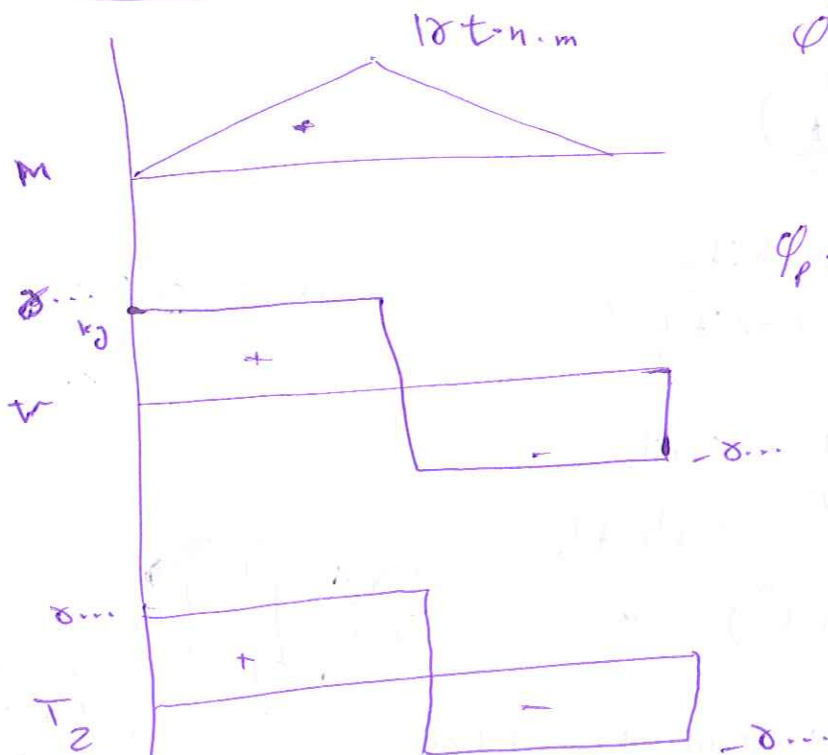
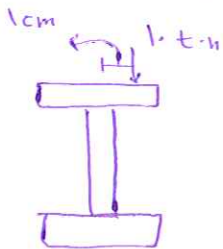


در تیر شکل زیر تنش ها را در فاصله ۱ متر از چپ حساب کنید.
این تیر در مقابل پیچش درشت در سر مفصل است.

$$F_y = 10 \text{ kN}$$

$$E = 21 \times 10^6 \text{ kN/cm}^2$$

$$G = 0.4 E$$



در نقاط A, B : $\phi'' - \lambda^2 \phi' = \text{ثابت}$ $T_2 = \frac{T}{r}$

$$T = 10 \times 1 = 10 \text{ t.m}$$

$$\phi_p = C_1 + C_2 z \quad \lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt{\frac{GI}{Ec_w}}$$

$$\phi''' = 0$$

$$0 - \lambda^2 C_2 = -\frac{1}{Ec_w} \left(\frac{T}{r} \right)$$

$$C_2 = \frac{T}{r G J}$$

$$\phi = A \sinh \lambda z + B \cosh \lambda z + C + \frac{T}{r G J} z$$

$$\phi|_{z=0} = 0 \Rightarrow B + C = 0$$

از شرایط مرزی A, B, C به دست می آید.

$$\phi''|_{z=L} = 0$$

تکینگی ها، پیچش در سر مفصل است. اینجا مفصل است.
 M_p وجود ندارد. اینجا در برابر وجود ندارد.

$$\phi'' = A \lambda^2 \sinh \lambda z + B \lambda^2 \cosh \lambda z \Rightarrow B = 0, C = 0$$

$$\phi'|_{z=L} = 0$$

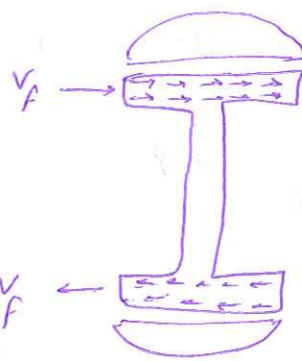
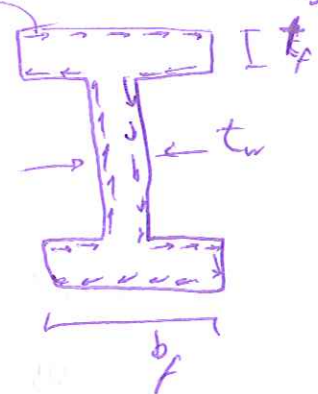
$$0 = A \lambda \cosh \frac{\lambda L}{r} + \frac{T}{r G J}$$

