

دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

طراحی سازه‌های فولادی ۱  
(LRFD)

استاد:

دکتر نادر فنائی

تهیه کنندگان:

فاطمه غلامی فرانی

حمید امیرخانی

۱۴۰۲



مباحث :

۱) خواص فولاد و انواع پر مدول های ساختمانی

۲) طراحی اعضای کشش

۳) طراحی اعضای فشاری (ستون ها)

۴) طراحی اعضای خمش

۵) طراحی کف ستون ها

مراجع درس :

۱) طراحی سازه های فولادی به روش (LRFD)، دلتا تبحری ازهری، دلتا مسیح عمو شاهی، دلتا رسول میرمادی  
جلد ۵، انتشارات ارطاج دانش۲) طراحی سازه های فولادی بر اساس طراحی به روش تنش مجاز و روش حدی، شاپور طاهری، جلد ۱ و ۲، انتشارات  
علم و ادب

۳) طراحی سازه های فولادی، حبیب الله البر، انتشارات سیای دانش

Steel Structure & Design & behaviour, charls G. Salmon, (۴  
John E. Johnson & Faris A. Malhas, Fifth Edition, prentic hall

۵) مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای سازه های فولادی (دیرایش ۱۳۹۲)

۶) جدول پر مدول های ساختمانی فولادی (استال)، ترجمه ی اباذر اصفه یی

Subject:

Year. Month. Date. ( )

$S$ : Elastic section modulus  $S = \frac{I}{c}$ ,  $M_y = S \times \sigma_y$   
مدل مقطع الاستیک

$Z$ : plastic section modulus  $M_p = Z \times \sigma_y$   
مدل مقطع پلاستیک

ASD: Allowable Stress Design روش تنش مجاز

ASD: Allowable Strength Design روش مقاومت مجاز

نمای فولاد:

۱) مقاومت زیاد

در بیان نمایاد معایب در واقع کاسه‌ی فولاد با تنش صورت می‌گیرد.  
عرف مقاومت بتن  $f_c = 200 - 300 \text{ kg/cm}^2$

ST37	فولاد ساختمانی	steel
ST52	فولاد صنعتی	

فولاد صنعتی در ایران کم تولید می‌شود و بیشتر فولاد صنعتی مورد استفاده کشور از اوکراین وارد می‌شود. در روس

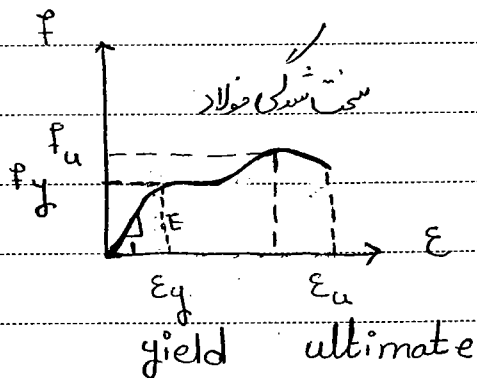
فولاد دوش آرمه به جای استفاده از  $\tau$  فقط از همان  $f$  استفاده می‌شود. فولاد صنعتی از

فولاد ساختمانی قوی‌تر است، با این وجود هم مقاومت فولاد ساختمانی حدوداً ده برابر بتن است.

Subject:

Year. Month. Date. ( )

این اعداد مقاومت برای فولاد را بر حسب  $\text{Kg/mm}^2$  به ماسی دهنده  
 ST 37 ←  
 ST 52 ←



هر چه  $\mu$  یک فولاد بیشتر، فولاد شکل پذیرتر است. ←  $\mu = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$  (ضریب شکل پذیری)

$$1 \text{ Kg/mm}^2 = 1 \text{ Kg/(0.1cm)}^2 = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$f_u$  ← تنش  
 $\epsilon_u$  ← کرنش

$$\text{ST 37} \begin{cases} F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_u = 3700 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}, \text{ ST 52} \begin{cases} F_y = 3900 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_u = 5200 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$F_{all} = 0.9 F_y = 0.9 \times 2400 = 1440 \text{ Kg/cm}^2$$

Subject:

Year. Month. Date. ( )

- $F_y \rightarrow$  yield
  - $F_u \rightarrow$  ultimate
  - $F_b \rightarrow$  bending
  - $f_p \rightarrow$  pressure (در فولاد تنش پسیدگی)  $\sigma_b = \frac{P}{A}$
  - $F_t \rightarrow$  tension (تنش کششی) (تنش محوری کشش)
  - $f \rightarrow$  تنش کاساتی
  - $F \rightarrow$  تنش کار
  - $F_a \rightarrow$  axial
- در تنش با  $f_c$  مقاومت فشاری قبل از نشان می دهند.  
در فولاد تنش محوری فشاری
- سابا  $\tau = \frac{T}{A_{mt}}$

(۲) شکل پذیری زیاد

ductile شکل پذیر  $\leftarrow$  ductility شکل پذیری

brittle ترد  $\leftarrow$  brittleness تردی

Stiffness matrix ماتریس سختی  $\longleftrightarrow$  Flexibility matrix ماتریس نرمی

$\leftarrow$  نرمی یعنی عکس سختی اما شکل پذیری یعنی حوزه تغییر شکل بزرگ است

stiffness مقاومت در برابر تغییر شکل (deformation) است.  $\frac{P}{D}$  = سختی اسمالی

سختی

سختی سطح فولاد و مقاومت در برابر سایش را دارند که به عوامل مختلفی بستگی دارد.

\* آن چیزی که سازه را در زلزله نجات می دهد، ductility است، چوب و بتن سازه تحت اثر زلزله قرار می گیرند باید

در سیل های رقت درگشتی بتواند وارد حوزه های تغییر شکل های پلاستیک گردد و سازه بدون تخریب شدن تغییر شکل دهد.

۳) پیلان بزرگ بدون مقاومت کشش و مساری فولاد

مشکل اصلی بتن، کمتر بودن مقاومت کشش آن، به مقدار زیادی، از مقاومت مساری است.

فولاد این مشکل را ندارد و چون مقاومت بالایی دارد، در طراحی با از مقاطع با ابعاد کوچکی (نسبت به

بتن) استفاده می شود که این باعث می شود در فشار فولاد باعث گشایش شود که اگر بتوانیم این

مشکل را حل کنیم، می توان به راحتی در کشش و فشار از فولاد استفاده کرد.

(مقاومت مساری بتن به برابر مقاومت کشش است.)

Subject:

Year. Month. Date. ( )

۱۴ جوش نذیری

( باعث می شود در اجزای راحی املاک مانور داشته باشیم )

۱۵ خزانگی سنگ آهن در طبیعت

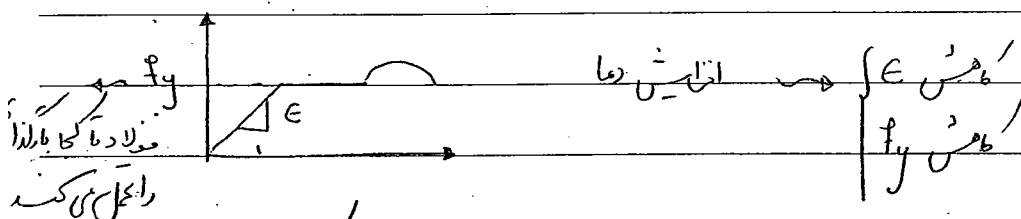
سازه های فولادی

مطابق فولاد

① خنثی نگه داشتن بار

وکی پس به جرد محیط های خاص معطوف خنثی نگه داشتن بار را دارد و بعد از آن خنثی دیگه ای نمی خواهد.

② عدم مقاومت در برابر آتش سوزی خطر آتش از نزل برای ساختمان فولادی بیشتر است.



$$\Delta, \theta \propto \frac{1}{EI}$$

مثال

$$E_y = 1440 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{مثال}$$

$$E_y = 1000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{۱۲۰۰}$$

ساختمان های اسکلت فلزی بیشتر از ۲ طبقه تا نیم ساعت نمی تواند در برابر آتش سوزی دوام بیاورند. نیاز به سیستم اطفاء حریق فولادی پس از این نظر باید احساس نیست.

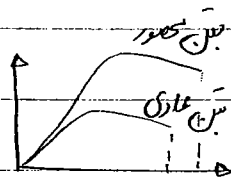
راه حل استفاده از اپوکسی های که روی فولاد را پوشانده و در واقع آن را fireproof می کنند. راه حل انداختن تر به پوشیدن بتن روی فولاد با عرض چند mm که باعث می شود مرفا های فولاد بالا رود.

- ① طولانی کردن رسیدن آتش به فولاد
  - ② جلوگیری از خفگی فولاد به دلیل عدم دسترسی  $0.40$
  - ③ کمک بتن به فولاد در باربری
- سازه های ترکیبی یا mix

CFT → concrete filled tube جوی مدلی که بتن و فولاد نه هم اند  
نوعی ستون

برای ستون و مقطع دایره ای بهتر است جوی چون جوش دادن آن به پایه سخت است و کمتر استفاده می کنند.  
له بهتر است چون همی material در درون نقطه به مرکز اند.

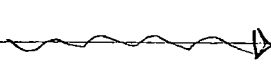
مثال ستون فلزی: پایه های پلی فلز پیاده زیرا که هم در فضا نه توکیدی شده هم mega structure  
در ستون های I و ستون برای ساختمان های بلند Box استفاده می کنیم.

اگر بتن confine یا محصور شود، تغییراتی خطی خوبی به همراه دارد.   
سطح زیر عمود را اثر می کشد از این جهت که باید  
(از این جهت بتن توسط فولاد که درش جلوگیری کرده ایم.)  
برای درگیری بتن و فولاد shear connector و برش گیر استفاده می کنیم.

در جاهای که زمین لرزه و ساختمان بتنی جواب نمی دهد  
استفاده از بتن ۲۰x۱۰ باید بتن بریم و می از سطح زمین تراز می رود.

بتن ۱۰x۱۰

فولاد ۵۰x۵۰

فولاد با بتن ۴۰x۴۰   
داخل آن بهینه ترین راه  
صرفه جویی سطح

فولاد داخل فولاد خوب نیست زیرا خیلی گران می شود.

۱kg فولاد = ۱۰ تومان

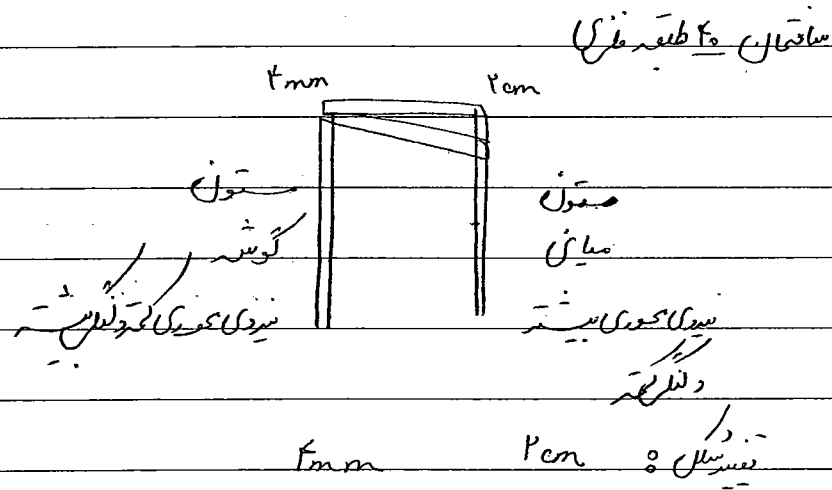
۲۰ میلیون = ۷۸۰۰ kg = ۷۸۰۰۰۰۰ تومان  
۱۰۰/۱۰۰۰ = ۱۰۰۰۰۰۰ تومان

\* اما خوب چون فولاد موی تریه، فلان آن کمتر شود. ولی totally بتنی از این تر است. \*

به کارخانه کارخانه‌های پر از ساختن فولاد را ندارد. ساختن یعنی این سالن طول دارد فولاد با بدلیس ساخته شود.  
۵-۴

سختن با مفوی فولاد }  
 (۱) حل معادله از نیروی فشاری  
 (۲) منقش شدن اتصال فولاد  
 = استاندارد  
 Shear connector

Shear connector & spiral فولاد به  $40\text{ cm}$  به سختن (وجهی سختن) جوش می دهند.  
 (Shear connector های ناودانی)



سختن میانی را با جوش پر کرده، تا  $P\text{ cm}$  فشار سطل نه، چون باید سختن آخر باشد.

فشار سنج آرمانداده تقریباً برابر با فولاد است.

T گنج

(۳) مقاومت اندک در برابر خوردگی

رطوبت و ناخالصی خوردگی است!

تفاوت ساختن فولاد در شمال و جنوبی تفاوتی است.

در سوال نمی توان ساختن مگر اجزا را در حدی

buckling (ک) کُش

فولاد چون ماده‌ی دگر است، می‌توان با بلند کردن ثابت آن، دگر را همان شش از دست می‌دهد فولاد دگر است.

$\lambda = \frac{KL}{r}$        $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$        $\lambda \downarrow$        $r \uparrow$        $\rightarrow$  ما هم اگر کم می‌خواهیم

slenderness ratio      شعاع راسیون      material در تر

\*\*\* material کی جگہ ————— بالصلاح آرائش اس ————— وکیل whisker

Learn  
more

$$\frac{P}{C} = P f_{\infty} \left. \begin{array}{l} \text{مواد } 1 \text{ cm}^2 \\ \text{وسیلہ } 1 \text{ cm}^2 \\ \text{کھلی کینہ} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{علم مواد : نیوٹری ہا} \\ \text{high tech}$$

نسب لاری یا نسبت لاری معنویت \*  
است. نسبت لاری صحیح است.  
ratio ✓

مجلس فطرس

موصی ایسا در کمپوٹ کہ جس د جرد ایس خورد .

۱  
محلی

جانی

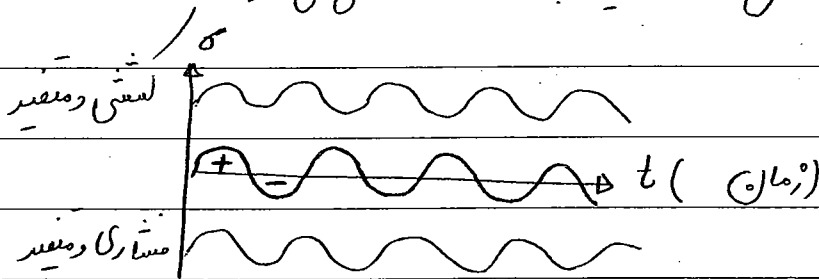
# ⑤ خستگی Fatigue

اگر بارگذاری دائمی متغیر به فولاد اعمال شود به طور کلی تنش کمی فولاد تغییر کند و باعث می شود که محرز فولاد دائماً تغییر یابد.

سه حالت ممکن است پیش بیاید:

لغشی و متغیر      مشارکی و متغیر      تغییر علامت تنش

در آزمون که نشان داده شده، تنش مشارکی متغیر باعث خستگی می شود.



بهترین حالت برای فولاد تغییر علامت تنش است. (مثل سنجاق قفلی که آن را باز کرده و خلاف همیشه می چکاند).

لغشی متغیر هم باعث شکست فولاد می شود ولی نه به اندازه تغییر علامت.  $K_{500}$  سیل       $K_{300}$  سیل      طول عمر کشش با سیل

در سازه های ساختمانی بحث Fatigue مطرح نیست چون مثلاً در ۵۰ سال به فرکانس لازم نمی رسد.

مهارت  
bracing  
کسر نیروی باد  
زلزله

یکی همان که، بهترین المان که مهارت است که آن را هم زلزله ای در دقیقه ای آسیب نمی رساند.  
بعضی ساختمان که ممکن است حتی زلزله هم در ۵۰ سال خود برنج نماند.

در این کارهای خستگی ایجاد مشکل می کند.  
هر ناآشنایی که می بینیم و بارز بار repetition زیاد.

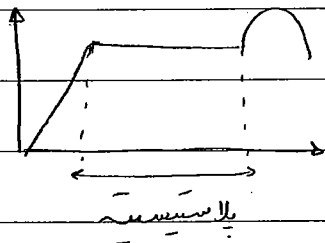
این کارهای فیزیکی که عمر خستگی آن که تمام شد باید صحتاً جبران شود. مثل خوابی که ساعت  
چهار تا شش برشته است.

آیا ممکن است بارها را ثابت موجب خستگی شود؟

بله - اگر مداومت کنید و تکرار مداوم متغیر fatigue خستگی در  
(شدید)

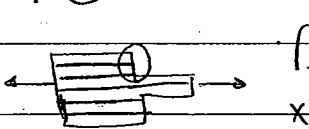
(۹) تردستی brittle material هست در صورتی که ما فولاد را خرد می‌کنیم  
ductile material مسا برعکس

اما خاصیت انتقال ممکن است نباشد که باعث شود بدون جرمی ناحیه پلاستیسیته نشاند.

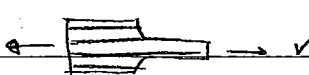


(مانند سرطان برای انسان)

۱۲ تمرین تنش stress concentration در حلقه‌های انتقال نیرو یا گره‌ها قطع شود



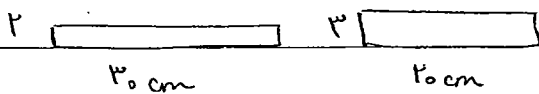
تمرین تنش داریم



تقسیم مساحت

ما هیچ‌چیز نداریم

۱۳ ضخامت زیاد و وقتی ضخامت فولاد زیاد /  $(3\text{ cm} - 4\text{ cm})$  شود تیر می‌شود



که هر دو برابر ولی اولی بزرگتر

$P_{cm}$  دارد و مطلوب تر است

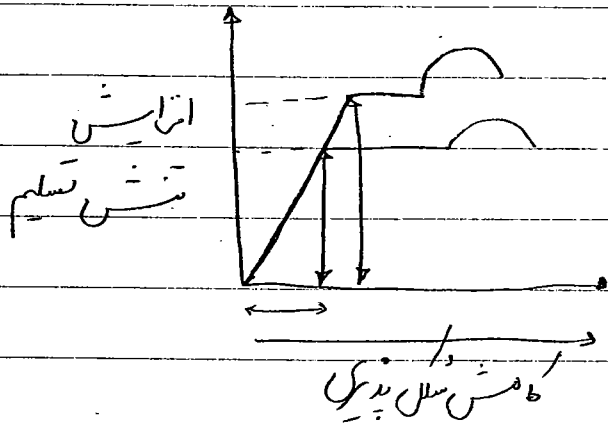
کلی به تردستی ایجاد تنش سه محوره → ضخامت زیاد فولاد  
برای فولاد

duration دوره و حسی قابل توجه

۱۴ بارگذاری تدریجی

اعمال ناگهانی منجر به کشش باعث سلسله‌ای می‌شود

\* روی همی مصالح بارگذاری دینامیکی اینجاست تا تغییر را دارد که آن را با صوتی تری کند و می از شکل پذیرگی آن را کم می کند. \*



برای ما شکل پذیرگی مهم تر است

جله سوم ۹۳، ۷، ۷

relaxation (۷) دانه‌دانی

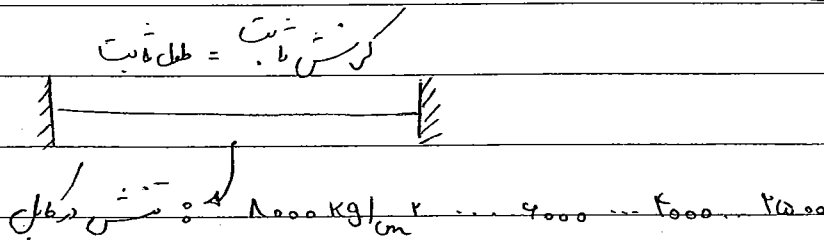
رفتار دینامیک در بتن و خزش رفتار دینامیک در فولاد ← relaxation

}} تحت اثر کوشش ثابت، با گذشت زمان تنش به تدریج کاهش یابد. اگر کم relaxation

\* موارد در رفتار دانه: رفتار الاستیک: مستقل از زمان  
رفتار دینامیک: وابسته به زمان

تن خزش creep دارد که حتی با گذشت زمان تسلیم آن بیشتر می شود.

بیشتر در ماکس که مطرح هستند.



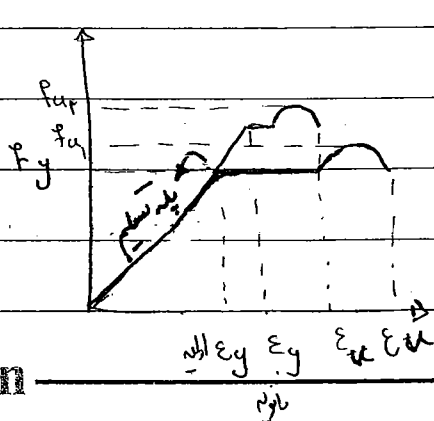
در این ماکس معوضه مشکل ساز می شود. نیاز به بازنگری چند ماهه دارد.

فولاد ۹۸٪ آهن  
۲٪ کربن + یک سری آلیاژ  
= بعضی از خصوصیات خود را از آهن به ارث می برد.

$$\left\{ \begin{array}{lll} \rho = 7800 \text{ Kg/m}^3 & E = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 & \nu = 0.3 \\ \alpha = \text{Thermal expansion coefficient} & & \text{نسبت پواسون} \\ \alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} & \text{ضریب انبساط حرارتی} & \end{array} \right.$$

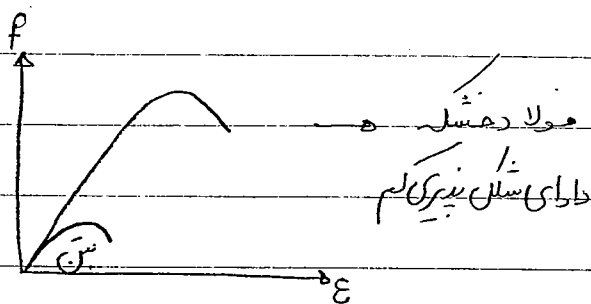
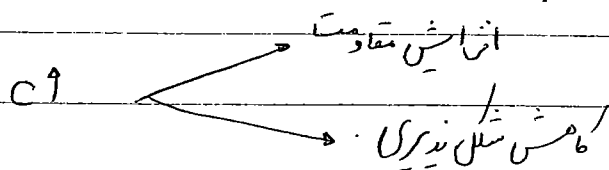
بسیار خواص → ... و منحنی و کرم و من = آلیاژ

آلیاژ معمولاً مورد استفاده برای آلیاژ کم و ناموجود باشد و فولاد در تمام مقاطع کم



$$\left\{ \begin{array}{l} P_y \uparrow \\ P_u \uparrow \\ \epsilon_y \uparrow \\ \epsilon_u \downarrow \end{array} \right. \quad \mu = \frac{\epsilon_u \downarrow}{\epsilon_y \uparrow}$$

\* اگر فریب شکل دهنده شکل پذیری است، با افزایش کرن، کاهش می یابد.  
با کرن نمی توان هم مقاومت را افزایش داد و هم شکل پذیری خوبی داشت.



مناسب استفاده در سیم

مناسب در اجزای کمی متناهی چون ductility ندارد.

مغلفتر: مقاومت فولاد در برابر خوردگی و سایش افزایش می دهد و هم چنین شکل پذیری آن را بیشتر می کند.

و استفاده در تلف های غایب شده  
مغلفتر استفاده می کنند تا سایش افزایش یابد. (اترود به جرمی در میل آج دار تلف)

مس و سلیم: باعث افزایش مقاومت فولاد در برابر خوردگی می شوند. مس در برابر اسید سولفیک مقاومت بالایی دارد.

و استفاده در فولاد های ضد زنگ stainless steel

اگر محیطی کاملاً خورنده باشد، باید از حفاظ کاتدی استفاده کنیم.

منفر: مقاومت، فولاد را زیادی کندگی شکل پذیری آن را کاهش می دهد. (علاوه بر این، سست است)

کربن، آهن، فولاد

(زیاده روی در کربن حتی بیشتر از فولاد خالص) کربن، آهن، چدن

با افزایش مقدار کربن در فولاد، فولاد سفت تر شده، مقاومت آن افزایش و جوش پذیری آن کاهش می یابد و بنابراین در نقاط زلزله خیز نمی توان از فولاد پر کربن استفاده کرد.

Steel فولاد

ST37

شکل پذیری بیشتر

$$\frac{f_y}{f_u} = \frac{235}{375} = 0.627$$

ST52

مقاومت بیشتر

$$\frac{f_y}{f_u} = \frac{355}{520} = 0.683$$

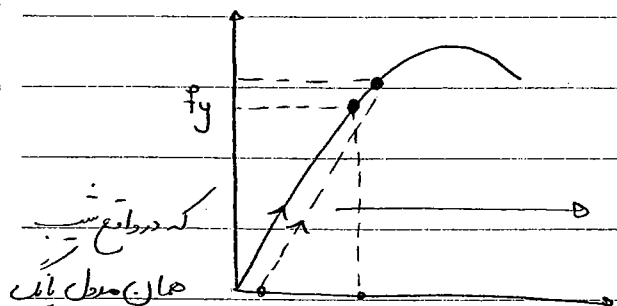
شکل پذیری ST37 بیشتر است.  $0.627 < 0.683$

$$\frac{f_y}{f_u}$$

این روش برای مقایسه است که فولاد کجی از دو استاندارد مختلف استفاده کنیم.

اگر مقدار تنش کرنش را در اختیار داشته باشیم،  $\mu = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$  و در غیر این صورت از  $\frac{f_y}{f_u}$  استفاده می کنیم.

تعیین  $f_y$  فولاد خالص:



روش است

offset method

۰.۰۰۲ درصد کرنش  
۰.۰۰۵ درصد کرنش  
۲ کرنش  
۵ کرنش

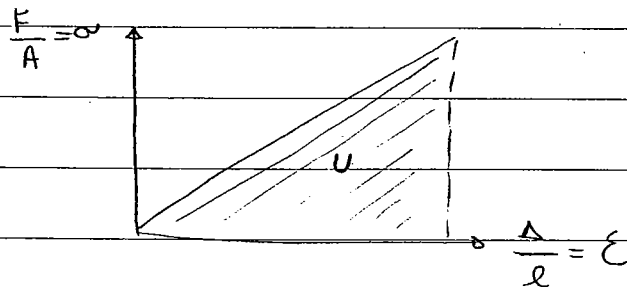
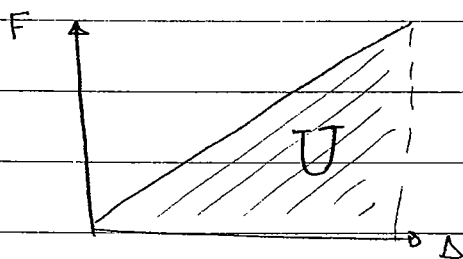
از کرنش ۰.۰۰۵ درصد به نمودار عمودی کنیم، در یک نقطه نمودار را قطع می‌کنیم. عرض آن نقطه  $f_y$  برای ۰.۰۰۲ درصد

\* \* \*

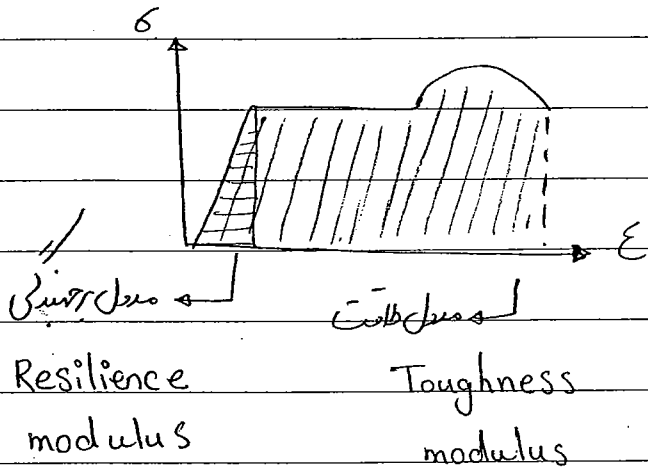
U : انرژی کرنش - Strain Energy

u : چگالی انرژی کرنش - Strain Energy density

$$u = \frac{U}{V}$$



= سطح زیر نمودار تنش کرنش، چگالی انرژی کرنش نام دارد.



فولاد در مناطق زلزله زده و فولاد با مدول طاقت بالا نیاز است و چوب سطح زیر عودار بیشتر است و انرژی تلف شده به صورت گرما هم بیشتر است و مناسب دفع انرژی زلزله مدول طاقت: از بدو بارگذاری تا لحظه‌ای که سطح زیر عودار تنش کشش

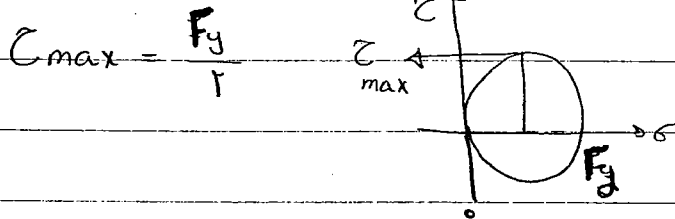
کلید فولاد با مدول برآیندی بالا: کلید قهرماشین مدال لجی که قرار است در قسمت الاستیک فولاد انرژی کشش زیادی ذخیره شود.

معیارهای مناسب برای پیش بینی تسلیم فولاد

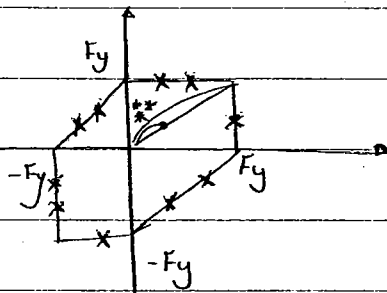
معیار ترسکا Tresca

زمانی که تنش برشی Max فولاد به مقدار منظر آن در میلی کت افزایش

یک محوره  $(\frac{F_y}{2})$  برسد و فولاد جاری می شود.



آزمایش یک محوره



تنش اصلی ترسکا

نقاط داخلی ترسکا جاری نشده و روی مرز جاری شده اند.  
خارج از ترسکا اصلانده ای نیست.

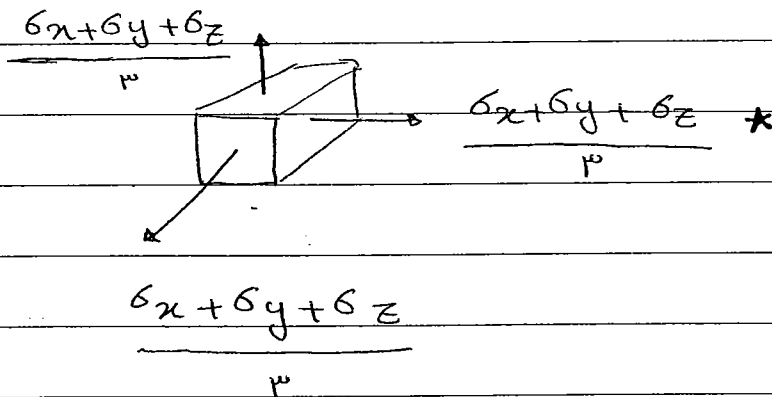
نسبت طول به عرض به نسبت  
کوچک  
نسبت اطمینان =  
برای هر نقطه

8 Von-Mises criteria معیار فول منیر

معیار انرژی کرنش اعوجابی Max

$$U = \frac{1}{2} \epsilon_x \sigma_x + \frac{1}{2} \epsilon_y \sigma_y + \frac{1}{2} \epsilon_z \sigma_z + \frac{1}{2} \gamma_{xy} \tau_{xy} +$$

$$\frac{1}{2} \gamma_{xz} \tau_{xz} + \frac{1}{2} \gamma_{yz} \tau_{yz}$$



اگر \* را از U ماکزیمم بگیریم، انرژی کرنش اعوجابی می‌باشد.

[deviatoric strain energy]

معیار فول منیر برای حالت سه بعدی:

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 = 2 F_y^2$$

رابطه استاندارد

$$\sigma_z = 0 \Rightarrow (\sigma_x - \sigma_y)^2 + \sigma_x^2 + \sigma_y^2 = 2 F_y^2$$

$$\Rightarrow \sigma_x^2 + \sigma_y^2 - 2\sigma_x\sigma_y + \sigma_x^2 + \sigma_y^2 = 2 F_y^2$$

$$\Rightarrow \sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y = F_y^2$$

اطمینان

با استفاده از معادله دایره تبدیل می شود:

$$\delta x^2 - \delta x \delta y + \delta y^2 = \left( \frac{F_y}{F_0 S_0} \right)^2$$

معادله دایره تبدیل می شود:

$$\delta x^2 + \delta y^2 - \delta x \delta y = F_y^2$$

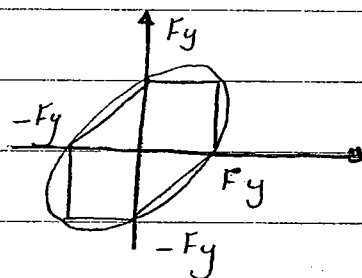
$$\frac{(x-a)^2}{a^2} + \frac{(y-b)^2}{b^2} = 1$$

اگر فاصله از مرکز دایره تبدیل می شود.

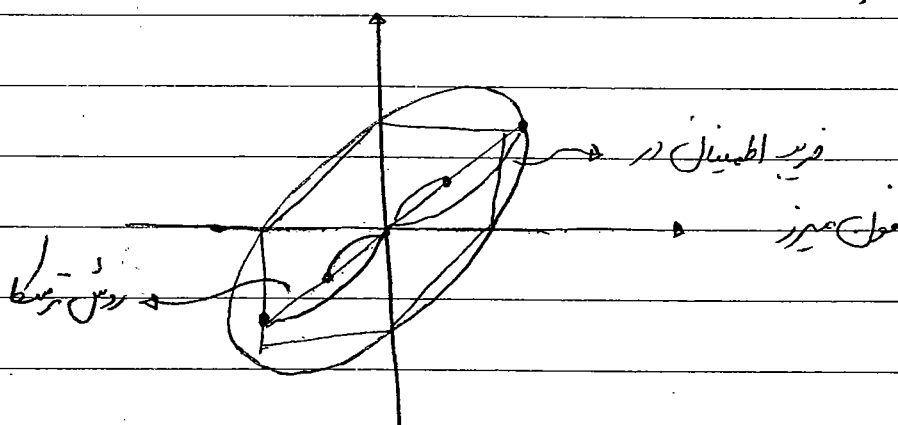
$$\delta x^2 - \delta x \delta y + \delta y^2 = F_y^2$$

$$\delta y = 0 \Rightarrow \pm F_y = \delta x$$

$$\delta x = 0 \Rightarrow \pm F_y = \delta y$$



نقطه میانی منبر بر شش ضلعی ترسکا محیط است و بالعکس، شش ضلعی ترسکا در نقطه میانی منبر محیط می باشد. این برای مقایسه که هر دو وضعیت شش که از دایره ترسکا، یعنی باشد از دایره منبر نیز می باشد. این حرف صحیح نیست، یعنی اگر وضعیت شش از دایره منبر می باشد، لزوماً از دایره ترسکا این نیست.



نقاطی وجود دارد که از نظر هندسی اندازندگی از نظر طول نیز اعم هستند. امروزه از روش طول نیز استفاده می کنند.

برای اینکه بین از دیدگاه طول نیز توضیح شده داریم:

یعنی است  $\Rightarrow (6x - 6y)^2 + (6x - 6z)^2 + (6y - 6z)^2 < 2F_y^2$

در حال تسلیم  $(6x - 6y)^2 + (6x - 6z)^2 + (6y - 6z)^2 = 2F_y^2$

برای پیدا کردن ضریب اطمینان از روش طول میز باید روی منحنی نقطه ای بگذاریم و از نقطه ای مورد نظر

به مبدأ و نقطه ای روی منحنی وصل می کنیم، نسبت طول بزرگتر به طول کوچکتر، ضریب اطمینان است.

ضریب اطمینان در روش طول میز بیشتر است. ضریب اطمینان به معنای در عرض تسلیم بودن

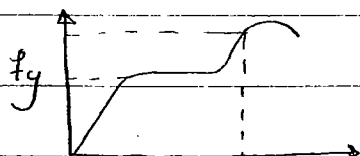
است. ضریب اطمینان در هر یک (نسبت طول بزرگتر از محیط داخلی تا مبدأ) به (طول کوچکتر از نقطه تا مبدأ) است.

در ۹ نقطه ضریب اطمینان در روش طول میز با روش ترسکا برابرند و آن ۹ گونی شش ضلعی هستند.

$$6x^2 - 6x6y + 6y^2 + 36x^2y = F_y^2$$

۶ و ۳ در این رابطه شش گوی اصلی هستند.

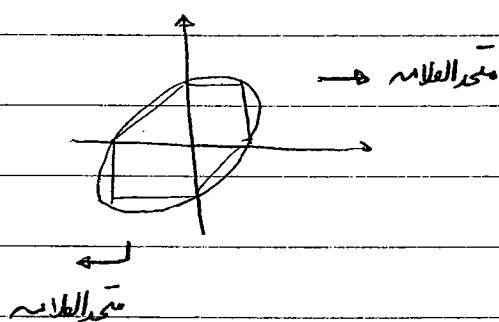
فولاد به شکل می تواند منحنی بیشتری از تنش تسلیم را تجربه کند:



## ① سخت شدن کرنش (Strain hardening)

② وقتی فولاد تحت اثر تنش معسط (در حین کشش و فشرده سازی)، با توجه به معیار من میز،

در صورتی که تنش  $f_y$  معیار علامه باشند، می توانند تنش بیشتری از  $f_y$  را تجربه کنند.



یک آن بزرگتر از  $f_y$  است و یک هم بزرگتر از  $f_y$ ، در صورتی که معیار به تسلیم نرسیده باشد.

این به این معنی است که فولاد می تواند قبل از نقطه تسلیم، منحنی بیشتری تجربه کند. رابطه بین  $f_y$  و  $f_u$  برابر باشد و از دیدگاه ترسک، منحنی تنش می تواند هم، وقتی به  $f_y$  برسد، جاری می شود، در حالی که از دیدگاه فعل میز که (تنش تراست)، وقتی تنش تنش در حالت تنش محض به  $0.57 f_y$  برسد، فولاد جاری می شود.

ضریب اطمینان:

ضریب اطمینان برای «درش طراحی» تنش مجاز و مقاومت مجاز، استفاده می شود که آن را F.S. (Factor of Safety) می نامند.

ضریب اطمینان برای آن مورد نظر قرار می گیرد، چون:

۱. بارگذاری ممکن است بیشتر از انتظار باشد.

۲. مقاومت سازه کمتر از آن چیزی باشد که در نظر گرفته ایم.

$$R - \Delta R \geq L + \Delta L$$

R (در برخی از کتب): مقاومت

L: بارگذاری

اگر این ابعاد اعداد،  
سازه هنوز خوب است.

$$R \left(1 - \frac{\Delta R}{R}\right) \geq L \left(1 + \frac{\Delta L}{L}\right)$$

↓

مقاومت موجود سازه

مقاومت مورد نیاز برای بارگذاری

$$F.S. = \frac{\text{طبیعت}}{\text{تقاضا}} = \frac{R}{L} = \frac{1 + \frac{\Delta L}{L}}{1 - \frac{\Delta R}{R}}$$

که از حالت بحرانی استفاده مساوی کنیم.

بررسی آماری نشان داده است که تغییرات ۲۵ درصد برای بار و مقاومت، مناسب و معقول است  
برای این حالت داریم:

$$\frac{1 + \frac{1}{4}}{1 - \frac{1}{4}} = \frac{\frac{5}{4}}{\frac{3}{4}} = \frac{5}{3} = 1.67$$

۱.۶۷، متعلق به ضریب اطمینان کل در کس مولادی باشد که منظره آن، تنش مجاز  $F_y$  را خواهیم داشت.

$$\text{تنش مجاز} = \frac{\text{تنش تسلیم}}{\text{ضریب اطمینان}} \Rightarrow F_{all} = \frac{F_y}{F.S.} = \frac{F_y}{1.67} = \frac{F_y}{\frac{5}{3}} = 0.6 F_y$$

مثلاً اگر درصد تغییرات بار و مقاومت، ۱۰٪ باشد، ضریب اطمینان چه قدر خواهد بود؟

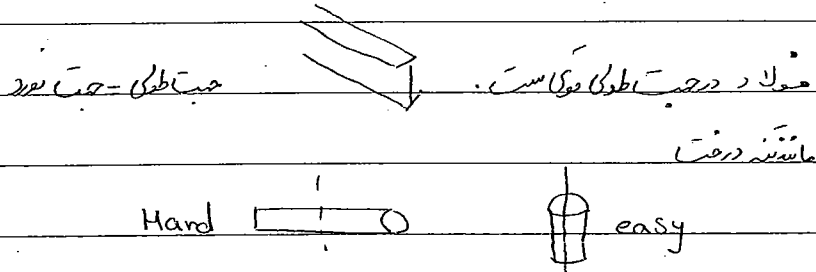
$$F.S. = \frac{1 + 0.101 P}{1 - 0.101 P}$$

و مثلاً اگر درصد تغییرات بار و مقاومت، به جای ۱۰٪، ۲۵٪، ۲۰٪ در نظر گرفته شود، ضریب اطمینان برابر خواهد بود با:

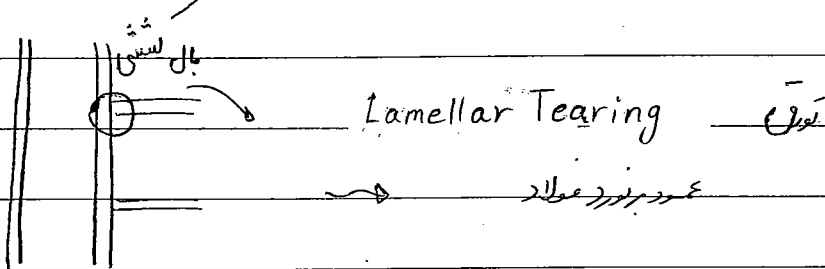
$$F.S. = \frac{1 + 0.101 \times 20}{1 - 0.101 \times 20} = 1.15$$

جلسه پنجم ۹۳، ۷، ۱۴

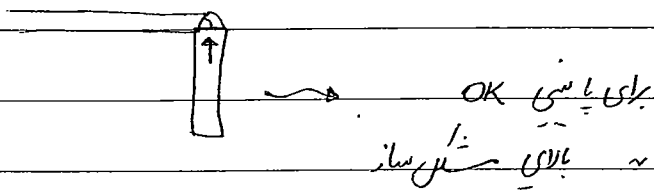
پدیده تیرگی: لایه کمی آبی مولا در جهت عمود بر نور صاف می شود و می تواند تحت اثر پالیزی لایه جدا شود. به این پدیده تیرگی می گویند.



هرگاه پالیزی در جهت عمود بر نور انجام شود، مثل سازی شود



= این پدیده در ضخامت کمی کم مثل سازی نیست. درجه سازی باید طوری عمل کنیم که مثل سازی به نور عمود وارد نشود.



اما در ضخامت کمی بالا (بیش از ۲cm) پدیده تیرگی خود را نشان می دهد.

# Residual Stress تنش‌های پسماند

تنش‌های پسماند به دلایل زیری می‌تواند در فولاد به وجود بیاید

(۳) جوشکاری

(۲) نفوذ سرد

(۱) نفوذ گرم

(۴) اعمال بارگذاری غیرآرگانه از آراستگ

(۱) شکل دادن به فولاد در دمای بالا و به دست آوردن پرسود (دکوات)

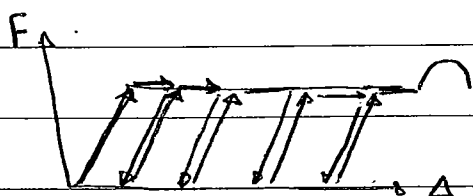
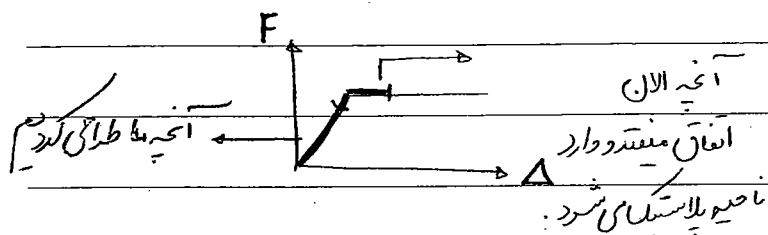
(۲) شکل دهی به فولاد (زرب نشده) مثلاً با سه شکل  
 تنش  
 فرم تغییر شکل پلاستیک ببرد، چون اگر الاستیک  
 بود، بعد از برداشتن loading به مرحله‌های خود باقی می‌ماند.  
 تنش با نفوذ سرد تولید می‌گردد.

(۳) دمای منتهی را جوشکاری مثلاً تا  $1200^\circ$  بالا برده و به سرعت آن را خنک می‌کنند. بر اساس  
 تفاعل بین دمای منتهی و دمای سرد شدن، آن منتهی پس از سرد شدن به حالت سرد شدن سریع،  
 یعنی تنش پسماند داریم.