$$A = -\frac{T}{r G J} \left(\frac{1}{\cosh \frac{\lambda L}{r}} \right)$$

مشتق ϕ در نقطه B مفصل است.
 ϕ به علت تقارن
در جهت محور مثبت است.

بارگشتن شرایط حدی A_1, A_2, A_3 و C_1, C_2 — بیشترین σ در سرتاسر و تابیدگی محاسبه می شود.

$$f_{v1} = \frac{T_s t}{J} = G t \frac{d\phi}{dz}$$

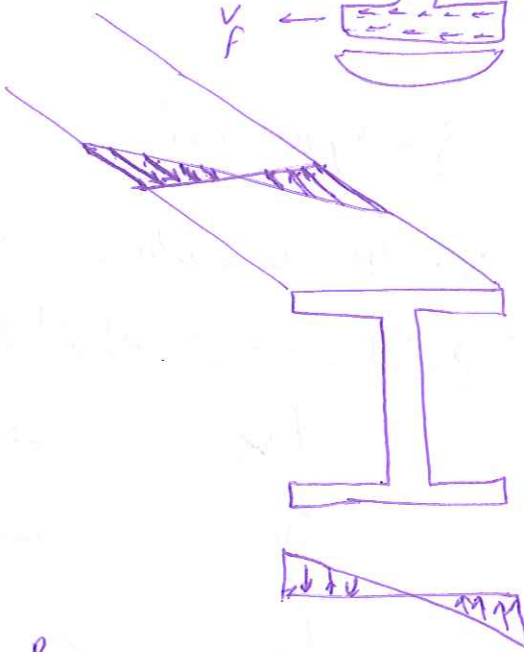


$$f_{vws} = \frac{v_f \phi}{I_f t_f}$$

$$v_f = \frac{T_w}{h}$$

$$I_f = \frac{I_y}{2}$$

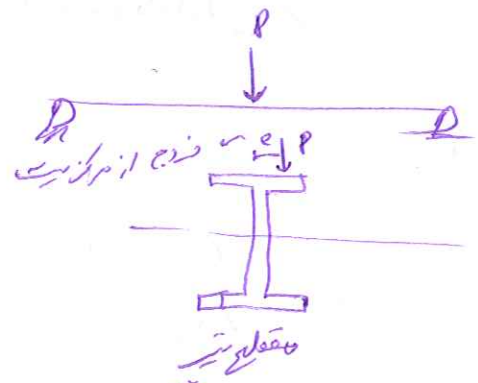
فاصله محور تا محور بار h



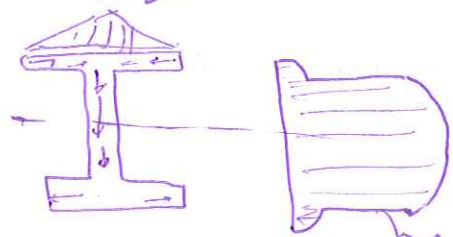
تنش فشار در بار
حاصل از تابیدگی

$$f_{bw} = \frac{M_f x}{I_f}$$

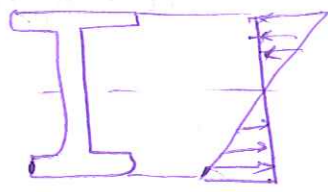
$$x = \frac{b_f}{2}$$



اثر تقسیم بار بر سفتی دارا تنش کم باشد
باید تنش برش و تنش نیز محاسبه گردد



$$f_{vb} = \frac{v \phi}{I t}$$

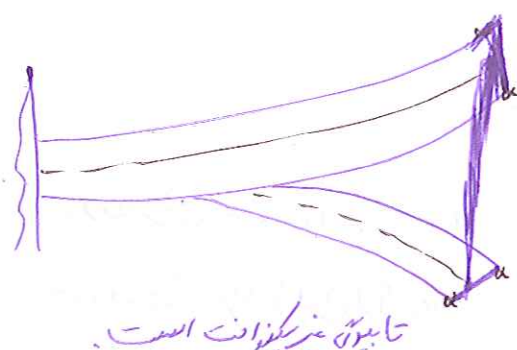


$$f_b = \frac{M}{W_x}$$

تنش برش حاصل از تنش
مبارزه