در دمای خیلی پایین نمی‌توان جوشکاری کرد. چون بسیار سریع سرد شده  
 ترک ایجاد می‌شود. در دمای جوشکاری

مثلاً  $100^\circ$  - اصلاح می‌شود. / کمتر از آن هم نمی‌شود. / بیشتر از آن هم می‌توان قطعاً با سه شکل  
 کرد تا اختلاف دما کم باشد. / با فاصله‌های خیلی کم هم می‌توان آن‌ها را از تنش‌های پسماند کم کرد.  
 عملیات جوشکاری

(۴) مقطع overload با اعمال بارگذاری فراتر از بارگذاری تسلیم شود. باید در محسن بارگذاری تحمل شده آبی سازه دست کرد زیرا اگر کمتر محسن بزنیم سازه ضعیف تر تنش سیاهند دارد.

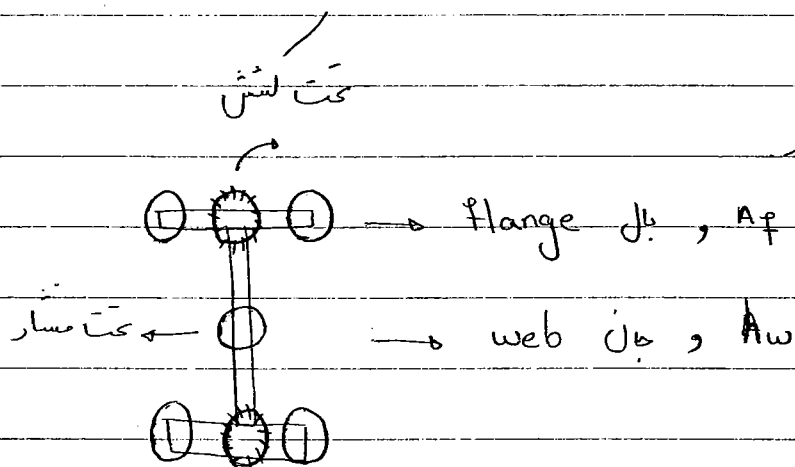


خندش می آید  
collapse

در بارگذاری مطلق می توانیم سازه را [under] طراحی کنیم و زیرا وارد ناحیه پلاستیسی شده و بعد از چند بارگذاری پیری سازه خودی برد.

بشی تنش کی پیمانہ فاصه از نو دگم

مقاطع I سائل طر بر در باری در فولاد دارند



در جای که mass concentration داریم، محل اتصال بال و جان

\* برای هر مقطع مورد شده اعم از مقطع A شکل دیا مقطع فوطی، ... صمتهای گای از مقطع که

محرک جرم بالا دارند، دیرتر از بقیه نقاط مقطع مورد شده و سایر اجزای مقطع راب فشاری اندازند.

به طور متعادل بنا به قانون سوم عمل و عکس العمل نیوتن سایر صمتهای گای مقطع، این صمتهای گای

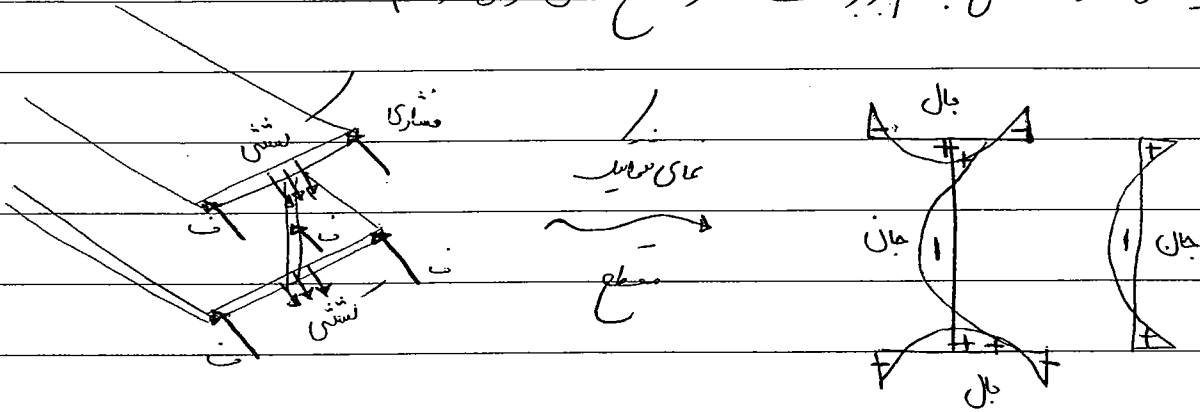
با محرک جرم بالا راب کشش می اندازند. \*

۱- تنش گای پیمانده در جهت طولی بر دخیل (مقطع) هستند.

۲- هر چه عمودی بر دخیل بالاتر برود مقدار تنش پیمانده آن نیز بیشتر می شود.

۳- تنش گای پیمانده با دخیل تحت تعادل نیروی هستند، بدین معنای که پیمانده تنش گای پیمانده کشش،

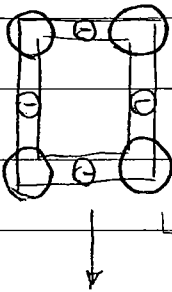
یک نیروی کشش خواهد شد و برآیند تنش کمی بماند فشاری نیز یک نیروی فشاری خواهد شد در نهایت این نیروی فشاری و کشش با هم برابر می‌شوند. (مقطع متقابل کوئی دارد.)



۴ مقدار تنش بماند حدوداً  $F_y$  ۰.۲ تا ۰.۳۵ هست و آن قدری نسبت به حالت خالی شود. (این نامه تنش بماند حدود  $F_y$  ۰.۳ فرض می‌کنند)

۵ در فرآیند جوشکاری مقدار تنش کمی بماند ایجاد شده از مقدار تنش کمی بماند عملیات نفوذ گرم و سرد است. زیرا بعضی دمای فولاد معمولاً تا ۱۲۰۰ درجه و اختلاف دما بالا بوده و سریع گرم شده و تنش بماند بالاتر است. اما در نفوذ گرم همه جا با هم گرم شده و آرام آرام گرمی شود.

۶ مقاطع ماندگوشه کمی تنیده، عمل درجی کمتری دارند.



پودری مطلق

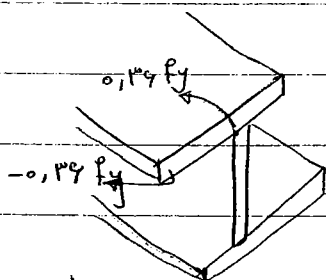
در گوشه‌های مقطع، تنش بماند کشش

در وسط هیچ مقطع، تنش بماند فشاری

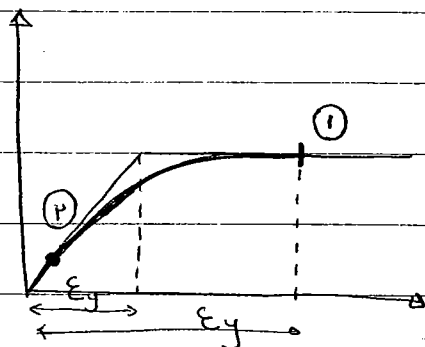


در بنقاط دور از مرکز بر روی سطح تکیه‌گاه، در این هم تنش بماند به وجود می‌آید، اما کمتر.

بررسی رفتار کشش و تغییر شکل آتش گاهی سیمان



\* تقدم و تاخر در چاری شدن تارک \*



① نقطه ای که تارک کشش سیمان فشاری داشت و هم چاری شده است.

② نقطه ای که تارک کشش سیمان کشش چاری شده است.

چون کشش و تارک کشش سیمان قبل جمع شده و در چاری می شود.

به خاطر وجود کشش گاهی سیمان، در بارگذاری کشش تارک می قطع هم زمان چاری نمی شوند بلکه تارک کشش

سیمان کشش دارند، و در دراز بینه چاری شده و تارک کشش سیمان فشاری در دراز بینه چاری می شوند این بدست

و تاخر در تسلیم تارک باعث می شود که مقدار کشش - کشش فولاد از حالت ایده آل آن (الاستویلا) منک

خارج شود. نتیجی این پدیده آن است که بدول آن مقاومت فولاد قسیر کنند، \* کشش تسلیم آن افزایش

یابد، یعنی قطعه کشش در افزایش طول بزرگتری (ΔL بزرگتری) تسلیم را تجربه کند. مانند کشش سیمان در

رفتار فشاری قطعه است که در فعل سیمان بررسی خواهد شد. (\* چون بر کشش سیمان نظر است.)

در هر دو حالت  $A \times F_y$

معیاری طریقی

① معیاری است. استفاده طریقی از material نشان می‌دهد در بخشی از حالت که از روش  
بجای آن کمتر باشد. (همین طریقی معیار)

② سختی معیار سختی با تغییر شکل سازه سروکار دارد. لزوماً شرط اصلی نیست و نباید تغییر شکل زیاد هم  
داشته باشد. تغییر شکل باید محدود باشد.  
سلب از این طریقی

③ پایداری در حالتی که نیروهای فشاری بر سازه وارد می‌شود و خطر کاهش و پدید آمدن پدیده‌های در سازه  
را معیار پایداری می‌نامند.

④ رفتار دینامیکی باید علاوه بر سازه که بار لرزه هم بر روی آن می‌آید. در ایران با اهمیت خاصیت ندارد.

⑤ سختی این پدیده در سازه‌های مسطح‌تر اندازد و بیشتر در محل که مطرح هست.  
در تیرهای موجود در سقف‌های طبقات هم، سختی باید بررسی شود.

عید سیم ۹۳، ۷، ۱۹

[مرور جلسه قبل]

① روش تنش مجاز (Allowable stress Design) (ASD)  
(b) (working stress Design) (WSD)

معادلت:  $R_n \leq S$

$\underbrace{L + \Delta L}_{\text{بار اِتریش یکنه (میانگین)}} \leq \underbrace{S - \Delta S}_{\text{مقاومت کاهش یافته}}$   
Demand Capacity

$$L \left( 1 + \frac{\Delta L}{L} \right) \leq S \left( 1 - \frac{\Delta S}{S} \right)$$

$$L \left( 1 + \frac{\Delta L}{L} \right) = S \left( 1 - \frac{\Delta S}{S} \right)$$

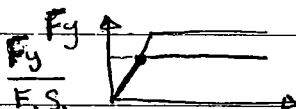
در حالت حدی، بار اِتریش یکنه را در نظر بگیریم.

$$\Delta \text{ ضریب اِتریش } = \frac{S}{L} = \frac{1 + \frac{\Delta L}{L}}{1 - \frac{\Delta S}{S}} = \frac{1 + 11\%}{1 - 11\%} = \frac{1.11}{0.89} = 1.247$$

لذا مقدار تیرل خنجر اِتریش اِتریش طرایی تنش مجاز

$$F_{all} = \frac{F_y}{F.S.}$$

$$\text{allowable stress} = \frac{F_y}{1.247} = 0.4 F_y$$



$$F.S. = \frac{1 + \frac{20}{100}}{1 - \frac{20}{100}} = 1.5$$

$$F.S. = \frac{1 + 0.5}{1 - 0.5} = 3$$

\* ما اصطلاحاً ضریب اطمینان بالاتر از ۱ نداریم.  
 \* Max F.S. برابر زمانی است که حالت استثنای اتفاق نیفتد که F.S. برابر ۱ شود.

$$F.S. = \frac{1 + \frac{P}{100}}{1 - \frac{P}{100}}$$

\* اگر درصد خسارت بار و مقاومت P درصد باشد.

هر چه درصد خسارت بیشتر ضریب اطمینان بیشتر

\* حتی بالاتر از این بار، باید از مقاومت کاهش یافته، کمتر باشد.

$$\frac{S}{8} \leq \phi$$

ضریب بزرگتر از ۱

$$\frac{S}{8} \leq \phi$$

\* محاسبه در این بخش مجاز بار افزایش نمی یابد، چپ و ضریب را به آن طرف مساوی بردیم.

\* برای محاسبه D+L (بار مرده، Service load) طراحی می کنیم و آن را افزایش نمی دهیم.

\* Max loading که همیشه باید سازه دارد کرد که بیش از این از تنش مجاز کمتر باشد.

\* در روش تنش مجاز برای طراحی مقاومت، تنش تسلیم را کاهش داده و نه مقطع و مساحت آن را. (الفاظ هندسی)

$$مقاومت تسلیم = A \times F_y$$

$$مقاومت سکوی مجاز = 0.4 A F_y$$

$$= A \times (0.4 F_y)$$

P.D. : Plastic design

۲) روش طراحی پلاستیک

$$\frac{L}{\phi} \leq \frac{S}{\phi}$$

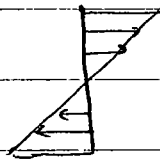
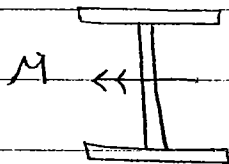
$$\frac{L}{\phi} \leq \frac{S}{\phi}$$

فصل برآورد از ۱

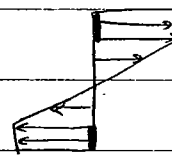
Load Factor

بار تحمل شده برای سازه را  $\lambda$  بار برآورده و تحت اثر آن بار طراحی می کنند

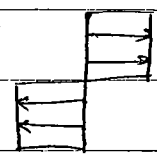
اینکه مقاومت الم نمی شود یعنی اجازه می دهیم مقاطع پلاستیک شکل شوند.



$$M = My$$



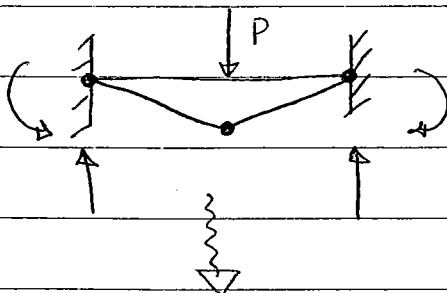
$$M_y < M < M_p$$



$$M = M_p$$

Plastic bending

\* اگر سازه ای  $n$  درجه زینتی (Redundant) باشد،  $n+1$  مفصل پلاستیک باید شکل شود تا سازه کینماتیک (collapse) شود.



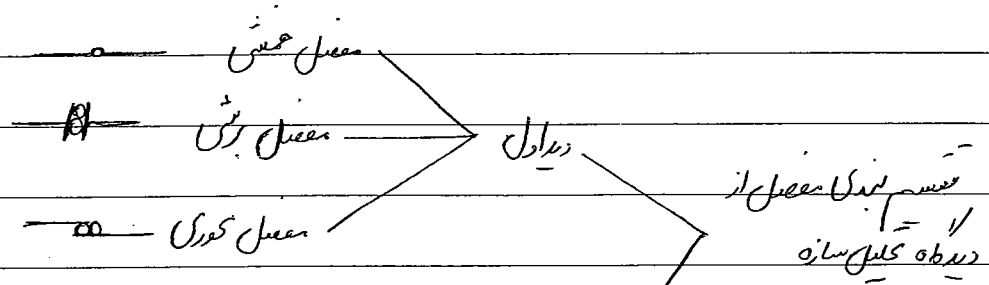
زیرا با  $n$  مفصل پلاستیک سازه ناپایدار می شود.

$$مجهولات = 4$$

$$مجهولات = 2 \begin{cases} \sum F_y = 0 \\ \sum M_E = 0 \end{cases}$$

$$D.O.F. = 4 - 2 = 2$$

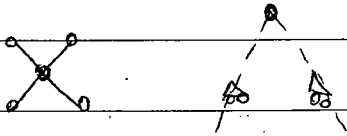
۳ مفصل پلاستیک و خراب می شود.



real hinge مفصل حقیقی

virtual hinge مفصل مجازی

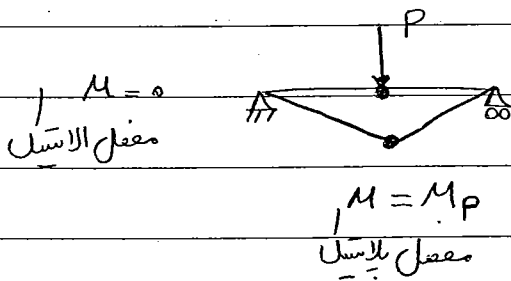
عمل بر خور در یک نقطه (بدون تغییر در طول)



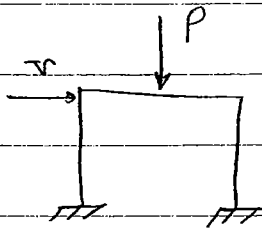
elastic hinge ( $M=0$ ) مفصل الاستیسی

plastic hinge ( $M=M_p$ ) مفصل پلاستیکی

قسم بندی مفصل از دیدگاه استاتیکی



کل منسج شدن درش طراحی پلاستیک :

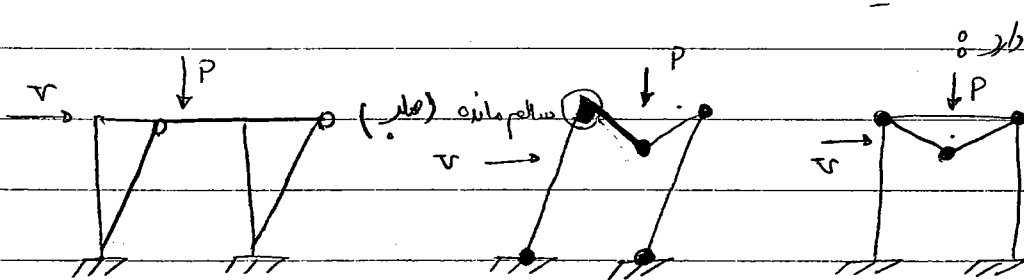


۳ درجه نامعین

۴ تا مفصل نیاز داریم

قاب را طبقه را دهفنه

در درش طرح پلاستیک با سس هم ملائیم کمی تحمل برای خرابی سازه در نظر گرفته شود. مثلاً سازه مثل



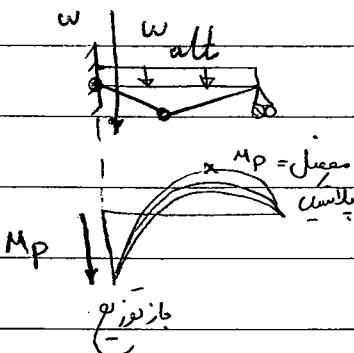
اجبار طبقه نرم معمولاً در پلاستیک خرابی  
Soft storey

علاوه بر لونه

علاوه بر لونه

برای سازه‌های ساده‌ای مانند این سه ملائیم وجود دارد، حالا ما باید ساختمان چند طبقه در برده سیم و ما باید

ملائیم کمی تحمل لنگش را در نظر بگیریم و باید آنی را که بار خرابی مکانیسم گسیختگی آن از همه کمتر است را تعیین کنیم.



هوشمندانه در جای مفصل پلاستیک تشکیل  
که کمتر بار را تحمل کند

تحمل لنگش  $Max$  = عمل تشکیل مفصل برای پلاستیک  
(نسبی و مطلق)

LRFD:

(۳) طراحی بر اساس ضریب بار و مقاومت

Loading and Resistance Factor Design / limit state design

$$\phi L < \phi S$$

$R_n$ : nominal strength

$R_D$ : Design strength  $\phi \times R_n$

$$\begin{cases} \text{CSA} : \phi \times f_c & \phi \times f_y \\ \text{ACI} : \phi \times R \end{cases}$$

ASD

→ Allowable strength Design

→ Allowable stress Design

(۴) روش مقادیر مجاز

در روش مقادیر مجاز، بار و تنش می توان به مقادیر اسمی را کاهش داد:

$$\phi \times R_n$$

→ مقادیر طراحی

$$\frac{R_n}{F.S.} \rightarrow R, \omega$$

مقادیر طراحی و LRFD به یک جواب منتهی می شود

روش تنش مجاز (allowable stress design) از جمله مسائل پیش در طراحی سازه های مسکن شده است. در حالی که روش حالات حدی از جمله مسائل پیش مطرح شده و مورد توجه قرار گرفته است. ناکر روش LRFD، روش حالات حدی (limit states) است.

حالات حدی ای شامل به دو دسته حالات حدی نهایی و حالات حدی بهره برداری تقسیم کرد.

\* حالات حدی نهایی مواردی از قبیل تسلیم، گسیختگی و تخریب را در بر می گیرد.

\* در حالی که حالات حدی بهره برداری به معیارهای از قبیل خنثی‌السمیم و بالارزش سازه در موقع بهره برداری می پردازد. در این حالت خرابی مطرح نیست، سازه در صورتی که مورد نظر سازه و اندام مناسب باشد، مهم است.

ضدایب روش مقاومت براساس بابت دهم مقدمات ملی ساختمان

ضدایب تعیین مقاومت $\phi$	بارگذاری
$\phi_c = 0.9$	فشار محوری
$\phi_r = 0.9$ یا $1.0$	برشی
$\phi_b = 0.9$	لنگر خمشی
$\phi_t = 0.9$	تسلیم عضو کشش
$\phi_t = 0.75$	گسیختگی عضو کشش

ضریب تخلی مقاومت $\phi$	بارگذاری
$\phi_v = 0.75$	گسترش برشی
$\phi = 0.75$	مقاومت ارتعاشی
$\phi_t = 0.9$	تخلی کششی
$\phi_c = 0.75$	مقاومت ارتعاشی در کف استوار
$\phi = 0.75$ یا $0.85$ یا $1.0$	سج
$Q_w = 0.75$ یا $0.9$	جوش

\* این ضرایب با حدی بسته به اهمیت خاکی ساختمان با توجه به خاکی آن عضو دارد.

مقایسه روش حالات حدی و روش تنش مجاز

برای اعضای تحت کشش، چنانچه مقاومت تسلیم عضو مدنظر باشد داریم:

$$LRFD: 1.2D + 1.6L = 0.9R_n \rightarrow R_n = 1.333D + 1.77L$$

Demand                      مقاومت  
بارهای اعمال شده              بارهای مجاز

$$ASD: D + L = \frac{R_n}{1.67} \rightarrow R_n = 1.67D + 1.67L$$

$$\alpha = \frac{R_n^{LRFD}}{R_n^{ASD}} \rightarrow \alpha = \frac{1.333D + 1.77L}{1.67D + 1.67L} \div 1.67$$

$$\alpha = \frac{0.18 + 1.047 \frac{L}{D}}{1 + \frac{L}{D}}$$

if	خرج = صورت	هر دو روش، مقدار برابر را در آورده اند.
if	خرج > صورت	LRFD سبک تر درآمده.
if	خرج < صورت	LRFD سبک تر درآمده.

	$\frac{L}{D}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	1	2	3	4	$\infty$
$\lambda = \frac{R_n^{LRFD}}{R_n^{ASD}}$		0.1823	0.1847	0.1889	0.933	0.978	1.0	1.013	1.047

با توجه به جدول فوق دیده می شود که برای بار زنده سه برابر بار مرده باشد، نتایج دروش بسیار خفیف خواهد بود.

این مطلب به عنوان یک معیار پایه در آیین نامه AISI به کار رفته شده و در عین موارد نتایج حاصل از دروش برهم منطبق شده است.

AISC: American Institute for steel construction

در واقع معادله ضریب کاهش مقاطع  $\phi$  دروش ضرایب بار و مقاومت و معادله ضریب اطمینان  $\Omega$

دروش بخار به گونه ای انتخاب می شود که در ترکیب بار مرده و زنده (نتایج حاصل از دو معادله) دروش بسیار باشد.

- LRFD :  $\phi R_n = 1.2D + 1.4L = 1.2D + 1.4(3D) = 4D$

$\rightarrow R_n = \frac{4D}{\phi}$

- ASD :  $\frac{R_n}{\Omega} = D + L = D + 3D = 4D$

$\rightarrow R_n = 4D \times \Omega$

$\frac{4D}{\phi} = 4D \times \Omega \rightarrow \Omega = \frac{1.5}{\phi} \rightarrow \phi = \frac{1.5}{\Omega}$

if  $\Omega = 1.47 \rightarrow \phi = \frac{1.5}{1.47} = 0.198 \approx 0.9$  : در حالت عادی  
 $\Omega = 2 \rightarrow \phi = \frac{1.5}{2} = 0.75$  : کمتر  
 و بیشتر از این

[ چون ما از کمتر و دست بیشتری داریم، ضریب اطمینان را بیشتر انتخاب کردیم و  $\phi = 0.75$  ]

دست ای آید، کسی توان آن را در برابر ضریب اطمینان داشته باشد.

اگرچه هم واقعیت را در نظر بگیریم، معمولاً بار زنده س. ۳ یا ۴ بار مرده هستند، در این مورد با توجه به جدول

س. ۱ < α بوده، یعنی روش LRFD طراحی سبک تر و اقتصادی تر می باشد.

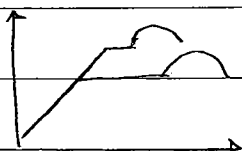
اگر نتایج روش معادلات مجاز و حالات خاص را در حالت وجود بارهای زلزله بررسی کنیم، خواهیم داشت:

$$ASD : 0.75 (D + L + E) = \frac{R_n}{1.47}$$

\* به خاطر بارگذاری زلزله که یک بارگذاری تصادفی است و معادلات مواد در بارگذاری تصادفی اترایش

می آید، ۰.۳۳ س. ۱ مجاز را در بارگذاری کمی زلزله اترایش می دهند. می توان روش مجاز را

۰.۳۳ اترایش نداد و بجای آن ۰.۲۵ از بارگذاری کم کرد. (احمال ضربه ۰.۷۵)



$$\bar{S} = \frac{M}{F_b} \xrightarrow[\text{زلزله}]{\text{بار زنی}} S_{req} = \frac{M}{1.47 F_b} = \frac{M}{F_{1.3} F_b} = \frac{3/4 M}{F_b} = \frac{0.75 M}{F_b}$$

(ضربه ۰.۷۵)

■ ASD :  $0.75 (D + L + E) = \frac{R_n}{1.67}$

→  $R_n = 1.67 \times 0.75 (D + L + E)$

ساده‌ترین حالت خاص که بار زنده و باد و زمین در همه بارها است، بررسی می‌کنیم.

→ [ فرض ]  $L = 0.5D \rightarrow R_n = 1.67 (1.5D + E) = 1.9D + 1.5E$  \*

■ LRFD :  $1.2D + L + 1.6E = \phi R_n = 0.9 R_n$

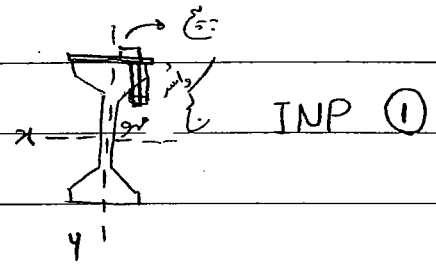
→  $1.2D + 0.5D + 1.6E = 0.9 R_n$

$R_n = \frac{1.7D + 1.6E}{0.9} \rightarrow R_n = 1.9D + 1.78E$  \*

■ با توجه به روابط فوق دیده می‌شود که در شرایط محلی هر چند بارهای خاصی زلزله

غیر اقتصادی تر از روش پیشین می‌باشد.

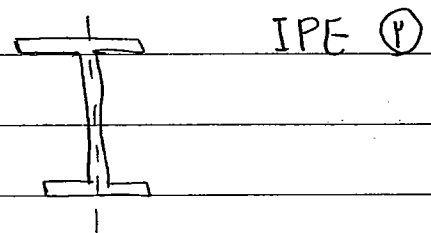
## انواع پروفیل‌های ساختمانی



این پروفیل مثلاً برای تیر که استفاده می‌شده است می‌تواند در حال حاضر به‌کار نرود، چون به علت شیب بال که این مقاطع برای اتصالات نمی‌توانند به‌درستی مناسب نیستند.

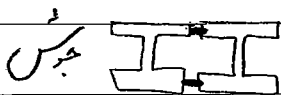
$$I_x \gg I_y$$

همان‌طور که در محاسبه معلوم می‌شود، برای سازه مناسب نیست چون باعث چرخش حول محور ضعیف گشتاوت می‌کند.

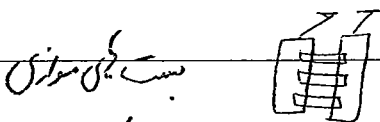


شیبه پروفیل INP است، با این تفاوت که در اینجا بال‌های آن نسبت به INP معکوس است و هم‌حین بال‌های آن نیز مسطح است. در نتیجه برای اتصالات زنجیری و برقی مناسب است. در حال حاضر از پروفیل IPE برای تیرهای واز و پیل IPE برای سازه‌های گوناگون استفاده می‌کنند.

برای سازه‌های دایره داریم:

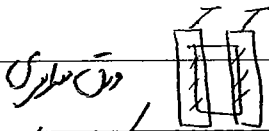


(۱) استفاده از پروفیل‌های آماده



نسبت‌های متداول

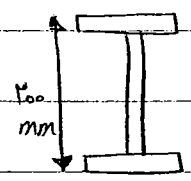
نسبت‌های متداول



جوش دادن یک ورق آکشی

(۲) استفاده از ورق و ساختن پروفیل

IPB (۳)

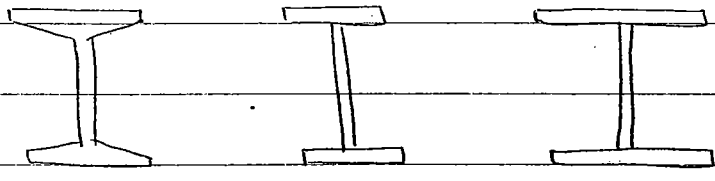


IPB ۲۰۰

برای پرودیل، پرودیل بال من نیز تعریفی شود. در این مقاطع معمولی ۳۰۰ (IPB ۳۰۰) عرض بال و ارتفاع مقطع یکسان است از نوعی ۳۰۰ به بعد پهنای بال ثابت باقی مانده و فقط ارتفاع مقطع بزرگتری شود.

می توان از پرودیل IPB به صورت کلی برای سازه ها استفاده کرد.

معادله مقایسه پرودیل



INP

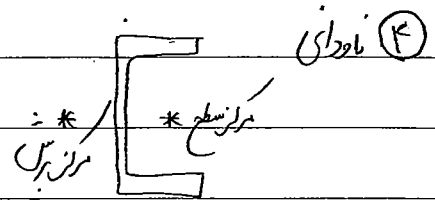
IPE

IPB

$$\left( \frac{I_y}{I_x} \right)_{(INP)} < \left( \frac{I_y}{I_x} \right)_{(IPE)} < \left( \frac{I_y}{I_x} \right)_{(IPB)}$$

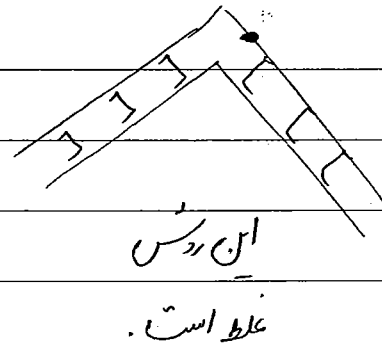
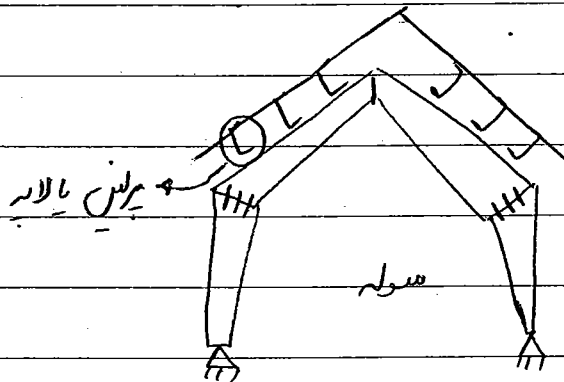
پرودیل IPB در سه نوع سبک (IPB<sub>L</sub>)، IPB<sub>مستطیل</sub> (IPB<sub>v</sub>)، و IPB معمولی با فلج متوسط (IPB) تولید می شود. در ایران معمولاً نوع معمولی تولید می شود.

در مقطع نودایی (UNP) به علت عدم انطباق مرکز سطح و مرکز ثقل مقطع این پروفیل برای تحمل تنش مناسب نیست و در بخش دچار تنش می شود.



از پروفیل نودایی به صورت کلی به عنوان لایه برای پوشش سقف و سطح کف شیب دار استفاده می شود. هم چنین از نودایی برای تحمل به عنوان برشگیر تیرهای کمپوزیت استفاده کرد.

از پروفیل نودایی به صورت ردیفی برای ساخت سقف استفاده نمود.



حجم هشتم ۹۳،۷،۲۸

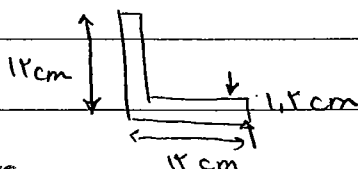
این شیخ به صورت بال مسدودی و هم چنین بال فاسدودی تولید می شود که نوع بال مسدودی آن در ایران متداول است.

نشی L  
angle

نشی L که در ایران تولید می شوند، بال Lهای مسدودی دارند و ضخامت آن کم از ۵ میلی آن Lهای باشد.

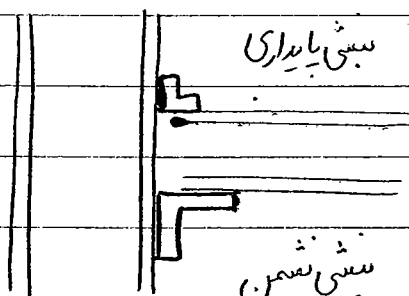


L 120 x 120 x 12



از نشی برای اتصال مفصلی تیر به ستون و هم چنین اتصال مفصلی تیر اصلی به تیر فرعی استفاده می شود.

اگر سازه ای  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Bracing} \\ \text{Shear wall} \end{array} \right.$  طراند داده می تواند اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی باشد.  
دیوار برشی



(معمولا  $L 90 \times 90 \times 6$ ) نشی بایرداری

نشی نشمین

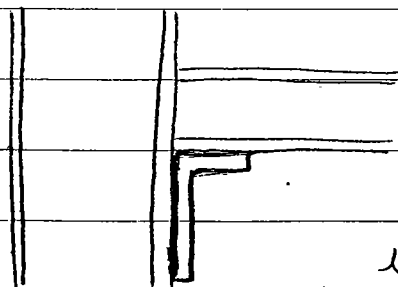
seat angle

علم کردن ستون :

(از کار بردگی نشی)  
اتصال تیر به ستون

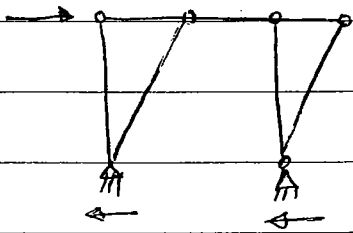


اگر نشی بال مساری لغایت نهند :



بعد از برکت مدی ستون قرار می گیرد.

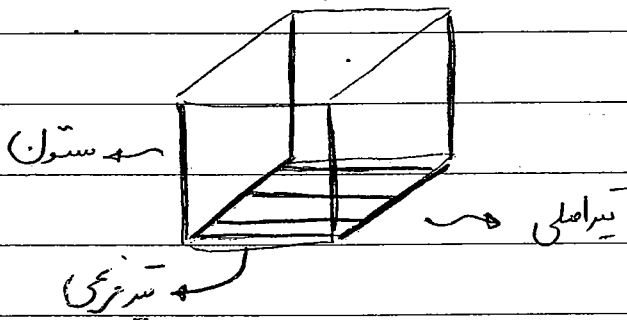
نشی بال نامسادی



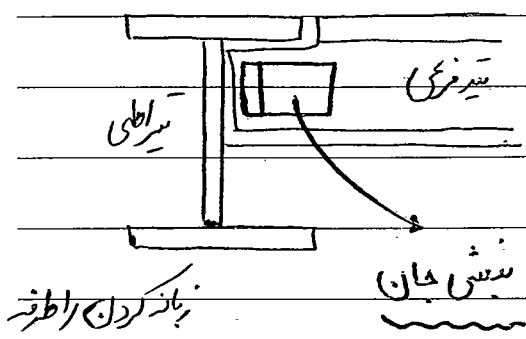
خستگی که از نشی استفاده کرده،  
تخلیه سازنی شکل مانند رو به رو خواهد بود که در برابر  
باید مقاومت ندارد و باید حتماً از Bracing  
استفاده کنیم.

از دیگر طریقه‌های نشی :

ارتقال سیرفرعی به سیر اصلی



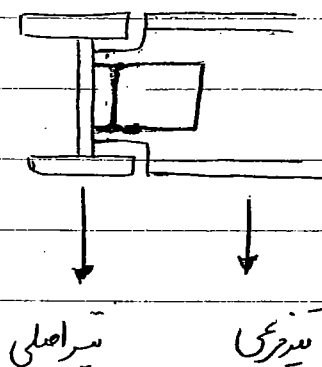
باید سرازیر شود سیر اصلی و فرعی به هم



کاهش مصرف مصالح  
کاهش نسبت خنک‌کننده زلزله

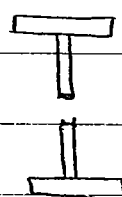
نیاز به کردن هر یک از فرعی سیر فرعی را بریدن تا بتوانند در سیر اصلی قرار گیرند. به آن زبانیه کردن  
به طریقه‌ای که سیم، چون فقط از بالا برده می‌شود

اگر غرض تیر اصلی و فرعی یکسان باشد، نیازی به کردن دو طرفه را داریم:



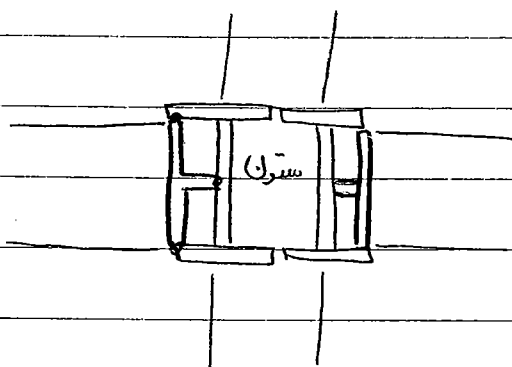
نیازی به کردن دو طرفه

کارخانه به طور اختصاصی آن را تولید نمی کنند، (در ایران)،  
و اگر نیاز باشد، با هفت کردن مقاطع I شکل  
به دست می آید



⑥ سپری

کاربردگی سپری :

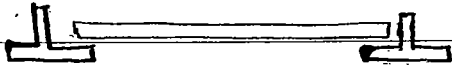


نخاست جان کم است و  
بلند به سیرگی که از شش فرغ به  
ستون به به برداری شوند، توجه کرد.

استفاده از سپری

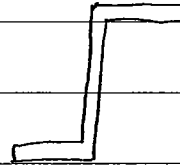
در اصل نیرودگی (مطابق شکل) از طریق سپری به جان که مستقل شود و کمتر به  
جان فشار می آید.

استفاده در سقف کبیله‌ای :



(۷)

مقطع ج شکل



این مقطع را هم کارخانه ساخته و

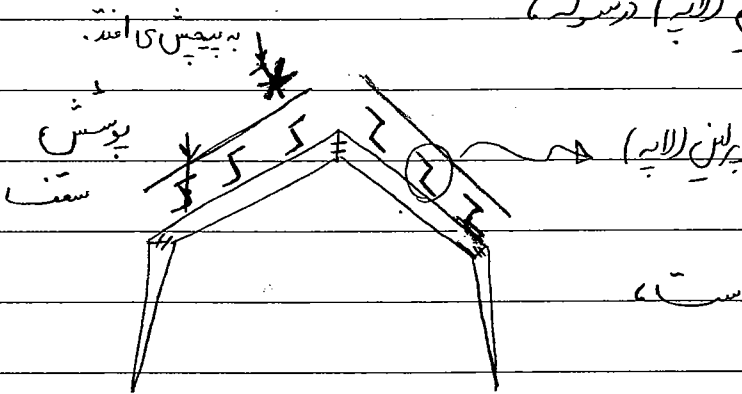
در کارهای مربوط به سوله ، با استفاده از

وین کبیله‌ای و دستگاه پرس برک (press brake) (دستگاه کامپیوتری) ، مقطع

ج شکل را تولید می کنند

\* تفاوت نادرانی کبی پرس برکی و کارخانه ای :  
در پرس برکی ضخامت نادرانی در همه جا برابر است زیرا یک ورق بوده .

مصرف عمده مقطع ج : به عنوان پرلین (لایه) در سوله



تیرکمی خرمی در سقف یا به شکل نادرانی است ،

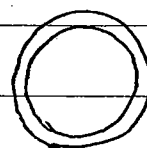
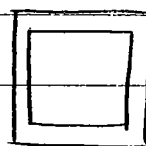
اگر سبب سقف کم باشد ، I هم می شود .

نه به خاطر وزن خودش و نه پوشش سقف در آن  
لنگر بیش از حدی ایجاد نمی شود . (نظایر کل دار سوله)

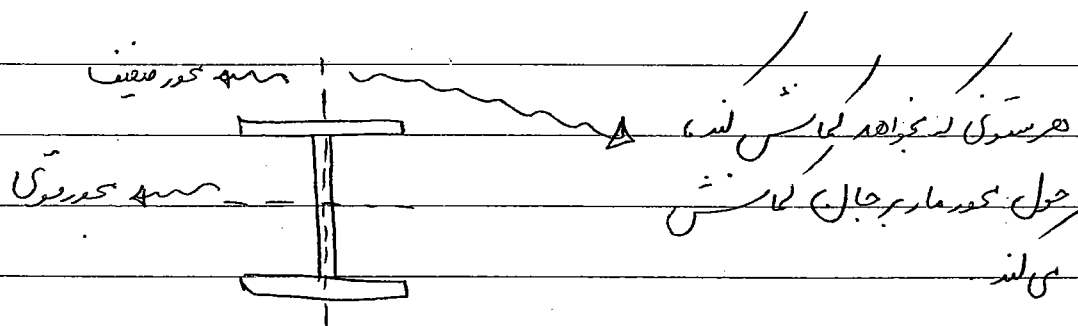
نکته: فقط در حالت خاصی که تیرگی سوله شیب لوله دارد، می توان از مقطع آسان به عنوان پیرایه (لایه) استفاده کرد. (در حد ۱۰ درجه)

\* برای لایه، مقطع  $\pi$  از مقطع ناودانی بهتر است چون مقطع ناودانی تحت اثر وزن خودش به هم می افتد ولی به علت انطباق مرکز برش و مرکز سطح مقطع  $\pi$  این مقطع تحت اثر وزن خودش به هم نمی افتد.

در ساخت ستون  $\pi$  و لوله مواردی که نیاز به محال استی حول هر دو محور اصلی است، از لوله و مقطعی استفاده می شود که البته لوله از مقطعی بهتر است ولی به علت دشواری اجرای اتصالات، استفاده از ستون لوله ای در کارهای ساختمانی متداول نیست.

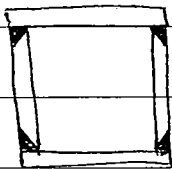


⑧ لوله و مقطعی

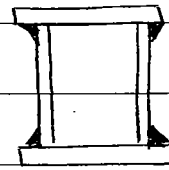


محال استی حول هر محوری در مقطعی یا لوله بیسان است.

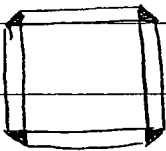
الروایه مقطعی نیز داشته باشیم و از طرف استفاده کنیم تا آن را بسازیم



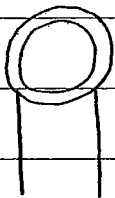
جوش اصلی  
جوش شیرین



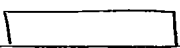
معمولاً اینگونه اجرا  
می کنند.



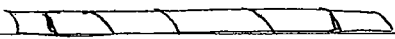
مناسب هست و یکی  
اجرای آن سخت  
است.



برای اینکه تیر به ستون لوله وصل شود ،  
باید جوش داده شود . اگر جوش دلال  
به سطح صاف سخت است ، و جوش بر سر  
زغالی که قرار داشته ، به سطح منحنی جوش داده شود .



\* از دیگر کاربردهای لوله انتقال سیالات است . (انتقال گاز)



طوری درین زوای پیچیده که درین  
روی هم آمده و بعد آن را  
جوش داده .  
لوله لوله به هم پیوسته  
لوله های انتقال گاز

برای سافتن میل جرقه‌ها استفاده می‌شود.

⑨ میل

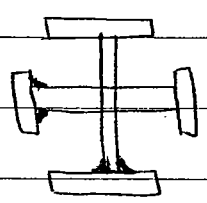


جرقه  
مفردیل : جابه‌جایی در یک جهت  
سفتی : قابل جابه‌جایی در دو جهت طویلی و عرضی

⑩ ورق‌های ساده و آجدار  
از ورق‌های ساده برای سافتن تیر ورق که در هم جوش اجرا می‌شود استفاده می‌شود و از ورق‌های موج‌دار معمولاً برای پوشش کف (پل‌های عابر پیاده) استفاده می‌گردد.

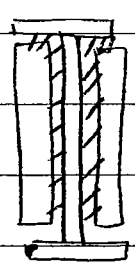
[ تیر ورق و P.G. Plate Girder ]

کاربرد ورق‌های ساده سه تیر ورق



ستون صلبی

با استفاده از جوشکاری و  
در ورق‌های ساده، ستون مورد نظر  
را می‌سازیم. آنچه در حال  
نخواهد شد



بالاخر کردن  
جان، I را  
بالا برد.