$$\left\{ \begin{aligned} f_{bw} + f_b &\leq f_b \rightarrow \text{مبارزه} \\ f_{v1} + f_{vws} + f_{vb} &\leq F_v \end{aligned} \right\}$$

(در بار)



Restraint

warping Torsion

اگر جاج مقطع مقید شده
در مقطع I شکل مقید شده

به حامله اعضا در بال نیز تنش ها را داریم به وجود می آید.
هدف شناسایی این تنش ها است.

$$T = \text{پیچش تابیدنی} + \text{پیچش سفتی} \Rightarrow T = T_s + T_w$$

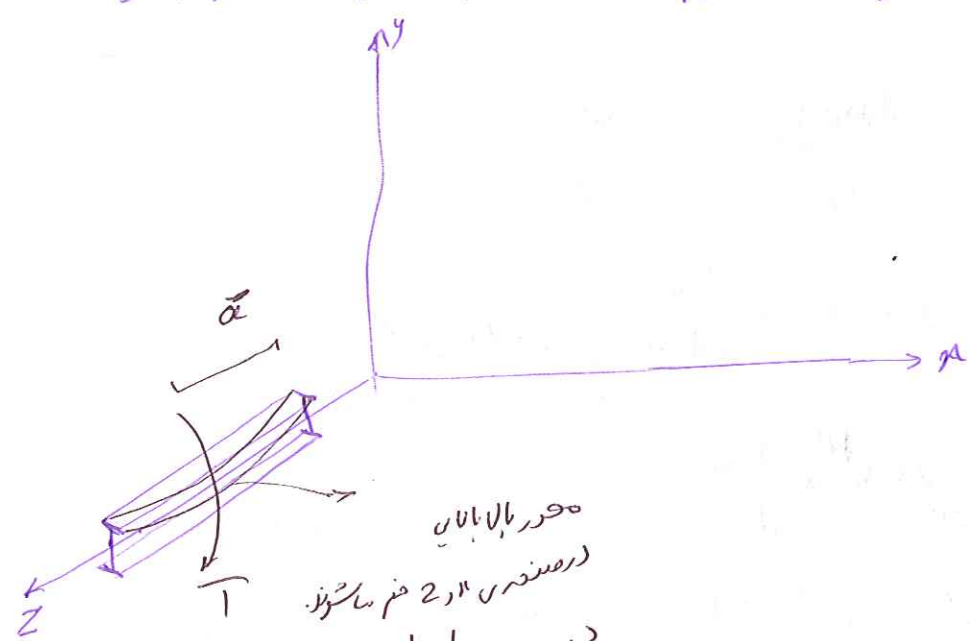
هم تنش برشی ایجاد می کند
در تنش زینال
تنش برشی ایجاد می کند

تنش ها به وجود می آید در محور مقید شده. با مقطع I شکل تحت پیچش سفتی تنش برشی حامل از سفتی

(۲) ~ ~ ~ تابیدنی

(۳) ~ ~ ~ خمشی ~ تابیدنی غیر یکفراف

نسبت کشش برش با مقطع I شکل در امتداد محور ۲ تحت پیچش T با انتهای مقید شده را در نظر بگیرید.

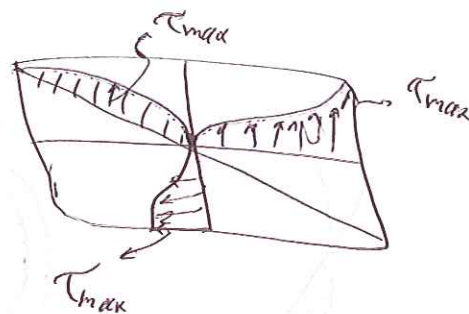


محور بال بالایی
در صفحه ۱ در ۲ هم می شود
در محور بال پایینی در جهت عکس
بال بالایی قرار می گیرد.