سخت‌کننده‌های  
جان تا عیب‌لائی  
آن را برطرف سازند.

$$I = \int y^2 dA$$

$$S = \frac{I}{c}$$

Subject:

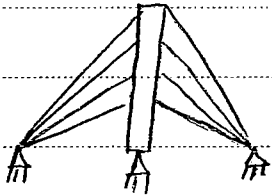
Year:      Month:      Date:      ( )

جلسه پنجم ۹۳/۸/۳

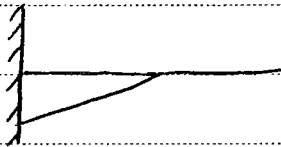
(Design of tension members)

طراحی اعضای کششی :

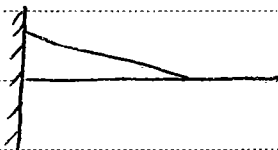
موارد استفاده اعضای کششی



① سیم کابل  
در دکل کابل برای مهار استفاده می کنند



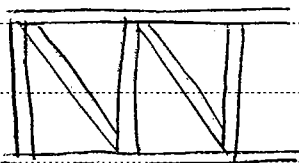
دست فشاری



دست کششی

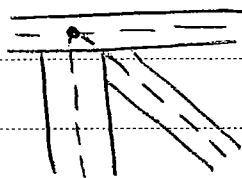
② تیر دایره ای طره

سه در دست فشاری خطر کم تر داریم و دست کششی بهتر است

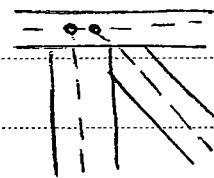


[ نکته هم آن است که  
اعضا هم بل باشند ]

③ زین (اعضای کششی خراب)

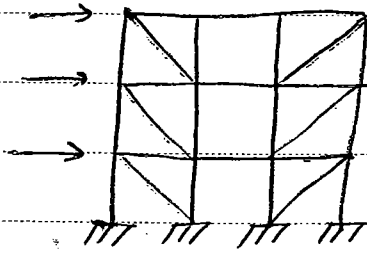


✓



✗

۴) اعضای خماری (در ساختمان)



اعضای کششی ← نیزه کوچک ← میلگرد، تقیه، پر فصل یک بخشی یا یک نادرانی  
 نیزه بزرگ ← پر فصل در بل بخشی، در بل نادرانی، مقطع I شکل

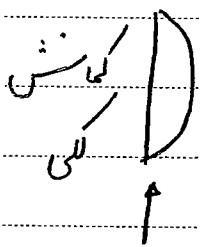
\* اگر نیزه کوچک باشند، سطح مقطع کمی کوچک هم جواب می دهد.

تقیه، ورق با عرض زیر ۱۶ سانتی متر رای گویند.

ورق، ورق با عرض بالای ۱۶ سانتی متر رای گویند.

چون در اعضای کششی، پدیده‌ی نابایداری به صورت گمایش لگی و موضعی در عضو پدید می آید، انتقال

سیر در یک سازه‌ی فولادی به صورت کششی، بهترین نوع انتقال نیزه است.



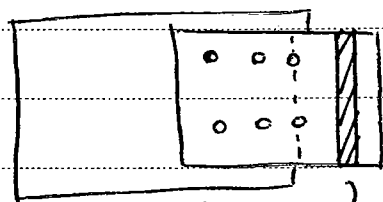
local buckling

نابیداری (گمایش) موضعی

چون در طراحی اعضای کشش، تنها معیار مقاومت، به عنوان ضابطه‌ی اصلی طراحی است، لذا طراحی اعضای کشش از ساده‌ترین مسائل طراحی است.

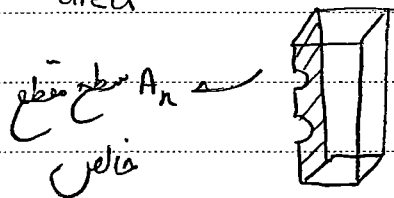
معیارهای طراحی اعضای کشش:

پدیده‌ی تسلیم یا پاره‌گی با استی برای اعضای کشش کنترل شوند. تسلیم روی سطح مقطع سالم (مانند سوراخ) که به آن سطح مقطع ناخالص نیز می‌گویند، کنترل می‌شود و کششگی روی سطح مقطع سوراخ‌دار که تضعیف شده است، بررسی می‌شود.



gross section area، سطح مقطع ناخالص:  $A_g$

net section area



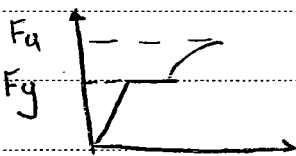
\* توجه داریم که سطح مقطع ناخالص  $A_g$ ، فقط در ابعالات یکنواختی که سوراخ کاری انجام می‌شود، موضوعیت دارد و در ابعالات مجری، عبارت  $A_n$  موضوعیت ندارد.

بر اساس معیار دهم مقررات ملی ساختمان، در صورت مقاومت کشش (معمولاً ۱۶۳۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) و مقاومت کشش طراحی، در اعضای تحت کشش باید برابر کوچکترین مقدار محاسب شده بر اساس حالت یکی حدی تسلیم کشش در مقطع کلی (Ag) و کمترین کشش در مقطع خالص عضو (An) و مقطع خالص موثر (Ae) در نظر گرفته شود.

الف) برای تسلیم کشش در مقطع کلی عضو :  $P_n = F_y \times A_g$  ،  $\phi_t = 0.9$

ب) برای کمترین کشش در مقطع خالص عضو :  $P_n = F_u \times A_n$  ،  $\phi_t = 0.75$

پ) برای کمترین کشش در مقطع خالص موثر عضو در محل اتصال :  $P_n = F_u \times A_e$  ،  $\phi_t = 0.75$



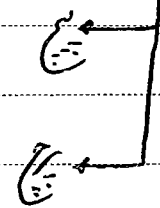
Ag : سطح مقطع کلی عضو  
Ae : سطح مقطع خالص موثر  
An : سطح مقطع خالص

Fu : تنش کمترین فولاد  
Fy : تنش تسلیم فولاد  
Pn : مقاومت کشش اسمی عضو

در وضع تحت بندگی، با وپ می توان گفت چنانچه عضو کشش در طول آن به دلیل مسائل اجرایی از مثلاً به علت رد کردن میل لوله، سرخ شده باشد، مورد موضوعیت پیدا می کند. ولی اگر عضو کشش در طول آن فاقد سوراخ باشد، مورد موضوعیت ندارد و مانند الف در پ برابر می کشیم.

در اتصالات جوشی :  $A_e = u \times A_g$  ، در اتصالات پیچی :  $A_e = u \times A_n$

اجرای انفال - جوش



به خاطر سهولت و ارزانی تر بودن ۸۰٪ انفالات در دنیا با شامل می شود  
مشیخ شده به دلیل ایجاد سرد و صدای زیاد (باعثش روی برج های کوهنورد  
ایجاد حرارت زیاد هنگام اجرای این انفال که گاهی باعث آتش سوزی شده  
است.)

ضریب کاهش مقاومت ۰.۹ که برای تسلیم در نظر گرفته می شود، مناسطه ضریب اطمینان ۱.۲۷ است. ضریب  
اطمینان کاهش مقاومت ۰.۷۵ که برای پارگی در نظر گرفته می شود، مناسطه ضریب اطمینان ۲ است.

$$\left[ \text{یاد آوری} = \frac{\phi}{\phi} \right]$$

دلیل ماندن در پارگی ضریب اطمینان بزرگتری نسبت به تسلیم لحاظ شده است، این است که در پارگی برخلاف  
تسلیم تر شدن انفال می افتد که هم بسیار خطرناک است و هم بدون هشدار قبلی انفال می افتد.

سؤال: در یک انفال چگونه بنهیم که آیا بعد از انفور، تسلیم انفال می افتد یا پارگی؟

برای اینکه مشخص شود تسلیم حاکم بر طراحی انفال است یا انفال، با بررسی نیروهای مناسطه تسلیم و انفال که  
سرد و حرکت آن کو حرکت بود، نزد تر انفال می افتد و حاکم بر رفتار انفال خواهد بود.

مطفاً برای ما مطلوب تر است که تسلیم حاکم بر رفتار انفال باشد، چون تسلیم بدیده می بخشد است.

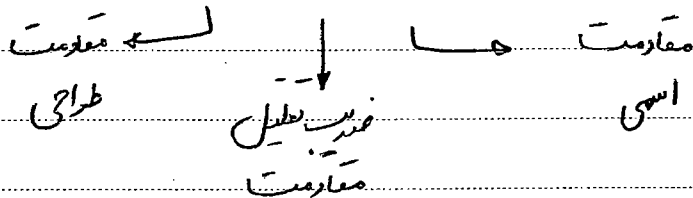
Subject :

Year . Month . Date . ( )

$P_n$  → nominal strength

$P_D$  → Design strength

$$P_D = \phi \times P_n$$



☒ همیشه مقاومت طراحی (مقاومت اسمی  $\phi$ )  
مقایسه و سنجیده می شوند.

☐ فرض کنید از اتصال تنه به تنه برای اتصال بندگی کشش استفاده شده است. با توجه به اینکه در این حالت جزء غیر متصل نداریم، پدیده‌ی تأخیر برش موضوعیت نداشته و ضریب  $U$  برابر واحد است که در نتیجه  $A_e$  و  $A_n$  برابرند. ( $A_e = U A_n = 1 \times A_n = A_n$ )

برای دو حالت فولاد ST37 و ST52، شرط آنکه تسلیم حاکم بر رفتار عضو کشش باشد چیست؟

تسلیم < کشش  
شرط حاکم بر رفتار عضو کشش

$$0.9 \times A_g \times F_y < 0.75 \times A_n \times F_u \rightarrow \frac{A_n}{A_g} > \frac{0.9 F_y}{0.75 F_u}$$

$$\text{حالت اول ST37} \quad \frac{A_n}{A_g} > \frac{0.9 \times 2400}{0.75 \times 3700} = 0.71$$

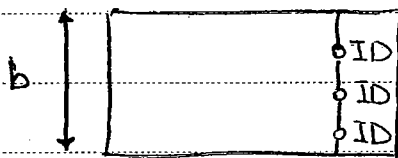
$$\text{حالت دوم ST52} \quad \frac{A_n}{A_g} > \frac{0.9 \times 3400}{0.75 \times 5200} = 0.83$$

Subject:

Year:      Month:      Date:      ( )

- فولاد ST37 فولاد ساختمانی است و معادل A36 آمریکا است
- فولاد ST52 فولاد صنعتی است و در پل ها، کابل برق و سازه های صنعتی کاربرد دارد.

برای سیرماتسم زیر که در آن  $n$  سوراخ وجود دارد، سطح مقطع خالص برابر است با:



$$A_n = (b - nD)t$$

تختی در آن  $\rightarrow$

مقطع سوراخ  $\rightarrow$

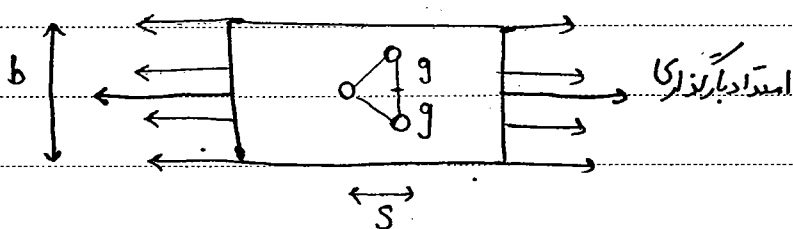
عوض در آن  $\leftarrow$

تعداد سوراخ  $\rightarrow$

جبهه دهم

خفاچه در سیرهای دوقطبی حالت نوزاد وجود داشته باشد، بافتن به ازای هر سیر نوزاد  
ترم  $\frac{S^2}{4g}$  را به پهنای موثر اضافه کنیم.

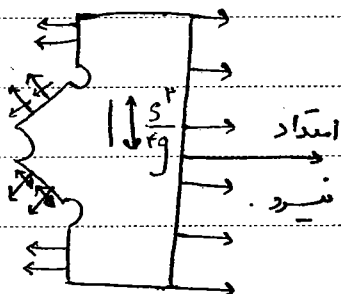
$$A_n = (b - nD + \sum \frac{S^2}{4g}) t$$



اگر  $S=0$  باشد، یعنی سراج کاملاً در یک امتدادند

(از مرکز تا مرکز هستند)

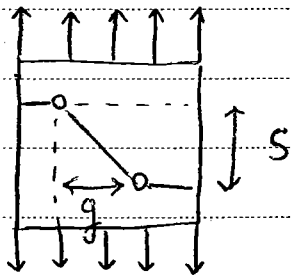
$S$  : طول تصویر سیر مایل در امتداد بارگذاری  
 $g$  : طول تصویر سیر مایل در امتداد عمود بر بارگذاری



مسیرهای مایل را با طولی به اندازه  $\frac{S^2}{4g}$  جایگزین کرده ایم.  
که این طول عمود بر امتداد نیرو است.

\* رابطه ی موزن بیش از یک قرن پیش (۱۹۰۴) برای اولین بار در آیین نامه آفریکام کار برده شد

هم برای 9 و هم 5



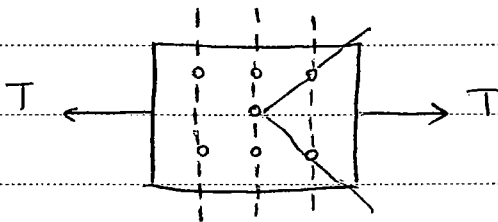
Distance : Center to Center

مسائل طراحی کشش بر دو نوع است :

① درون تحت کشش سوراخ شده است ولی توسط پیچ به ورق دیگر متصل نگردیده است. این حالت کاربرد کمی باشد و صرفاً جهت توضیح حالت بعد استفاده می شود.

② درون سوراخ شده و به وسیله پیچ به ورق دیگر اتصال یافته است. این حالت همان حالتی که در واقعیت پیش می آید.

شیع حالت اول :



در حالتی که درون بدین اتصال به ورق دیگر صرفاً سوراخ شده باشد. با توجه به استاتیکی و نیروی کشش در عیناً مسیری که تحمل باید بکنان بوده و برابر  $T$  است.

$$(b - 3D + \frac{4s^2}{K_g}) t$$

$$(b - 3D) t$$

$$(b - 2D) t$$

Subject:

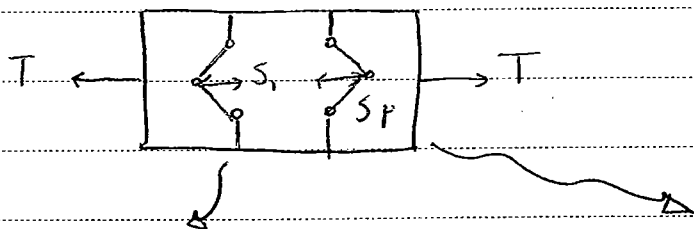
Year. Month. Date. ( )

مسیری که  $A_n$  بزرگتری دارد، تنش متوسط کمتری دارد و احتمال پارگی آن کمتر است.

مآخذی اول [سین در درین سوراخ قائم، ردنی که تعداد سوراخ آن بیشتره بجزای راست، چون دارای سطح کمتری می شود.

مآخذی دوم [سین در درین سوراخ مایل قائم و دیگری مایل با تعداد سوراخ مساوی، قطعه درین سوراخ قائم بجزای راست است.

مآخذی سوم [سین در درین سوراخ مایل با تعداد سوراخ برابر، ردنی که به راستای قائم نزدیک تر است، بجزای راست است.



$$A_{n_1} = (b - PD + \frac{PS_1^2}{F_g})t$$

$$S_1 < S_2 \rightarrow A_{n_1} < A_{n_2}$$

$$A_{n_2} = (b - PD + \frac{PS_2^2}{F_g})t$$

اگر ما به گونه ای تنظیم کنیم که  $D = \frac{S^2}{F_g}$

$$A = (b - PD)t$$

$$A' = (b - PD + \frac{PS^2}{F_g})t$$

$$\Rightarrow A = A'$$

$$= (b - PD - \underbrace{D}_{=\frac{S^2}{F_g}} + \frac{S^2}{F_g})t$$

## انواع سوراخ ها

برای اتصال دو ورق، بزرگترین بافتی در ابتدا ورق، یک سوراخ کاری شوند و سپس توسط پیچ به یکدیگر متصل کردند. بر اساس محبت دهم مقادیر ملی ساختمان، ما ۴ نوع سوراخ داریم که در

ادامه شرح می شوند.

### ① سوراخ استاندارد

$$\begin{array}{l} \text{سوراخ} \\ \text{استاندارد} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} d_b < 24 \text{ mm} \rightarrow d_h = d_b + 2 \text{ mm} \\ d_b \geq 24 \text{ mm} \rightarrow d_h = d_b + 3 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$b =$  پیچ       $h =$  سوراخ (hole)

$$d_b < 10 \text{ mm} \rightarrow d_h = d_b + 2 \text{ mm}$$

### ② سوراخ بزرگ شده

$$24 > d_b \geq 12 \text{ mm} \rightarrow d_h = d_b + 4 \text{ mm}$$

$$d_b \geq 12 \text{ mm} \rightarrow d_h = d_b + 8 \text{ mm}$$

★ اگر سوراخ که دایره ای باشند، ممکن است مانند حالت  
دوید و دهنی روی هم کامل و دقیق قرار گیرند و هیچ  
صحنی از آن عبور کرد و از دهنی بیرون نرود.

در نتیجه باید سوراخ بافتنی را بزرگتر کرد که معتبر است. از همان لحاظ اینطور می‌گویم و به معنای دیگر از  
سوراخ لوله‌ای استفاده می‌کنیم.

\* شعراخ لوبیای در هنگام اترایش دما (نفید دما) مؤثر و مهم است. دمی تواند جانور بیشتری بدهد.  
(شبت به شعراخ دایره ای)

\* اگر محل کمی ایجاد سوراخ های دایره ای از تقاطع باشند ، باید حتماً از نوع های محکم استفاده کرد ،  
مانند سوراخ لوله ای .  
در سوراخ استخوان در وقت وسیع اعمال دارند با هم گیر کنند .

در سوراخ لوبیای کوبیده ، بعد کوبیدن سوراخ دقیقاً مانند بعد سوراخ استماندار است و بعد  
توسط آن به شرح زیری باشد :

$$d_b \leq 10 \text{ mm} \rightarrow d_h = d_b + 9 \text{ mm}$$

$$P.P. \text{ mm} \leq d_b \leq P.F. \text{ mm} \rightarrow d_h = d_b + 1 \text{ mm}$$

$$d_b \geq 1.75 \text{ mm} \rightarrow d_h = d_b + 1.0 \text{ mm}$$

④ سوراخ لوبیای بلند

مانند سوراخ لوبیای کوتاه بعد از یک سوراخ رقیقاً مانند سوراخ استاندارد است. بعد از بزرگ آن از قاعده ای به تنبیه نمی کند. (قطر بزرگ ۲.۵ برابر قطر ریز است به جز یک مورد) یکی برای سیم یکی خیلی بزرگ در برابر قطر ریز است.

نسبت قاعده ای خاص نیست! شد!

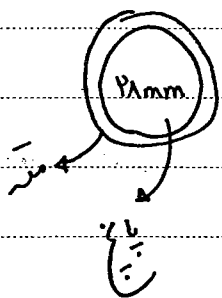
سوراخ کاری بامنه  
بابانج

سوراخ کاری بامنه: حسن آن عدم وجود ترک های مایل و سوراخ های عمیق آن صرف زمان زیاد است.

سوراخ کاری بابانج: حسن آن سرعت کار و عمیق آن ایجاد شدن ترک های ریز در حوالی سوراخ است.

برای استفاده از زبانی بابانج و منه کاری به صورت توانایی توان با استفاده از دستگاه بابانج می شود. سوراخ کوپه ای ایجاد کرد پس با استفاده از منه سوراخ را بشکافیم تا ترک های ریز ایجاد شده به خاطر کلیات بابانج از بین برود.

سوراخ مورد نظر: ۳۸mm



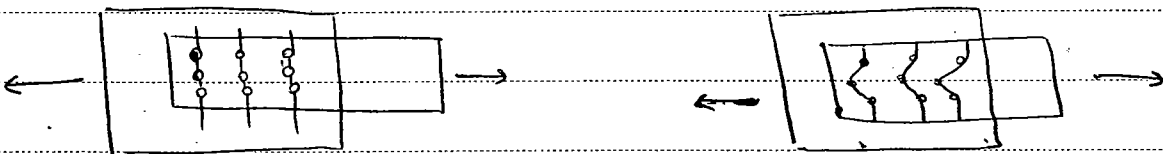
در مواجهه با نحوه سوراخ کاری، کتاب را به دو صورت عمل می کنند:

۱) بعضی کتب برای حالت سوراخ کاری با استفاده جریه ای را در نظر نمی گیرند و به قطر سوراخ اضافه نمی کنند و فقط در حالت سوراخ کاری با پاچ به خاطر وجود ترک کمی خیلی ریز،  $2\text{mm}$  به قطر سوراخ اضافه می کنند.

۲) بعضی از کتب طراحی دیگر، در حین اطمینان در هر دو حالت سوراخ کاری با استفاده سوراخ کاری با پاچ  $2\text{mm}$  به قطر سوراخ اضافه می کنند که ما در مسائل مان، همان حالت دوم را در نظر می گیریم.

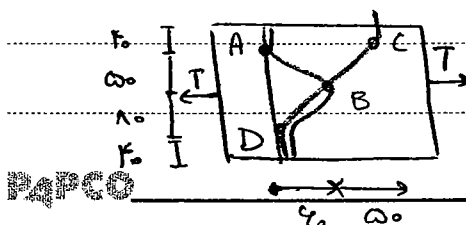
\* کلاً سوراخ کاری با پاچ توصیه نمی شود!!

\* به خاطر اینکه ما علاقه مند هستیم در طراحی اعضای کشش و تسلیم و ضعیف افعال را تعیین کنیم و به خاطر اینکه در نتیجه باید از سطوحی که سطح خالص فیلر کوپلی دارند، پرهیز کنیم. به همین منظور با معنی از تراش را در همه سوراخ ها در یک امتداد عمود بر محور، خفوداری کنیم و سوراخ را به سمت پس و پیش (زیرانی) اجزای کنیم تا سطح خالص ما کوچکتر نمی شود.



بهتر است.

Ex) در متن زیر یک سوراخ کی استاندارد توسط دستگاه پاچ ایجاد شده است، مقطع بحرانی را تعیین کنید.  $D = 24\text{mm}$  و  $t = 1\text{cm}$  به پاچ



$$D = D_b + \bar{A}_{\text{تحت}} + \bar{A}_{\text{فوق}} = 12 + 3 + 4 = 19 \text{ mm}$$

چون جامع باد سینه  
نست و در لانه مرغی دارم

AD  $\therefore A_{AD} = \left[ P_1 - P_x P_y \right] \times 1 = 10,2 \text{ cm}^2$   
 AB  $\therefore$   $\therefore$  BD

$$\text{ABD} = A_{2r} = \left[ P_1 - P \times P_1 q + \frac{q^p}{P \times \omega} + \frac{q^p}{P \times \lambda} \right] \times 1 = 10.11^p \text{ cm}^p$$

DBC            :  $A_{np} = \left[ P_1 - P_{x1} + \frac{w^p}{P_{x1}} + \frac{q^p}{P_{x1}} \right] \times 1 = 15.91 \text{ cm}^2$

$$A_n = \min(A_{n1}, A_{n2}, A_{n3}) = 16,91 \text{ cm}^2$$

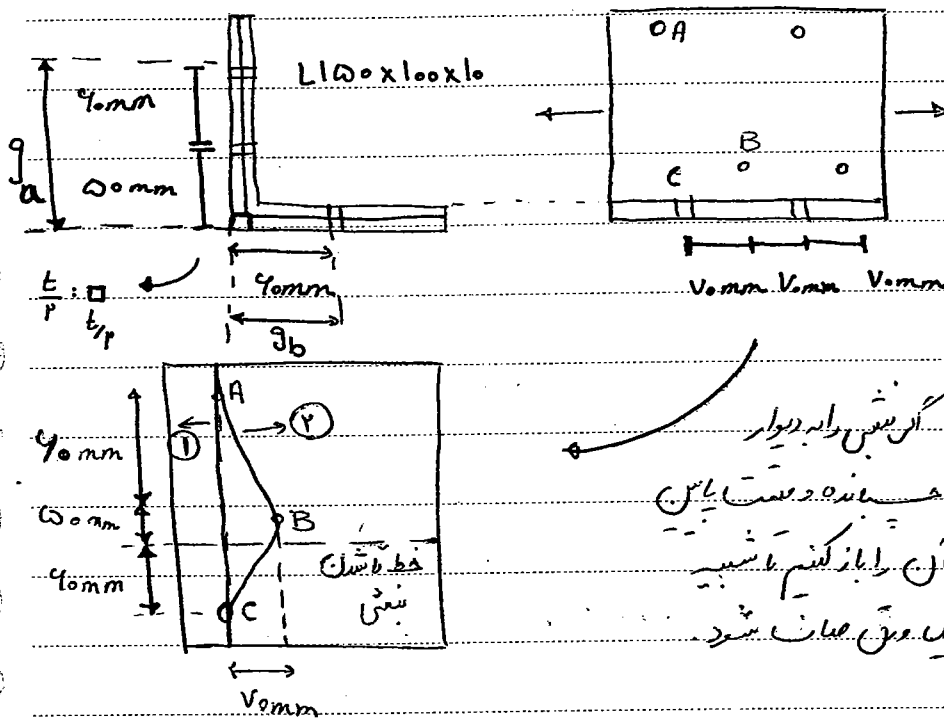
\* با توجه به کتابات فوق تعبیه می شود که مسیر برای تعیین مسیر DBC می باشد. \*

\* نکته: در نرم  $\frac{S^2}{49}$ ، نمی توان مثلاً DBC را این مسیر مستقیم گرفت زیرا مسدود B در وسط آن است. باید  
حل شود \*

Subject:

Year. Month. Date. ( )

Ex) برای نقش زیر که سوراخ‌های استاندارد توسط دستگاه پانچ ایجاد شده است، قطر پانچ  $P_0$  است. سطح مقطع بحرانی را محاسبه کنید.



\* نقش پانچ روی خط مرکزی  
فضای تحت نقش باز شود.

اگر نقش را به دیوار  
مسانده داشتیم  
آن را باز کنیم تا شبیه  
یک ورق صاف شود.

$$g = g_a + g_b - \frac{t}{2} - \frac{t}{2} = g_a + g_b - t = 80 + 40 - 10 = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

$$A_g = (150 + 100 - 10) \times 10 = 24 \text{ cm}^2, \quad D = D_b + \text{اثر گشایش} + \text{اثر پانچ} = 20 + 1 + 1 = 22 \text{ mm}$$

$$\text{میر AC: } A_n = 24 - (P \times P_0 \times f) \times 1 = 19.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{میر ABC: } A_n = 24 - \left[ (P \times P_0 \times f) + \frac{(v^2)}{4 \times 6} + \frac{(v^2)}{4 \times 10} \right] \times 1 = 20.194 \text{ cm}^2$$

« با توجه به محاسبات فوق دیده می‌شود، میر بحرانی برای کشش میر AC می‌باشد. »

■ در مسائل مطلق و در صورتی که به ورق درستی پیچ شده باشد، صرفاً تحت اثر نیروی کشش قرار داشت و ما با توجه به آرایش سوراخ آتش، سطح مقطع بحرانی را تعیین کردیم. از این به بعد با مسائل واقعی مواجه هستیم که در آن دو لایه سوراخ کاری شده و توسط تعدادی پیچ به یکدیگر متصل شده اند و تحت اثر نیروی کشش قرار گرفته اند.

\* \* \*

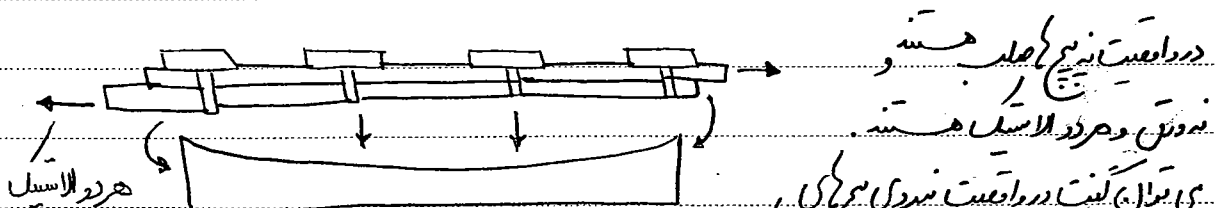
در مورد رسم پیچ های اتصال به دو صورت می توان فرض کرد :

① ورق های صلب و پیچ های الاستیک باشند.

در این حالت پیچ ها مانند فنرهای موازی عمل می کنند یعنی بارگذاری در آن ها توزیع می شود و قفسه مثل همی پیچ ها مساوی است. بارگذاری در این حالت به نسبت  $AG$  در بین پیچ ها توزیع می شود که  $A$  سطح مقطع پیچ و  $G$  ممان برشی آن است. با توجه به اینکه معمولاً در یک اتصال از پیچ های یکسان استفاده می گردد، پارامتر  $AG$  برای همه پیچ ها یکسان بوده و در نتیجه سهم پیچ ها از نیروی اعمالی یکسان خواهد بود.

② ورق های الاستیک و پیچ های صلب باشند.

در این حالت مدل سازی انجام می دهد که محدهای نیرو توسط پیچ های ردیف های اول و آخر که نزدیک ردیف ها به نیروی اعمالی هستند تحمل شده و پیچ های ردیف های میانی سهم کمی در تحمل نیرو دارد.



در واقعیت در واقعیت نیروی پیچ های

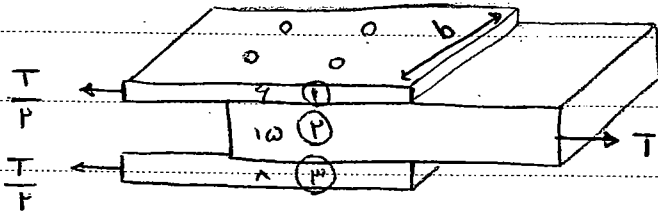
در واقعیت در واقعیت نیروی پیچ های

Subject:

Year. Month. Date. ( )

(Ex) بادر نظر من، معیار تسلیم، کدام درج، ظرفیت کشش افعال زیر را مقایسه می کند؟

[ عرض درج یکسان است و ضخامت درج یکی اول و دوم دسوم به ترتیب ۶، ۱۵ و ۸ میلی متر است. ]



درج اول:  $T_1 = A_1 \sigma \times 0.9 f_y \rightarrow \frac{T}{2} = b(0.6) \times 0.9 f_y$

$T_{1max} = 1.08 b f_y$

درج دوم:  $T_2 = A_2 \sigma \times 0.9 f_y \rightarrow T = b(1.5) \times 0.9 f_y$

$T_{2max} = 1.35 b f_y$

درج سوم:  $T_3 = A_3 \sigma \times 0.9 f_y \rightarrow \frac{T}{2} = b(0.8) \times 0.9 f_y$

$T_{3max} = 1.44 b f_y$

• همیشه ضعیف ترین قسمت یک مجموعه ظرفیت آن را تعیین می کند.  $\Leftarrow$

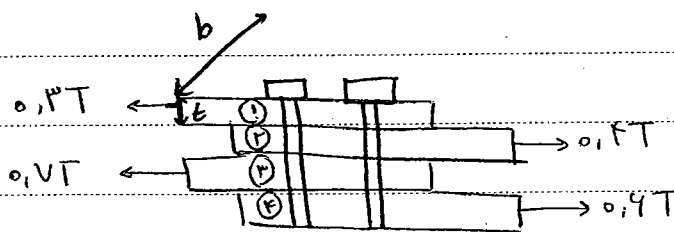
ظرفیت کشش  $T = \min(T_{1max}, T_{2max}, T_{3max})$

$= 1.08 b f_y$

طراحی بهینه، طراحی ای است که در آن اجزای اتصال (درجی اتصال) ایتم زمان به ظرفیت خود برسند در این صورت از مصالح استفاده بهینه شده است. در مثال پیشین، زمانی که ورق ① جاری می شود، هفت ورق دیگر ② و ③ اتصال باری دارند و جاری شده اند و بنابراین طراحی آن بهینه نبوده است.

ع ب دوازدهم

(Ex) با در نظر گرفتن معیار تسلیم کدام ورق ظرفیت کشش اتصال زیر را تعیین می کند؟  
عرض ورق ها: ۱۲، ۱۵، ۱۰، ۸، ۱۰، ۱۵، ۱۲ میلی متر ضخامت دارند.



$$A_g \times 0.9 F_y = \alpha T$$

$$b t \times 0.9 F_y = \alpha T \rightarrow T = b \times 0.9 F_y \times \left( \frac{t}{\alpha} \right)$$

با توجه به محاسبات فوق رده های شدت ظرفیت کشش با ضخامت ورق نسبت مستقیم و با سهم نیروی کشش یک ورق نسبت معکوس است.

$$T_1 = \frac{1}{0.13} K = 29.17 K \quad T_2 = \frac{10}{0.14} K = 25 K \quad T_3 = \frac{15}{0.17} K = 21.4 K \quad \left( T_4 = \frac{12}{0.14} K = 20 K \right)$$

حالت بحرانی است اتصال و ظرفیت را تعیین می کند. ورق چهارم است که در دوازدهم به تسلیم می رسد.

Subject:

Year:      Month:      Date:      ( )

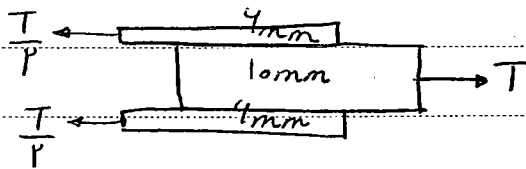
خدايۀ ضخامت هر ورق متناسب با سهم بزرگي گشتش آن ورق باشد، اتصال به صورت بهينه طرح شده است، يعني در سؤال قبل، حالت بهينه زمانی بود که ضخامت ورق یکی اول تا چهارم به ترتيب  $3t$ ،  $4t$ ،  $7t$  و  $9t$  بود.

۳۴

Ex

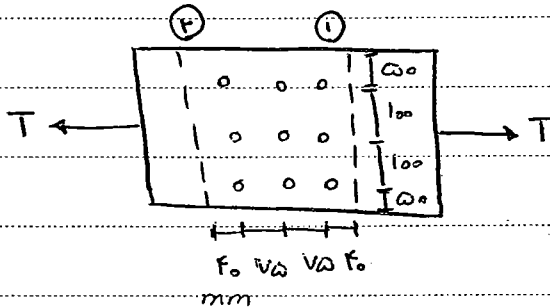
مقاومت طراحی اتصال زیر را تعیین کنید. سوراخ یکی اتصال استوار است و توسط درگه به باغ ایجاد شده. قطر سوراخ  $22$  میلی متر بوده و فولاد مصرفی سازه ای است.

$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad F_u = 3600 \text{ kg/cm}^2$$



\* فواصل حلقه center to center

\* معمولاً ابعاد به mm داده می شوند.



$$D = 22 + 2 + 2 = 24 \text{ mm}$$

\* ورق وسطی از سید ① پاره شده و در ورق بالا و پایین از سید ②

$$10 \text{ mm} : A_e = A_n$$

$$A_e = A_n = (30 - 3 \times 24) \times 1 = 22.2 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 30 \times 1 = 30 \text{ cm}^2$$

$$- T \leq 0.9 F_y \times A_g = 0.9 \times 2400 \times 30$$

$$T \leq 64800 \text{ kg} = 64.8 \text{ ton}$$

$$- T \leq 0.75 F_u \times A_e = 0.75 \times 3600 \times 22.2 = 59940 \text{ kg} = 59.94 \text{ ton}$$

$$T_{min} = \min (64.8 \text{ ton}, 59.94 \text{ ton}) = 59.94 \text{ ton}$$

ورق با ضخامت ۹mm :  $A_g = 30 \times 0.4 = 12 \text{ cm}^2$

$A_e = A_n = (30 - 3 \times 2.4) \times 0.4 = 13.32 \text{ cm}^2$

$- T_p = 0.9 F_y A_g = 0.9 \times 2 \times 2400 \times 12 = 518.4 \text{ ton}$

$- T_p = 0.9 F_u A_e = 0.9 \times 2 \times 3600 \times 13.32 = 539.8 \text{ ton}$

$T_{min} = \min(518.4, 539.8) = 518.4 \text{ ton}$

۱۰mm بر اساس ورق  $\rightarrow T = 59.94 \text{ ton}$

۹mm بر اساس ورق  $\rightarrow T = 51.93 \text{ ton}$

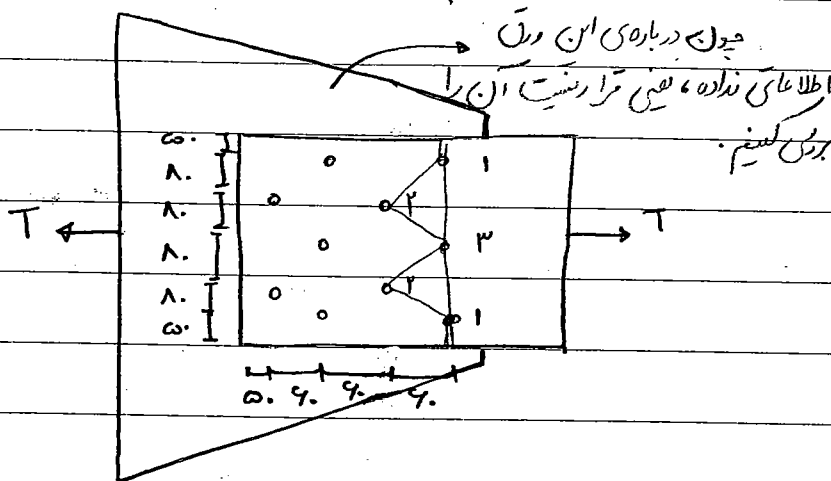
$\rightarrow T_{min} = 51.93 \text{ ton}$

□ البته اگر نیازی به گاسیات مربوط به ورق ۹mm نبود، زیرا اگر اگر قرار بود ورق وسط با ورق دیگر منظر باشد باید ضخامت آن ۲x۲ می بود که اکنون از آن کمتر است پس ضعیف تر است.

□ بر اساس بند ۱۳۳ آیین نامه، عرض سوراخ نباید به مقدار ۲mm نزدیکتر از ابعاد اسمی سوراخ منظور شود. چون در این بند آیین نامه حتی از محو سوراخ کاری (مته یا باغ) نترسد است، ما برای همی سوراخ که به هر صورتی که ایجاد شده باشند، ۲mm به قطر اسمی سوراخ اضافه می کنیم تا قطر واقعی به دست آید.

(Ex) مقاومت کشش طراحی اتصال زیر را بکنید. سوراخ های اتصال استاندارد است و متوسط شبکه باغی ایجاد شده است. هم چنین قطر سوراخ ۲۰mm بوده و فولاد مصرفی فولاد نرمی ساختمانی است. ضخامت ورق ۱۸mm است.

$$F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_u = 3600 \text{ Kg/cm}^2$$



$$D = D_b + \text{اثر باغی} + \text{اثر گش} = 20 + 2 + 2 = 24 \text{ mm}$$

برای کنترل باغی ماده سطح را در نظر میگیریم :

$$A_n = 1.1(42 - 3 \times 2.4) = 42.44 \text{ cm}^2 \quad \text{الف) سطح مقطع خالص در مقطع ۱-۳-۱}$$

(۱۰۰٪ بند روی این مقطع اثر می کند.)

$$A_n = 1.1(42 - 5 \times 2.4 + \frac{4^2}{4 \times 18} \times 4) = 42.1 \text{ cm}^2 \quad \text{ب) سطح مقطع خالص در مقطع ۱-۲-۳-۲-۱}$$

(۱۰۰٪ بند روی این مقطع اثر می کند.) (به ازای ۴ زنگ افاده شده، ۲ سوراخ افاده شد.)

$$A_n = 1.1(42 - 4 \times 2.4 + \frac{4^2}{4 \times 18} \times 2) = 42.37 \text{ cm}^2 \quad \text{ج) سطح مقطع خالص در مقطع ۱-۲-۲-۱}$$

(۹۰٪ بند روی این مقطع اثر می کند.)

□ در حالتی که سطح مختلف پانچ برسی شود و نیروهای مؤثر بر آن را باید موزون دارند، برای تعیین این که کدام سطح برای سست است، نیروی مؤثر بر هر سطح را بر سطح خالص آن سطح تسلیم می کنیم که معرف بیش متعادل خواهد بود. سطحی که بیش متوسط بزرگی داشته باشد، برای برده و پانچ از همان مسیر انتقال خواهد افتاد.

□ سیرهای پانچ عموماً متعادل اند. برای همین از ابتدا و در ابتدا را حساب می کنیم.

د) سطح مقطع خالص در سطح  $1-2-3-1$  :  $D = (f_2 - f_1 \times 1,4 + \frac{2 \times 4^2}{4 \times 1}) = 42,37$

(۱۰۰٪ نیرو روی این سطح اثر می کند.)

باقی بقیه حسابات من سطح  $1-2-3-2-1$  کنترل کننده است و داریم :

$A_n = 42,1 \text{ cm}^2$   $A_g = 42 \times 1,1 = 46,2 \text{ cm}^2$

$T = 0,9 F_g A_g = 0,9 \times 2400 \times 46,2 = 973,3 \text{ ton}$

$T = 0,75 F_u A_n = 0,75 \times 3600 \times 42,1 = 1147,7 \text{ ton}$

$T = T_{min} (T_1, T_2) = 973,3 \text{ ton}$

[تسلیم حالتی بر طرفین است و مناسب است.]

در بررسی معیار یابی اگر مقاطع مختلف در نظر گرفته شود و نیروی موثر برای این مقاطع مختلف باشد به دو صورت می توان عمل کرد که البته نتیجه نهایی در هر حالت یکسان است.

① می توان هر مقطع را با نیروی واقعی خود در نظر گرفت و برای هر مقطع نیروی واقعی را بر سطح مقطع حاصل مربوطه تقسیم نمود و هر سطح که مقدار تنش متوسط برایش بزرگتر شود، سطح بحرانی برای یابی بوده و نیروی یابی با توجه به خصوصیات آن مقطع محاسبه می شود. (مقطع بحرانی)

② می توان فرض کرد که بر روی همه مقاطع همان نیروی کشش (T) اثر می کند و در این حالت با تنی سطح حاصل مقاطع را که کمتر از تنی T بر آن اثر می کند، به صورت زیر تصحیح کرد:

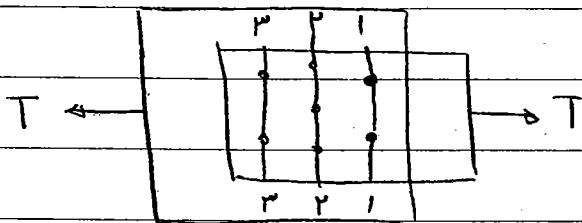
$$R'_n = \frac{n}{n-k} R_n$$

n تعداد سطح یابی

k تعداد سطح یابی که خارج از مسير قرار دارند.

مقطع که سطح حاصل اصلاح شده آن ( $R'_n$ ) کوچکتر از تنیه باشد، سطح بحرانی خواهد بود و نیروی یابی با توجه به متفاوتات آن سطح محاسبه می شود.

حاصل شده ۹۳، ۸، ۱۹



$$R'_{n1} = \frac{n}{n-0} R_n = R_n$$

$$R'_{n2} = \frac{n}{n-1} R_n = \frac{V}{V-1} R_n = \frac{V}{1} R_n$$

$$R'_{n3} = \frac{n}{n-2} R_n = \frac{V}{V-2} R_n = \frac{V}{2} R_n$$

سطح ۱-۱ :  $\frac{T}{(b-2D)T}$

سطح ۲-۲ :  $\frac{5T}{(b-3D)T}$  فرض شد  $\frac{T}{(b-3D)T}$  باشد  $\frac{5}{15} (b-3D)T$

سطح ۳-۳ :  $\frac{2T}{(b-2D)T}$  فرض شد  $\frac{T}{(b-2D)T}$

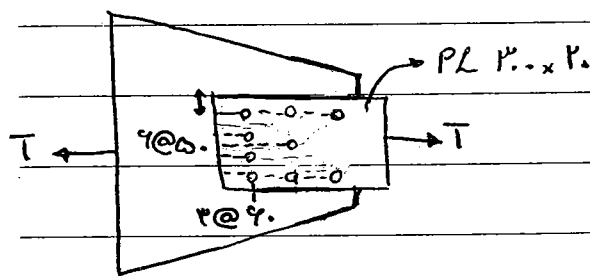
به فید تصحیح سطح

فصلنامه فرض می کنیم نیروی وارده بر سطح T باشد و به جای آن فرض اصلاح را در خروجی می گذاریم و جبری

در صورتی که R کوچکتر باشد سطح بحرانی است.

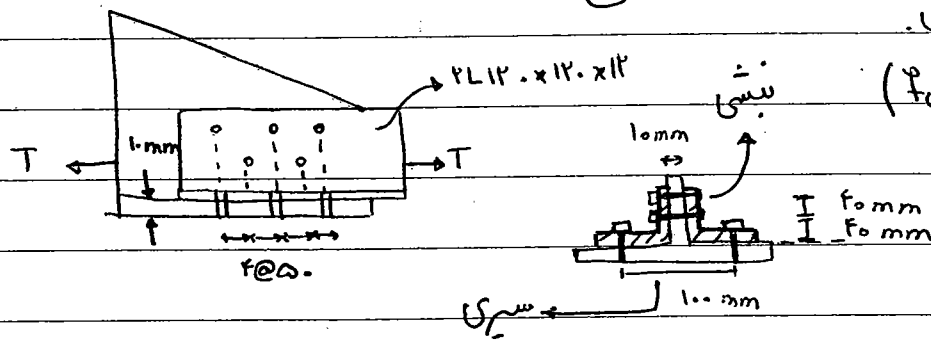
نمونه ۱ : مقاومت کشش طراحی اتصال زیر را تعیین کنید. قطر پیچ ۲۰mm بوده و سوراخ های استاندارد متوسط مانع ایجاد شده اند. فولاد مصرفی از نوع فولاد ساختمانی می باشد.

$(f_u = 3700 \text{ Kg/cm}^2, f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2)$



نمونه ۲ : مقاومت کشش طراحی اتصال زیر را تعیین کنید. قطر پیچ ۲۲mm بوده و سوراخ های استاندارد متوسط مانع ایجاد شده اند. فولاد مصرفی از نوع فولاد ساختمانی است.

$(f_u = 3700 \text{ Kg/cm}^2, f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2)$

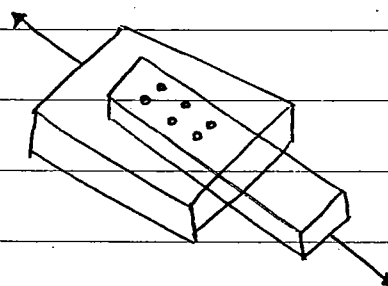


## ضرب تاخیر برشی

نیاز به دو حالت به صورت کامل به یکدیگر متصل شوند (مانند شل کی زیر) به بعضی اعمال نیرو همی  
اجزای مقطع درگیر شده و برای ما باریکی می کند. ولی اگر مثلاً در اتصال یک نشی به یک ورق و  
قطب یک بال نشی به ورق متصل شود، تارهای این بال متصل به بعضی اعمال نیروی T  
به کشش می افتند ولی تارهای بال تا هم غیر متصل بایک تاخیر برشی متوجه می شوند که نشی باریک  
شده است، که این مسئله از ظرفیت باریکی اتصال می کاهد. با توجه به این توضیحات، آسین تا  
طراحی سازه های فولادی از یک ضرب کاهنده به نام «U» که به ضرب تاخیر برشی نام گذاری شده است،  
استفاده می کنند و سطح مقطع خالص را به سطح مقطع موثر تبدیل می نمایند. البته این ضرب در  
اتصال جوشی نیز کاربرد دارد.

There is no  
Shear lag

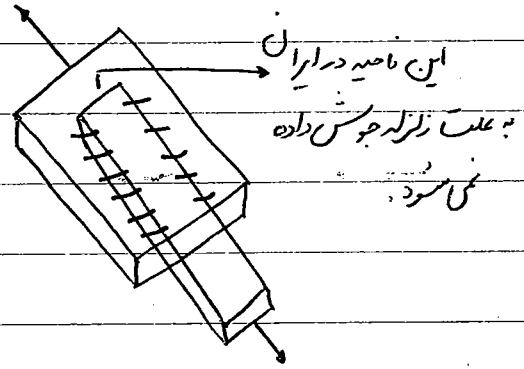
$$U=1$$



ضرب تاخیر برشی (این پدیده در حالاتی که جزء  
غیر متصل داریم، حدوداً ۲۵٪ می دهد)

$$U = 1$$

با طول جوش کافی به هم  
جوش شده اند

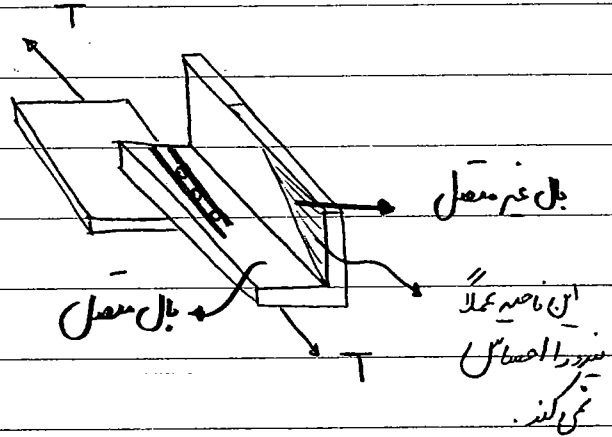


$$A_e = U \times A_n$$

در اتصالات بپیچی

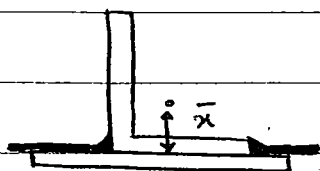
$$A_e = U \times A_g$$

در اتصالات جوشی



نکته: [ اجزای اتصال عبارتند از: پیچ، جوش، پرچ (در آسین نامه منسوخ شده). ]

صفحه ۶۱ آیین نامه



$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$$

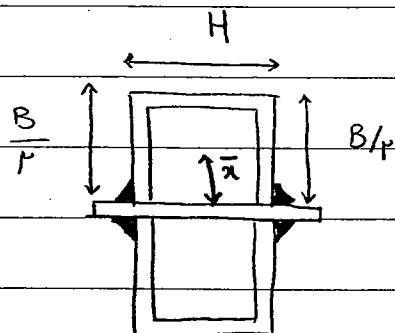
$\bar{x}$ : فاصله مرکز سطح بر دقت تا صفی اتصال  
(صفی اتصال: صفی بین لایه صفی جوش ها)  
به علاوه خروج از مرکز فیس

$L$ : طول اتصال  
(فاصله ای اولین سطح تا آخرین سطح در امتداد صفی کشش)  
در اتصال یعنی در طول جوش در اتصال (شولی)  
بدینسان

اگر بال قائم نباشد،  $\bar{x}$  روی صفی آمده و ضرب شده و  $U$  همان یی شود.

مربع ما این است که جز غیر متصل سطح لتری داشته باشد.

مثال لایه از می سب  $U$  با استفاده از رابطه  $U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$



$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$$

(مورد شش آیین نامه)

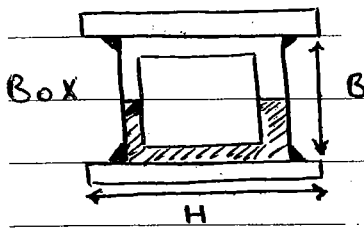
الان فانی

الان لایه قائم

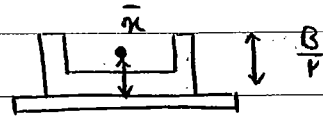
$$\bar{x} = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i}$$

$$= \frac{\frac{B}{f} t \times \frac{B}{f} + \frac{B}{f} t \times \frac{B}{f} + H t \times B/f}{\frac{B}{f} t + \frac{B}{f} t + H t}$$

$$\Rightarrow \bar{x} = \frac{B^2/f + B H / f}{B + H} = \frac{B^2 + P B H}{f(B + H)}$$



سختی متجانس



$$\bar{x} = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} = \frac{(\frac{B}{r})(t)(\frac{B}{r}) + \frac{B}{r}(t)(\frac{B}{r}) + \frac{t}{r} \approx 0}{\frac{B}{r}(t) + \frac{B}{r}(t) + Ht} = \frac{B^2}{r(B+H)}$$

برای لحاظ کردن خروج از مرکزیت قائم میسر

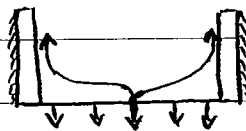
$$\rightarrow 1 - \frac{\bar{x}}{L}$$

برای لحاظ کردن خروج از مرکزیت افقی میسر

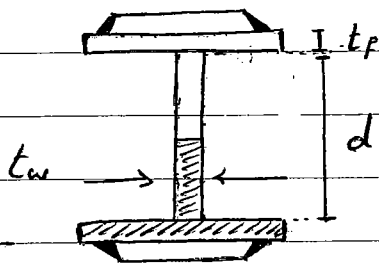
$$\rightarrow \frac{rL^2}{rL^2 + H^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{\bar{x}}{L} \\ \frac{rL^2}{rL^2 + H^2} \end{array} \right\} U_s \left( \frac{rL^2}{rL^2 + H^2} \right) \left( 1 - \frac{\bar{x}}{L} \right)$$

8 دید از بالا

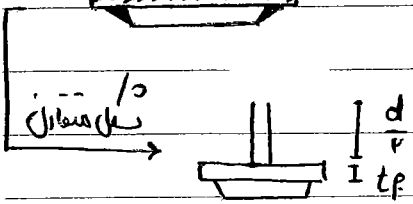


مقطع I شکل و F, Flang و w: web



1 - اتصال از طریق جوش شده به پانلها

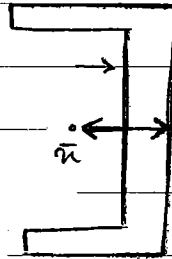
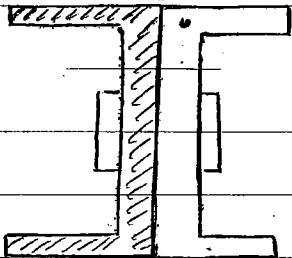
$$\bar{x} = \frac{\frac{d}{r} t_w \times \frac{d}{r} + b_f t_f + \frac{t_f}{r}}{\frac{d}{r} t_w + b_f t_f} \quad \begin{array}{l} \text{صورت، خروج} \\ \text{لحظ x} \end{array}$$



$$\bar{x} = \frac{\frac{A_w}{d} t_w + \frac{A_f}{b_f t_f} \times t_f}{\frac{A_w}{d} t_w + \frac{A_f}{b_f t_f}} = \frac{r A_f t_f + A_w d}{r A_f + A_w}$$

Λ Λ

۲. احتمال از طریق ۲ ورق جوش شده به جان

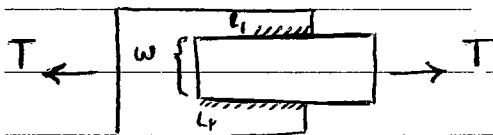


$$\frac{t_w}{r}$$

$$U = 1 - \frac{\bar{u}}{L}$$

$$\bar{u} = \frac{r A_F b_F + A_w t_w}{\lambda A_F + r A_w}$$

۴۱. این نامه



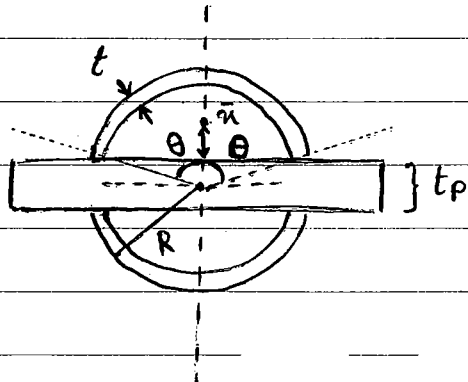
$$L_s = \frac{L_1 + L_2}{r}$$

$$U = \frac{w L^r}{w L^r + w^r} \left( 1 - \frac{\bar{u}}{L} \right)$$

جوش های طولی

مقاطع اولی با ۲ ورق اتصال هم محوره

$$U = \left( 1 + \left( \frac{\bar{u}}{L} \right)^{r_1 r} \right)^{-10}$$



$$\bar{u} = \frac{R \cdot \sin \theta}{\theta} - \frac{1}{r} t_p$$

مورد ۸ صفحہ ۶۱ آئین نامہ :

باتوجہ بہ ہمیشہ مقررات ملی ماحولان درنمیرخ کی ایک نشی کہ اتفاقاً توسط یک بال انجام شدہ  
است، ضرب تاخیر برشی  $U$  بہ صورت زیر کا سببی بنی شود :

$$U = \max \left( V^* \text{ و } 1 - \frac{\bar{x}}{L} \right)$$

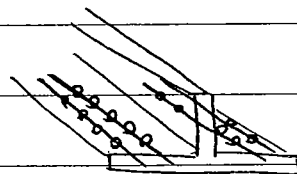
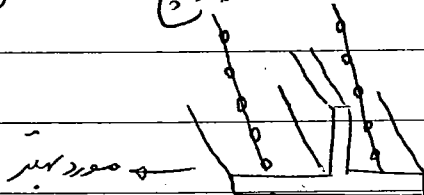
در رابطہ فوق  $U^*$  بہ شرح زیر کا سببی بنی شود :

الف) اگر چارہ سلیہ اتفاق (چارمچ) در حریف درامداد ناشی نہیہ موجود باشد،  $U^* = 0.8$

ب) اگر دو یا سیمچ در حریف درامداد ناشی نہیہ موجود باشد،  $U^* = 0.6$

مورد ۸ ہم برای نشی کی بال مساوی دهم غیر مساوی است. (نشی کی شیش)

باتوجہ بہ آئین نامہ در کا سببی ضرب تاخیر برشی  $U$  دیدی شود کہ تعداد دفعہ پی کی اتفاق نشی بر ضرب  $U$



ندارد و آخیر برای آئین نامہ ہم است و در کا سببات ظاہری شود، تعداد پی کی در معبر بارانہ کی ی باشد کہ  
حرفہ این تعداد بیش تر باشد،  $L$  در رابطہ  $U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$  نزدیک تر شدہ و ضرب تاخیر برشی  $U$  بہ  
یک نزدیک تری شود کہ بہ نقل ماست.

اگر بہ جدول صفحہ ۶۱ و ۶۲ آئین نامہ فولاد دقت شود، دیدی شود کہ کمتر کی ضرب تاخیر برشی ۹  
است. چنانچہ ضرب  $U$  کو چنانکہ از ۰.۶ کا سبہ کردہ، مابہ جایی یک عضو کشش یک سیم کشش داریم کہ بالینی  
افز کشش فیوکی نمود کشش و نقل کشش فاش از خود از مرکزیت فیو را لحاظ کنیم.

Ex) محدودیت لاری در اعضای کشش

(صفحه ۶۰ اس. نامه)

بر اساس محبت دیم مقوات ملی ساختمان، نسبت لاری اعضای مساری با نسبت از ۱۰۰ کوچکتر باشد و برای اعضای کشش نیز نسبت لاری باید از ۱۰۰ کوچکتر باشد.

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

effective length factor

Slenderness ratio

نسبت لاری

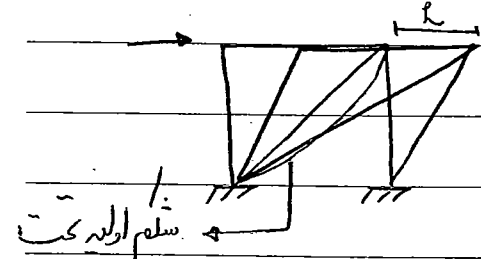
شعاع دایره

در اعضای کشش که دارای بیش تنیدی اولیه به مقدار کافی هستند، لازم نیست کوچکتر بودن لاری عضو از ۱۰۰ کنترل شود.

سوال ۳: علتی اعمال محدودیت روی لاری اعضای کشش چیست؟

کابل باید از همان اول کار کند مگر نه داشتن آن، و بهتر از بودن آن است.

به قولی باید عضو کشش همیشه باید برپا باشد تا زمانی دارد شدن هر نیروی را دارا شده باشد.

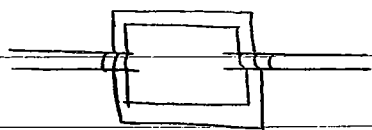


وزن خود عضو کشش

کشش

مگر نه هفتای که سید دارد شده و عضو جابجایی شود به دیگر اعضا نیز وارد کرده و باعث پایداری می شود.

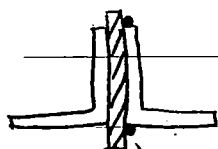
در اعضای کششی توان با استفاده از بست قورباغه ای بیش تنیدگی لازم را ایجاد کرد.



بست قورباغه ای میلگرد را از دو طرف حکم کشیده و باعث ایجاد بیش تنیدگی می شود.  
حتی به relaxation فولاد کمک می کند تا کم می شود.

بر اساس محبت دهم مقررات ملی ساختمان در اعضای کششی که از دو یا چند قسم رخ یا ورق تشکیل می شوند و پس از آن که بر فواصل قطعات لقمه قرار می گیرند، فاصله ی لقمه ها طوری انتخاب شود که نسبت لنگری هر یک از اجزای تشکیل دهنده عضو در فاصله آزاد از آن  $\frac{300}{L}$  تجاوز نکند.

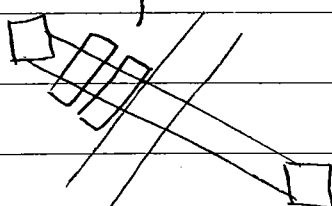
از این محدودیت پس آنجا که در اعضای کششی به بست می آید.



← لقمه →

$L$

فوق آن تعیین شده در لقمه ها و لقمه ها در وسط عضو قرار می گیرند.



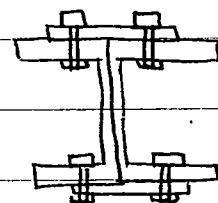
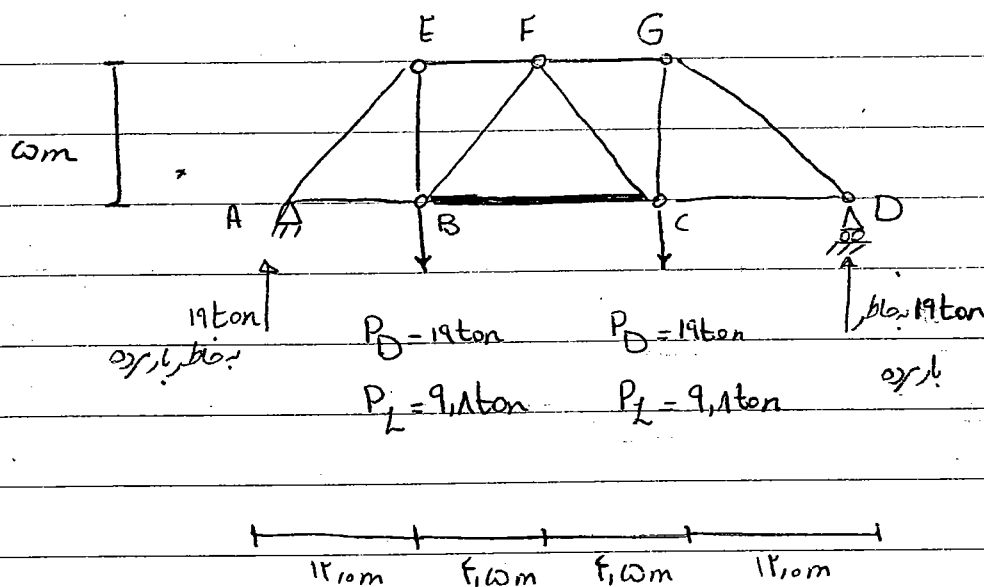
$$\frac{L}{r} \leq 300$$



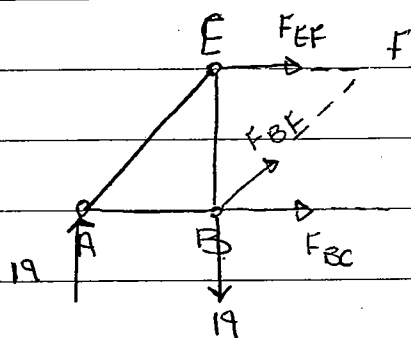
Ex) در خرابی زیر عضو BC از دینامیک پست به پست به صورت شکل نشان داده شده شکل کشیده

است.  
اگر قطر پست ۲۰۰ mm و مقاومت پست آن  $۲۴۰۰ \text{ Kg/cm}^2$  باشد، این عضو را طراحی کنید.

$$(F_y = ۲۴۰۰ \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}, F_u = ۳۷۰۰ \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})$$



۲۴۰۰ دینامیک پست به پست



$$\sum M_F = 0 \rightarrow 19 \times 12.0 - 19 \times 6.0 - F_{BC} \times 6.0 = 0$$

$$\rightarrow (F_{BC})_D = ۴۵.۹ \text{ ton}$$

با استفاده از معادله خطی مصالح سازه :

$$(F_{BC})_L = \frac{9.1}{19} \times ۴۵.۹ = ۲۲.۵۲ \text{ ton}$$

$$P_U = \max(1.2 P_D + 1.4 P_L, 1.4 P_D)$$

$$= \max\left(\underbrace{1.2 \times 45.9 + 1.4 \times 23.52}_{92.35 \text{ ton}}, \underbrace{1.4 \times 45.9}_{43.14 \text{ ton}}\right) = 92.4 \text{ ton}$$

تکنیک Demand کاهش، حال باید طراحی کنیم.

کنترل عضو بر اساس سطح مقطع نهایی:

$$P_U \leq 0.9 F_y A_g \rightarrow A_g \geq \frac{P_U}{0.9 F_y} = \frac{92400}{0.9 \times 240} = 42.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{حداقل سطح مقطع نهایی} = \frac{42.17}{\phi} = 21.39 \text{ cm}^2$$

برای اطمینان از آن (جدول) باید از جدولی ۱۶ به عنوان حداقل استفاده کنیم.

$$: A = 24 \text{ cm}^2, I_x = 925 \text{ cm}^4, I_y = 15.3 \text{ cm}^4$$

$$UNP16, e_y = 1.14, b_f = 4.6 \text{ cm}$$

با توجه به شکل سوال در مقطع عضو توان از ۴ پی استفاده کرد. بنابراین اگر تعداد در پی یکی پنج در مساحتی طول عضو  $n$  نامیده شود، می توان آن را به یکی رابطه زیر محاسب کرد.

$$92400 \leq F_n \times \frac{\pi^2 E}{L^2} \times 2400 \quad \text{use}$$

$$\Rightarrow n > 3.06 \Rightarrow n = 4$$

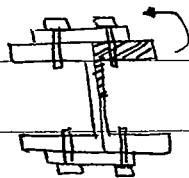
لرزه رزده بالا

۴×۴

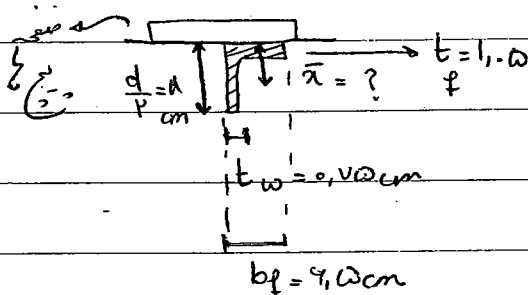
نیاز است M20

برای اتصال هر یک از دو اتصالی عضو BC به ۱۴ عدد پیچ

با فرض آنکه فواصل طولی پیچ‌ها برابر  $d_p = 9\text{ cm}$  باشد، طول اتصال برابر  $18\text{ cm}$  بدست می‌آید.



باید  $\bar{x}$  حساب کنیم تا بدست آید.



$$\bar{x} = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} = \frac{17 \times 0.7 \times 4 + 0.7 \times 17 \times 0.7 \times 0.7}{17 \times 0.7 + 0.7 \times 17 \times 0.7} = 1.157\text{ cm}$$

پیش فرض جابجایی

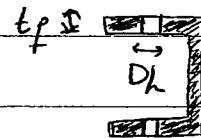
تبدیل فاصله مدل تا مدل سوراخ‌های استاندارد سوراخ‌های

بزرگ شده سوراخ‌های لوبیایی نباید از ۳ برابر قطر سوراخ اتصال (قطر پیچ) کمتر باشد.

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{1.157}{18} = 0.876$$

$$D = 20 + 2 + 2 = 24 \text{ mm}$$

$h$  (hole)



$$A_n = 2 \times 24 - 2 \times 24 \times 1.56 = 37.92 \text{ cm}^2$$

ف. سوراخ در بال بزرگ، پس از تقاطع بال  
استفاده می کنند.

$$A_e = U A_n = 0.75 \times 37.92 = 28.44 \text{ cm}^2$$

○ کنترل کشش کشش ○

$$P_u = 92500 \text{ ? } \phi P_n = 0.75 \times 37500 \times 28.44 = 92.75 \text{ Kg}$$

$$= 0.75 F_u \times A_e$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 1.003$$

☒ با توجه به اختلاف حدود ۳ درصد در هر دو می توان

☒ طراحی را پذیرفت.

\* در این کار اگر اختلاف تا ۵٪ باشد، طراحی پذیرفته می شود.

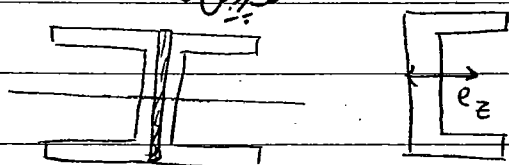
$$(r_x)_{\text{دلیل}} = (r_x)_{\text{مک}} \quad \sqrt{\frac{2 \times I}{2 \times A}} = \sqrt{\left(\frac{I}{A}\right)_x}$$

○ کنترل لاری ○

$$I_x = 2 \times 9250 = 18500 \text{ cm}^4 \rightarrow r_x = \sqrt{\frac{18500}{2 \times 24}} = 6.11 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times 1851.3 + 2 \times 24 \times 1.18^2 = 333.1 \text{ cm}^4 \rightarrow r_y = \sqrt{\frac{333.1}{2 \times 24}} = 2.43 \text{ cm}$$

$I_y$  می بیند



$$r_{\min} = 2.43 \rightarrow \frac{L}{r_{\min}} = \frac{900}{2.43} = 370 > 100$$

طراحی مناسب نیست.

باتوجه به کنترل لایه‌ی مجبوره هستیم از نیم رخ صریح استفاده کنیم اگر از دندانه‌دانی ۱۸ استفاده شود، داریم:

$$I_y = 2 \times 114 + 2 \times 28 \times 1,92^2 = 434,4 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{434,4}{2 \times 28}} = 2,78 \text{ cm}$$

$r_{min}$  مربوط به مجبوره قائم است.

$$\frac{L}{r_{min}} = \frac{900}{2,78} = 324 > 300$$

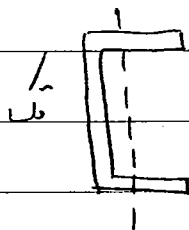
هنوز طراحی مناسب نیست!

اگر از دندانه‌دانی ۲۲ استفاده شود، داریم:

$$I_y = 739,4 \rightarrow r_y = 3,14$$

$$\frac{L}{r_{min}} = \frac{900}{3,14} = 287 < 300 \quad \text{مناسب است.}$$

برای تعیین فاصله لقمه که باید طوری عمل کنیم که لایه‌ی تنگ، نیم رخ در فواصل آزاد آن کمتر از ۳۰۰ باشد برای یک نیم رخ دندانه‌دانی ۲۲، شعاع درایس‌یون حداقل ۲,۳ cm ی باشد.



$$r_{min} = r_y = 2,3 \text{ cm}$$

$$\frac{L_1}{2,3} < 300 \rightarrow L_1 < 690 \text{ cm}$$

فاصله ۶۹۰ cm می‌تواند بدین

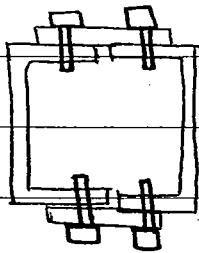
لحمه باشد.

بنابراین حداقل در وسط عضو BC باید از لقمه استفاده شود.

• از مثال پیش چه نتیجه ای می گیرید؟

از حل مثال فوق نتیجه می گیریم که جدمیان در پروفیل مقطع مناسب نبوده است، چون محال است محول محور قائم عمود بر یکدیگر شود است و لاغری عضو کشش که یکی معیار فرض است، حاکنم برای طراحی عضو شده است.

برای بهبود طراحی می توان پروفیل که را به صورت شکل زیر قرار داد که شیب برابر میل حداد و در اثر این متادل توجهی پیدا می کند.



در حالت قبلی

$I_y \downarrow$   $r_y \downarrow$

مجبور شدیم مقاطع زیادی برای بزرگتری به کار ببریم.

$I_y$  بیشتر نسبت به حالت قبل

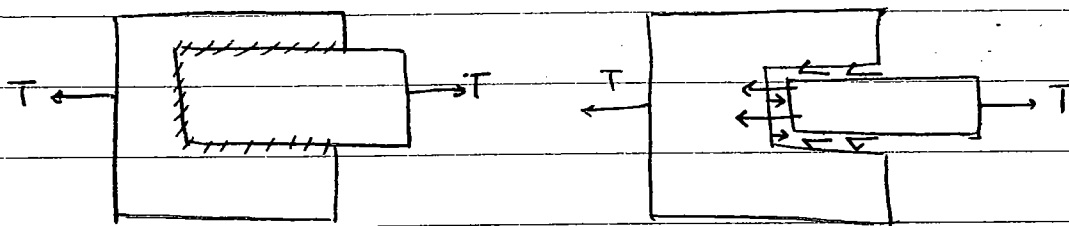
پروژه‌ی برش قالی

برش قالی یا لفتیل قالی هم در اتصالات پیچی و هم در اتصالات جوشی می‌تواند اتفاق بیفتد. در این

لغزش مسیری عمود بر امتداد نیرو هست که تحت کشش می‌باشند و مسیری نیز موازی

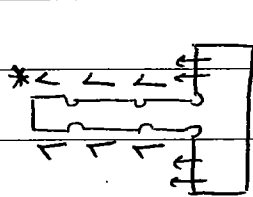
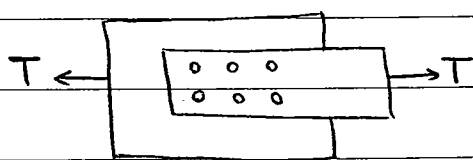
امتداد نیرو هست که تحت برش می‌باشند.

[ اتصال جوشی ]



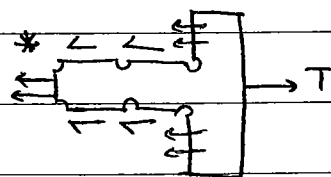
- اتصال دارد صحنی زیرین، قسمتی از آن که به صحنی بالایی متصل است با صحنی بالایی حرکت کند و کنده شود. به خصوص اگر ضخامت ورق پائین کم باشد.

[ اتصال پیچی ]



از مسیری  
تحتل پایی  
\* پاره کردن سیر در برش راست است.

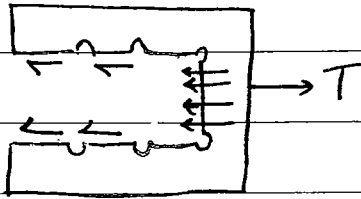
همواره مسیری عمود بر امتداد نیرو تحت کشش و مسیری در امتداد نیرو تحت برش هستند.



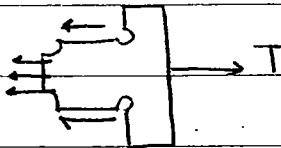
\* از دیگر مسیری تحت

پاره کردن سیر در کشش راست است.

در لستینگ قالبی، مامیر یابی مورد نداریم و تمامی مسیر که با مولاری استاندارد شده است یا عمود بر امتداد آن.



مسیر حمل دیگر :



هر لستینگ که نیروی مناسطی کمتر باشد همان اتقان می افتد.

در فصل اول (خواص فولاد) ثابت شده که تنش برشی که موجب تسلیم فولاد بر اساس معیار فون می شود، برابر  $\frac{f_y}{\sqrt{3}} = 0.577 f_y$  می باشد که اگر آن را در تنش تسلیم  $0.6 f_y$  می رسم.

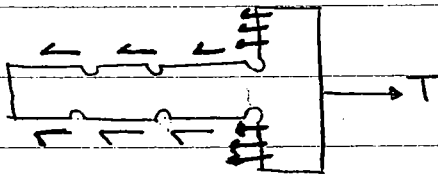
می دانیم تنش کشش تسلیم فولاد  $f_y$  است. اگر تسلیم مطرح نباشد و یابی موضوعیت داشته باشد، تنش سطح کشش  $f_u$  و تنش سطح برشی  $0.6 f_u$  است.

در پدیده لستینگ قالبی یکی از دو اتقان زیر حمل است که نیروی یابی هر کدام کوچکتر شود، همان اتقان خواهد افتاد.

(۲) لستینگ کشش و لستینگ برشی

(۱) لستینگ کششی و تسلیم برشی

صفحه ۲۱۹ آیین نامه



۱) کشش کشش و کشش برشی

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}$$

$$R_n = 0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}$$

۲) (بافتن آهک سوراخ) کشش کشش و تسلیم برشی

$$R_n = \min [ (R_{n1}), (R_{n2}) ] = \min ( 0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}, 0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt} )$$

اگر سوراخ کوچک و کم باشد، همان رابطه دوم برقرار است. (در مورد  $A_{gv}$  اگر سوراخ کم نباشد).

$$0.6 F_u A_{nv} \text{ و } 0.6 F_y A_{gv}$$

$$\left( \begin{array}{l} \text{با بر مقلایه شوند زیرا که} \\ F_u > F_y, A_{nv} < A_{gv} \end{array} \right)$$

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt} < 0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}$$

\*\*

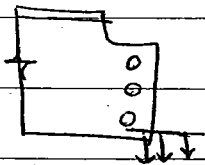
[ روابط \*\*, معادله ۱۰ ]

روابط صغری قبل با این فرض می باشد که در مسیر محدود برآمدن نیرو که تحت تنش های کشش است، توزیع تنش برای کشش یکنواخت باشد. ممکن است در مواردی مانند خالص که در دریا سوراخ در آمدن نیرو وجود دارد، توزیع تنش کشش غیر یکنواخت شود که برای لحاظ کردن آن، این نام تنش  $U_{bs} F_u$  را جایگزین تنش کشش  $F_u$  کرده است و روابط کششی

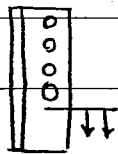
فالمی به صورت زیر در می آید:

$$R_n = \min (0.9 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}, 0.9 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

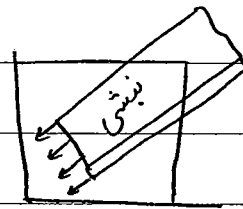
$$\phi = 0.75$$



$$U_{bs} = 1$$

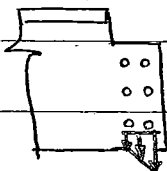


$$U_{bs} = 1$$

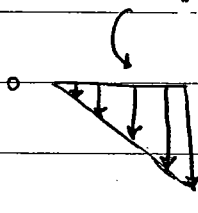


درین حالت

$$U_{bs} = 1$$



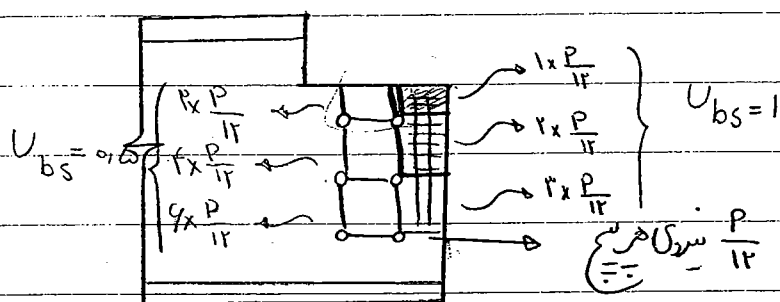
$$U_{bs} = 0.5$$



$F_u$

$$= 0.5 F_u$$

تنش



گفتنی مالی را بر روی کنیم، با توجه به آن که در جدول جاری  $A_{nv} = A_{gr}$  : سطح داریم

با توجه به آنکه  $^{206}\text{Pb}$  و  $^{207}\text{Pb}$  است، نتیجه می شود که در بررسی گنجلی قالی برای اضمالات

جوش همواره با یکی در کشش و تسلیم در برش آغاز می افتد و مقاومت طراحی برش مالتی به

صورتِ زیر کا سبب ہے :

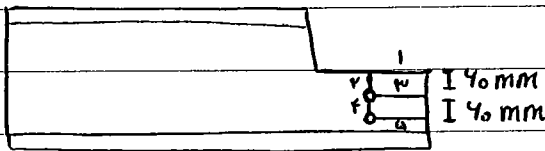
$$R_D = \phi R_n$$

$$\phi = 0,10 \quad \text{e} \quad R_n = 0,7 F_y A_g r + F_u A_n t$$

(Ex) برای اتمال تیرچه فولادی به تیر فولادی نشان داده شده در اسلاید زیر بر اساس کنترل استاتیکی

قابلی تحمل ضوابط این تیرچه را محاسبه کنید  
قطر محاسبی = ۲۰ mm

$$V_u = 180 \text{ kN} \quad F_y = 250 \text{ MPa} \quad F_u = 400 \text{ MPa}$$



\* وقتی قطر محاسبی داده می شود عیناً از همان استفاده می کنیم

مسیر ۱-۲-۳ در این مسیر تمام برش تیرچه موراست و داریم:

$$A_{gvs} = (40 + 40) \times t = 120t \text{ (mm}^2\text{)}, \quad U_{bs} = 1$$

$$T' = 0.6 \times 250 \times 120t + 1 \times 400 \times (40 - 10)t = 37200t$$

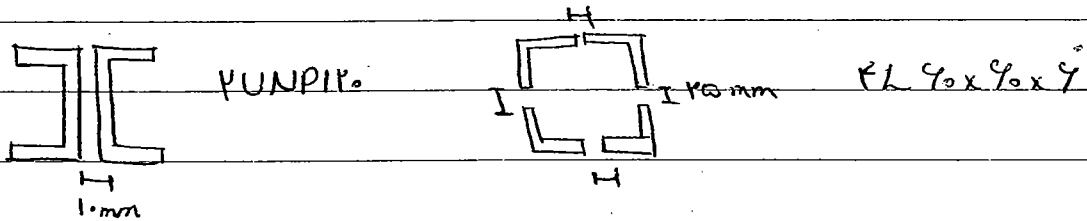
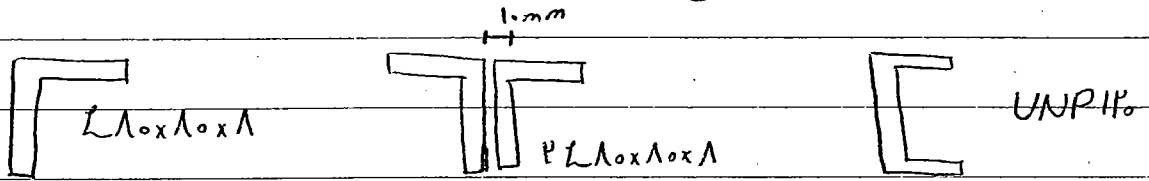
$$T'' = 0.6 \times 400 \times (140 - 10)t + 1 \times 400 \times (40 - 10)t = 41400t$$

$$T = \min(T', T'') = \min(37200t, 41400t) = 37200t$$

$$T_u = 0.178 \times T \rightarrow 180 \times 10^3 = 0.178 \times 37200t$$

$$t = 4.44 \text{ mm}$$

تمرین ۱: حداقل طول مقاطع نشان داده شده در مثال زیر را بر مبنای انحنای اعضاء نشان دهید.

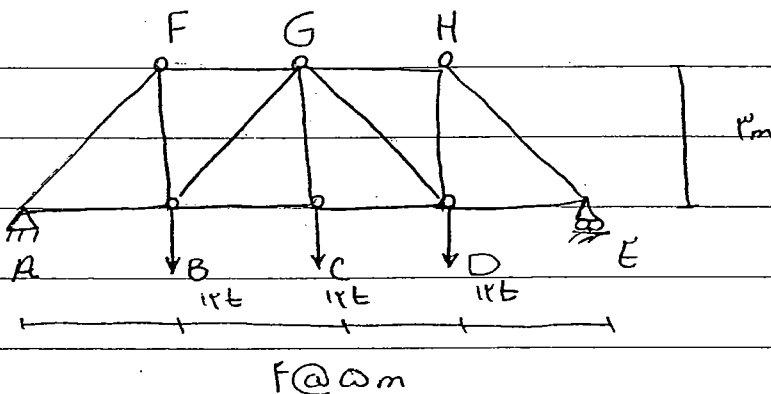


با استفاده از جداول استال

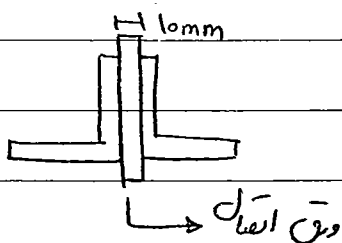
$$r_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}}$$

$$l \times \frac{L}{r_{min}} \leq 300$$

تمرین ۲: در خنای زیر بارهای میده ۳ بارده در ۲ زنده هستند. اعضاء کشش AB و BC و تکیه گاه آن را و همچنین آن که در حالات زیر طراحی کنید.

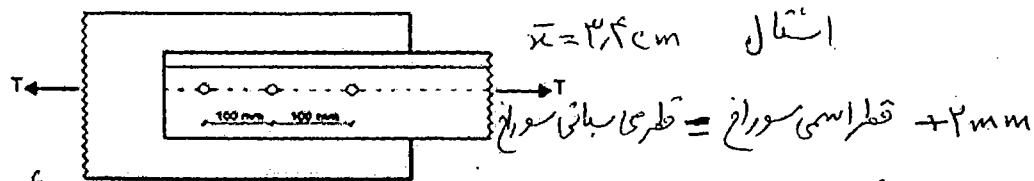


الف) اعضاء از جفت نبشی یکی بال مساوی تشکیل شده اند و اتصال آن که به ورق اتصال جوشی بوده و طول جوش در جهت نبشی ۲۰۰م است.



در این حالت دیگر طراحی نمی ندریم!

در اتصال نبشی دو طرف مساوی L120×120×12 mm به صفحه اتصال، از سه عدد سوراخ به قطر 25 میلیمتر استفاده شده است. بدون توجه به مشخصات صفحه اتصال، حداکثر نیروی کششی قابل تحمل توسط نبشی برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟  
 $A = 27.5 \text{ cm}^2$  و  $F_u = 400 \text{ MPa}$  ،  $F_y = 240 \text{ MPa}$



چون اتصال نبشی به ورق گاست فقط از طریق یک بال انجام شده است بنابراین پدیده تأخیر برشی موضوع نیست. در دو ضربه ۲ باید عیایب شود. بر اساس ظرفیت های تسلیم و گسیختگی، مقادیرهای طراحی را عیایب می کنیم و حداقل آنها را بدست می آوریم. این مقاومت برابر حداکثر نیروی کششی قابل تحمل توسط نبشی است.

$$T_{1D} = 0.9 F_y A_g = 0.9 \times 2400 \times 27.5 = 59400 \text{ kg} = 594 \text{ kN}$$

$$A_{nmin} = A_g - Dt = 27.5 - (2.5 + 0.2) \times 1.2 = 24.24 \text{ cm}^2$$

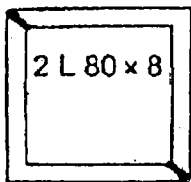
$$U = \max \left[ U^*, 1 - \frac{\bar{u}}{L} \right] = \max \left[ 0.4, 1 - \frac{3.4}{2.0} \right] = \max [0.4, 0.18] = 0.4$$

$$A_e = U A_{nmin} = 0.4 \times 24.24 = 9.696 \text{ cm}^2$$

$$T_{2D} = 0.75 F_u A_e = 0.75 \times 4000 \times 9.696 = 29088 \text{ kg} = 290.88 \text{ kN}$$

$$T_u = \min [T_{1D}, T_{2D}] = \min [594, 290.88] = 290.88 \text{ kN}$$

حداکثر طول آزاد قابل قبول عضو کششی با مقطع شکل مقابل برحسب متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (این دو نبشی در سرتاسر طول با جوش به هم متصل شده اند.)