$$\begin{cases} f_v = \alpha \frac{Tt}{J} \\ J = \beta b t^3 \end{cases}$$

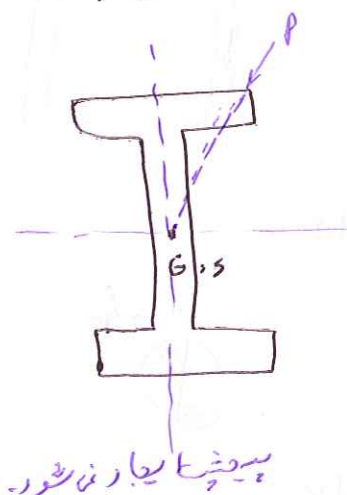
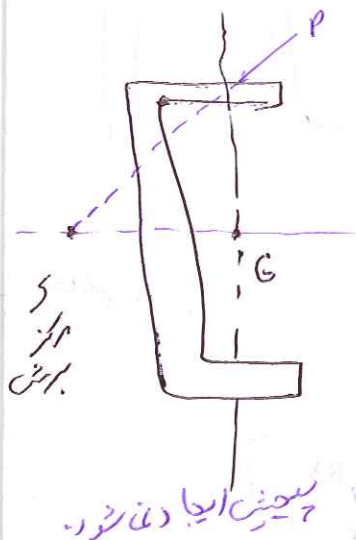
$\frac{b}{t}$	1	1.2	1.8	2.0	5	∞
α	$\epsilon_{1.11}$	$\epsilon_{1.78}$	$\epsilon_{1.34}$	$\epsilon_{1.5}$	1.44	1.3
β	1.141	1.142	1.192	1.229	1.291	$\frac{1}{2}$

$$T_{max} \propto \frac{Tt}{\beta b t^3} = \frac{\alpha}{\beta} \frac{T}{b t^2}$$



مقاطع I شکل متشکل از چند مستطیل

اگر مقدار نیرو P از حد گریز عبور کند
پیشرفت در آنها ایجاد نمی شود در غیر این صورت
پیشرفت به صورت آهسته



این مقاطع تحت پیشرفت تاب بردارند. هم تنش برشی در تمام ضعی در آنها ایجاد می شود.

t : بسته به با نیک تنش مورد نیاز است. t_f و t_w خواص بود

$$f_v = \frac{Tt}{J} \quad J = \frac{b t^3}{12}$$

(به صورت تقریبی)

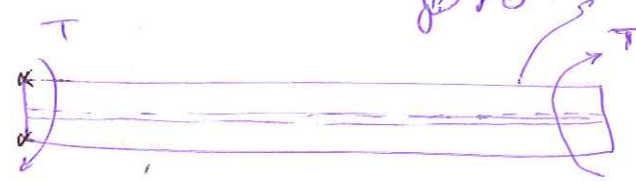
$$T = G T \frac{d\phi}{dt}$$

تنش جوش : برابر با تنش تابیدگی در مقطع

ابتدا تیر غیر مستقیم با مقطع I شکل را در نقطه بگیریم.

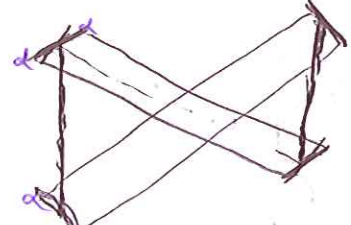
بال مستقیم I شکل

در نقطه در بالا
و در نقطه در پایین که در این نقطه

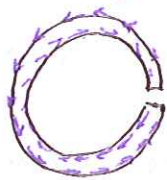
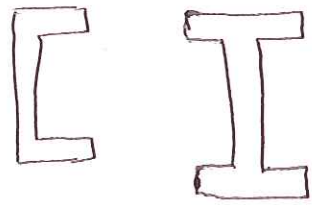


سطح پس از پیشرفت از حالت
مستوی خارج می شود.

تیر غیر مستقیم پس از پیشرفت مقطع از حالت
مستوی خارج می شود.