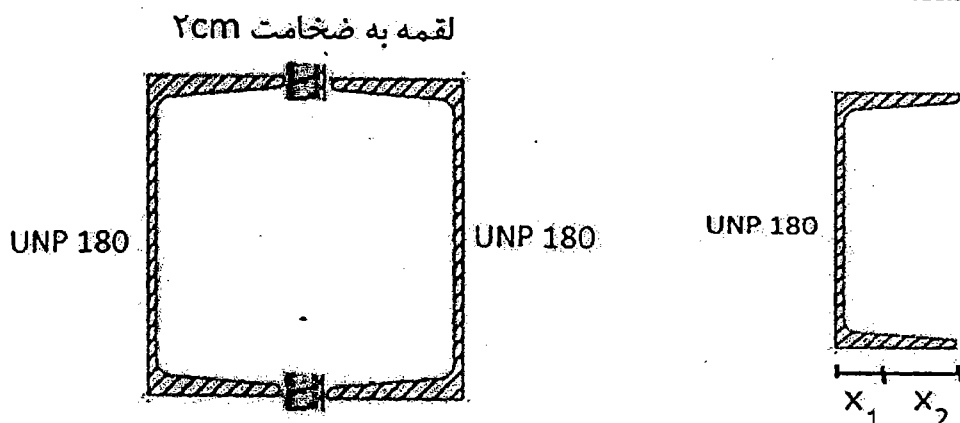
$$\frac{L}{r} \leq 200 \rightarrow \lambda_{max} = \left( \frac{L}{r} \right)_{max} = 200 \rightarrow L_{max} = 200r = 200 \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$I = \frac{1}{12} [b^4 - b'^4] = \frac{1}{12} [1^4 - (1 - 2 \times 0.8)^4] = 20.152 \text{ cm}^4$$

$$A = b^2 - b'^2 = [1^2 - (1 - 2 \times 0.8)^2] = 23.04 \text{ cm}^2, r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{20.152}{23.04}} = 2.96 \text{ cm}$$

$$L_{max} = 200r = 200 \times 2.96 = 592 \text{ cm} = 5.92 \text{ m}$$

تمرین: برای ساخت یک عضو کششی خرپا، از مقطعی به شکل زیر استفاده شده است. برای اینکه این مقطع از نظر کنترل لاغری ایراد نداشته باشد، به ترتیب طول عضو باید حداکثر..... و فاصله بین لقمه ها حداکثر..... باشد.



$$\text{UNP } 180: A=28 \text{ cm}^2 \quad I_x=1350 \text{ cm}^4 \quad I_y=114 \text{ cm}^4 \quad x_1=1.92 \text{ cm} \quad x_2=0.08 \text{ cm}$$

$$A_{\text{double}} = 2 \times 28 = 56 \text{ cm}^2 \quad I_{x,\text{double}} = 2 \times 1350 = 2700 \text{ cm}^4$$

$$I_{y,\text{double}} = 2 \times \left[ 114 + 28 \times \left( 5.08 + \frac{2}{2} \right)^2 \right] = 2298 \text{ cm}^4$$

$$r_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min,\text{double}}}{A_{\text{double}}}} = \sqrt{\frac{2298}{56}} = 6.406 \text{ cm} \quad \frac{L}{r_{\min}} = \frac{L}{6.406} \leq 300 \Rightarrow L \leq 1922 \text{ cm}$$

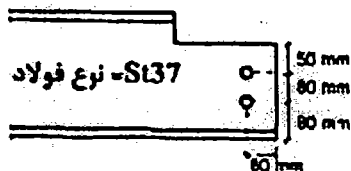
فاصله بین لقمه ها (a) باید محدودیت لاغری حداکثر را رعایت کند. در کنترل لاغری حداکثر، باید از شعاع ژیراسیون حداقل نیمرخ تک استفاده شود:

$$I_{l,\min} = 114 \text{ cm}^4 \Rightarrow r_{l,\min} = \sqrt{\frac{114}{28}} = 2.018 \text{ cm}, \quad \frac{a}{r_{l,\min}} = \frac{a}{2.018} \leq 300 \Rightarrow a \leq 605 \text{ cm}$$

بنابراین طول عضو باید حداکثر ۱۹ متر و فاصله بین لقمه ها حداکثر ۶ متر باشد.

مقاومت طراحی برش قالبی تیر نشان داده شده در شکل زیر در روش ضرایب بار و

مقاومت به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

20 mm - قطر سوراخ

$$F_u = 370 \text{ MPa}$$

10 mm - ضخامت جان تیر

$$A_{gv} = (50 + 10) \times 10 = 1300 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = (50 + 10 - 1 \times 20) \times 10 = 1000 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (10 - 0.5 \times 20) \times 10 = 700 \text{ mm}^2$$

چون در اتصال فقط از یک ردیف قائم پیچ استفاده شده است، ضریب  $U_{bs}$  برابر واحد است

$$R_{tn} = 0.75 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 0.75 \times 370 \times 1000 + 1 \times 370 \times 700 = 410000 \text{ N}$$

$$R_{tn} = 0.75 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 0.75 \times 240 \times 1300 + 1 \times 370 \times 700 = 446200 \text{ N}$$

$$R_n = \min[R_{tn}, R_{tn}] = \min[410000 \text{ N}, 446200 \text{ N}] = 410000 \text{ N}$$

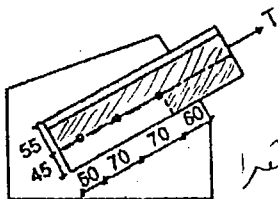
$$R_d = \phi R_n = 0.75 \times 410000 = 307500 \text{ N} = 307.5 \text{ kN} \approx 308 \text{ kN}$$

در اتصال یک عضو کششی به ورق اتصال از سه پیچ M22 استفاده شده است. عضو کششی از نبشی 100×100×10

و سوراخها استاندارد هستند. ضخامت ورق اتصال 15 میلی متر است. مقاومت طراحی برش قالبی بر حسب کیلونیوتن

به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ واحدهای روی شکل بر حسب میلی متر و فولاد مصرفی از نوع ST37 با

$F_u = 370 \text{ MPa}$  و  $F_y = 240 \text{ MPa}$  است.



باتوجه به اینکه برای پیچ با قطر ۲۲ میلی متر، قطر مناسبی سوراخها برابر ۲۶ میلی متر است

است  $(22 \text{ mm} + 2 \text{ mm} + 2 \text{ mm})$

$$R_{tn} = 0.75 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} =$$

$$0.75 \times 370 \times (100 - 2 \times 26) \times 10 + 1 \times 370 \times (25 - \frac{26}{2}) \times 10 = 398900 \text{ N}$$

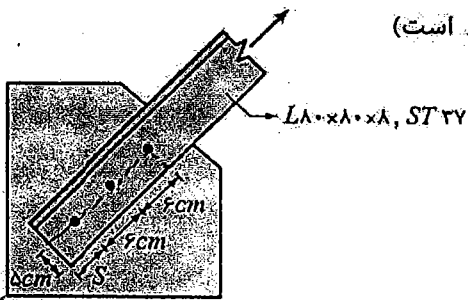
$$R_{tn} = 0.75 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} =$$

$$0.75 \times 240 \times 100 \times 10 + 1 \times 370 \times (25 - 0.5 \times 26) \times 10 = 392000 \text{ N}$$

$$R_n = \min(398900, 392000) = 392000 \text{ N}$$

$$R_d = \phi R_n = 0.75 \times 392000 = 294000 \text{ N} = 294 \text{ kN}$$

در بررسی حالت حدى گسيختگى قالبى در اتصال شكل زير، اگر مقاومت متناظر تسليم برشى با مقاومت متناظر گسيختگى برشى برابر شود، چند درصد ظرفيت گسيختگى قالبى مربوط به گسيختگى كششى خواهد بود؟ (سوراخ هاى اتصال استاندارد بوده و قطر پيچ ها ۲۰ میلی متر مى باشد،  $F_u = ۲۴۰۰ \text{ kg/cm}^2$  ،  $F_y = ۳۷۰۰ \text{ kg/cm}^2$  است)



باتوجه به اطلاعات داده شده در صورت سؤال كه مقاومت متناظر تسليم برشى برابر با مقاومت متناظر كششى برشى است، بايد در ابتدا فاصله طولى اولين مركز سوراخ تا لبه (S) را محاسبه كنيم.

$$D = ۲۰ \text{ mm} \rightarrow D' = ۲۰ + ۲ \text{ mm} = ۲۲ \text{ mm}$$

$$\text{قطر اسمى سوراخ} = D'' = ۲۲ \text{ mm} + ۲ \text{ mm} = ۲۴ \text{ mm} = ۲.۴ \text{ cm}$$

$$R_{tn} = ۰.۶ F_u A_{nv} \quad \text{مقاومت اسمى كششى} \quad R_{tn} = ۰.۶ F_y A_{gv} \quad \text{مقاومت اسمى تسليم برشى}$$

$$R_{tn} = R_{tn} \rightarrow ۰.۶ F_y A_{gv} = ۰.۶ F_u A_{nv} \rightarrow$$

$$۰.۶ \times ۳۷۰۰ \times (S + ۶ + ۶) \times ۰.۸ = ۰.۶ \times ۲۴۰۰ \times (S + ۶ + ۶ - ۲.۵ \times ۲.۴) \times ۰.۸ \rightarrow$$

$$S' + ۱۲ = \frac{۳۷۰۰}{۲۴۰۰} (S + ۶) = ۱.۵۴ S + ۹.۲۵ \rightarrow ۰.۵۴ S = ۱۲ - ۹.۲۵ = ۲.۷۵ \rightarrow$$

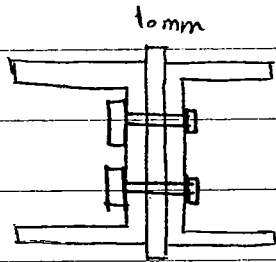
$$S = \frac{۲.۷۵}{۰.۵۴} = ۵.۱ \text{ cm}$$

$$\text{درصد ظرفيت كششى} = \frac{F_u A_{nt}}{۰.۶ F_u A_{nv} + F_u A_{nt}} = \frac{A_{nt}}{۰.۶ A_{nv} + A_{nt}} =$$

$$\frac{(۵ - \frac{۲.۴}{۲}) t}{۰.۶ (۵.۱ + ۶ + ۶ - ۲.۵ \times ۲.۴) t + (۵ - \frac{۲.۴}{۲}) t} = \frac{۳.۸}{۴.۶۶ + ۳.۸} = ۰.۳۶ = ۳۶\%$$

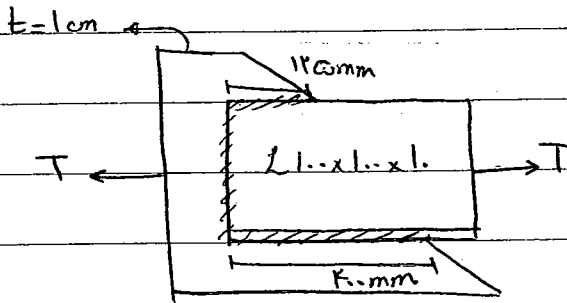
توجه داريم كه ضريب  $U_b$  برابر واحد مى باشد.

با اعضا از دو ورق خنک‌کاری شده به پشت به پشت تسلیس شده است و قطر پیچ  $20\text{ mm}$  و مقاومت  
برش آن  $13000\text{ kg/cm}^2$  می باشد.



درین اتصال

عملیات ۳ طیف تنش مجموعی زیر را تعیین کنید و تسلیس فاکتور آن را نیز تعیین کنید



## طراحی اعضای فشاری

طراحی اعضای فشاری به دو صورت اساسی با طراحی اعضای کششی دارد:

(۱) طراحی اعضای کششی بر اساس معیار مقاومت انجام می شود و مقاومت عضو مستقل از طول عضو است و در حالتی

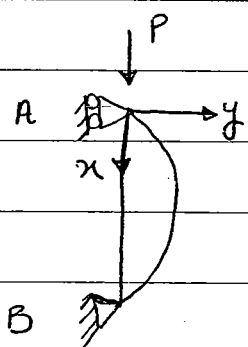
در طراحی اعضای فشاری معیار یکی مقاومت و پایداری باید بررسی شوند و طول عضو موثر خواهد بود.

(۲) در مقاومت عضو کششی تنش بهمانند تاشی ندارد و در حالتی که در مقاومت عضو فشاری تنش بهمانند

تاشی دارد است.

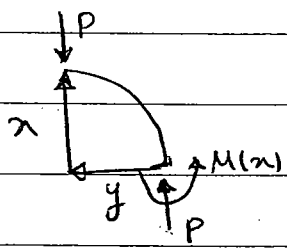
این فصل را با پدیده‌ی کماتش ستون که آغاز می کنیم

(Ex) بار کماتش ستون در مفصل زیر را محاسبه کنید:



در صورت کماتش یا به راست یا به چپ مخالف می شود.

$$\sum M_B = 0 \rightarrow Ay = 0$$



$$\sum M = 0 \rightarrow M(x) + Py = 0$$

$$K(x) = \frac{1}{P(x)} = \frac{y''(x)}{[1 + y'(x)^2]^{3/2}} = \frac{M(x)}{EI}$$

برای تفهیم شکل های کوچک :

$$[1 + y'(x)^2]^{3/2} \approx 1$$

$$y''(x) = \frac{M(x)}{EI} \rightarrow M(x) = EI y''(x)$$

$$\rightarrow EI y''(x) + P y(x) = 0 \quad \xrightarrow{\text{تقسیم بر } EI}$$

$$y''(x) + \frac{P}{EI} y(x) = 0$$

\* (در صورتی که  $\frac{P}{EI}$  به توان  $\frac{1}{2}$  برآید، معادلات معادلات سینوسی و کسینوسی می شود)

$$\lambda^2 = \frac{P}{EI} \rightarrow y''(x) + \lambda^2 y(x) = 0$$

$$y(x) = A \sin \lambda x + B \cos \lambda x \quad \lambda = \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

Boundary Conditions :

شرایط مرزی

شرایط مرزی اول :  $x=0$  ,  $y=0 \rightarrow B=0$

شرایط مرزی دوم :  $x=L$  ,  $y=0 \rightarrow A \sin \lambda L = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} A=0 \rightarrow \text{حالت تافه} \\ \sin \lambda L = 0 \rightarrow \lambda L = n\pi \rightarrow \end{array} \right.$$

$$\lambda^2 L^2 = n^2 \pi^2 \rightarrow \frac{P}{EI} L^2 = n^2 \pi^2$$

$$P = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad , \quad n=1 \quad \rightarrow$$

$$P_{min} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = P_{cr}$$

نکته: اندیس  $cr$  در فولاد به معنای critical یا بحرانی و در بتن به معنای ترک خورده یا cracked است.

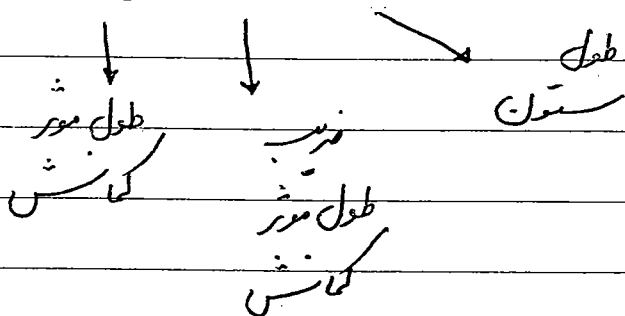
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad \text{رابطه بار بحرانی در حالت کلی}$$

در رابطه‌ی فوق « $L_e$ » طول موثر گمانش (effective length) را دارد که از نظر:

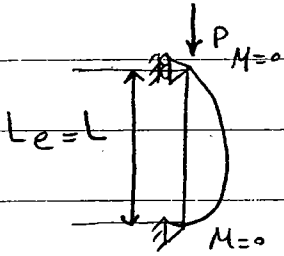
فهریب طول موثر گمانش (effective length factor) که آن را با حرف  $K$

نشان می‌دهیم و در طول کلی ستون به دست می‌آید.

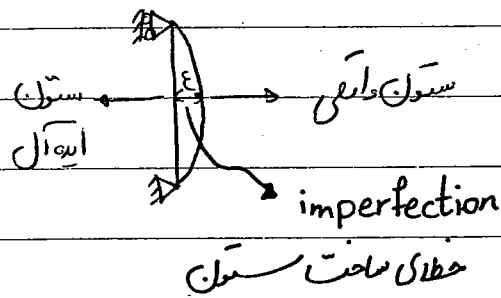
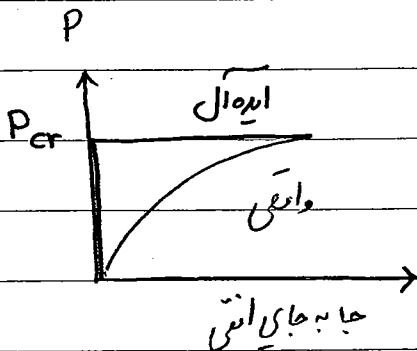
$$L_e = K \times L$$



بنابر تقریب طول مؤثر ستون فاصله نقطه از ستون است که لنگر خمشی آن نقاط برابر  
صفری باشد برای یک ستون «مربعی»، طول مؤثر ستون برابر طول ستون می باشد.



ستون مورد بررسی می تواند کاملاً یکنواخت، انیزوتروپ و کاملاً مستقیم (شاقولی) باشد، که  
آن را ستون ایده آل می نامند. چنانچه در وسط ستون انحراف کوچکی وجود داشته باشد، ستون  
دگرشاقولی می باشد و واقعی خواهد بود. نمودار کمی کمایش ستون کمی ایده آل و واقعی در زیر ترسیم شده  
است.



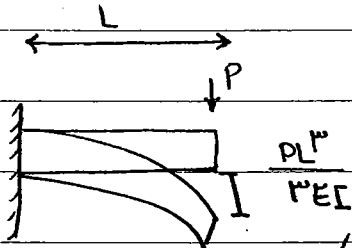
لکه با توجه به شکل فوق نتیجه می شود که بار کمایشی یک ستون واقعی دقیقاً برابر بار کمایشی ستون ایده آل می باشد.  
در محاسبه بار کمایشی برای ستون دگرشاقول، اولر فرض زیر را انجام داده است:

- ① اولر فرض کرده است که مصالح ستون رفتار الاستیک خطی دارند. (پیروی از قانون هooke)
- ② اولر در محاسبه بار کمایشی ستون، حتمیاً فرض کرده است و فقط تغییر شکل های خمشی را  
در نظر گرفته است. در صورت در نظر گرفتن اثرات برش، بار کمایشی ستون کاهش می یابد.

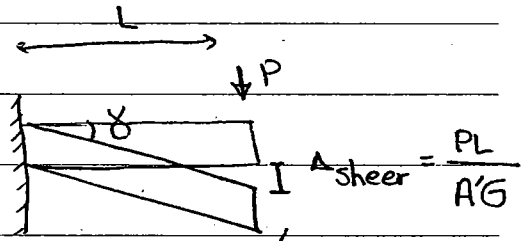
$$P'_{cr} = \beta P_{cr} = \frac{P_{cr}}{1 + \frac{n P_{cr}}{AG}}$$

فهرست  
کوچکتر از ۱.۰

ن ضریبی که به برش منقطع می‌شود دارد.  
AG ضریب برشی منقطع است.

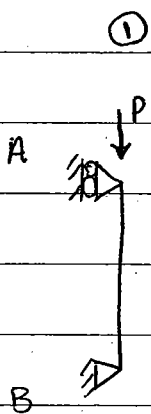


تغییر شکل بخش با  $L^3$  متناسب بوده.



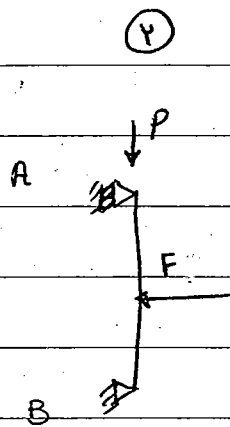
تغییر شکل برشی با  $L$  متناسب بوده.

در مقاومت مصالح ثابت می‌شود که بار بحرانی تیر-ستون با بار بحرانی ستون متناسب است، و عملاً برابر است.

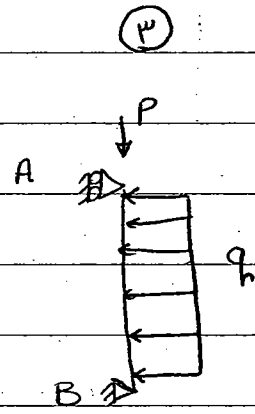


(1)

column

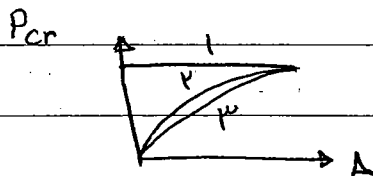


beam - column



beam - column

$$(P_{cr})_1 = (P_{cr})_2 = (P_{cr})_3$$

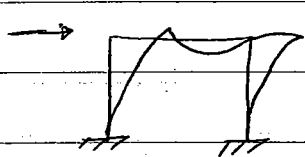


نقطه تغییر شکل که ثابت دارد.

در ادامه ضریب طول موثر گمانش ستون های مهار جانبی شده و ستون های مهار جانبی نشده را بررسی می کنیم.

ستون مهار جانبی شده : طبق تعریف ستونی است که بالای آن پین آل نسبت به بدنه جابجایی ندارد.  
ستون مهار جانبی نشده : که بالای آن پین آل نسبت به بدنه جابجایی دارد.

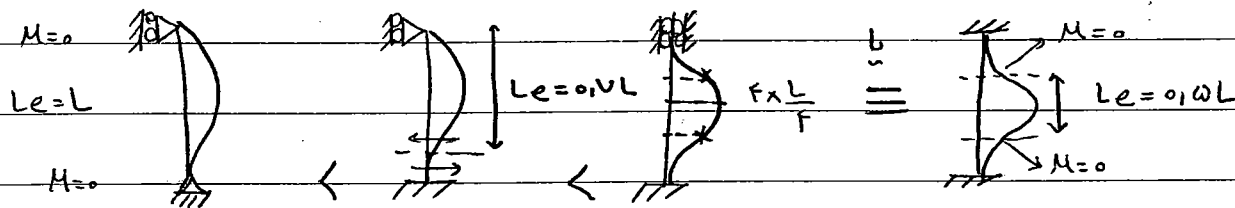
برای آنکه ستون مهار جانبی شده باشد، باید طبق مورد نظر دارای مهار بند یا دیوار برشی باشد.



ستون های واقع در قاب های خمشی نیز مهار جانبی شده هستند.

قاب خمشی (MRF)

ستون های مهار جانبی شده



مقرن  $K=1$

$L_e=L$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

مقرن  $K=1$

مقرن  $K=0.7$

$L_e=0.7L$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(0.7L)^2} = \frac{2\pi^2 EI}{L^2}$$

مقرن  $K=0.7$

$K=0.5$

$L_e=0.5L$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(0.5L)^2} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$$

مقرن  $K=0.5$

مقرن  $K=0.5$

طول موثر : فاصله دو نقطه که لنگر شال منفراست.

جابجایی که تقریباً عرض می شود، لنگر خمشی منفراست.

$$\frac{M}{EI} = y''(x)$$

$\rightarrow M=0$

هر چه ضریب طول موثر کم‌تر باشد، طول موثر کم‌تر باشد، طول موثر کم‌تر باشد، طول موثر کم‌تر باشد.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(Kl)^2}$$

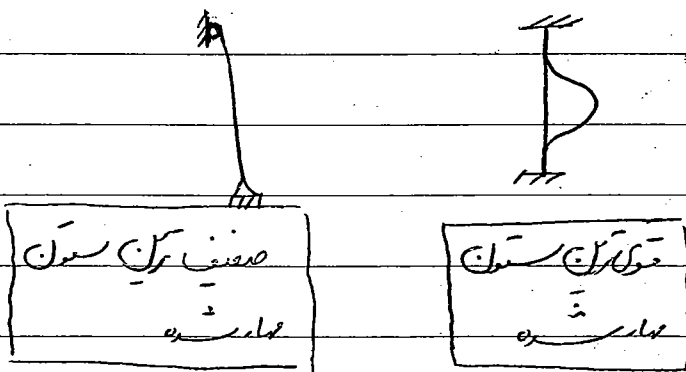
موثر تر می شود یعنی بار کم‌تر می آید آن بزرگ تر خواهد شد.

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

ستون ایده آل: بالا و پایین یک خط صاف دارد.

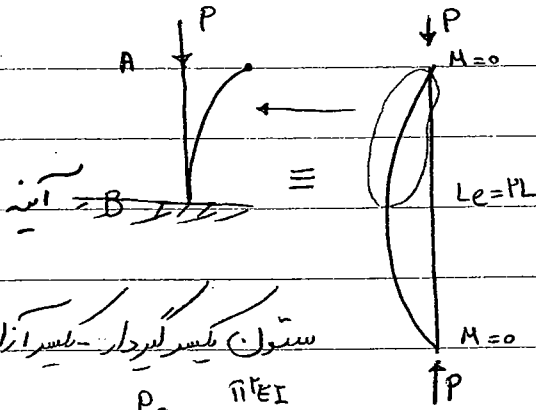
(صفحه ۴۱ اسکن نامه)

به طور کلی ستون‌های خمیده از ستون‌های صاف‌تر هستند و چگونگی از جابجایی پس دانه‌های ستون آن را می‌توان گفت. هم چنین اگر در آن حرکت از دانه‌های ستون بسته شود (توسط یک نگاه گیردار) ستون موثر و ضخامت آن بزرگ‌تر می‌شود و از آن‌ها می‌تواند.



نکته: برای ستون‌های خمیده ضریب طول موثر کم‌تر است.  $K$  بین ۰ و ۱ می‌باشد. ( $1 < K < 0$ )

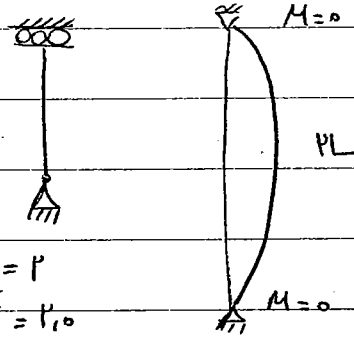
ستون های مهار جانبی شده



ستون یکسر گیردار - یکسر آزاد

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(PL)^2}$$

کشی  $K=2$  و  $K=2.1$  این  $L_e = PL$

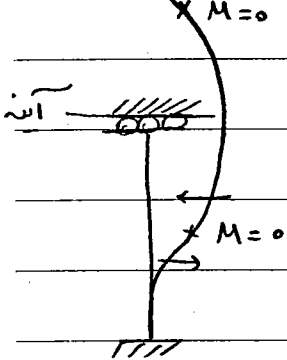


کشی  $K=2$

کشی  $K=2.1$  این  $L_e = PL$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(PL)^2}$$

در ستون های مهار جانبی شده همواره دو نقطه در طول ستون یافت می شود که لنگر خمش آن ها برابر صفر باشد که فاصله ای بین آن دو نقطه طول موثر گمانش ستون است. اما در ستون های مهار جانبی نشده، فقط یک نقطه در طول ستون یافت می شود که لنگر خمش آن برابر صفر است. در این حالت برای محاسبه طول موثر گمانش بایستی از نقطه ی مجازی محل لنگر صفر استفاده کرد و فاصله ای بین نقطه ی لنگر صفر و نقطه ی مجازی متناظر آن ها، طول موثر گمانش را به ما می دهد.



item C  
این نامه

قوی ترین  
ستون مهار  
جانبی شده

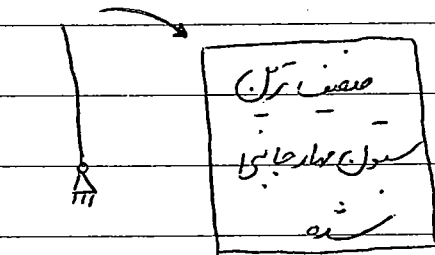
کشی  $K=1$

$L_e = L$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

کشی  $K=1.2$  این نامه

ستون دو سر گیردار با  
انکسار حولت جانبی



کشی  $K \rightarrow \infty$

$P_{cr} = 0$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

ستون ناپایدار است.

دیش های به  $K$  نزدیک  
سوی ناپایداری

نکته: ضریب طول مؤثر کماتش برای سونگی مهار جانبی شده، بزرگتر یا مساوی است.

باتوجه به این محدودی ۲ دیده می شود که این سونگی نسبت به سونگی مهار جانبی شده، ضعیف تر هست و از ظرفیت فشاری آن که استفاده می نموده شده است.

۵. موی تری سونگی مهار جانبی نشده، متناظر با ضعیف ترین سونگی مهار جانبی شده هست که خود ظرفیت سونگی مهار جانبی شده است.

۵. بر اساس محبت دهم فعلی ضریب طول مؤثر کماتش برای سونگی واقع در قاب لمی مهار بندی شده، بایستی برابر یک در نظر گرفته شود و برای قاب لمی مهار شده، بایستی از خود را هم در لحاظ و لو در سن به دست بیاید. (بند ۱-۲ / ضمیمه ۵۳۷ این نامه)

در محبت دهم سابق این نامه اجازه داده است که ضریب طول مؤثر کماتش برای سونگی لمی مهار شده، برابر یک در نظر گرفته شود و مانند سونگی مهار شده از خود را هم در لحاظ و لو در سن، به دست بیاید که محاسبه به دفعه اول.

۱ « ۲ « ۳ « ۴ « ۵ «

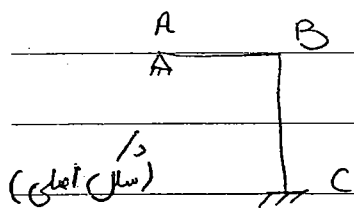
در این نامه فعلی، ملاحظه طرک حساب می شود و مهار باید برابر یک در نظر گرفته می شود.

وکی در این نامه سابق اگر از خود را هم در لحاظ و لو در سن این مقدار کم تری در می آوریم می توانستیم استفاده کنیم.

نفع بیشتر با ۲ « ۳ « ۴ « ۵ «

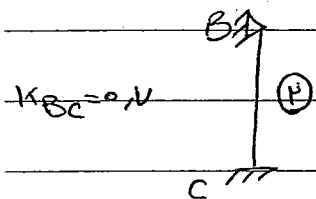
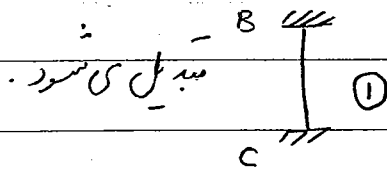
در یک قاب چشم بهتر است حالت برای ستون زمانی ایجاد می شود که سیرک صلب باشد، در این حالت سیرک  
صلب مانع دوران عمل اتصال سیرک ستون می شود و ضعف برای حالت هم برای ستون زمانی ایجاد می شود که  
تیرها با هم نباشند. (صلبت چشم آل که به وضوح میل کنند.) در این حالت سیرک نمی تواند هیچ مانعی برای  
دوران گروه اتصال سیرک ستون ایجاد کنند.

Ex) برای سون BC در قاب زیر حدود زیر طول محور کشش را محاسبه کنید



عالت اول: تير AB صلب است.

$\Delta = \begin{cases} A \text{ تير به صلب متصل} & EI \rightarrow \infty \end{cases}$



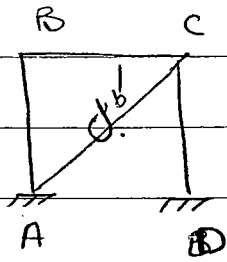
حالت جدی دوم: سیر AB بی انتها است. تبدیل می شود:

$ET \rightarrow 0$

(۱) حالت صریح اول  
 (۲) حالت صریح دوم

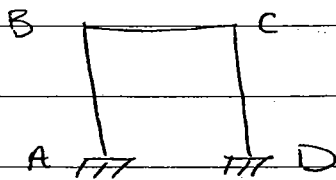
$\Delta$  نه لیری :  $K_{BC} < 0.7$   $K_{BC} > 0.5$

(Ex) در تابع زیر حد درجه یک مشتق را برای ستون AB به دست آورید.



نکته:  
با توجه به اینکه کامل عمودی است که فقط در لغزش کاری کند و در فشار هیچ نقش نمی تواند داشته باشد، نتیجه می شود که ثابت های که فقط با یک کامل همراه شده است را نمی توان جزو ثابت های همراه شده دانست.

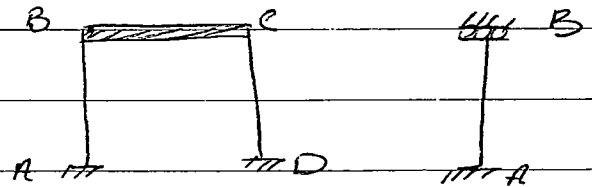
اگر بار از راست به چپ وارد شود، AC در لغزش بوده و گاهی می کند اما در صورت وارد شدن بار از راست به چپ AC به فشار افتاده و هیچ فایده ای ندارد.  
کامل را کنار ببری داریم.



حالت حد اول

$$EI_{BC} \rightarrow \infty$$

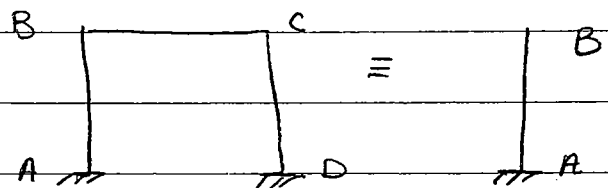
$$K_{AB} = 1$$



حالت حد دوم

$$EI_{BC} \rightarrow 0$$

$$K_{AB} = 2$$



$1 < K_{AB} < 2$

نتیجه

## تنش بحرایی

اگر بارگذاری ستون بر سطح مقطع آن تقسیم شود، تنش بحرایی به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{A(KL)^2}$$

حول محوری که buckling صورت می‌گیرد، آن محور یک شعاع گیراسیون دارد:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow r^2 = \frac{I}{A} \rightarrow I = Ar^2$$

$$\rightarrow \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E Ar^2}{A(KL)^2} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

نسبت لاغری:  $\lambda = \frac{KL}{r}$  ، Slenderness ratio

از استاتیسی دانیم که هر مقطع دو محور اصلی دارد که همان اینرسی حاصل ضرب

از استاتیسی می‌دانیم که هر مقطع دو محور برابر ضو است. برای آن دو محور برابر ضو است. اگر محوری اصلی مقطع  $x$  و  $y$  بنامیم،

تاب‌های گمانش متناظر این دو محور و تنش‌های بحرانی متناظر آن که به صورت زیر بدست می‌آید:

$$(P_{cr})_x = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L)^2} \quad \text{و} \quad (P_{cr})_y = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L)^2}$$

$$(\sigma_{cr})_x = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} \quad \text{و} \quad (\sigma_{cr})_y = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$$

سویچ هوشمندانه حول محوری گمانش می کند که نیروی گمانش متناظر آن و یا متش برای متناظر آن  
کوچکتر شود.  
با توجه به معادلات پیشین نتیجه می شود که گمانش حول محوری صورت می گیرد که نسبت لایه های آن  
بزرگ تر باشد.

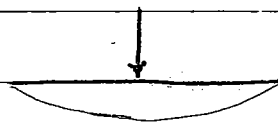
حالت بهینه برای طراحی سویچ زمانی می آید که بار گمانش حول بر روی دو محور اصلی آن دقیقاً  
برابر باشد. این اتفاق زمانی می افتد که نسبت های لایه های  $\lambda_x$  و  $\lambda_y$  یکسان شود.



$$\begin{aligned} \text{محور } x: I_x \uparrow &\Rightarrow r_x \uparrow \Rightarrow \lambda_x \downarrow \Rightarrow (P_{cr})_x, (\sigma_{cr})_x \uparrow \\ \text{محور } y: I_y \downarrow &\Rightarrow r_y \downarrow \Rightarrow \lambda_y \uparrow \Rightarrow (P_{cr})_y, (\sigma_{cr})_y \downarrow \end{aligned}$$

لذاً  $K$  در جهت های  $x$  و  $y$  با هم برابر نیست. مثلاً در صفحه  $x-y$ ، ضریب ثابت بخش داشته باشیم در  
در جهت  $x-z$ ، ضریب ثابت که وارد نمی شود باشند.

① bending



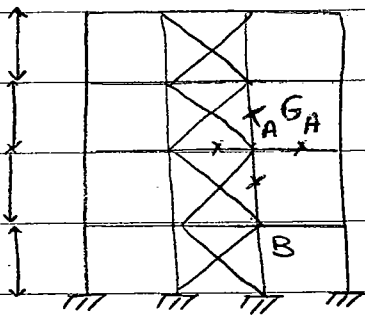
حالت اثر نیروی عمود

② buckling



حالت اثر نیروی محوری

\* هر دو حالت بخش هستند و واقع در یک خط میانی نیروهای در جهت های مختلف \*



حاله در واقعیت با ستون یکی با اتصال مفصلی یا گیردار مواجه هستیم  
بلکه با ستون یکی مانند ستون AB در قاب  
در دو مواجه هستیم که هیچ کدام از دو اتصال این حالت  
مفصلی کامل و گیردار کامل ندارند.

با استفاده از آنالیز پایداری برای چنین ستونی معادله‌ی زیر را می‌توان نوشت شده است و روابطی برای  
تخمین ضریب طول موثر گمانش بر صورت زیر استخراج شده است.

$$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.44}{3G_A G_B + 2(G_A + G_B) + 1.28} \ll 1$$

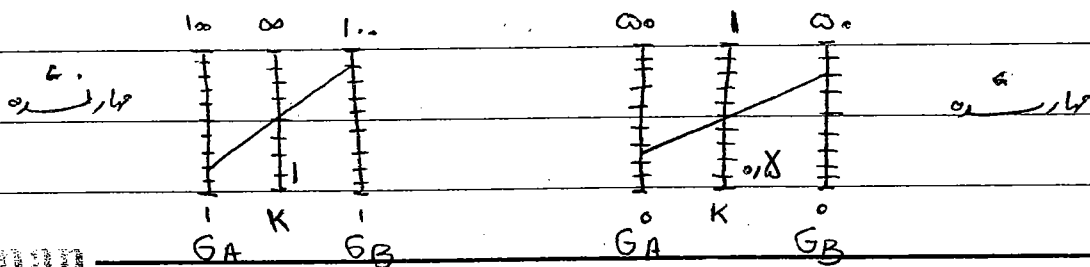
برای قاب چهار ستونه

$$K = \sqrt{\frac{1.4G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 1.5}{G_A + G_B + 1.5}} \gg 1$$

برای قاب سه ستونه

$$G = \frac{\sum \left( \frac{EI}{L} \right)_{\text{column}}}{\sum \left( \frac{EI}{L} \right)_{\text{beam}}}$$

به دلیل دشواری بودن تخمین K از معادلات فوق، روش‌های تجربی و گویا استفاده کرده‌اند که یکی از این روش‌ها  
برای حالت چهار ستونه است و دیگری برای حالت سه ستونه و با استفاده از این روش‌ها می‌توان تخمین ضریب طول موثر  
ضریب طول موثر گمانش K را تخمین زد. (طبق این نامه ضریب طول موثر گمانش برای قاب‌های  
سه ستونه برابر 1 است)



○ نکته : ضریب  $G$  خامنه‌ی دوران در محل اتصال نیروست. است و هر چه این ضریب بزرگتر باشد، دوران در محل اتصال نیروست راحت‌تر انجام می‌شود. (نادیده‌ی دوران در اتصال نیروست مناسب  $G$  است.)

$G \uparrow \rightarrow \phi \uparrow \rightarrow$  ستون ضعیف‌تر شده  $\rightarrow K \uparrow \rightarrow P_{crit}$   
(خرج کوچک) دوران

○ افزایش  $K$  برابر افزایش  $G$  از روی نمودار هم مشخص است.

○ تغییرات  $G$  و ضریب  $K$ ، بهم پیوسته است.

طیبه ۱۷ ۹۳، ۸، ۲۶

- تکیه در صورتی که  $K=1$  است که  $G_R=0$  و  $G_B$  باشد : مهار شده  
- تکیه در صورتی که  $K=0.5$  است که  $G_R=0$  و  $G_B$  باشد : مهار شده

- در عبارت  $K$  برای مهار شده در  $\infty$  است که از نمودار هم مشخص است  
- در عبارت  $K$  برای مهار شده در  $\infty$  است که باز هم از روی نمودار می‌توان دید.

\* فلسفی گفته‌ی آنا به در قاب مهار شده :

\* ستون‌های باید از ستون‌های که مهار بندی دارد، موی تر باشد، به در حالت مهار بندی شده  $\sum \left( \frac{I}{L} \right)$  باید خیلی بزرگ تر باشد، در نتیجه  $G$  بزرگ‌تری شود.  
Column  
ولی در حالت مهار بندی شده، نیازی به  $\sum \left( \frac{I}{L} \right)$  خیلی بزرگ نیست چون خودی مهار بند دارد.  
Column

۵ در حل معادله دیفرانسیل  $\frac{d^2y}{dx^2} + ky = 0$  ، چون در سازه گوی فولادی از تیرهای I شکل استفاده می شود که جزو مقاطع جبار نازک بازه هستند و بخشی بخشی گوی دارند، از بخشی بخشی تیرهای عمود بر صفحه قاع چشم پوشی شده است.

فرضی برای ستون  $K$  را از روی نمودار ردیالین - لورنس حساب کرده ،  $K$  واقعی بیشتر یا همین بایکتر است؟

در ساختمان گوی تیرهای I شکل هستند و مقطع I جبار نازک بازه بوده و  $G$  آن ها بسیار کوچک بوده.

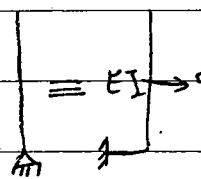
در تئری اما اتصالات و هم بر این اساس انجام شده و  $[rigid connection]$  به فرض اجرای شود (در فولاد اما به این راحتی نیست. )

در تئری دیگر ما تیرهای I شکل نداریم و ما تیرهای مستطیل شکل داریم ، از آن جا که ردیالین - لورنس تیرهای عمود را حساب نمی کند ، حقا و صحت نما نشی گوی تر خواهد بود.

۸ ضوابط اساسی  $K$  برای ستون ها

۸ برای تیرهای  $oh$  مفصلی ضرب  $G$  از لحاظ تئوری به نهایت است که در عمل مطابق نوعی بی نهایت

دهم مقررات ملی ساختمان برای آن عدد ۱ را در نظر گرفته می شود. (صفحه ۱۳۹)



$$G = \frac{\sum \left( \frac{IE}{L} \right)}{\sum \left( \frac{ZE}{L} \right)} \rightarrow \infty \text{ میل به } \infty$$

لحظه مقاوم

۵. تیر  $G$  برای تکیه گاه لیدار از نظر سوزی ضعیف باشد که در محل بنا بر تکیه گاه محب دهم موقت ملی ساختار برای آن عدد ۱ در نظر گرفته می شود.

$$(نظری) \quad G \rightarrow 0 \quad EI \rightarrow \infty$$

۵. در ضابطه ی فوق آیین نامه برای ستون کمی واقع در طبقه ی یکم موضوعیت دارد که می تواند برای ستون مفصلی یا لیدار باشد.

۵. تیری که به صورت مفصلی به یک ستون مفصلی می شود، برای دوران ستون مطابق به محل نمی آید و در کاسه ی نقش نشی در آن لره  $(G)$  لحاظ نمی شود. (مورد ۴ صفحه ۵۳۹)

(انقال نشین)

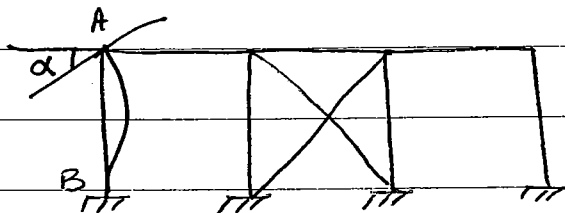
۵. تیری که انتهای تیر یکش مفصلی باشد، هیچ نقش در دوران محل انقال تیر و ستون ندارد ولی اگر

انتهای دور تیر مفصلی باشد، تیر در دوران محل انقال تیر و ستون نقش بازی می کند ولی برای

آن باید اصلاحاتی انجام شود که در ادامه شرح می گردد.

Δ چنانچه تیری به صورت طره به یک ستون متصل شود، برای دوران ستون معافتی به

عمل نمی آورد و در این حالت تیر برای محاسبه  $G$  از آن چشم پوشی می شود.



- بالکن چه در قاب مهاربندی شده و چه چهارمندی شده در محاسبات به کار نمی آید.

- بالکن: دارای سقف تراش: بدون سقف

- بالکن مانند slave بوده و اگر  $AB$  بجز خود آن هم به براقی چرخیده و معافتی نمی کند.

Δ ممکن است تیری که به محل اتصال تیر و ستون وارد شده است، انتهایش مفصلی و یا گیردار

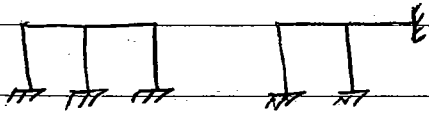
باشد. در این حالت بابتش برای  $\frac{I}{L}$  این تیر فرض اصلاحی بتا  $B$  استفاده شود که در جدول آتی ارائه

گرفته است.

تأثیر بار جانبی	تأثیر بار جانبی	
$B = 1/4$	$B = 3/4$	* انتهای تیر مفصلی
$B = 2/3$	$B = 2$	* انتهای تیر گیردار

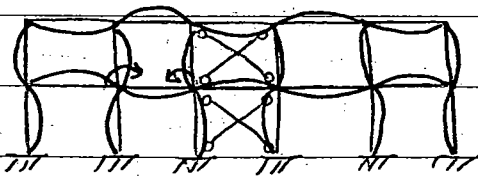
$$G = \frac{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_{\text{column}}}{\sum \left( \frac{\beta I}{L} \right)_{\text{beam}}}$$

نکته: rigid connection یا انشای گیردار معنای است. rc ها در این می باشد.  
ولی همراه با هم. اما در انشای گیردار در این نداریم.

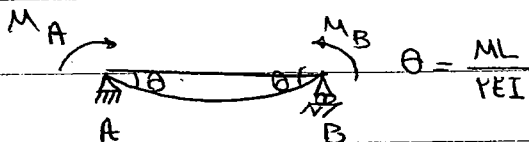


نکته: هیچ وقت عملکرد در محاسبه G لحاظ نمی شود.