پیچش در مقاطع T شکل

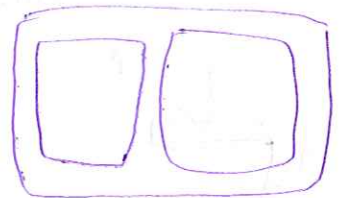
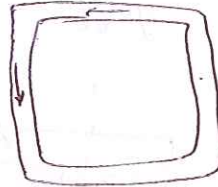
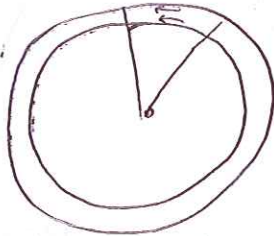
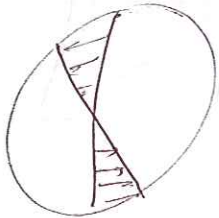


مقاطع باز: آنهایی که ظرفیت پیچشی قابل توجهی ندارند.

$$T = \int R (\tau_r - \tau_l) dA$$

در تحول پیچش مقاطع به دو دسته تقسیم میشوند:

مقاطع بسته دارای ظرفیت پیچشی بالایی هستند.



$$T = \int R \tau dA$$



مقاطع بسته

T, ϕ رابطه فعل دارند.

$$T = G J \frac{d\phi}{dz}$$

$$f_r = \frac{T_0 \times r}{G J}$$

پیچش در مقاطع به گونه ای است

که مقاطع پس از اعمال پیچش مستویاتی میمانند.

۲ تا مدول از مرکز

$J =$ همان اینرسی قطبی

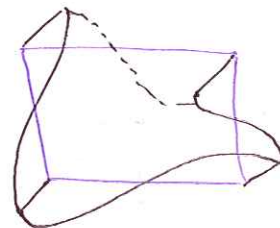
ρ : فاصله از مرکز پیچش

f_r : تنش برشی ناشی از پیچش

مقاطع مسطح:

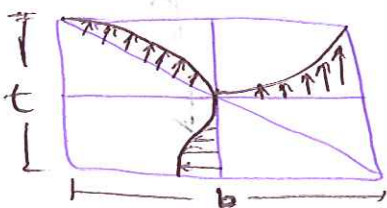
هم فز مقاطع باز محسوب میشوند

وقتی تحت تاخیر پیچش قرار میگیرند در آنها اعوجاجی ایجاد میشود.



كلار: برشهای مختلف هم زمان هم بدستال دارند.

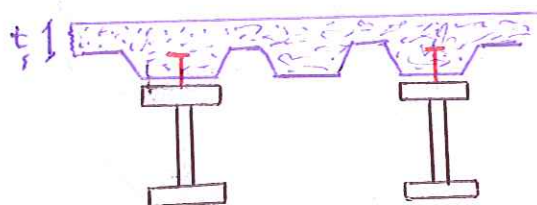
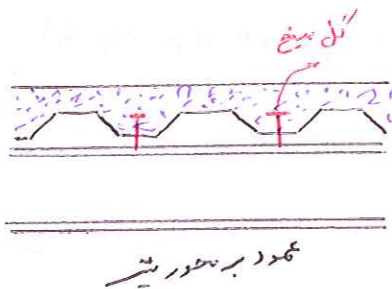
و تنشهای برشی نیز در آنها توزیع غیر خطی دارند.



نحوه اجرای در سیستم های مرکب :

لیکن از روش های مرکب قالب بندی با عرشه های فولادی (درق های موجدار) steel Deck می باشد. عرشه باید وزن بتن تراکم را تحمل نماید.

به کارگیری این سیستم ها با پایه های موقت همراه است. بکارگیری این سیستم ها به (در صورت می باشد) محدود بر محور تیر موازی با محور تیر



ورق ها موازی با محور تیرها

محدودیت های آیین نامه ای :