ادامه می مطالب جدول:

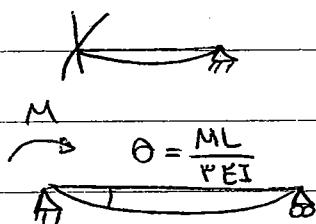


قاب چهار طبقه



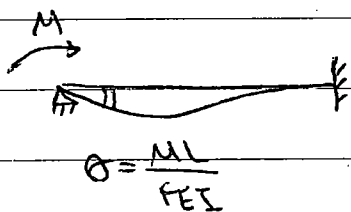
$$K_A = K_B = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{ML}{2EI}} \rightarrow K_A = K_B = \frac{2EI}{L}$$

سختی فوق، سختی پیش فرض برای تیر در قاب های چهار گوشه است.



$$K_A = \frac{M}{\theta_A} = \frac{M}{\frac{ML}{2EI}} = \frac{2EI}{L}$$

انتهای مفصلی



$$K_A = \frac{M}{\theta_A} = \frac{M}{\frac{ML}{3EI}} = \frac{3EI}{L}$$

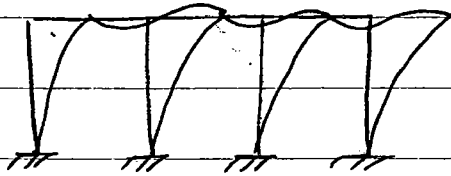
انتهای گیردار

انتهای تیر مفصلی :  $B_x \left( \frac{3}{4} \right) \times \frac{2EI}{L} = \frac{3EI}{L}$

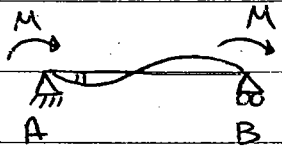
له دایمی له سختی پیش فرض

انتهای تیر گیردار :  $B_x (2) \times \frac{2EI}{L} = \frac{4EI}{L}$

انتهای تیر گیردار غلتشی :  $B_x \left( \frac{1}{2} \right) \times \frac{2EI}{L} = \frac{EI}{L}$



قاب چهارپایه

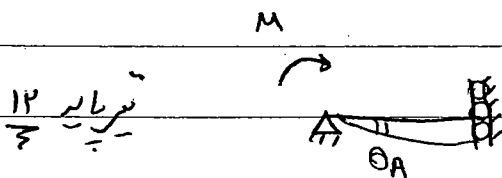


$$\theta_A = \theta_B = \frac{ML}{4EI} \quad \text{و} \quad K = \frac{M}{\theta_A} = \frac{4EI}{L}$$

مختص موقوف، سختی بیش از فصل در قاب یکی چهارپایه است.

انتهای تیر معلق :  $\frac{1}{2} \times \frac{4EI}{L} = \frac{2EI}{L}$

انتهای تیر گیربندی :  $\frac{2}{3} \times \frac{4EI}{L} = \frac{8EI}{3L}$



تیر پایه ۱/۲

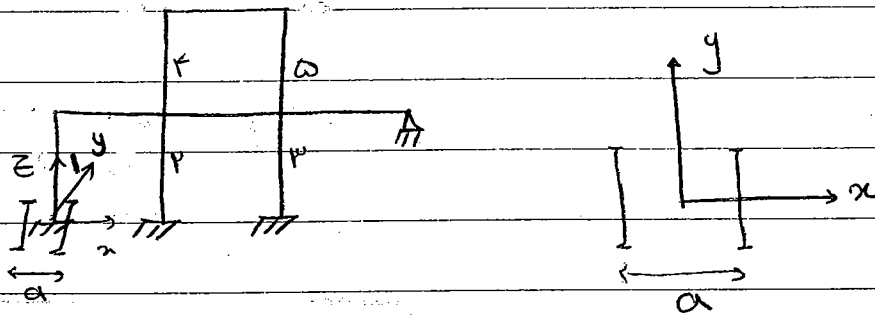
انتهای تیر دارعقلی

$$\theta_A = \frac{ML}{EI} \rightarrow K = \frac{M}{\theta_A} = \frac{EI}{L}$$

(Ex) در قایب زیر ستون که از مقاطع دلی IPE ساخته شده اند،

- الف) ضریب طول موثر کدام ستون بیشتر است؟  
 ب) افزایش فاصلی  $\alpha$  چه تاثیری در کاهش در صحنی قایب برای ستون کمی پائین دارد؟  
 ج) افزایش فاصلی  $\alpha$  چه تاثیری در کاهش عمود بر صحنی قایب دارد؟

الف)

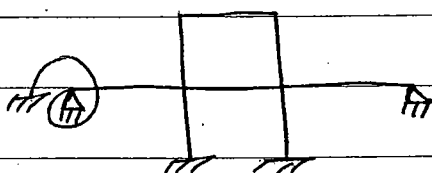


به علت وجود تکیه گاه مفصلی سه ستون اول و دوم، امکان جابه جایی نسبی ندارند و مهار شده

محسوب می شوند. در نتیجه ضریب طول موثر کاهش این ستون کمین خواهد داشت. بالعکس ستون کمی ۴ و ۵ مهار شده هستند و ضریب طول موثر کاهش آن کمین خواهد داشت.

= کمین از ستون کمی ۴ یا ۵ بیشتر ضریب طول موثر را دارد

اگر ستون ۱ را از قایب حذف کنیم، می توانیم مطابق شکل زیر به جای آن در کل اتصالش تاثیر یک فنر دورانی قرار دهیم.



در قاب فوق به علت وجود فنر دورانی در سمت چپ سازه سخت تر بوده و در نتیجه «ران» در سمت چپ کوچکتر خواهد بود.

که نتیجه می شود ستون ۴ از ستون ۵ قوی تر بوده و ضریب طول موثر آن کوچکتر از ضریب طول موثر ستون ۵ خواهد بود. در نتیجه بیشتر  $K$  متعلق به ستون ۵ می باشد.

در مقایسه ستون ۱ کی ۲ و ۳ نیز می توان گفت ستون ۳ قوی تر است و  $K$  کوچکتری دارد.

ب) به عنوان یک فاعده می گوییم توان گفت که وقتی یک قاب در صفحه گمانش کند، محال اینرسی تیر  $I$  و ستون  $I$  حول محور عمود بر صفحه تقطع بیای کند و در روابط محاسبه  $G$  وارد می شود.

با افزایش فاصله می بینیم که  $G$  (محال اینرسی ستون حول محور  $I$  افزایش می یابد و در نتیجه در رابطه می

$$G = \frac{\sum (I_c)_{column}}{\sum (I_c)_{beam}}$$

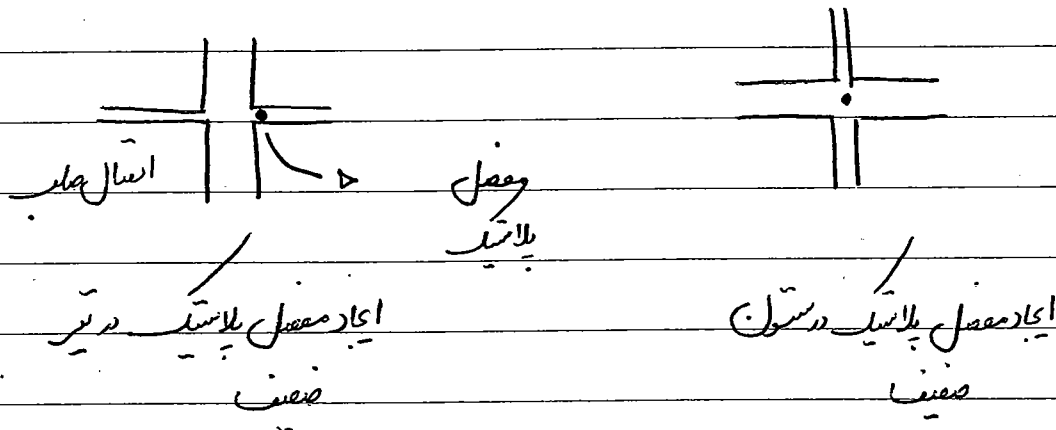
صورت کسر افزایش یافته است.

از آن جا که تغییرات  $K$  و  $G$  بهم سواست، با افزایش  $G$ ،  $K$  نیز افزایش می یابد و در نتیجه ضریب طول موثر گمانش که در صفحه قاب برای همه می ستون یک بزرگ تر می شود.

ج ( در کمالش محمود بر صفحه ی قاص ، محال اینرسی تیر ک و ستون ک حول محور x موضعیست دارد .  
از آن جا که محال اینرسی حول محور x با تقسیم فاصله ی a تقسیم نمی کنند ، نتیجی شود ، تقسیم  
فاصله ی a تأثیری روی فریب طول مؤثر گمانش در کمالش محمود بر صفحه ی قاص  
ندارد .

هر چند که در بحث فریب طول مؤثر گمانش ، قوی تر و بزرگ تر کردن تیر و موجب  
دوران کل اتصال تیر و ستون می شود که در نتیجی آن ، ستون از نظر گمانش قوی تر شده و ک آن  
گمانش می باید ، ولی این مسئله نیایستی کلا موجب شود ، تغییر از ستون قوی تر گردد . چون  
در این صورت اگر در کل اتصال تیر و ستون مفصل پلاستیک بخوابد تشکیل شود ، در سمت ضعیف  
مقطع ( در ستون ) تشکیل می شود که از نظر آن ، نامه قابل قبول نیست ، چون ستون هم ترک الیال  
سازه ای ست که باید ای سازه را مانع می کنند و نباید در آن مفصل پلاستیک تشکیل شود .

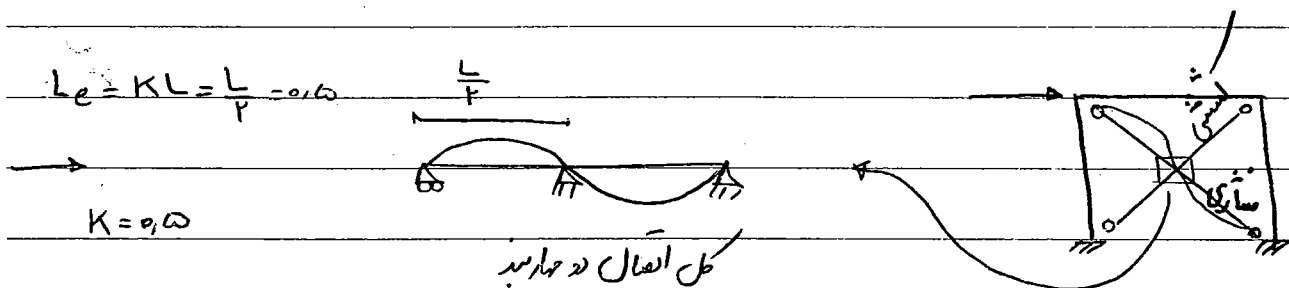
ایده ی تیر ضعیف - ستون قوی که در تمام آن ، نامه ای ساخته می بیند رسیده است و در صفحه ی ۲۹۸ بحث  
دهم در مورد آن رابطه ای ارائه شده است ، ناظر بر این بحث می باشد .



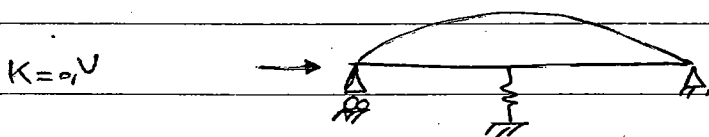
• ضریب طول موج کشش در مهارت‌های فیزیکی تحت اثر نیروی معادل به صورت زیر است. برای  $K$  داریم:

برای کشش در صفحه ثابت  $K=0.5 =$

برای کشش عمود بر صفحه ثابت  $K=0.7 =$

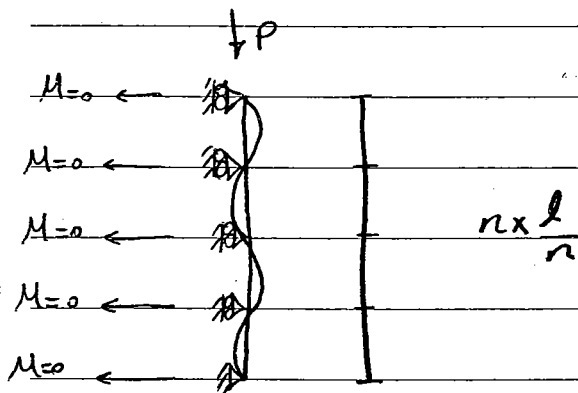


For inplane buckling

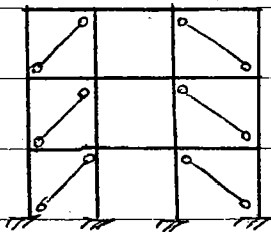


For out of plane buckling

✕ به طوری که سازه توسط یک سازه جانبی به  $n$  طول مساوی  $(\frac{L}{n})$  تقسیم گردد، طول موج کشش آن سازه  $\frac{L}{n}$  خواهد بود.



در مواردی که قطر و هم عرض شعری و هم عرض و هم عرض و هم عرض  $K$  ضرب طول شعری باشد برابر با  
 در نظر گرفته می شود

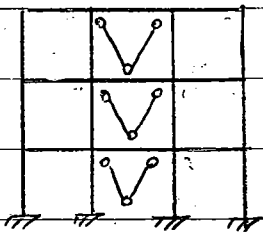


$K=1$

مبارزه در قطر

diagonal bracing

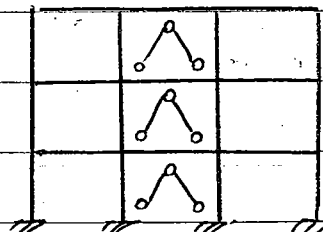
\* اگر هم عرض و هم عرض در یک جهت  
 = و خالی ساخته می شود



$K=1$

chevron V bracing

شعری و هم عرض (همگرا)

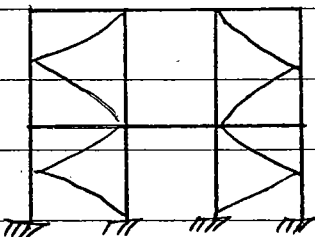


$K=1$

chevron Inverse V bracing

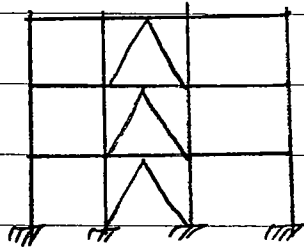
شعری و هم عرض (همگرا)

شعری و هم عرض و هم عرض در اینجا به هم می رسد



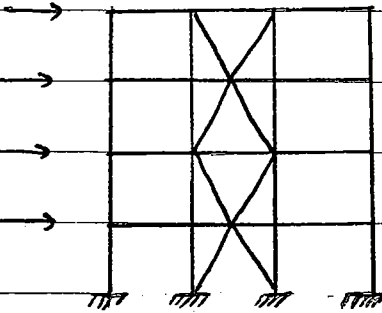
$K$  bracing

شعری و هم عرض به هم می رسد، یک دلیل آن  
 عدم استقلال اعضای پانچ است.



قوة : Unbalanced Force

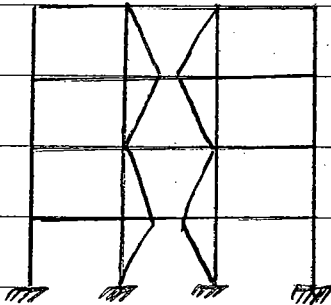
موجود



قوة : Unbalanced Force

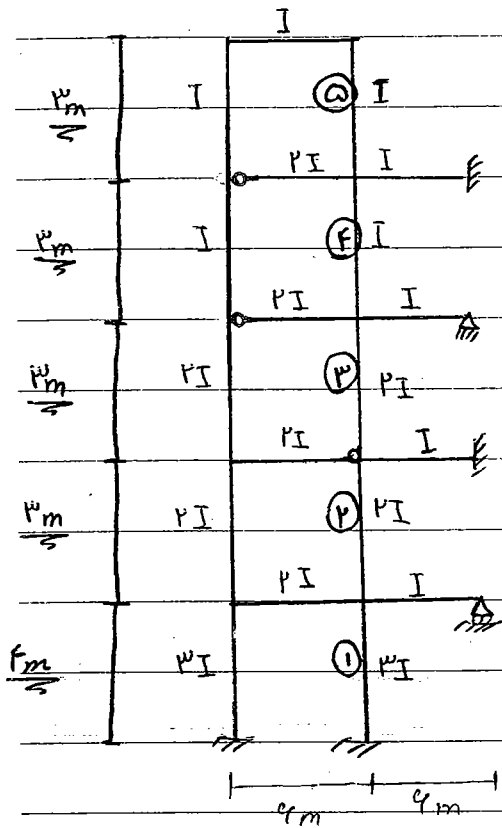
قوة : ductility

split-x



split-x

Ex) ضرایب طول موثر سازه های ۵ را در قالب زیر محاسبه کنید.



سازمان ۱ مهارت جانی شده است.

$$G_B = 1$$

تایید کننده

$$G_T = \frac{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_{\text{column}}}{\sum \left( \frac{\beta I}{L} \right)_{\text{beam}}} = \frac{\frac{3I}{4} + \frac{PI}{3}}{\frac{PI}{4} + \frac{L}{P} \times \frac{I}{F}} = 1.09$$

$$\Rightarrow K_1 = 1.58$$

ستون ۲: مهار جانبی نشده (چون باز هم در صفت پایش آن، امکان جابه جایی به دلیل تکیه نقطه غلظت موجود است.)

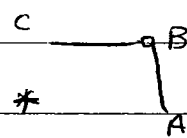
$$G_{B_p} = G_{T_1} = ۳,۰۹$$

نمودار دریل

$$K_p = ۲,۲۲$$

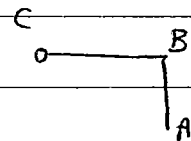
$$G_{Tr} = \frac{\frac{PI}{۳} + \frac{PI}{۳}}{۲/۳ \times I/۴} = ۸$$

لورنس



نقطه

\* در این حالت  $\frac{I}{L}$  تیر BC را در محاسبه ی مربوط به ستون AB نمی آوریم.



اما در این حالت  $\frac{I}{L}$  تیر BC را همراه با تیر ضعیف اصلاحی به دست می آوریم.

ستون ۳: مهار جانبی شده است.

$$G_{B_3} = \frac{\frac{PI}{۳} + \frac{PI}{۳}}{۲ \times \frac{I}{۴}} = ۲,۹۷$$

$$\rightarrow K_p = ۰,۸۴$$

$$G_{T_3} = \frac{\frac{PI}{۳} + \frac{I}{۳}}{۳/۴ \times \frac{PI}{۹} + ۳/۴ \times \frac{I}{۴}} = ۱,۱۴$$

نکته: ممکن است  $G$  در یک گروه برای ستون بالای گروه با ستون پایش گروه متفاوت باشد. این حالت زمانی امکان پذیر است که تیری با انتهای مفصلی یا گیردار به آن گروه متصل شده باشد و هم چنین وضعیت مهار جانبی ستون یکی بالای پایش گروه متفاوت باشد، یعنی یکی مهار جانبی شده و دیگری مهار جانبی نشده باشد. در این صورت از آنجا که ضریب اصلاحی برای  $\frac{I}{L}$  تیر با انتهای مفصلی یا گیردار در ستون یکی بالای پایش

مستقیم است، نتیجی شود که در آن گروه برای ستون‌های بالادین این اتصال مندرج خواسته بود.

اما اگر هر دو braced یا unbraced باشند،  $G_T$  پاشی با  $G_B$  بالای برابر است.

$$G_{Bf} = G_{Tf} = 1.14$$

ستون ۴ مهار جانبی شده

$$\rightarrow K_f = 0.76$$

$$G_{Tf} = \frac{\frac{I}{3} + \frac{I}{3}}{1.5 \times \frac{2I}{9} + 2 \times \frac{I}{4}} = 0.94$$

ستون ۵ مهار جانبی شده است

$$G_{B5} = \frac{\frac{I}{3} + \frac{I}{3}}{\frac{1}{4} \times \frac{2I}{9} + \frac{2}{3} \times \frac{I}{4}} = 2$$

$$\rightarrow K_5 = 1.6$$

$$G_{T5} = \frac{I/3}{I/4} = 2$$

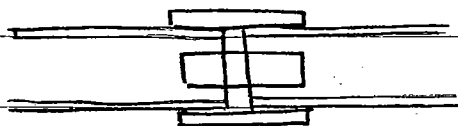
بر اساس ویرایش جدید مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ضریب طول موثر ستون‌های مهار شده در طراحی

برابر (۱) در نظر گرفته می‌شود هر چند که از نظر تئوری ضریب این ستون‌ها در محدوده (۱-۱.۵)

است. برای ستون‌های مهار شده ضریب طول موثر همان‌س بر اساس خودارزوییان و لغزش

یا فیر طول دقیق‌تر می‌شود که عددی بزرگ‌تر یا مساوی (۱) خواهد بود

سوال پیشین امتحانی :



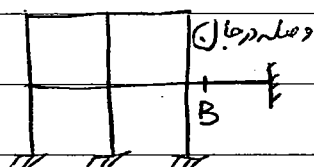
حالت نرمال

و ضلعی استاندارد شده فقط در جان  
برده است.  $K$  را محاسبه کنید؟

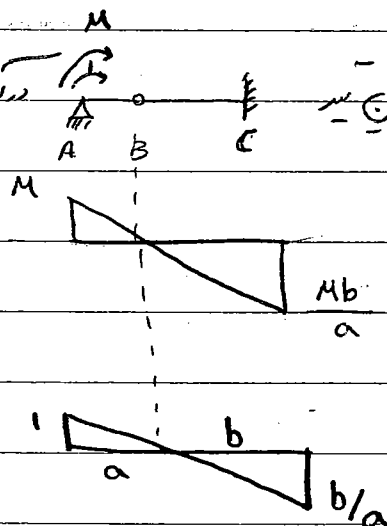
سوال



اگر بیشتر از این بود یا جوش،  
فقط هم معادلی معین می شد.



حل و باید بخش این تیر در آورده شود. و حل با ب، مجازی



$$1 \times \theta_A = \int \frac{M(x)m(x)dx}{EI} = \frac{a}{EI} \times M \times 1 + \frac{b}{EI} \times \frac{Mb}{a} \times \frac{b}{a}$$

$$\rightarrow \theta_A = \frac{M(a^3 + b^3)}{3EI a^3}$$

$$K_A = \frac{M}{\theta_A} = \frac{3EI a^3}{a^3 + b^3}$$

اگر عیار شده  $K_A$  به  $\frac{3EI}{L}$  تقسیم شده و  
اگر عیار شده  $\frac{3EI}{L}$  تقسیم می کنند.

پیش اعضای چهار نازک باز

در پیش اعضای چهار نازک باز در حالت املان پذیر است.

الف) پیش ازاد (پیش خالص)

در این حالت عضوی تواند آزادانه در راستای طولی خود حرکت داشته باشد و اعوجاج را تجربه کند.

۱. اولین بار کولمب مسدودی پیش مقاطع دایروی را حل کرده و نشان داد که این مقاطع در پیش چهار

اعوجاج نمی شوند. مسدودی پیش مقاطع غیر دایروی سال ۱۸۵۳ لایب نیتل باقی ماند تا نهایتاً در سال ۱۸۵۳

سین وین حل آن را به آگاهی علوم فرانسه ارائه کرد.

اگر مقطع عضو در هنگام پیش تاب بردارد (در مقاطع دایروی و دایروی توخالی و لوله ای) و یا اگر

تاب (اعوجاج) بردارد، هیچ مماسی در برابر تاب برداشتن نباشد، در مقطع فقط تنش های

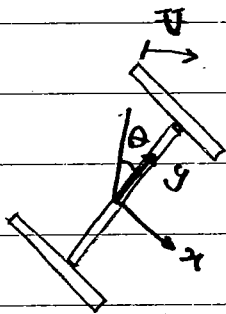
کشش به وجود می آید که اصطلاحاً گفته می شود مقطع معطومی پیش خالص دارد.

پس پیش ازاد یا پیش خالص برای همه مقاطع املان پذیر است.



در پدیده تابیدگی جال مقطع هیچ تنش را ایجاد نمی کند و فقط در بال های مقطع برش های مساوی و مختلف اجابت به وجود نمی آید.

$$T_w = V_w \times h$$



$V_w$  : نیروی برش بال های مقطع I شکل ناشی از تابیدگی

$h$  : فاصله مرکز بال از نایله

warping : چرخش ناشی از چرخش بال هست.

$$U = \frac{h}{r} \times \phi$$

$U$  : تغییر مکان جانبی

$\phi$  : تابیدگی

$$V_w = -EI_p \frac{d^3 U}{dz^3}, \quad U = \frac{h}{r} \phi$$

$$\rightarrow V_w = -EI_p \frac{h}{r} \frac{d^3 \phi}{dz^3}, \quad T_w = -EI_p \frac{h^2}{r} \frac{d^3 \phi}{dz^3}$$

$$y'(x) = \frac{M(x)}{EI} \rightarrow M(x) = y''(x)EI$$

$$\rightarrow V(x) = \frac{dM}{dx} = EI y'''(x)$$

چگونه به فرمول بالا رسیده ایم ؟

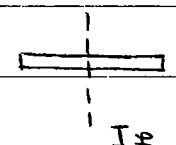
۵. طبق نظریه نادره پیمایش واحد طول را انضغای پیمایشی مقطع می نمایند و داریم :

$$\frac{d\phi}{dz} = \frac{T_s}{GJ}$$

$$T_s + T_w = T \rightarrow GJ \frac{d\phi}{dz} - EI_f \frac{h^2}{2} \frac{d^3\phi}{dz^3} = T$$

تخمین من و مان
تابندگی

• نسبت پیمایش  $I_f \frac{h^2}{2}$  که در آن  $I_f$  همان اینرسی بال مقطع حول محور گذرنده از جان مقطع است ،

(  ) ضعیف تابندگی (اعوجاج) می نمایند و آن را با  $C_w$  نشان می دهند.  $C_w$  دارای

بعای طول<sup>۴</sup> است. در نتیجه معادله دیفرانسیل حاکم بر پیمایش معین مقطع  $I$  شکل به صورت

زیر در می آید که با پیمایش حل شود :

$$\frac{d^3\phi}{dz^3} - \frac{GJ}{EC_w} \frac{d\phi}{dz} = \frac{-T(z)}{EC_w}$$

$$\rightarrow \phi(z) = A \sinh \frac{z}{\alpha} + B \cosh \frac{z}{\alpha} + C + \phi_p \quad , \quad \alpha = \sqrt{\frac{EC_w}{GJ}}$$

A و B از شرایط مرزی تیر به دست می آید ،  $\phi_p$  در معادله فوق جواب خصوصی معادله دیفرانسیل است که باید به تمامی معادله دیفرانسیل را ارضا کند و بسته به نوع بارگذاری پیمایشی عضو به صورت توانم چند جمله ای در نظر گرفته می شود و معمولاً یک تابع درجه دوم است.

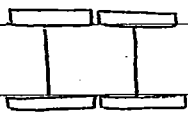
$$\phi_p = c_1 + c_2 Z + c_3 Z^2$$

چنانچه مقطع ستون به صورت قوطی مثل و دایره ای باشد، به علت بالا بودن بخش بخش مقطعی تواند برای

آن کاهش بخش اتفاق نیفتد و در مقاطع H مثل و چلیبی برای ستون می تواند کاهش بخش اتفاق

نیفتد که در آن ستون بدول انداز حالت مستقیم خارج شود، حول محور طولی آن می باشد.

البته می تواند در ستون که H شکل و یا چلیبی کاهش بخش بخش اتفاق نیفتد.



۲ I شکل ندارد  
هم شد قوطی مثل  
می شوند.

کاهش بخش موضوعیت  
ندارد.

قبل از بررسی کاهش بخش بخش همیشه برای ستون که مفهوم نسبت فشردگی (compactness ratio) و اجرای لاغر را از آیین نامه بررسی می کنند.

بر اساس محبت دهم فعلی معیار ملل با فعال ستون که به درستی لاغر و غیر لاغر تقسیم بندی شده اند و  
تیر (اعضای خمشی) به سه دسته شده، غیر شده و لاغر دسته بندی شده اند.

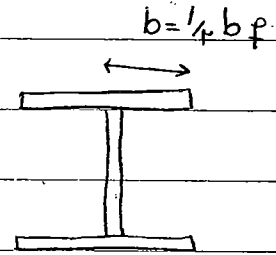
در ستون که اگر هم برای بال و هم برای جال نسبت فشردگی  $(\frac{b}{t} \leq \frac{b}{t_p} \text{ یا } \frac{h}{t} \leq \frac{h}{t_p})$  از مقدار  $\lambda_p$  منظر  
المان شده در صفحات ۵۳ و ۵۴ آیین نامه گفته باشد، ستون غیر لاغر است که حالت مناسبی است ولی  
اگر نسبت فشردگی بال مقطع یا جال مقطع یا هر دو  
از  $\lambda_p$  اراده شود، جاذب کنند، ستون لاغر است.

$$\frac{b}{t_f} = \frac{1}{r} b_f$$

نسبت کشیدگی بال :

$$\frac{h}{t_w}$$

نسبت کشیدگی جان :



if ST37,

I : شکل غیر لافر

$$\frac{b}{t} \ll 0.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 14.2$$

$$\frac{h}{t_w} \ll 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 43.1$$

$$ST37 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2}{2400}} = 28.9$$

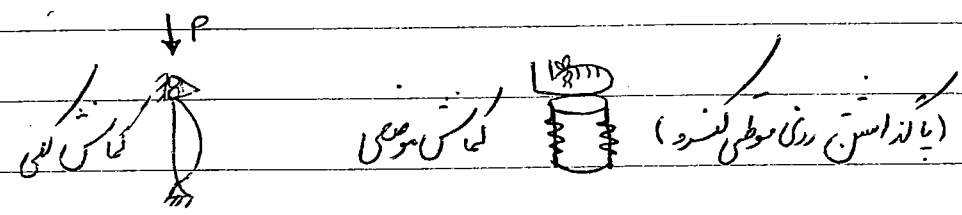
$$ST52 : \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times 10^4}{3400}} = 23.9$$

شکل غیر لافر  $\lambda_r$  مربوط  $\lambda$  بال و جان

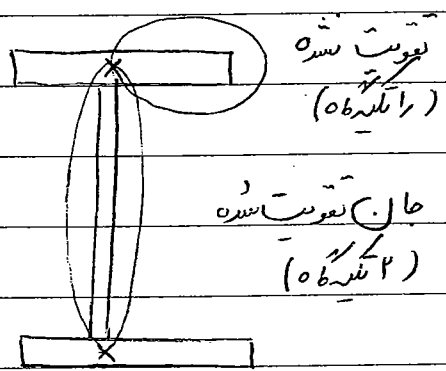
شکل لافر  $\lambda_r$  مربوط  $\lambda$  بال یا جان

بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (صفحه ۲۵)، استفاده از شکل کمی با اجرای لاغر ممنوع است و حداکثر با ستن از شکل کمی غیر لاغر در طراحی استفاده کرد.

اگر نسبت فشردگی از مقدار مجاز ازانده شده در اینج نامه تجاوز کند، مشکل گمانش بر منحنی (local buckling) برای اجرای مقطع به وجود می آید.



۵ طبق تعریف خزشکاری تقویت شده، همانی است که مقطع در یک لبه در امتدادی به موازات نیروی فشاری فکله داری شده است و خزش تقویت شده، همانی است که در هر دو لبه در امتدادی موازی با نیروی فشاری فکله داری شده است. با توجه به این تعریف، در مقطع متداول I، بال یکی مقطع تقویت شده هستند که قبلاً به آن یک لبه مقید می گفتند و جان مقطع I شکل تقویت شده است که قبلاً به آن دو لبه مقید می گفتند.



- به همین دلیل فشردگی جان محدودیت کمتری داشته و تا ۴۳٫۱ می تواند لاغری داشته باشد.

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 43.1$$

فقط در یک مورد بال دوله معتبر می شود و آن در صورت داشتن مقطع قوطی است.

\* فلسفه ای اینکه برای نسبت های فشرده ای اولاً شده در میباید دهم ضریب از  $\sqrt{E}$  است و البته به جرم قطع دوله ای چیست؟ (صفحه ۵۳)

از نمودار پوسته و ورق تنش بحرانی (کشش) یک حق به صورت زیر به دست می آید:

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

← ضریب

در رابطه فوق ضریب  $K$  بستگی به شرایط کرنش و ورق در تکیه گاه ها دارد.

شرط اینکه ورق لحاشش موضعی را تجربه نکند، این است که تنش لازم برای رسیدن به لحاشش از تنش تسلیم فولاد کمتر باشد که عملاً لحاشش امکان پذیر نخواهد بود.

$$F_{cr} > F_y$$

«بعد از تسلیم هیچ پدیده ای امکان تحقق ندارد.»

$$\frac{K \pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} > F_y \rightarrow \left(\frac{b}{t}\right)^2 < \frac{K' E}{F_y}$$

$$\frac{b}{t} < \sqrt{K'} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

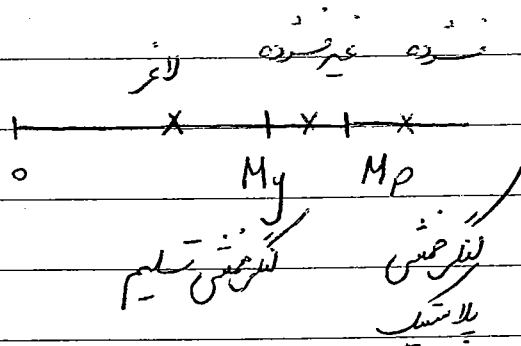
و اما حالت استثنائیه :

$$F_{cr} = \frac{K' \pi^2 E}{\frac{D}{t}} \Rightarrow F_y$$

$$\left( \frac{D}{t} \right)_{Pipe} \propto \frac{E}{F_y}$$

در توضیح جدول ۵۷ تا ۵۷ معیار دیم که برای سازه است ، می توان گفت که ظرفیت خمشی مقطع

به صورت زیر است :



چنانچه گمانش موضعی بعد از رسیدن مقطع به  $M_p$  اتفاق نیفتد ، مقطع منتهی شده بوده که حالت سبیل مطلوبی

است. اگر گمانش موضعی بین  $M_y$  و  $M_p$  رخ دهد ، مقطع غیر منتهی شده است و اگر گمانش موضعی قبل از

رسیدن مقطع به ظرفیت تسلیم اتفاق نیفتد ، مقطع لاغری باشد که سبیل حالت نامطلوبی است.

compact و منتهی C

non compact و غیر منتهی NC

slender و لاغر S

مقطع مشرق است.  $\rightarrow \lambda_p < \lambda$  بال و جان

مقطع غیر مشرق است.  $\rightarrow \lambda_r < \lambda < \lambda_p$

مقطع لاغر است.  $\rightarrow \lambda > \lambda_r$

II نامگذاری مقطع به واسطه شماره و باطل صفت منفی مقطع می باشد، مثلاً اگر بال مقطع مشرق و جان مقطع غیر مشرق باشد، آن مقطع غیر مشرق محسوب می شود.

قابل ذکر است که کنترل های فوق برای تیر وصل های است که با خود میان می سازیم و گرنه پر وصل های IPE نزدیک شده محسوب می شوند.

$$1 \text{ MPa} = \frac{10^6 \text{ N}}{\text{m}^2} = \frac{10^6 \times 0.1 \text{ kg}}{(100 \text{ cm})^2} = 10 \text{ kgf/cm}^2$$

نکته: هرگاه با شکل معادل ۱۰ کیلوگرم بر  $\text{cm}^2$  است.

$\Rightarrow$

$$E_{st} = 2 \times 10^5 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

- در پر وصل های نورد شده (المان لاغر و وجود ندارد همی المان) مشرق اند. در تیر وصل های که با

خود میان می سازیم، اگر به عنوان ستون استفاده شوند، هم بال و هم جان باید عموماً لاغر باشند ولی اگر

این تیر وصل به عنوان تیر (المان تحت فشار) استفاده شود، فقط جان آن می تواند لاغر باشد ولی بال

تبدیل قطعی تواند شده یا غیر شده باشد.

علاوه بر جدولی که در صفحات ۵۳ تا ۵۷ آیین نامه نسبت های فشردگی مجاز ستون و تیرا ارائه می کنند، در جدول دیگر در آیین نامه موجود است. این جدول ارائه شده در صفحه ۱۴۷ مجبث دهم است که برای مقاطع موطنی شکل ولوله ای پر شده با بتن نسبت های مجاز ارائه کرده است و در جدول ارائه شده در صفحات ۲۴۱ تا ۲۴۵ مجبث دهم است که مربوط به مقاطع فشرده لرزه ای می باشد.

نسبت های فشردگی مجاز در ستون های CFT بیشتر از ستون های پر شده است، چرا؟

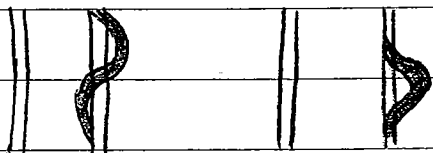
با توجه به جدول صفحه ۱۴۷ مجبث دهم مشاهده می شود که وقتی ستون ولوله ای با موطنی شکل از بتن پر می شود،

آیین نامه با آن مانند تیرهای کند بدل معنای در این حالت مقطع ستون به گره فشرده،

غیر شده و لاغر تقسیم می شود. هم چنین در این حالت مشاهده می شود به علت انبساط گشایش های

موضعی ستون های CFT به صورت فیم موج شکلی می شود، آیین نامه نسبت های فشردگی

مجاز را بالا برده است و سختی خود را کمتر کرده است.



بدون پرشدگی

پر شده با بتن

موج

نیم موج

■ قاب خمشی فولادی می تواند در سه رده ی شکل پذیری ساخته شوند،

شکل پذیری کم (قاب خمشی معمولی) Ordinary Moment Resisting Frame,

شکل پذیری متوسط (قاب خمشی متوسط) Intermediate Moment Resisting Frame,

شکل پذیری زیاد (قاب خمشی ویژه) Special Moment Resisting Frame,

\* برای تیر کمرستون قاب خمشی متوسط و ویژه آیین نامه معمولی را به عنوان مقطع

لرزه ای مطرح می کند که در آن نسبت های شکل پذیری مجاز که برای قاب خمشی معمولی ارائه شده بودند،

باز کاهش یافته اند و محدودتر شده اند. در جدول صفحه ۲۴۱ تا ۲۴۵ مقادیر  $\lambda_{hd}$  و  $\lambda_{md}$

ارائه شده است که  $md$  مخفف medium ductility و  $hd$  مخفف high ductility

است که  $\lambda_{hd} < \lambda_{md}$

\* اگر لاغری المانی از  $\frac{\lambda_{md}}{2}$  کوچکتر باشد، مشروطی لرزه ای عمده ای ندارد صفحه ۱۹۶ و ۲۰۱

برای تعیین ظرفیت فشاری ستون پدید می آید که تنش حقیقی، تنش مجاز و تنش بحرانی و تنش حقیقی حقیقی  
 با بیشترین تنش شود که بحث را با تنش حقیقی آغاز می کنیم.

ال انش حقیقی

$$P_n = A_g \times F_{cr} \quad \phi_c = 0.9$$

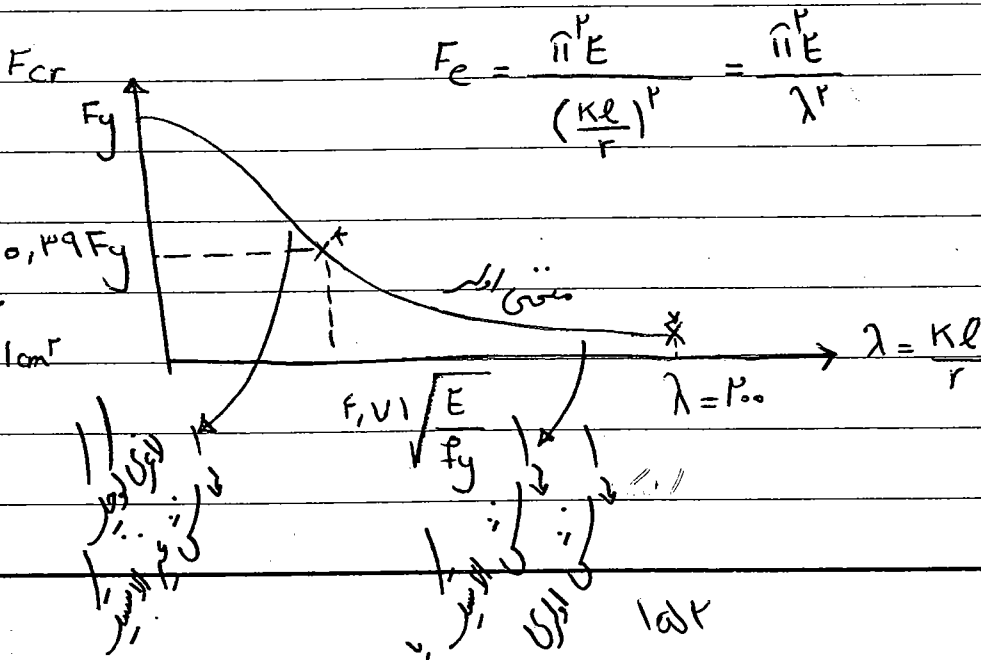
$$F_{cr} = \left[ 0.658 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \geq 0.39 F_y$$

$$\frac{Kl}{r} \leq F_{y1} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.9 \quad \boxed{L} \quad \frac{F_y}{F_e} \leq 1.25$$

ST37  
ST52

$$F_{cr} = 0.177 F_e < 0.39 F_y$$

$$\frac{Kl}{r} > F_{y1} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \boxed{L} \quad \frac{F_y}{F_e} > 1.25$$



مقدار لاغری صفر برای ستن حالتی است که رابطه ستن فلزی را بین خواص ماده با اجازه  
امثال کشش و از آن سلب کند.