$$h_r \leq 3'' \text{ (inch)} \quad -1$$

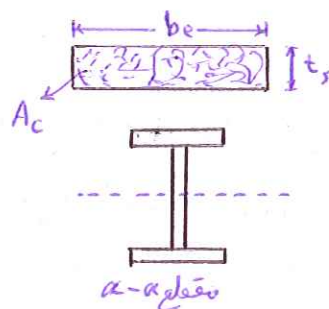
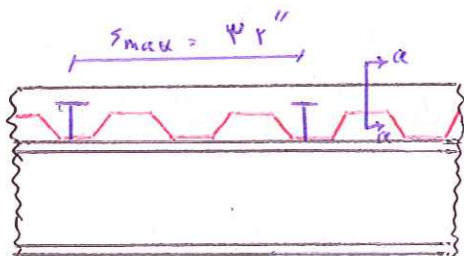
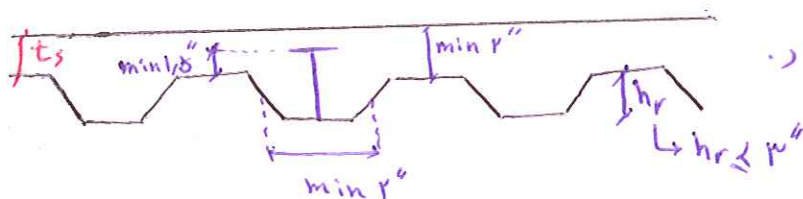
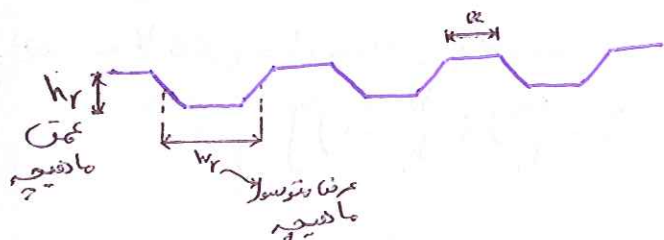
$$w_r \geq 2'' \quad -2$$

-3- گل میخ ها با قطر $\frac{3}{4}$ یا کمتر باشد از میان عرشه فولادی به تیر اصلی جوش شود.

-4- حداقل فاصله ی گل میخ از بالای عرشه $1/8$ باشد.

-5- گل فضا t_r در محاسبه عرض متوسط b لحاظ می شود.

-6- حداقل $2''$ پوشش در عرشه قرار دارد شود.



$$V_h = \frac{0.85 f'_c A_c}{2} \quad \text{در مقطع } \alpha-\alpha \text{ داریم}$$

و یا بر حسب محاسبه I_{tr} از این شکل باید استفاده کرد.

1- بتن داخل ماهیچه در محاسبات خواص مقطع $(I, S, ...)$ و V_h نباید منظور شود.

2- حداقل گل میخ نباید از $3/4$ بیشتر باشد.

3- برای جلوگیری از بلند شدن عرشه فولادی از روی تیر می توان توسط گل میخ یا نقطه جوش در

فواصل حداکثر $16''$ از یک تیر به تیر دیگر.

(ب) اثر بار مستقیماً به بخش بتنی وارد شود.

$$v' = v \left(\frac{A_s F_y}{P} \right)$$

نیروی برشی v در اتصال برشی از رابطی زیر پوست می‌آید.

(ج) اثر بار وارد به بخش بتنی به صورت اتکائی وارد شود، مقاومت اتکائی برابر خواهد بود با:

$$\text{مقاومت اتکائی} = \phi_p P_p$$

$$\swarrow \quad \searrow$$

$$0.75 \quad 1.7 f'_c A_B$$

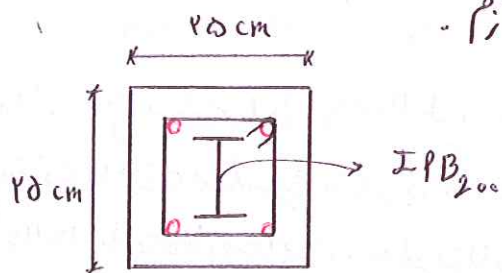
سطح وارد شدن بار بتنی

مقاومت اتصالات برشی از نوع گل میخ:

$$Q_n = 0.75 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \quad A_{sc} < F_u$$

 A_{sc} : سطح مقطع گل میخ F_u : مقاومت نهایی گل میخ

مثال حل شده: قبل از نیروی برشی وارد شده بر عضو $v_L = 1.4 \text{ ton}$, $v_d = 2 \text{ ton}$ باشد و انتقال بار مستقیماً به بتن وارد شود. مطلوب است طرح خاموت‌ها و برشگیر لازم.

۴ میل‌دهای طولی $\phi 12$

حل:

اثر خاموت را $\phi 10$ انتخاب کنیم:

$$s = \min \begin{cases} 16 \times 1.2 = 19.2 \text{ cm} \\ 48 \times 1 = 48 \text{ cm} \\ 25 \times 1/4 = 12.5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \phi_{10} @ 12 \text{ cm}$$

$$A = 1.785 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A}{s} > 0.2 \Rightarrow \frac{1.785}{12.5} = 0.143 > 0.2$$

$$v_u = 1.2 \times 2 + 1.4 \times 2 = 6.2 \text{ ton}$$

LRFD بار در

$$v_n = 0.75 \sqrt{25} \times \frac{25 \times 2}{1000} + 2 \times 1.785 \times 3.5 \times \frac{2}{12.5} = 4.19 + 0.98 = 5.17 \text{ ton}$$

$$v_n = (0.75 \times 1.2 \times 2 \times 0.75) + (2 \times 2 \times \frac{1}{4}) + 3.5 \times \frac{2}{12.5} = 2.25 + 1.0 + 0.56 = 3.81 \text{ ton}$$

مقطع جابجایی نیروی برشی هست.

$$v' = 6.2 \times \left(\frac{1.785 \times 3.5}{4.8316} \right) = 4.21 \text{ ton}$$

$$Q_n = \frac{1/4 \times 1.785 \sqrt{25 - 2 \times 2 \times 1.785}}{1000} = 1.2 < 1.785 \times 3.5 = 6.25$$

$$N = \frac{4.2}{3.5} \approx 1.2$$

در طرف ۲ تا گل میخ به قطر ۱ cm قرار دهیم

فاصله‌ی برشگیرها از هم دیگر $e = 40 \text{ cm}$ است پس باید در مقطع نصب شود.

۱. اعضای محوری پر شده بابتین: منظور لوله و مقطع پر شده بابتین است.

الف) محدودیت‌ها

۱) مساحت مقطع فولادی باید حداقل ۱٪ مساحت کل مقطع مختلف باشد.

۲) حداکثر نسبت $\frac{L}{t}$ در مقطع توخالی مستطیل شکل برابر $2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد.

۳) حداکثر نسبت $\frac{D}{t}$ در مقطع توخالی لوله‌ای شکل برابر $1.15 \frac{E}{F_y}$ باشد.

ب) مقاومت فشاری $\phi_c P_n$ = مقاومت فشاری
 $\phi_c \rightarrow 0.85$

$$P_n = \begin{cases} P_c (0.658 \frac{P_c}{P_e}) & \text{if } P_e > 0.44 P_c \\ 0.877 P_c & \text{if } P_e < 0.44 P_c \end{cases}$$

$P_c = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + C_p A_c F'_c$
 $C_p = \begin{cases} 0.85 & \text{مقاطع مستطیل} \\ 0.9 & \text{مقاطع لوله‌ای} \end{cases}$

$E I_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_p E_c I_c$
 $C_p = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0.9$

ج) مقاومت کششی $\phi_t P_n$
 $\phi_t \rightarrow 0.75$

$P_n = A_s F_y + A_{st} F_{yt}$ بقیه داخل لوله در کشش دخالت ندارد

د) مقاومت برشی

مقاومت برشی مقطع فولادی تنها
 بزرگترین مقدار بدست آمده از
 مقاومت برشی بخش بتن آرمه تنها

ه) انتقال بار

انتقال نیرو از مقطع فولادی به هسته‌ی بتنی باید توسط یک از روشهای زیر انجام شود:

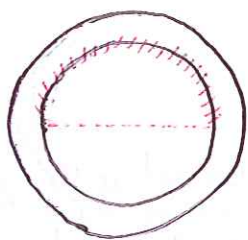
۱) اثر مستقیم اندر کشش بتن و فولاد (جسپرنگی بین بتن و فولاد)

۲) وجود اتصالات برشی

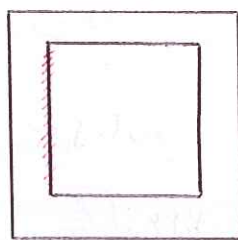
۳) اتکای مستقیم

بزرگترین مقداری که از یک از روش‌های فوق بدست می‌آید مقاومت اسمی خواهد بود.