\* فلسفه ستن در رابطه دانه دانه در رابطه چیست؟ (هم بر حسب لاغری هم  $F_e$ )  
در واقع چرا در رابطه کشش هم برای ستن که هم برای لاغری هم برای  $F_e$  ارائه شده است؟

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{F_y}{\pi^2 E} = \frac{F_y}{\pi^2 E} = \left( \frac{F_{y1}}{\pi} \right)^2 = 1.25$$

$$\frac{(F_{y1} \sqrt{\frac{E}{F_y}})^2}{F_{y1}^2 \times \frac{E}{F_y}}$$

همین که این خانه در برسی حالتی که کشش بیش از کشش  $F_e$  باشد

می کنند پس با استفاده از رابطه مربوط به کشش هم تمام به جاسبی  $F_e$  می نمایند در نتیجه

این خانه در صورت روابط کشش بیش از کشش  $F_e$  است و غیر الاستیک به حسب مقدار  $F_e$

تبدیل علی

$$\frac{KQ}{r} > F_{y1} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \lambda^2 > \frac{F_{y1}^2 E}{F_y} \rightarrow \frac{1}{\lambda^2} < \frac{1}{\frac{F_{y1}^2 E}{F_y}}$$

$$\frac{\pi^2 E}{\lambda^2} < \frac{\pi^2 E}{\frac{F_{y1}^2 E}{F_y}} \rightarrow F_e < \frac{\pi^2 F_y}{F_{y1}^2} \rightarrow \frac{F_y}{F_e} > \frac{F_{y1}^2}{\pi^2} = 1.25$$



جدول ۳-۲: مقدار  $F_{cr}$  بر حسب  $kg/cm^2$  با توجه به  $\lambda$  های مختلف برای فولاد ST۳۷

(ST۳۷ ;  $F_y = 2400 kg/cm^2$  ;  $E = 2 \times 10^6 kg/cm^2$ )

$\lambda$	$F_{cr}$	$\lambda$	$F_{cr}$	$\lambda$	$F_{cr}$	$\lambda$	$F_{cr}$	$\lambda$	$F_{cr}$
۱	۲۴۰۰	۴۱	۲۲۰۳	۸۱	۱۷۱۹	۱۲۱	۱۱۳۹	۱۶۱	۶۶۸
۲	۲۴۰۰	۴۲	۲۱۹۴	۸۲	۱۷۰۵	۱۲۲	۱۱۲۵	۱۶۲	۶۶۰
۳	۲۳۹۹	۴۳	۲۱۸۴	۸۳	۱۶۹۰	۱۲۳	۱۱۱۱	۱۶۳	۶۵۲
۴	۲۳۹۸	۴۴	۲۱۷۵	۸۴	۱۶۷۶	۱۲۴	۱۰۹۷	۱۶۴	۶۴۴
۵	۲۳۹۷	۴۵	۲۱۶۵	۸۵	۱۶۶۲	۱۲۵	۱۰۸۴	۱۶۵	۶۳۶
۶	۲۳۹۶	۴۶	۲۱۵۵	۸۶	۱۶۴۷	۱۲۶	۱۰۷۰	۱۶۶	۶۲۸
۷	۲۳۹۴	۴۷	۲۱۴۵	۸۷	۱۶۳۳	۱۲۷	۱۰۵۶	۱۶۷	۶۲۱
۸	۲۳۹۲	۴۸	۲۱۳۴	۸۸	۱۶۱۸	۱۲۸	۱۰۴۳	۱۶۸	۶۱۳
۹	۲۳۹۰	۴۹	۲۱۲۴	۸۹	۱۶۰۴	۱۲۹	۱۰۲۹	۱۶۹	۶۰۶
۱۰	۲۳۸۸	۵۰	۲۱۱۳	۹۰	۱۵۸۹	۱۳۰	۱۰۱۶	۱۷۰	۵۹۹
۱۱	۲۳۸۵	۵۱	۲۱۰۲	۹۱	۱۵۷۵	۱۳۱	۱۰۰۲	۱۷۱	۵۹۲
۱۲	۲۳۸۲	۵۲	۲۰۹۱	۹۲	۱۵۶۰	۱۳۲	۹۸۹	۱۷۲	۵۸۵
۱۳	۲۳۷۹	۵۳	۲۰۸۰	۹۳	۱۵۴۵	۱۳۳	۹۷۶	۱۷۳	۵۷۸
۱۴	۲۳۷۶	۵۴	۲۰۶۹	۹۴	۱۵۳۱	۱۳۴	۹۶۲	۱۷۴	۵۷۲
۱۵	۲۳۷۳	۵۵	۲۰۵۸	۹۵	۱۵۱۶	۱۳۵	۹۴۹	۱۷۵	۵۶۵
۱۶	۲۳۶۹	۵۶	۲۰۴۶	۹۶	۱۵۰۲	۱۳۶	۹۳۶	۱۷۶	۵۵۹
۱۷	۲۳۶۵	۵۷	۲۰۳۴	۹۷	۱۴۸۷	۱۳۷	۹۲۲	۱۷۷	۵۵۳
۱۸	۲۳۶۱	۵۸	۲۰۲۲	۹۸	۱۴۷۲	۱۳۸	۹۰۹	۱۷۸	۵۴۶
۱۹	۲۳۵۶	۵۹	۲۰۱۰	۹۹	۱۴۵۷	۱۳۹	۸۹۶	۱۷۹	۵۴۰
۲۰	۲۳۵۲	۶۰	۱۹۹۸	۱۰۰	۱۴۴۳	۱۴۰	۸۸۳	۱۸۰	۵۳۴
۲۱	۲۳۴۷	۶۱	۱۹۸۶	۱۰۱	۱۴۲۸	۱۴۱	۸۷۱	۱۸۱	۵۲۸
۲۲	۲۳۴۲	۶۲	۱۹۷۴	۱۰۲	۱۴۱۳	۱۴۲	۸۵۹	۱۸۲	۵۲۳
۲۳	۲۳۳۶	۶۳	۱۹۶۱	۱۰۳	۱۳۹۹	۱۴۳	۸۴۷	۱۸۳	۵۱۷
۲۴	۲۳۳۱	۶۴	۱۹۴۸	۱۰۴	۱۳۸۴	۱۴۴	۸۳۵	۱۸۴	۵۱۱
۲۵	۲۳۲۵	۶۵	۱۹۳۶	۱۰۵	۱۳۶۹	۱۴۵	۸۲۳	۱۸۵	۵۰۶
۲۶	۲۳۱۹	۶۶	۱۹۲۳	۱۰۶	۱۳۵۵	۱۴۶	۸۱۲	۱۸۶	۵۰۰
۲۷	۲۳۱۳	۶۷	۱۹۱۰	۱۰۷	۱۳۴۰	۱۴۷	۸۰۱	۱۸۷	۴۹۵
۲۸	۲۳۰۶	۶۸	۱۸۹۷	۱۰۸	۱۳۲۶	۱۴۸	۷۹۰	۱۸۸	۴۹۰
۲۹	۲۲۹۹	۶۹	۱۸۸۴	۱۰۹	۱۳۱۱	۱۴۹	۷۸۰	۱۸۹	۴۸۵
۳۰	۲۲۹۳	۷۰	۱۸۷۰	۱۱۰	۱۲۹۷	۱۵۰	۷۶۹	۱۹۰	۴۸۰
۳۱	۲۲۸۵	۷۱	۱۸۵۷	۱۱۱	۱۲۸۲	۱۵۱	۷۵۹	۱۹۱	۴۷۵
۳۲	۲۲۷۸	۷۲	۱۸۴۳	۱۱۲	۱۲۶۸	۱۵۲	۷۴۹	۱۹۲	۴۷۰
۳۳	۲۲۷۱	۷۳	۱۸۳۰	۱۱۳	۱۲۵۳	۱۵۳	۷۴۰	۱۹۳	۴۶۵
۳۴	۲۲۶۳	۷۴	۱۸۱۶	۱۱۴	۱۲۳۹	۱۵۴	۷۳۰	۱۹۴	۴۶۰
۳۵	۲۲۵۵	۷۵	۱۸۰۳	۱۱۵	۱۲۲۴	۱۵۵	۷۲۱	۱۹۵	۴۵۵
۳۶	۲۲۴۷	۷۶	۱۷۸۹	۱۱۶	۱۲۱۰	۱۵۶	۷۱۱	۱۹۶	۴۵۱
۳۷	۲۲۳۸	۷۷	۱۷۷۵	۱۱۷	۱۱۹۶	۱۵۷	۷۰۲	۱۹۷	۴۴۶
۳۸	۲۲۳۰	۷۸	۱۷۶۱	۱۱۸	۱۱۸۲	۱۵۸	۶۹۳	۱۹۸	۴۴۲
۳۹	۲۲۲۱	۷۹	۱۷۴۷	۱۱۹	۱۱۶۷	۱۵۹	۶۸۵	۱۹۹	۴۳۷
۴۰	۲۲۱۲	۸۰	۱۷۳۳	۱۲۰	۱۱۵۳	۱۶۰	۶۷۶	۲۰۰	۴۳۳

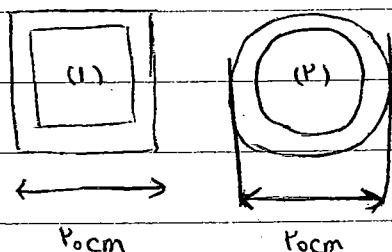


جدول ۳-۳: مقدار  $F_{cr}$  بر حسب  $kg/cm^2$  با توجه به  $\lambda$  های مختلف برای فولاد  $ST52$

( $ST52$  ;  $F_y = 3600 kg/cm^2$  ;  $E = 2 \times 10^6 kg/cm^2$ )

$\lambda$	$F_{cr}$	$\lambda$	$F_{cr}$	$\lambda$	$F_{cr}$	$\lambda$	$F_{cr}$	$\lambda$	$F_{cr}$
۱	۳۶۰۰	۴۱	۳۱۶۶	۸۱	۲۱۸۲	۱۲۱	۱۱۸۲	۱۶۱	۶۶۸
۲	۳۵۹۹	۴۲	۳۱۴۶	۸۲	۲۱۵۵	۱۲۲	۱۱۶۳	۱۶۲	۶۶۰
۳	۳۵۹۸	۴۳	۳۱۲۶	۸۳	۲۱۲۸	۱۲۳	۱۱۴۴	۱۶۳	۶۵۲
۴	۳۵۹۶	۴۴	۳۱۰۵	۸۴	۲۱۰۱	۱۲۴	۱۱۲۶	۱۶۴	۶۴۴
۵	۳۵۹۳	۴۵	۳۰۸۴	۸۵	۲۰۷۴	۱۲۵	۱۱۰۸	۱۶۵	۶۳۶
۶	۳۵۹۰	۴۶	۳۰۶۳	۸۶	۲۰۴۷	۱۲۶	۱۰۹۰	۱۶۶	۶۲۸
۷	۳۵۸۷	۴۷	۳۰۴۱	۸۷	۲۰۲۰	۱۲۷	۱۰۷۳	۱۶۷	۶۲۱
۸	۳۵۸۲	۴۸	۳۰۱۹	۸۸	۱۹۹۳	۱۲۸	۱۰۵۷	۱۶۸	۶۱۳
۹	۳۵۷۸	۴۹	۲۹۹۷	۸۹	۱۹۶۷	۱۲۹	۱۰۴۰	۱۶۹	۶۰۶
۱۰	۳۵۷۳	۵۰	۲۹۷۵	۹۰	۱۹۴۰	۱۳۰	۱۰۲۴	۱۷۰	۵۹۹
۱۱	۳۵۶۷	۵۱	۲۹۵۲	۹۱	۱۹۱۳	۱۳۱	۱۰۰۹	۱۷۱	۵۹۲
۱۲	۳۵۶۱	۵۲	۲۹۲۹	۹۲	۱۸۸۷	۱۳۲	۹۹۴	۱۷۲	۵۸۵
۱۳	۳۵۵۴	۵۳	۲۹۰۵	۹۳	۱۸۶۰	۱۳۳	۹۷۹	۱۷۳	۵۷۸
۱۴	۳۵۴۷	۵۴	۲۸۸۲	۹۴	۱۸۳۴	۱۳۴	۹۶۴	۱۷۴	۵۷۲
۱۵	۳۵۳۹	۵۵	۲۸۵۸	۹۵	۱۸۰۸	۱۳۵	۹۵۰	۱۷۵	۵۶۵
۱۶	۳۵۳۰	۵۶	۲۸۳۴	۹۶	۱۷۸۱	۱۳۶	۹۳۶	۱۷۶	۵۵۹
۱۷	۳۵۲۱	۵۷	۲۸۰۹	۹۷	۱۷۵۵	۱۳۷	۹۲۲	۱۷۷	۵۵۳
۱۸	۳۵۱۲	۵۸	۲۷۸۵	۹۸	۱۷۲۹	۱۳۸	۹۰۹	۱۷۸	۵۴۶
۱۹	۳۵۰۲	۵۹	۲۷۶۰	۹۹	۱۷۰۴	۱۳۹	۸۹۶	۱۷۹	۵۴۰
۲۰	۳۴۹۲	۶۰	۲۷۳۵	۱۰۰	۱۶۷۸	۱۴۰	۸۸۳	۱۸۰	۵۳۴
۲۱	۳۴۸۱	۶۱	۲۷۱۰	۱۰۱	۱۶۵۲	۱۴۱	۸۷۱	۱۸۱	۵۲۸
۲۲	۳۴۶۹	۶۲	۲۶۸۵	۱۰۲	۱۶۲۷	۱۴۲	۸۵۹	۱۸۲	۵۲۳
۲۳	۳۴۵۸	۶۳	۲۶۵۹	۱۰۳	۱۶۰۲	۱۴۳	۸۴۷	۱۸۳	۵۱۷
۲۴	۳۴۴۵	۶۴	۲۶۳۳	۱۰۴	۱۵۷۷	۱۴۴	۸۳۵	۱۸۴	۵۱۱
۲۵	۳۴۳۲	۶۵	۲۶۰۸	۱۰۵	۱۵۵۲	۱۴۵	۸۲۳	۱۸۵	۵۰۶
۲۶	۳۴۱۹	۶۶	۲۵۸۲	۱۰۶	۱۵۲۷	۱۴۶	۸۱۲	۱۸۶	۵۰۰
۲۷	۳۴۰۵	۶۷	۲۵۵۶	۱۰۷	۱۵۰۲	۱۴۷	۸۰۱	۱۸۷	۴۹۵
۲۸	۳۳۹۱	۶۸	۲۵۲۹	۱۰۸	۱۴۷۸	۱۴۸	۷۹۰	۱۸۸	۴۹۰
۲۹	۳۳۷۶	۶۹	۲۵۰۳	۱۰۹	۱۴۵۴	۱۴۹	۷۸۰	۱۸۹	۴۸۵
۳۰	۳۳۶۱	۷۰	۲۴۷۷	۱۱۰	۱۴۲۹	۱۵۰	۷۶۹	۱۹۰	۴۸۰
۳۱	۳۳۴۵	۷۱	۲۴۵۰	۱۱۱	۱۴۰۴	۱۵۱	۷۵۹	۱۹۱	۴۷۵
۳۲	۳۳۲۹	۷۲	۲۴۲۴	۱۱۲	۱۳۸۰	۱۵۲	۷۴۹	۱۹۲	۴۷۰
۳۳	۳۳۱۳	۷۳	۲۳۹۷	۱۱۳	۱۳۵۶	۱۵۳	۷۴۰	۱۹۳	۴۶۵
۳۴	۳۲۹۶	۷۴	۲۳۷۰	۱۱۴	۱۳۳۲	۱۵۴	۷۳۰	۱۹۴	۴۶۰
۳۵	۳۲۷۹	۷۵	۲۳۴۳	۱۱۵	۱۳۰۹	۱۵۵	۷۲۱	۱۹۵	۴۵۵
۳۶	۳۲۶۱	۷۶	۲۳۱۶	۱۱۶	۱۲۸۷	۱۵۶	۷۱۱	۱۹۶	۴۵۱
۳۷	۳۲۴۳	۷۷	۲۲۹۰	۱۱۷	۱۲۶۵	۱۵۷	۷۰۲	۱۹۷	۴۴۶
۳۸	۳۲۲۴	۷۸	۲۲۶۳	۱۱۸	۱۲۴۳	۱۵۸	۶۹۳	۱۹۸	۴۴۲
۳۹	۳۲۰۵	۷۹	۲۲۳۶	۱۱۹	۱۲۲۲	۱۵۹	۶۸۵	۱۹۹	۴۳۷
۴۰	۳۱۸۶	۸۰	۲۲۰۹	۱۲۰	۱۲۰۲	۱۶۰	۶۷۶	۲۰۰	۴۳۳

(Ex) برای مقاطع دوطبقه شکل دالان زیر مقاومت نسبی طراحی مقطع را حساب کنید. شرایط تکیهگاهی ستون ها بصورت دومرغفل بوده و طول ستون 4m است. در هم چنین فاصله بین مقاطع 1cm بوده و جنس آن فولاد ساختمانی ST37 است.



و گمانش میشد با توجه به مقطع مرغفلی ندارد.

$$I_1 = \frac{a_1^4}{12} - \frac{a_2^4}{12} = \frac{10^4}{12} - \frac{8^4}{12} = 4515,3 \text{ cm}^4$$

$$A_1 = a_1^2 - a_2^2 = 10^2 - 8^2 = 36 \text{ cm}^2, \quad r_1 = \sqrt{\frac{I_1}{A_1}} = \sqrt{\frac{4515,3}{36}} = 11,11 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{K_1 L_1}{r_1} = \frac{1 \times 400}{11,11} = 35,97 < 139 \rightarrow$$

$$F_{cr} = \left[ 0,45 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0,45 \frac{250}{\frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{35,97^2}} \right] \times 250 = 209,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$(P_{D1}) = \phi_c (P_n)_1 = \phi_c (A_g)_1 \times (F_{cr})_1 = 0,9 \times 36 \times 209,7 = 1334,3 \text{ kg} \approx 13,3 \text{ ton}$$

\* \* \*

$$I_2 = \frac{\pi r_2^4}{4} - \frac{\pi r_1^4}{4} = \frac{\pi (10^4 - 8^4)}{4} = 2700,9 \text{ cm}^4$$

$$A_2 = \pi (r_2^2 - r_1^2) = \pi (10^2 - 8^2) = 59,1 \text{ cm}^2, \quad r_2 = \sqrt{\frac{I_2}{A_2}} = \sqrt{\frac{2700,9}{59,1}} = 9,47 \text{ cm}$$

$$\lambda_2 = \frac{K_2 L_2}{r_2} = \frac{1 \times 400}{9,47} = 42,13 < 139 \rightarrow F_{cr} = \left[ 0,45 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \rightarrow$$

$$F_{cr} = \left[ 0.9 \times \frac{\pi F_{00}}{\pi^2 \times 2 \times 10^6} \right] \times 2 F_{00} = 2010 \text{ kg/cm}^2$$

$$(P_D)_r = \phi (P_R)_r = \phi_c (A_g)_r (F_{cr})_r = 0.9 \times 591.7 \times 2010 = 107997.3 \text{ kg} \approx 108 \text{ ton}$$

با توجه به مقدار تنش مجاز مقاطع قوطی دایره دیده می شود که مقطع قوطی شکل به علت

بالا تر بودن تنش مجاز اش (۲۰۹۷ > ۲۰۱۰) بهتر از مقطع لوله ای می باشد و البته مشکلات

اجرای اتصالات در ستون لوله ای را هم ندارد.

اگر به جای ستون قوطی شکل مربعی، ستون قوطی شکل مستطیلی داشتیم، با بررسی مقادیر  $\lambda_x$  و  $\lambda_y$  را

حداکثر حساب می کردیم و از آن Max آن را به عنوان لاغری طراحی در رابطه کاهش تنش همش ستون

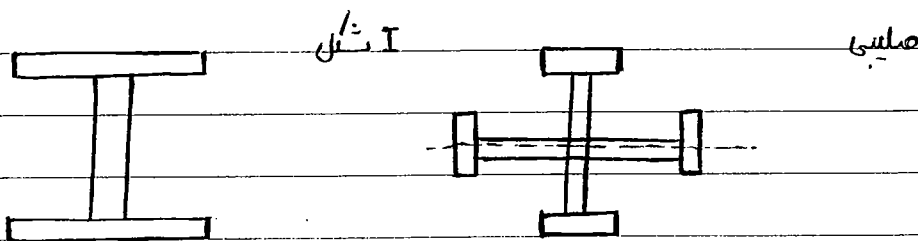
استفاده می کردیم.

بر اساس مبحث ۵۰ مقررات ملی ساختمان برای مقاطع جداردار با جزئیات زیر

مقدار  $(F_e)$  محاسبه می شود

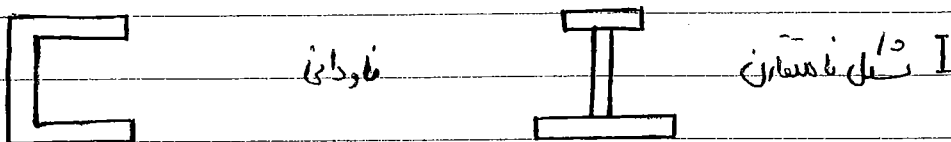
نورده ۱: مقاطع دارای ۲ محور تقارن بر اساس حالت ۱ در جدول پیچشی

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_2 L_z)^2} + G_J \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$



نورده ۲: مقاطع دارای ۱ محور تقارن بر اساس حالت ۲ در جدول پیچشی (محور تقارن بی نامیده می شود)

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



نورده ۳: مقاطع نامتقارن بر اساس حالت ۳ در جدول پیچشی (لوحه تراز) این جدول

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

در رابطه صفحه قبل:

$$F_{ey} = \text{تنش بحرانی بر اساس رابطه تنش خمشی است که با استفاده از رابطه} \lambda_y = \frac{k_y L}{r_y} \text{ به دست می آید}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k_y L}{r_y}\right)^2} \quad J: \text{صلابت پیچشی مقطع}$$

$$F_{ex} = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{A_g \bar{r}_o^2} \quad A_g: \text{مساحت مقطع ستون}$$

$C_w: \text{ممان ثابت تابشی}$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{E}{2(1+0.3)} = \frac{E}{2.6} \quad J: \text{ممان اینرسی پیچشی}$$

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad x_o, y_o: \text{مركز برش نسبت به مركز سطح}$$

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

$K_x$ : دقیقاً مانند ضریب طول موثر برای تنش خمشی در نظر گرفته می شود یعنی این ضریب برای

ستون های دو سر مفصل برابر (۱) و دو سر گیردار برابر (۰.۵) و یک سر گیردار و یک سر مفصل

برابر (۰.۷) است، برای ستون با شرایط تکیه گاه های غیر ایده آل از نمودار در پایین داورنس

به دست می آید

داورنس

۵ بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای مقاطع جدار نازک، برای تعیین مقاومت

فشاری اسمی باید طبق گروه بندی لغه شده مقدار  $F_e$  محاسبه کرده، بعد بسته به اینکه  $\frac{F_y}{F_e}$  کوچکتر

یا مساوی  $2.25$  باشد یا بزرگتر از  $2.25$  باشد از روابط زیر  $F_{cr}$  محاسبه کرده در نهایت از ضریب

$F_{cr}$  در سطح ستون مقاومت فشاری اسمی ( $P_n$ ) بدست آورد

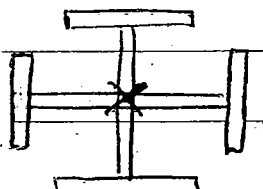
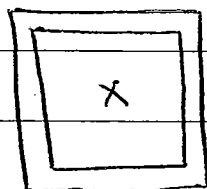
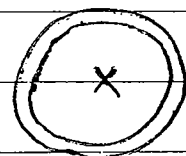
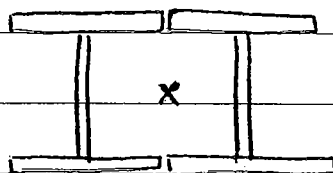
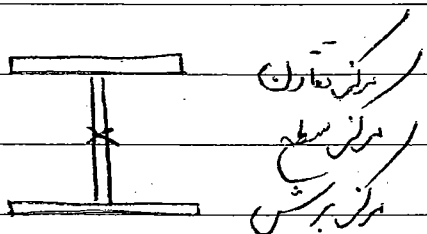
$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \times F_y \quad F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$\frac{F_y}{F_e} > 2.25 \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$$

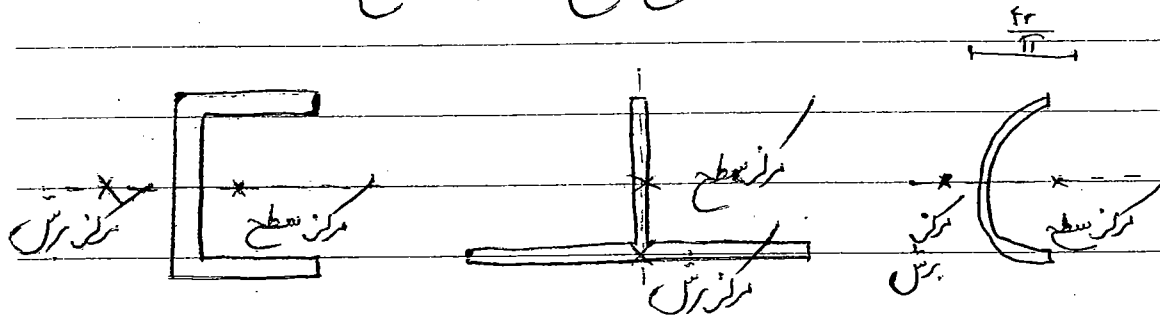
چادر آوری  
بزرگترین مقطع جایی است که اگر نیروی برشی در آنجا اثر کند، مقطع بدون آنکه دچار  
پیشش شود، صدای چارچس خواهد شد.

« نکات مرکز برش »

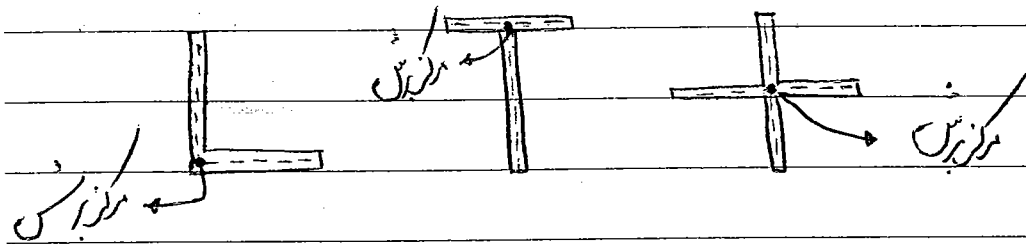
① شماره مرکز تعادل، مقطع، مرکز برش تیری باشد. (مقاطع زیر)



(۲) اگر مقطع صرفاً دارای یک محور تقارن باشد، مرکز سطح مقطع و مرکز برش مقطع روی آن محور تقارن قرار دارد.



(۳) اگر مقطع از همان برای چهارضایک هم یک در یک نقطه تشکیل شده باشد، نقطه تقاطع هم برای چهارضایک مرکز برش مقطع می باشد.



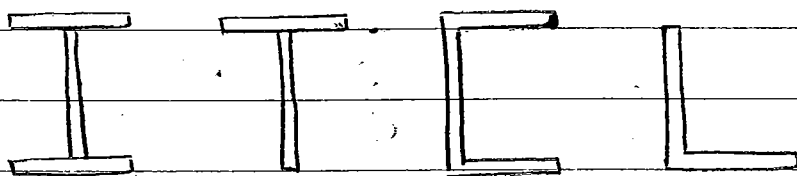
مدرسه خنایه برای مقطع ستون از دیرین (معمولاً در پروفیل I شکل) استفاده شود و در پروفیل با استفاده از جوش تریاوری و یا ورق اتصال تریاوری به بدنه متصل گردد، این پروفیل ساخته شده هم حکم مقطع قوطی شکل را دارد و مانند مقطع قوطی برای آن مقطع گشتش کنترل می گردد.

خنایه بلا استفاده از ورق مقطع ساخته شده باشد، چون مقطع ساخته شده، مشخصاتش در جداول استاندارد موجود نمی باشد، ما باید بتوانیم با استفاده از روابط مقاومت مصالح برای این مقاطع J (همان انحنای پیش و هم عقب) تحت (ثابت تاندگی) محاسبه کنیم که در ادامه بحث خواهد شد.

۱- محاسبه

در محاسبه در حالت وجود دارد:

الف) مقطع چهار باز باز باشد:



$$J = \sum_{i=1}^n I_{xi} L_i z_i^3$$

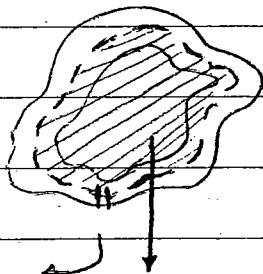
$L_i$ : طول الیاف  $z_i$   
 $t_i$ : ضخامت الیاف  $z_i$   
 $n$ : تعداد الیاف

For example:  $n=3$  (دو الیاف بال و یک الیاف جان)

$$J = 2 \times \frac{1}{12} \times b_f \times t_f^3 + \frac{1}{12} h_w t_w^3 = \frac{1}{12} (2 b_f t_f^3 + h_w t_w^3)$$

با مقطع چهار باز سیمابند و به علت بالا بودن بخش بخش آن، کنترل گشتاور بخش موضوعیت ندارد ولی برای کامل بودن روابط آن ذکر شده است.

$$J = \frac{\int A m^2}{\int \frac{ds}{t}}$$

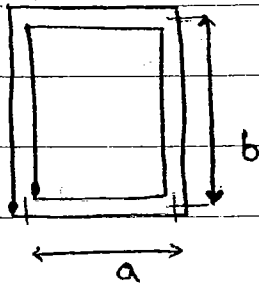


$ds$ : دینفریل طول در خط  
 متوسط

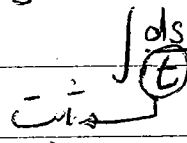
$A_{pm}$ :  
 سطح متوسط  
 میانی

$t$ : ضخامت مقطع در آن نقطه

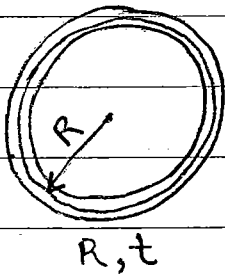
$$t = \text{const}$$



$$J = \frac{\tau A_m^2}{\int ds} = \frac{F(ab)^2}{\frac{\tau(a+b)}{t}} = \frac{\tau a^2 b^2 t}{a+b}$$



$$* \int ds = \frac{t}{r}$$



$$R = \text{شعاع متوسط}$$

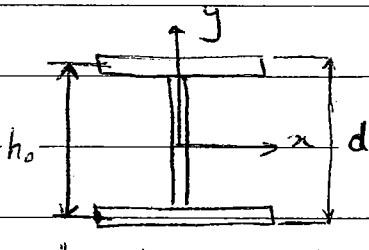
$$J: \text{لوله} = \frac{F(\pi R^2)^2}{\frac{\tau \pi R}{t}} = \tau \pi R^3 t$$

$$J: \text{لوله} = \frac{1}{\tau} \pi (R_{out}^4 - R_{in}^4) = \frac{1}{\tau} \pi (D_{out}^4 - D_{in}^4)$$

شعاع داخلی شعاع خارجی شعاع متوسط

محاسبه  $C_w$

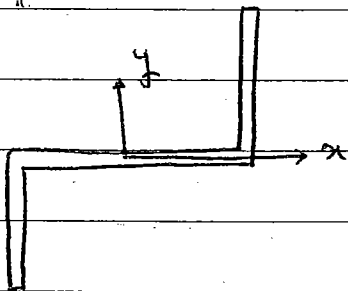
معمولاً از پرده‌های گچی نورد شده برای طراحی استفاده شود نیازی به محاسبه ضریب تابش نمی‌باشد. چون از جدول اشتقاق می‌توان  $C_w$  را برای آن استفاده کرد ولی اگر مایل به استفاده از درج و عملیات جوشکاری یا عملیات press break پرده‌های آلومینیوم باشیم از روابط زیر  $C_w$  را محاسبه می‌کنیم.



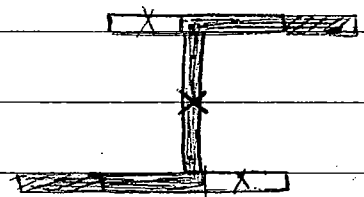
$$C_w = I_y \frac{h_o^2}{F}$$

$$C_w = I_x \frac{h_o^2}{F}$$

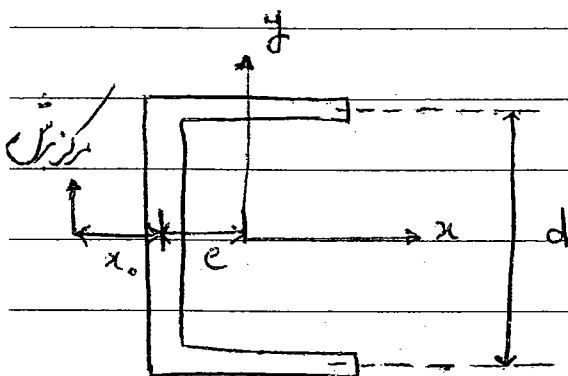
$$I_x = I_y \times \frac{1}{F}$$



$$C_w = I_x \frac{d^2}{F}$$



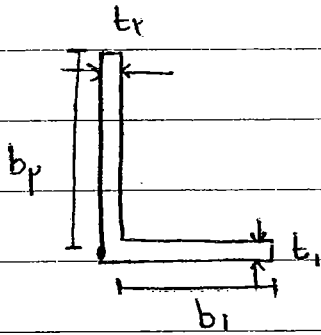
[تبدیل مقطع I شکل به ج شکل]  
 $I_y \gg I_x$  شکل به  $I_x \gg I_y$  شکل  
 تبدیل می‌شود.



$$x_o = \frac{d^2}{F} \frac{e}{r_x^2}$$

$$x_o + e = \text{فاصله مرکز جاذب در مرکز}$$

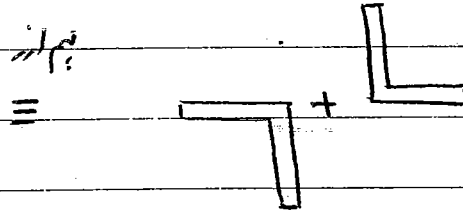
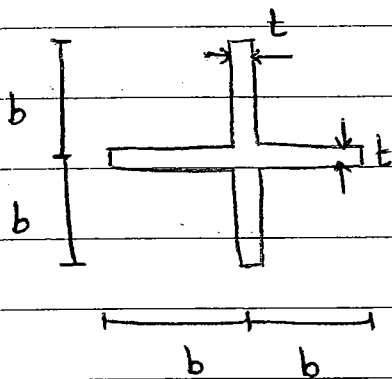
$$C_w = \frac{d^2}{F} (I_{xy} - x_o e A)$$



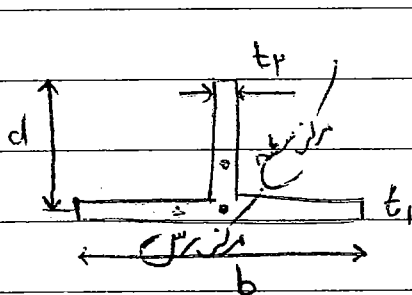
$$C_w = \frac{b_1^3 t_1^3 + b_2^3 t_2^3}{12}$$

برای بخش اول :  $C_w = \frac{1}{12} b_1^3 t_1^3 = \frac{b_1^3 t_1^3}{12} = \frac{(b_1 t_1)^3}{12}$

مساحت هر یک از دو قسمت  $t$  :  $= \frac{(1/2 A)^3}{12} = \frac{A^3}{144}$



$$C_w = \frac{1}{12} b^3 t^3 + \frac{b^3 t^3}{12}$$

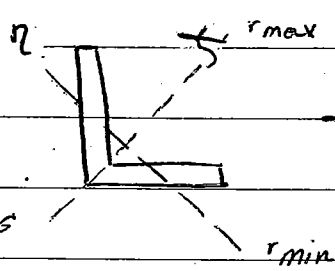


$$C_w = \frac{d^3 t_2^3}{12} + \frac{b^3 t_1^3}{12}$$

بر اساس بحث، حجم مخرات طبق ساختمان در تیرهای مقاومتهای استی نشی نه در حالتی که  $\frac{b}{t} \leq 10$  باشد، مقاومت فشاری صرفاً با استفاده از روابط گشتش بخشی درستی آید و اگر  $\frac{b}{t} > 10$  (از ۱۰ تا ۲۰) گشتش بخشی را در مقاومت آن بر اساس گشتش بخشی و اصلاحات لاری انجام می شود. با توجه به اینکه گشتش بخشی محدود در ایران پیشنهاد می شود برابر مقاومت نشان است  $\left(\frac{b}{t} = 10\right)$ ، در نتیجه فقط برای آن گشتش بخشی را در نظر می گیریم.

طبقه ۲۲ - ۹۳، ۹۱، ۹۰

(Ex) مقاومت فشاری طراحی گشتش بخشی عمده ۱۲ به طول ۳m در حالت دربر معضل چه قدر است؟

$$\frac{L}{r_a} = \frac{300}{3.75} = 80.0 > 80 \rightarrow \frac{KL}{r} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_a} < 200$$


$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25 \times 80.0 = 134.75$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^4}{134.75^2} = 1087 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[ 0.45 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0.45 \frac{2400}{1087} \right] \times 2400 = 952.5 \text{ kg/cm}^2$$

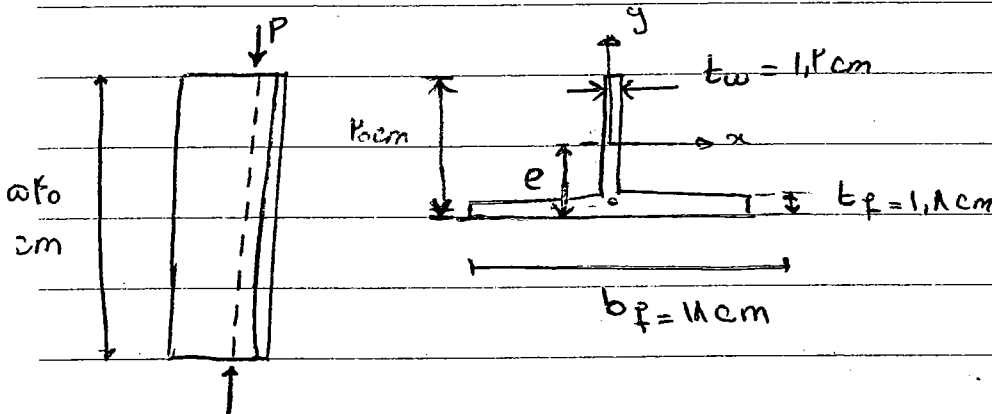
$$P_n = A_g F_{cr} = 27.5 \times 952.5 = 26194 \text{ kg}$$

$$P_d = \phi_c P_n = 0.9 \times 26194 = 23575 \text{ kg} \approx 23.4 \text{ ton}$$

(Ex) برای یک ستون دوطرفه متصل به طول ۵۴ متر که از سبیل با مشخصات زیر ساخته شده است، مقاومت و تنش غشش و مقاومت گشش پیش غشش را محاسبه کنید.

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

$$E = 2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2, G = 0.8 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$



محصولات اینرسی مقطع:

$$A = 18 \times 1.8 + (20 - 1.8) \times 1.2 = 52.22 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{18 \times 1.8 \times 0.9 + (20 - 1.8) \times 1.2 \times 10.9}{52.22} = 4.93 \text{ cm}$$

$$1.8 + \frac{20 - 1.8}{2} = \frac{41.8}{2} = 20.9$$

(موقع اینرسی هسته)

$$I_x = 18 \times \frac{1.8^3}{12} + 18 \times 1.8 (4.93 - 0.9)^2 + 1.2 \times \frac{18^3}{12} + 1.2 \times 18 \times 1.2 \times 5.96^2 = 1919 \text{ cm}^4$$

نسبت مقاومت بال

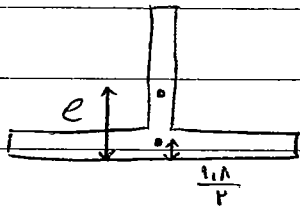
$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1919}{52.22}} = 6.04 \text{ cm} \rightarrow \lambda_x = \frac{1 \times 54}{6.04} = 9.09 \approx 9$$

$$F_{cr} = 1575 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_y = \underbrace{1,1 \times \frac{1,2^3}{12}}_{\text{بال کسمی}} + 1,1 \times \frac{1,2^3}{12} = 1,78 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1,78}{54,24}} = 1,02 \text{ cm}$$

$x_0$  و  $y_0$  مطابق محبت دهم مختصات مرکز ثقل نسبت به مرکز سطح مقطع بود که به صورت زیر می باشد :



$$x_0 = 0 \quad y_0 = (1,93 - \frac{1,1}{2}) = (1,93 - 0,55) = 1,38$$

$$J = \sum \frac{1}{12} L_i t_i^3 = \left( \frac{1}{12} \times 1,1 \times 1,2^3 \right) + \left( \frac{1}{12} (1,1 \times 1,2)^3 \right) = 45,45 \text{ cm}^4$$

نسبت ن صغ  $V_d$

$$\bar{r}_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A}$$

$$= 0^2 + (1,38)^2 + \frac{1,919 + 1,78}{54,24} = 46,55 \text{ cm}^2$$

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_0^2} = 1 - \left( \frac{0^2 + (1,38)^2}{46,55} \right) = 0,79$$

$$\lambda_y = \frac{k_y L}{r_y} = \frac{1 \times \omega F_0}{F_{10r}} = 134,3 < F_{101} \sqrt{\frac{E}{F_5}} = 134$$

$$\text{لذا؛ } \rightarrow F_{cr} = 934 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_w = \frac{d^w t_w^w}{134} + \frac{b^w t_f^w}{134}$$

القيمة الواجب استخدامها

$$C_w = \frac{(10 - \frac{1}{1})^w (1,1)^w}{134} + \frac{(1,1)^w (1,1)^w}{134} \rightarrow C_w = \omega V_0, 4 \omega F \text{ cm}^2$$

$$F_{ez} = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G J \right] \frac{1}{A_g T_0^2} \quad K_z = 1 \leftarrow \text{مركبة}$$

$$F_{ez} = \left[ \frac{(1,1)^w \times 10^w \times \omega V_0, 4 \omega F}{(\omega F_0)^2} + 0,1 \times 10^w \times F_{\omega, 1} F_V \right] \times \frac{1}{\omega F, 1 F \times 4 V, 1 \omega}$$

$$F_{ez} = 9909 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$F_e = \left( \frac{934 + 9909}{2 \times 0,174} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 934 \times 9909 \times 0,174}{(934 + 9909)^2}} \right]$$

$$F_e = 913,4 \text{ kg/cm}^2$$



$$\frac{F_g}{F_e} = \frac{2400}{913,4} = 2,63 > 2,25 \rightarrow F_{cr} = 0,1877 F_e$$

$$F_{cr} = 0,1877 \times 913,4 = 171,23 \text{ kg/cm}^2$$

مقاومت طراحی عضو بر اساس  $F_{cr}$  (توانجای سوراخ)

$$\text{Min}[171,23, 157,5] = 157,5 \rightarrow \text{مقاومت طراحی عضو بر اساس زائش عشی - پیچشی است}$$

$$P_d = \phi P_n \quad \phi = 0,9 \quad P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = 171,23 \times 54,24 \times 0,9 = 8311,2 \text{ kg} = 8,31 \text{ ton}$$

مقاومت طراحی سیری

ظرفیت ماری این سیری را زائش عشی - پیچشی تعیین می کند

Subject:

Year: Month: Date: ( )

حضره ۱۳ ۹، ۱۲ ۹۳

(Ex) مقاومت فشاری طراحی یک ستون IPB ۲۰۰ با شرایط دربر سازه به طول  $F_m$  و از جنس فولاد ساختمانی ST۳۷ چه قدر است؟ (صفحه ۹۷)

الف) گشتش بخش  $A = ۷۸۱۱ \text{ cm}^2$  ،  $r_x = ۸۱.۵۴ \text{ cm}$  ،  $r_y = ۵۱.۵ \text{ cm}$

$$\lambda_{\text{design}} = \max(\lambda_x, \lambda_y) = \frac{KL}{r_{\min}} = \frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 400}{51.5} = ۷۸.۹۴۷۹$$

ب) گشتش بخش  $F_{cr} = ۱۷۴۷ \text{ kg/cm}^2$   
برای ستون ST۳۷

$$(P_n)_1 = A_g (F_{cr})_1 = ۷۸۱۱ \times ۱۷۴۷ = ۱۳۶۴۴۱ \text{ kg}$$

ب) گشتش بخش بر اساس رابطه ۱۰-۲-۴-۵ صفحه ۷۵ محبت در هم داریم:

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \left( \frac{1}{I_x + I_y} \right) \text{ ، } I_x = ۵۷۰۰ \text{ cm}^4 \text{ ، } I_y = ۲۰۰۰ \text{ cm}^4 \text{ ، } J = I_T = ۵۹.۵ \text{ cm}^4$$

$$C_w = I_y \frac{h_o^2}{4} \text{ ، } h_o = d - 2x \frac{t_f}{4} = d - t_f = ۲۰ - ۱.۵ = ۱۸.۵$$

$$C_w = I_y \frac{h_o^2}{4} = ۲۰۰۰ \times \frac{۱۸.۵^2}{4} = ۱۷۱۱۲.۵$$

\* در اسال برای آن مقدار ۱۷۱۱۰۰ ارائه شده است که اختلاف خیلی به خاطر دوجه در مایه است.

Subject:

Year. Month. Date. ( )

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} = \left[ \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^4 \times 141110}{(1 \times 500)^2} + \frac{2 \times 10^4}{2(1 + 0.3)} \times 0.9, 0 \right] \times \frac{1}{0.5700 + 0.00}$$

$$\rightarrow F_e = 148001 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{P_{f00}}{148001} = 0.274 < P_{f00} \quad \begin{array}{l} \text{رابطه } P - F - P - 10 \\ \text{صفحه 49 منبش هم} \end{array}$$

$$(F_{cr})_y = \left[ 0.401 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0.401 \times 0.274 \right] \times P_{f00} = 1131.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$(P_n)_y = A_g (F_{cr})_y = 18.1 \times 1131.2 = 194998.4 \text{ kg}$$

$$P_n = \min [(P_n)_x, (P_n)_y] = 134441 \text{ kg}$$

$$P_D = \phi_c P_n = 0.9 \times 134441 = 120996.9 \text{ kg} \approx 122.1 \text{ ton}$$

Subject:

Year. Month. Date. ( )

طراحی ستون<sup>۵</sup>

طراحی ستون<sup>۵</sup> یک فرایند سعی و خطا است، چنانچه برای محاسبه سطح مقطع مورد نیاز ستون احتیاج

به مقدار تنش بحرانی  $F_{cr}$  ستون داریم که آن هم به نسبت لایری ستون  $(\lambda = \frac{KL}{r})$  بستگی دارد

و تابع ابعاد هندسی مقطع است که متغیر نیست و بنابراین طراحی مستقیم اعضای فشاری امکان پذیر نیست و

باید به صورت تدریجی عمل نمود :

① ابتدا باید مقادیر برای  $F_{cr}$  فرض شود. (فرض تنش<sup>۶</sup>  $0.6F_y$  یا  $0.8F_y$  برای  $F_{cr}$  فرض مناسبی است،

برای ستون حدود  $5m$ ، تنش<sup>۶</sup>  $0.6F_y$  و برای ستون<sup>۶</sup> های متداول  $3m$  فرض  $0.8F_y$  فرض بدی<sup>۷</sup> نیست)

② بر مبنای  $F_{cr}$  انتخابی، مقطع اولیه را انتخاب نماید.

③ بر مبنای مقطع انتخاب شده در مرحله ② لایری حد اکثر ستون را محاسبه نموده و تنش بحرانی  $F_{cr}$  را

با استفاده از مبحث دهم برای آن بدست آورید (با لحاظ کردن گمانش<sup>۸</sup> خمشی و همچنین در

صورت لزوم گمانش<sup>۸</sup> پیچشی یا گمانش<sup>۸</sup> خمشی پیچشی)

④ باید بگردان  $F_{cr}$  کاسه شده در مرحله (۳) در سطح مقطع دهم حین درغیب تعلیل مقاومت ۰.۹

مقاومت طراحی ستون و اید دست ای آوریم و با مقاومت مورد نیاز ستون مقایسه می کنیم اگر مقاومت طراحی

ستون اندکی بیش از مقاومت مورد نیاز ستون باشد، پروژه طراحی پایان می یابد ولی اگر مقاومت

طراحی ستون کمتر از مقاومت مورد نیاز ستون باشد، باید پروژه قبل موی رکن انتخاب شود و مراحل قبل تکرار گردند

تا این که مقاومت طراحی ستون بیشتر از مقاومت مورد نیاز ستون شود. البته قابل ذکر است که مقاومت

طراحی ستون به مقدار قابل توجهی بیشتر از مقاومت مورد نیاز ستون باشد، باید پروژه قبل ضعیف تر انتخاب شود

و مراحل قبل تکرار شود تا نهایتاً پروژه قبل مناسب رکن انتخاب گردد.