انتقال بار توسط چسبزی بین بتن و فولاد، توسط یک وجه مقطع مرکب مستطیلی و یا نصف محیط مقطع مرکب دایره‌ای انجام می‌شود.



$$\begin{cases} V_{in} = 1.25 \pi D^2 C_{in} F_{in} \\ \phi_u = 1.45 \end{cases}$$



$$\begin{cases} V_{in} = b^2 C_{in} F_{in} \\ \phi_u = 1.45 \end{cases}$$

اگر مقطع مرکب فقط در یک جهت ادامه داشته باشد $C = 1$
اگر مقطع مرکب فقط در دو جهت ادامه داشته باشد $C = 2$

$$F_{in} = 41.2 \text{ kg/cm}^2$$

مثال: یک مقطع فولادی $25 \times 25 \text{ cm}$ با ضخامت 0.18 cm از بتن با مقاومت فشاری 250 kg/cm^2 پر شده و برای ستون به طول 4 m استفاده می‌شود. ظرفیت فشاری آن را حساب کنید.

یا این ستون می‌تواند نیروی برشی حاصل از بار مرده 2 ton و 4 ton را تحمل نماید.

$$\frac{A_s}{A_g} = \frac{E(25 - 0.18) \times 0.18}{25 \times 25} = \frac{77.44}{425} = 0.182 > 0.1 \quad \text{OK} \checkmark$$

$$\frac{b}{\epsilon} \leq 1.22 \sqrt{\frac{2 \times 10^4}{25000}} = 48.1$$

$$\frac{25}{0.18} = 138.9 < 48.1 \quad \text{OK} \checkmark$$

$$I_s = \frac{25 \times 25^3}{12} - \frac{(25 - (2 \times 0.18))^3}{12} \Rightarrow I_s = 86.7$$

$$C_p = 0.4 + 2 \left(\frac{77.44}{425 + 77.44} \right) = 0.848 < 0.9 \quad \text{OK} \checkmark$$

$$I_c = \frac{25^4}{12} = 25985 \text{ cm}^4$$

$$E I_{eff} = (2 \times 10^4 \times 86.7) + (20000 \times 25985 \times 0.848 \times 10^4) = 2.08 \times 10^9$$

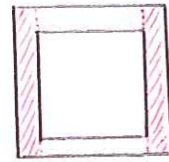
$$P_e = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.08 \times 10^9}{(4000)^2} = 1282 \text{ ton}$$

$$P_o = 77.44 \times 2.5 + 20000 \times 25.985 \times 0.18 = 302.2 \text{ ton}$$

$$P_u = 302.2 \left[1 + \frac{P_o}{P_e} \right] = 302.2 \text{ ton} \Rightarrow P_u = 0.78 \times 302.2 = 236.3 \text{ ton}$$

$$V_h = 1/6 F_y A_w$$

مقدار هاشور زده همان A_w است.



$$V_h = 1/6 \times 21,4 \times (2 \times 25 \times 1/8) = 57,6 \text{ ton}$$

$$V_u = 1,2 \times 2 + 1,4 \times 4 = 8,8 < 0,9 \times 57,6 = 51,8 \text{ ton} \quad \text{ok}$$

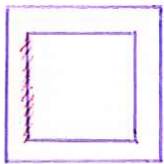
حال باید مقدار است برش بتن را حساب کرد ولی از آنجا که مقدار برش قابل تحمل فولاد ۵۱,۸ شد که خیلی بیشتر از ۸,۸ می باشد دیگر نیازی به محاسبه ی برش بتن نیست.

$$V' = V \left(1 - \frac{A_s F_y}{P_s} \right) = 8,8 \left(1 - \frac{77,4 \times 21,4}{30 \times 2,2} \right) = 2,39$$

$$V_{in} = b^r C_{in} F_{in} = 25^r \times 1 \times \frac{4,2}{1,000} = 2,63 \text{ ton}$$

$$2,39 < \phi_v V_{in} = 0,48 \times 2,63 = 1,2 \text{ ton.m}$$

پس باید برشگیر بکار رود.



یک برش گیر باید در فاصله ۴۰ cm قرار دهیم.

$$V' = 4,21 \text{ ton} \Rightarrow \text{در مثال قبل بدست آمد برش برده بود.}$$

پس در مقطع I شکل ۵