Subject:

Year. Month. Date. ( )

Ex) مقدار ضریب طول موثر ستون برای یک ستون فولادی در راستای عمود بر هم برابر ۱.۵۶ و ۲.۵۴  
گرفته شده است.

چنانچه طول ستون ۵m و نیروی فشاری محاسبه در ستون  $P_u = 200 \text{ ton}$  باشد و ستون از جنس فولاد  
ساخته شده ST37 باشد.

الف) مقطع لازم برای ستون را از جدول پروفیل IPE به هم مقیاس طراحی کنید؟

ب) اگر نیروی فشاری ستون ۲۵٪ افزایش یابد، ابعاد ورق گاهی لازم برای تقویت پل گاهی مقطع  
طراحی شده درست است الف) را تعیین کنید.

الف) اگر تنش برای ستون  $0.6 F_y$  در نظر گرفته شود: (هر چه ستون بلندتر،  $F_{cr}$  کمتر)

$$200 \times 10^3 \leq 0.9 \times A_g \times 0.6 \times 2400 \rightarrow A_g \geq 154.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{IPE} \geq 177.2 \text{ cm}^2$$

بنابراین برای محاسبه اولیه از نیم رخ  $P_{IPE200}$  استفاده می شود.

$$IPE 200 : A_g = 174.5 \text{ cm}^2 , I_x = 23130 \text{ cm}^4 , I_y = 1320 \text{ cm}^4$$

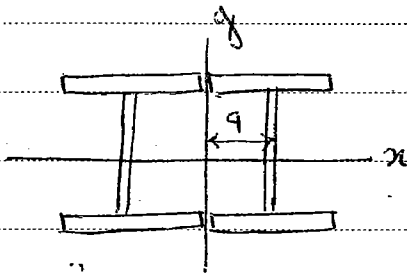
$$b_f = 11 \text{ cm} , t_f = 1.35 \text{ cm}$$

مشخصات مقطع مرکب ساخته شده از دو پروفیل IPE400 به صورت زیر است:

$$A_g = 2 \times 114,5 = 229 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 22130 = 44260 \text{ cm}^4 \rightarrow r_x = \sqrt{\frac{44260}{229}} = 14,0 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times 1130 + 114,5 \times 9^2 \times 2 = 19329 \text{ cm}^4 \rightarrow r_y = \sqrt{\frac{19329}{229}} = 9,13 \text{ cm}$$



تولید ششای تیراسیون پروفیل دوجبل مقطع I را حول محورهای بی‌توالی مناسب نکرد و از ششای

تیراسیون یک پروفیل I حول محورهای اش استفاده کرد ولی ششای تیراسیون  $r_y$  نیاز به مناسب دارد.

نکته: برای کاربرد این جدول در پلان سازه همیشه برای حالت آن است که  $\lambda_x = \frac{k_x L}{r_x}$  با  $\lambda_y = \frac{k_y L}{r_y}$  برابر شوند.

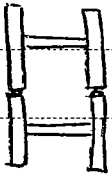
اگر این مسئله امکان پذیر نیست با بیش سعی کنیم نسبت های لانژی  $\lambda_x$  و  $\lambda_y$  تا حد امکان به یکدیگر

تربیب شوند. با توجه به مقادیر  $\lambda_x$  و  $\lambda_y$  دیده می شود که در هر استای ششای تیراسیون بزرگ تر

است و مقطع قوی تر، ضریب طول موثر  $k$  آن نیز بزرگتر اختیار گردد.

Subject:

Year. Month. Date. ( )



مربوط به تیر  
صفحه قبل

$$\lambda_x = \frac{\sqrt{K_x \times 5000}}{1715}$$

$$\lambda_y = \frac{\sqrt{K_y \times 5000}}{9182}$$

$$\lambda_x = 91.7$$

$$\lambda_y = 79.3$$

اختلاف کم  
نسبت به حالتی که

$$K_y = 2104 \text{ و } K_x = 1156$$

$$\lambda_{\text{design}} = \max(\lambda_x, \lambda_y) = \lambda_y = 79.3 < F_{y1} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136 \rightarrow$$

قبل مربوط به  
ST37 متناظر با  $F_{cr}$

$$F_{cr} = 1747 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[ 0.458 \frac{\frac{2400}{\pi^2 \times 2104 \times 10^6}}{79.3} \right] 2400 = 1747.7 \text{ kg/cm}^2$$

چون مقطع به هم می‌رسد IPE تیر یک قطعه ای در وسط و برای آن گمانش بخش موضعی نیست

نداشته و صرفاً گمانش بخش کنترل می‌گردد.

?

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$200 \times 10^3 \leq 0.9 \times 149 \times 1747.7 = 295094.4 \text{ kg} \approx 295 \text{ ton}$$

با توجه به این اختلاف مقادیر مورد نیاز و مقادیر طراحی زیاد است، پیشنهاد می‌کنم از IPE 400 و انتقال می‌کنیم.

Subject:

Year:      Month:      Date:      ( )

$$PIPE 340 : A_g = r_x v r_v = 1450,4 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 10 \text{ cm} , r_y = \sqrt{\frac{r_x^2 I_{x0} + r_x v r_v \times 1110^4}{r_x v r_v}} = 9,3 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{r_{10} \times 500}{10} = 98 , \lambda_y = \frac{1,54 \times 500}{9,3} = 83,9$$

$$\lambda_y = 83,9 < F_{y1} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left[ 0,458 \frac{\frac{P_{F00}}{\pi^2 \times 2 \times 10^6}}{(83,9)^2} \right] P_{F00} = 1977,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_U \leq \phi_c P_n \quad , \quad P_{00} \times 10^3 \leq 0,9 \times 1450,4 \times 1977,4 = 219504 \text{ kg} = 219,5 \text{ ton}$$

اختلاف 9 درصد

OK

بـ [ اگر نیروی فشاری ستون  $P_0$  در حد افزایش یابد، مقدار  $P_u$  برابر خواهد شد با  $24 \text{ ton}$  ( $P_U = 1,2 \times P_{00}$ )

باتوجه به اینکه در مرحله الف، تنش برای  $0,6 F_y$  عدد کوچکی بود، و ما مجبور به طراحی مجدد شدیم،

برای حدس اولیه، تنش برای  $0,7 F_y$  در نظریه گنیم.

Subject:

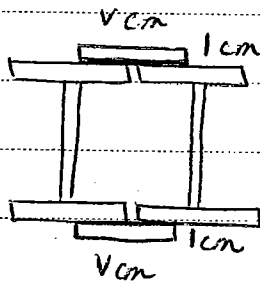
Year. Month. Date. ( )

$$P_u < \phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} \rightarrow 240 \times 10^3 < 0.9 \times A_g \times 0.7 \times 2400$$

$$\rightarrow A_g > 151.1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{به همین همین سطح نیاز داریم}$$

بایستی به این مساحت نیز رخ را در برش در نظر بگیریم. IPE ۳۹۰ برابر  $145.4 \text{ cm}^2$  است. بایستی مجموع مساحت در برش متقل به بال حدوداً برابر با  $13.3 \text{ cm}^2$  باشد.

اگر از دو ورق به ابعاد  $7 \text{ cm}$  و  $1 \text{ cm}$  در بالا و پایین مقطع در نظر بگیریم IPE ۳۹۰ استفاده می‌شود داریم:



$$A_g = 2 \times 7 \times 7 + 2 \times 7 \times 1 = 109.4 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 14.2 \times 7 + 2 \left[ \frac{1}{12} \times 7 \times 1^3 + 7 \times 1 \times 18.1^2 \right]$$

$$\rightarrow I_x = 30332.9 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 16.7 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times 10.4 + 2 \times 7 \times 7 \times 18.1^2 + 2 \times 1 \times 7 \times \frac{1}{12} = 12442.3 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 10.91 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{P_{10} F_{500}}{16.7} = 44.4, \lambda_y = \frac{1.04 \times 500}{10.91} = 11.1 \sim 11$$

Subject:

Year:      Month:      Date: ( )

→ جدول →  $F_{er} = 1418 \text{ kg/cm}^2$

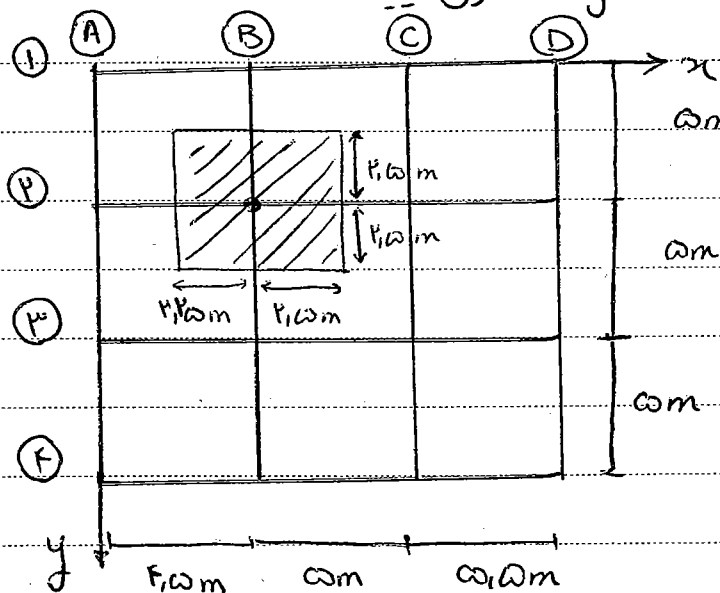
$P_u \ll \phi_c P_n : 240 \times 10^3 \ll 0.9 \times 159.4 \times 1418 = 232118 \text{ kg} = 232.1 \text{ ton}$

«نهایت»  
(اگر از «عرض» به پهنای  $10 \text{ cm}$  و ضخامت  $1 \text{ cm}$  استاده شود، مقطع جابجایی خواهد بود. (کنترل)  
عبارات این مقطع به همده داشته باشند (خواهد بود).

در این مرحله می تواند ضخامت و یا پهنای عرض تقویتی هر کدام که مایل باشیم، افزایش یابد.

(Ex) ستون موجود در مقاطع محورهای B و ۲ دارد بایس ترین طبقه ساختمان از پرده‌های IPB طراحی کنید (بر اساس گمانش بخش).

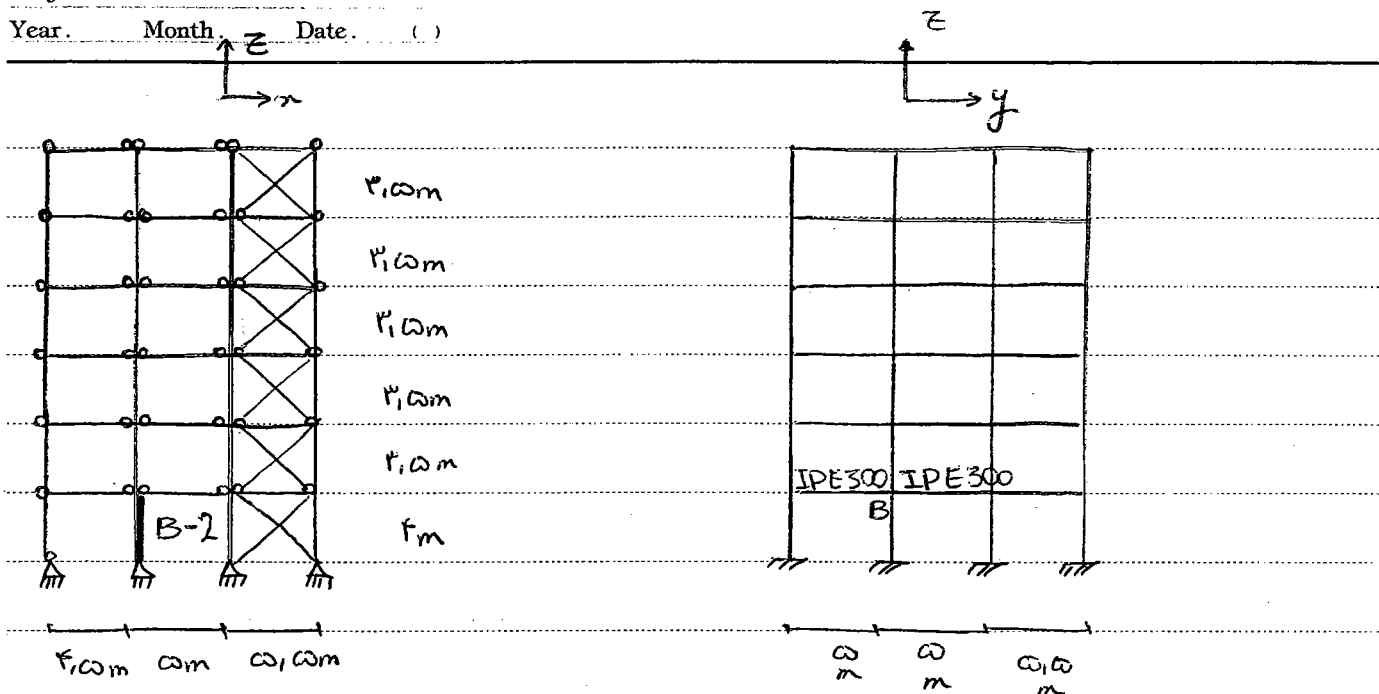
بار مرده کف طبقه ۲  $900 \text{ kg/m}^2$  و بار زنده  $300 \text{ kg/m}^2$  فرض کنید.  
کنترل بخش ستون ناچیز است.



مقطع ستون را در طبقه‌ای هم کف و طبقه‌ای بالای هم کف یکسان فرض کنید.

Subject:

Year. Month. Date. ( )



$$A = \omega \times F_{1,0} \times \omega = F_{1,0} \times \omega \text{ m}^2$$

$$\begin{matrix} \omega \\ F_{1,0} \times \omega \end{matrix} \quad [B_r \text{ سطح بارش در سطح}]$$

$$P_D = 9 \times F_{1,0} \times \omega \times 900 = 180000 \text{ kg}$$

$$P_L = 9 \times F_{1,0} \times \omega \times 1000 = 900000 \text{ kg}$$

$$P_U = 1.2 \times P_D + 1.4 \times P_L = 1.2 \times 180000 + 1.4 \times 900000 = 1410000 \text{ kg}$$

$$1100 \text{ kg/cm}^2 = F_{cr} = 0.9 \times F_y \quad \text{قبلی}$$

$$P_U < \phi_c A_g F_{cr} \rightarrow 1410000 < 0.9 \times 1100 \times A_g \rightarrow A_g > 1404 \text{ cm}^2$$

$$\text{IPB 300: } A_g = 144 \text{ cm}^2, I_x = 1124 \text{ cm}^4, I_y = 392 \text{ cm}^4, r_x = 10.1 \text{ cm}$$

$$r_y = 9.01 \text{ cm}$$

PAPCO

Subject :

Year :      Month :      Date : ( )

□ با توجه به اینکه سازه در صحنه  $x-z$  به صورت یک قاب سازه‌ای ساده می‌باشد، ضریب طول موثر نمایش برای آن برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

سازه در صحنه  $y-z$  به صورت قاب خمشی بوده و باید با استفاده از روابط ضریب طول موثر آن محاسبه شود.

با توجه به اینکه ستون‌ها در قاب خمشی باید حول محورهایشان تحت خمش قرار گیرند، نمی‌توان گفت:

محورهای ستون‌ها حول  $x$  می‌باشد.

$x-z$  صحنه :  $K=1$

$y-z$  صحنه :  $G_b = 1$  (انتخابی گیردار داریم)

$$G_t = \frac{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_{\text{column}}}{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_{\text{beam}}} = \frac{\frac{11290}{F_{00}} + \frac{11290}{F_{00}}}{\frac{1834}{\omega_{00}} + \frac{1834}{\omega_{00}}} = 1,104$$

$$K_x = \sqrt{\frac{1,4 G_t G_b + F(G_t + G_b) + V, \omega}{G_t + G_b + V, \omega}} \rightarrow$$

$$K_x = \sqrt{\frac{1,4 \times 1,104 \times 1 + F(1,104 + 1) + V, \omega}{1,104 + 1 + V, \omega}} = 1,448$$

$x-z$  صحنه : نسبت لایری در صحنه  $x-z$  :  $\lambda_y = \frac{k_y L}{r_y} = \frac{1 \times F_{00}}{9,08} = 95,79$

$y-z$  صحنه : نسبت لایری در صحنه  $y-z$  :  $\lambda_x = \frac{k_x L}{r_x} = \frac{1,448 \times F_{00}}{10,31} = 54,23$

Subject:

Year. Month. Date. ( )

$$\lambda_{design} = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 40.19 < F_{1.1} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136$$

$$\rightarrow F_{cr} = \left[ 0.401 \frac{\frac{F_{0.0}}{\pi^2 \times 4 \times 10^4}}{40.19^2} \right] F_{0.0} = 1920.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u < \phi_c P_n \quad , \quad 111 \times 10^3 < 0.9 \times 1920.0 \times 10^4 = 172800 \text{ kg} \approx 17.3 \text{ ton}$$

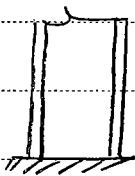
OK

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{111}{172.8} = 0.64$$

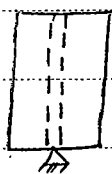
Demand  
capacity

\* با توجه به اینکه نسبت ظرفیت به مقاومت سستون برابر ۰,۶۴ است، پس سستون آمده است، یعنی است که

نیسج انتخاب IPB۲۴ خواهد بود، پس طراحی تمام می شود



سستون در صحنه  
y-z

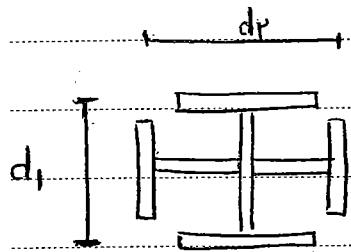


سستون در صحنه  
x-z

محور ۱ - مقطع بی ستون چوبی مطابق شکل زیر از نوع IPE ۲۴۰ به طول ۹م ساخته شده است. چنانچه این ستون از هر دو جهت در یک قاب چهارگوشه واقع شده باشد و دوانتهای آن در برابر تابشگی آزاد باشد. ظرفیت خمشی ستون را تعیین کنید.

$$E = 2 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \nu = 0.3$$

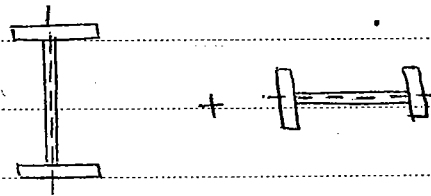
$$F_g = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2.6}$$



راهنمای \* در مقطع چوبی زیر  $C_w$  عبارت است از:

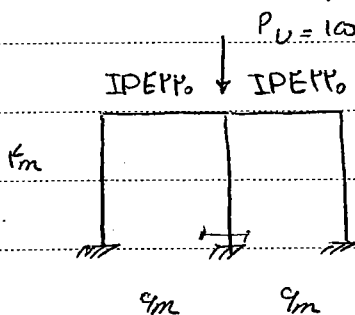
$$C_w = I_{yy} \frac{d_1^2}{4} + I_{xx} \frac{d_2^2}{4}$$

$I_{yy}$ : جان اینرسی حول محور قائم



$I_{xx}$ : جان اینرسی حول محور افقی

محور ۲ - ستون چوبی قاب شکل زیر را با مقاطع خواسته شده طراحی کنید و نهادهای وصل ستون را با بیلدرین مقایسه نمایید. فولاد ستون از جنس ST37 بوده و دگانه گسی مجاور ستون در جهتهای عمود بر قاب چهاربندی شده است.



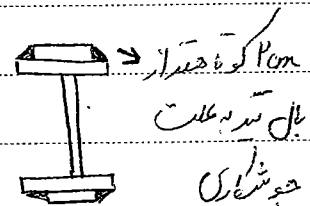
الف) نوع IPE

ب) نوع IPB با ورق تقویتی قابل به ضخامت ۱۰mm

ج) نوع IPE به هم جوش شده

$$P = 7850 \text{ kg/m}^3 \text{ فولاد}$$

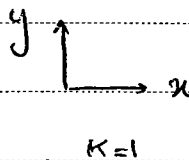
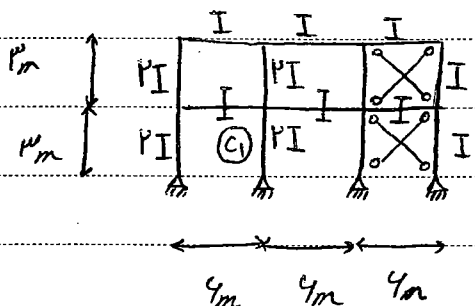
$$\text{وزن واحد طول} = 7850 \times 1 \times 0.1 \times 0.1 \times 4$$



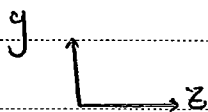
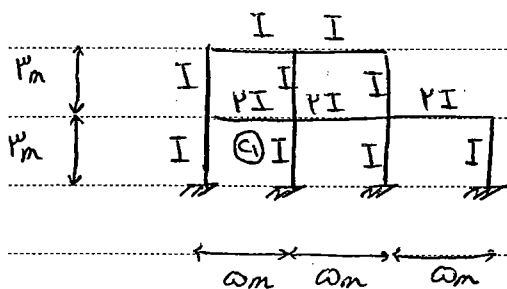
Subject:

Year. Month. Date. ( )

تمرین ۳ / شکل های زیر یک قاب با اتصالات صلب را در صورت  $x-y$  و  $z-y$  نشان می دهد اگر نیروی محوری مستوی  $C_1$  برابر  $100 \text{ ton}$  باشد، مقطع مناسب را برای این ستون از جدول IPB انتخاب کنید و نحوه قرار گیری آن را در قاب مشخص نمایید.



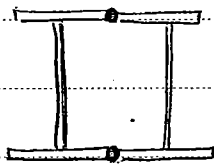
- هندسی نسبت به جواربندی دارد، اتصالات معمولاً مفصل است.



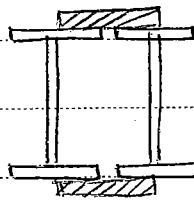
تمرین ۴ / مقاومت محوری یک عضو خرابی با مقطع یک نامردانی UNP200 در جهت درجه مفصل به طول ۳m می باشد، چه قدر است؟  
 $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$   
 $I_x = 0.3, I_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

طراحی ستون های مرکب چارچاپ

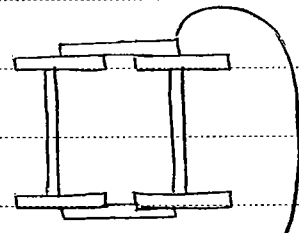
چنانچه دو پروفیل I شکل به یکدیگر چسبانده شود و در آن ها جوش گردد و یا اینکه از دو ورق سردکاری برای اتصال دو پروفیل I شکل استفاده گردد، ستون های چارچاپ به دست می آید ولی اگر ما از بست های موازی یا مورب برای اتصال و یکپارچه کردن دو پروفیل I استفاده کنیم، ستون های چارچاپ باز حاصل می شوند.



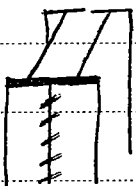
ستون چارچاپ



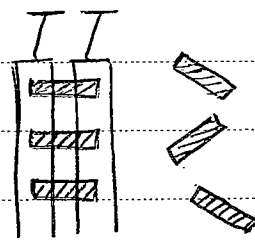
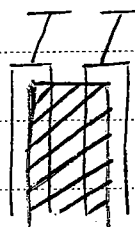
دو ورق سردکاری  
ستون چارچاپ



بست موازی یا مورب  
ستون چارچاپ باز



جوش

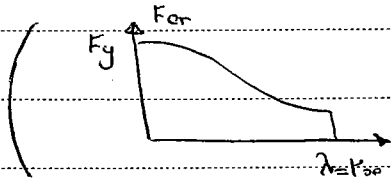


بست موازی  
بست مورب

در مقاطع مرکب ساخته شده از بست های موازی یا مورب ریتی برش در امتداد چارچاپ های مقاطع باشد، مشکلی وجود ندارد، یعنی برش می تواند توسط دو چارچاپ یکپارچه مقطع تحمل می گردد. ولی در این مقاطع مرکب، چنانچه برش در امتداد چارچاپ های مقاطع باشد، چارچاپ یکپارچه ای وجود ندارد. به این معنای در فواصل چارچاپ به صورت یکپارچه در فواصل بزرگتری چارچاپ به صورت باندهای باشد.

از خصایص اثر در محاسبات بار کششی سازه که با نیروی فشار عظمی الاستیک مصالح و دیگری کوچک بودا تغییر شکل برای برشی بوده است که فرض در سازه برای با نسبت معتبر نخواهد بود. آیین نامه به خاطر لحاظ کردن اثر تغییر شکل برای برشی بار کششی را کاهش می دهد.

چون آیین نامه به صورت افزایش نسبت لنگری اعمالی می گردد می دانیم تابع تنش برای بر حسب نسبت لنگری یک تابع الیاء تزدکی است



سوالی که در اینجا مطرح می شود این است که کدام  $\lambda$  باقی می ماند؟

با توجه به شکل زیر مقطع دارای نسبت برای برشی در جهت  $y$  مشکلی ندارد و مشکل آن برای برشی در امتداد  $x$

(موازی صفحه بست) است. می دانیم برشی در هر امتداد دارد شود، لنگر تنش در امتداد عمود بر آن

خواهد بود. با توجه به این توضیحات گمانش حول محور  $y$  باقی می ماند آیین نامه مواجه گردد و

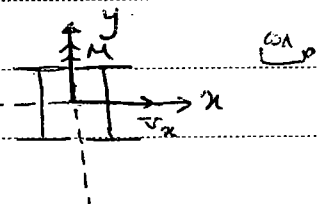
در همین راستا محبت دهم مقررات ملی ساختمان نسبت لنگری  $\lambda_y$  را که لنگری در امتداد عمود بر

صفحه بست نام دارد، توسط قواعد زیر اصلاح می کند:

لنگر حاصل از  $\lambda_x$  در امتداد  $y$  است.

$$\vec{M} = \vec{r} \times \vec{F}$$

(محور با مصالح)



محور عمود بر صفحه بست (محور محور مصالح)

Subject:

Year:      Month:      Date:      ( )

الف) در اعضای فشاری ساخته شده که در آن  $\lambda$  انتقال قطعات متعلق گشته میانی (نسبت  $\lambda$ ) و اجزای مختلف مقطع به صورت یکنی و با عملکرد اتفافی می باشد، نسبت لاری نسبت به محور عمود بر صفحه نسبت (محور بدول) مصالح مقطع ساخته شده) باید از رابطه زیر تعیین شود:

$$\left( \frac{K_L}{r} \right)_m = \sqrt{\left[ \left( \frac{K_L}{r} \right)_0^2 + \left( \frac{a}{r_i} \right)^2}$$

↳ modified

$\left( \frac{K_L}{r} \right)_m$  = نسبت لاری اصلاح شده عضو فشاری نسبت به محور بدول مصالح مقطع ساخته شده (محور  $y$ )

$\left( \frac{K_L}{r} \right)_0$  = نسبت لاری عضو فشاری نسبت به محور بدول مصالح مقطع ساخته شده (پتان محور  $y$ )

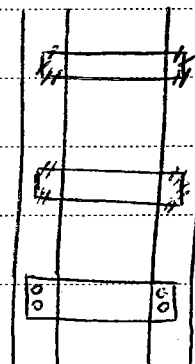
$a$  = فاصله مرکز تا مرکز است { در امتداد طولی ستون

$r_i$  = شعاع درایسین حداقل یک پرده

ب) در اعضای فشاری ساخته شده که در آن  $\lambda$  انتقال قطعات متعلق گشته میانی (نسبت  $\lambda$ ) و اجزای مختلف مقطع به صورت یکنی و با عملکرد اتفافی می باشد، نسبت لاری نسبت به محور عمود بر صفحه ساخته شده (محور عمود بر صفحه است) باید از رابطه زیر تعیین شود:

$$\frac{a}{r_i} < f_0 \rightarrow \left( \frac{K_L}{r} \right)_m = \left( \frac{K_L}{r} \right)_0$$

$$\frac{a}{r_i} > f_0 \rightarrow \left( \frac{K_L}{r} \right)_m = \sqrt{\left[ \left( \frac{K_L}{r_0} \right)^2 + \left( \frac{K_L a}{r_i} \right)^2}$$



Subject:

Year. Month. Date. ( )

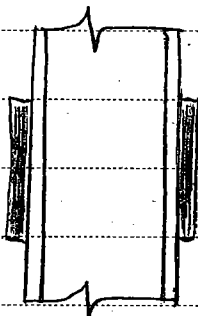
۲. باید به شرح زیر انتخاب گردد:

□ ۰.۵ برای مقطع نبش پشت پشت

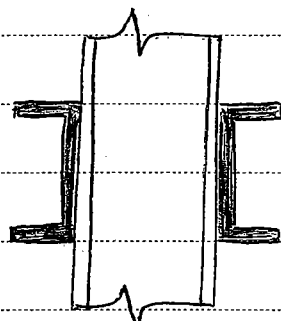
□ ۰.۷۵ برای مقطع نادرانی پشت پشت

□ ۰.۸۶ برای سایر مقاطع

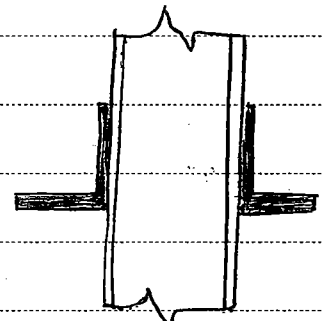
→ مثال در ایران



تسمه  
سایر موارد رست لای ساخته از



نادرانی پشت پشت



نبش پشت پشت

بر اساس بحث دهم مقررات ملی ساختمان در طراحی ستون لای با نسبت معکوزی باید ضوابط زیر رعایت گردد:

اجزای

① هر یک از اعضای فشاری ساخته شده باید در فاصله  $a$  به لای غیر متصل باشد، به نحوی که نسبت لای لای مورد حریف از اجزای در فاصله  $a$  (  $\frac{K_a}{r_i}$  ) از  $\frac{1}{4}$  لای لای یقین گشته کل عضو ساخته شده تجاوز نکند که در آن  $r_i$  شعاع تیر استوار حائل  $r_i$  باشد.

سوال: علت بند فوق چیست؟

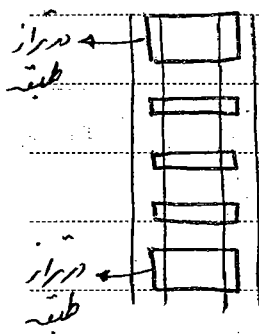
مفصلی این بند است که دو پرومیل با پس با هم دارند و نباشد در فاصله این دو بست به جای آنکه گمانش می دو پرومیل اتفاق نیفتد. یک پرومیل طول خود صفت آن گمانش کند.

$$\frac{a}{r_i} \ll \frac{p}{r} \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

\*  $\lambda_y$  در این همان  $\lambda_y$

تفسیر یافته است.

④ اتصال بست گمی میانی می تواند از نوع جوشی و یا پیچی با عملکرد اتکالی و یا اصطکایی باشد اما اتصال صفحات متصل نشده اتکالی باید از نوع جوشی یا پیچی و اتصال با عملکرد اصطکایی باشد.



③ بست گمی موازی با پیچی برای برش معادل ۲ درصد مقاومت مسای ستون که به موازات صفحه بست گمی ستون اثر می کند، طراحی شوند. (این برش باید به برش ستون در جهت صفحه بست گمی افزوده شود.)

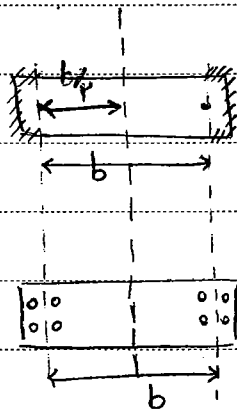
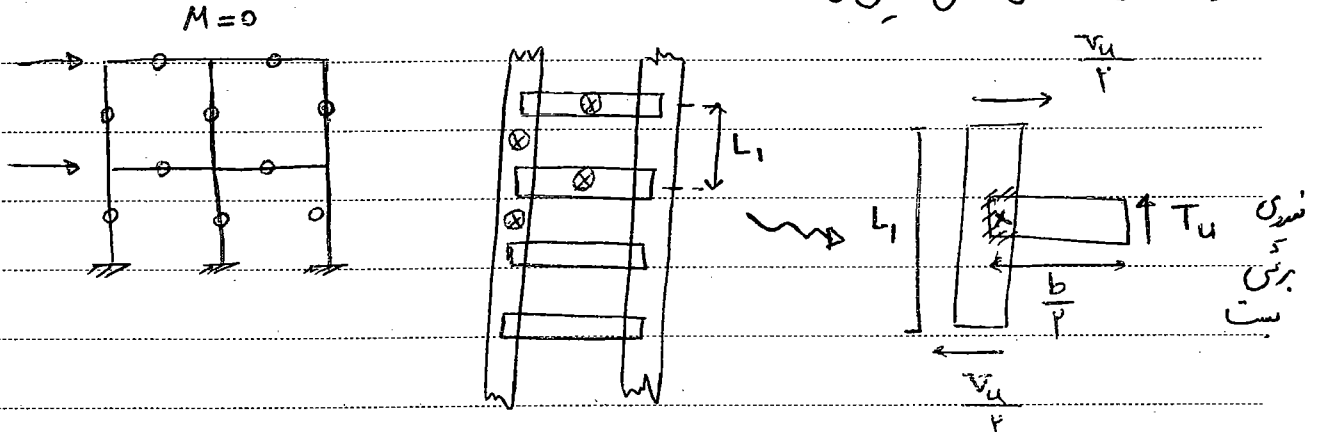
④ اگر فاصلی بین مرکز تا مرکز ستون از یکدیگر برابر  $p$  باشد، طول بست گمی میانی نباید از  $p/4$  کمتر باشد.

⑤ حداقل مقاومت بست گمی موازی  $\frac{p}{5}$  ی باشد.

\* قابل ذکر است که فاصلی  $p$  در اتصالات جوشی و پیچی برابر فاصلی عرضی و سایل اتصال در نظر گرفته می شود.

# ضوابط طراحی ست های موازی

ستون های با ست موازی برشهای مانند قاب های پرتال دارند. سی دایم در قاب های پرتال تحت اثر بار جانبی در وسط تیر که ستون ها معضل بخش تشکیل می شود.



ست های موازی برش تیر را در قاب های پرتال بازی می کنند. بنابراین تحت برش و غش هستند و برای برش و غش باید طراحی شوند.

تعداد ست ها در عدد است.

$$\sum M = 0 \rightarrow T_u \times \frac{b}{2} \times l = \frac{V_u}{2} \times L_1 \rightarrow T_u = \frac{V_u L_1}{2b}$$

$$\text{تیر طراحی ست} = T_u \times \frac{b}{2} = \frac{V_u L_1}{2b} \times \frac{b}{2} = \frac{V_u L_1}{4}$$

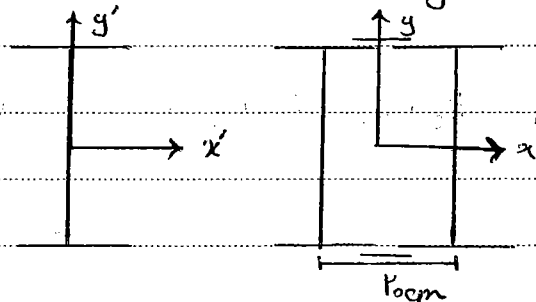
چنانچه ست های موازی در ست های به ضخامت  $t$  و عرض  $h$  (در راستای محور طولی ستون) باشند باید روابطی که در ادامه برای طراحی آنها آمده است، کنترل گردد.

$$M_u \leq M_D = 0.9 F_y \times \frac{t_d \times h_d^2}{4}$$

$$T_u \leq T_D = 0.9 \times 0.6 F_y \times t_d \times h_d$$

(Ex) ستون بزرگ در طول ۳۵۰ سانتی متر در محفل IPE180 شل شده است که توسط بست های انش به یکدیگر اتصال یافته اند. با فرض اینکه ضعیف طول موثر گشتش حول محور x برابر ۱۰ و حول محور y برابر ۱۵ و فاصله مرکز تا مرکز ستون ۱۰۰ سانتی متر باشد، بست های انش به ستون را طراحی کنید. فرض کنید اتصالات بست با بستون توسط پیچ با عملکرد انکاسی باشد و در بستون در برابر تابیدگی آزاد باشد. ( $F_y = 250 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\nu = 0.3$ )

IPE180:  $A = 23.9 \text{ cm}^2$ ,  $I_{x'} = 1320 \text{ cm}^4$ ,  $I_{y'} = 101 \text{ cm}^4$ ,  $r_{x'} = 7.42 \text{ cm}$ ,  $r_{y'} = 3.05 \text{ cm}$   
 $J = 61.8 \text{ cm}^4$ ,  $C_w = 7430 \text{ cm}^6$



مشخصات هندسی کل مقطع:  $A = 2 \times 23.9 = 47.8 \text{ cm}^2$

$$I_x = 2 \times 1320 = 2640 \text{ cm}^4, r_x = \sqrt{\frac{2640}{47.8}} = 7.42 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 [101 + 23.9 \times 10^2] = 4982 \text{ cm}^4, r_y = \sqrt{\frac{4982}{47.8}} = 10.21 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1 \times 350}{7.42} = 47.17$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1.5 \times 350}{10.21} = 51.42$$

اگر فاصله مرکز تا مرکز بست ۱۰۰ سانتی متر باشد، طبق آیین نامه داریم:

$$\frac{L_1}{r_{y'}} \leq \frac{3}{4} \lambda_y \rightarrow \frac{L_1}{3.05} \leq \frac{3}{4} \times 51.42 \rightarrow L_1 \leq 79.1 \text{ cm}$$

فرض می کنیم فاصله مرکز تا مرکز بست ۱۰۰ سانتی متر باشد، پس داریم:

Subject:

Date:

$$(\lambda_y)_m = \sqrt{\lambda_y^2 + \left(\frac{L_1}{r_y}\right)^2} = \sqrt{0.142^2 + \left(\frac{0.0}{2.0 \times 10^{-2}}\right)^2} = 0.91$$

$$\lambda_{design} = \max[\lambda_x, (\lambda_y)_m] = (\lambda_y)_m = 0.91$$

حاسبه ظرفیت مسای مقطع بر اساس تنش عشی (مورد ۴ ص ۹۸ آیین نامه):

$$F_c = \frac{H^2 E}{\lambda^2} = \frac{H^2 \times 10^9}{0.91^2} = 9.14.7 \text{ kg/cm}^2, \quad \frac{F_y}{F_c} = 0.394 < 1.25$$

$$\rightarrow (F_{cr})_1 = \left[ 0.9 \omega \lambda^{\frac{F_y/F_c}{1.14}} \right] F_y = \left[ 0.9 \omega \lambda^{0.394} \right] \times 2400 = 2030.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{1D} = \phi_c P_{1n} = \phi_c A_g (F_{cr})_1 = 0.9 \times 21.1 \times 2030.1 = 37500 \text{ kg}$$

$$C_w = \frac{r_{tf} b_f^3}{12} \times \frac{h_o^2}{F} + \frac{t_w (d - r_{tf})^3}{12} \times \frac{b_f^2}{F}$$

حاسبه ظرفیت مسای مقطع بر اساس تنش عشی:

$$J = 2 \times F_{11} = 9.9 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 2 \times \frac{0.18 \times 9.1^3}{12} \times \frac{(11 - 0.18)^2}{2} + \frac{(11 - 2 \times 0.18)^3 \times 0.18^2}{12} \times \frac{20^2}{2} = 52120.1 \text{ cm}^4$$

$$F_c = \left[ \frac{H^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \left( \frac{1}{I_x + I_y} \right) = \left[ \frac{H^2 \times 10^9 \times 52120.1}{(1 \times 300)^2} + \frac{2 \times 10^9}{2(1 + 0.3)} \times 9.9 \right] \times$$

$$\frac{1}{2940 + 9912} = 2109.1 \text{ kg/cm}^2, \quad \frac{F_y}{F_c} = \frac{2400}{2109.1} = 1.14 < 1.25$$

$$\rightarrow (F_{cr})_2 = \left[ 0.9 \omega \lambda^{1.14} \right] \times 2400 = 1489.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{2D} = \phi_c P_{2n} = \phi_c A_g (F_{cr})_2 = 0.9 \times 21.1 \times 1489.3 = 27599 \text{ kg}$$

$$P_D = \min(P_{1D}, P_{2D}) = P_{2D} = 27599 \text{ kg}$$

P4PCO

$$V_u = 0.102 P_D = 0.102 \times 94099 = 12811.4 \text{ kg}$$

در ادامه مقدار انحراف عرضی و نیروی برشی و در بر هر بست را تعیین می کنیم:

$$M_u = \frac{V_u l_1}{f} = \frac{12811.4 \times 50}{f} = 19017.5 \text{ kg.cm}$$

$$T_u = \frac{V_u l_1}{P_b} = \frac{12811.4 \times 50}{2 \times 20} = 1901.8 \text{ kg}$$

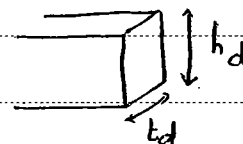
فرض شده است که فاصله بین مرکز جاذبه های دو اتصالات بست ط و ط' فاصله مرکز تا مرکز ستون از یک طرف برابر  $\frac{P_b}{2}$  باشد. با توجه به عمق دهیم مقادیر طولی ساخته شده، ضخامت بست ط باید حداقل برابر  $\frac{P_b}{50}$  باشد.  $\frac{P_b}{50} = \frac{20}{50} = 0.4 \text{ cm}$  با فرض اینکه ضخامت بست ط 4mm باشد، داریم:

$$M_u \leq M_D = 0.9 F_y \times \frac{t_d h_d^2}{f} \rightarrow 19017.5 \leq 0.9 \times 2400 \times \frac{0.4 h_d^2}{f} \rightarrow h_d \geq 11.2 \text{ cm}$$

$$T_u \leq T_D = 0.9 \times 0.4 F_y \times t_d \times h_d \rightarrow 1901.8 \leq 0.9 \times 0.4 \times 2400 \times 0.4 \times h_d \rightarrow h_d \geq 11.1 \text{ cm}$$

از آن جایی که حداقل ارتفاع ثابت بست ط برابر  $\frac{P_b}{4} = \frac{20}{4} = 5 \text{ cm}$  است، از فرق می به ابعاد  $280 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}$  برای بست ط استفاده می کنیم. (شکل نمت راست صفحه ۸۰، اینج نام)  $5 + 28 = 20 + 4 + 4$   
فرض کردیم از هر طرف  $\frac{t_d}{2}$  بیست باشد. (روی ستون باشد.)

$$\left. \begin{aligned} \text{معدل مقطع الاستیک} &= \frac{t_d h_d^2}{4} \\ \text{معدل مقطع پلاستیک} &= \frac{t_d h_d^2}{4} \end{aligned} \right\} \text{ برای - مقطع}$$

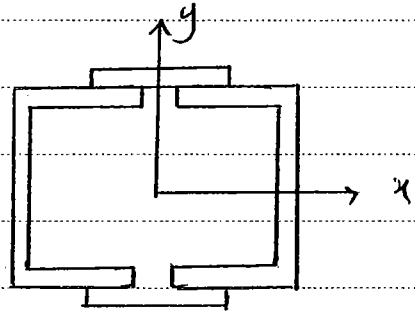
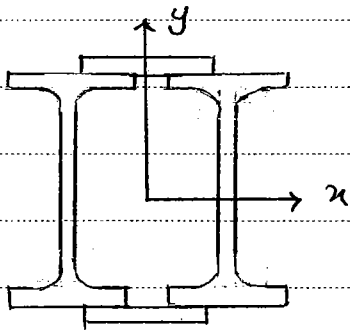


Subject: \_\_\_\_\_

Date \_\_\_\_\_

تمرین ۱ یک ستون فولادی به طول  $4m$  با لایبار از پروفیل  $IPE$  و بار دیگر از پروفیل  $L$ ی مرغ به رخ  $UNP$  با استفاده از بست  $L$ ی موازی برای تحمل نیروی فشاری  $P_u = 120_{ton}$  طراحی کنید.  
 ضرایب طول موثر گشتن ستون به  $K_y = 1.2$  و  $K_x = 1.4$  است.  
 فرض کنید فاصله مرکز تا مرکز پروفیل ها از یکدیگر برابر  $40cm$  بوده و اتصالات بست  $L$  به ستون  $I$  به روش متوسط به با عملکرد انعطافی باشند و هم چنین دو سر ستون در برابر تابیدگی آزاد باشند.

$$(F_y = 2500 \text{ Kg/cm}^2, \nu = 0.3)$$



Ex - برای یک مقطع پیری ساخته شده از مقطع IPB 200 از جنس فولاد ساختمانی

ST37 مقدار ظرفیت فشاری محوری ایستایی را تعیین کنید. طول مورد لحاظ نسبت به

محور x برابر ۵ متر، نسبت به محور y، ۲ برابر ۴ متر است. خصوصیات هندسی

$$A = 39,94 \text{ cm}^2 \quad I_x = 271 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 1002 \text{ cm}^4 \quad r_x = 2,4 \text{ cm} \quad r_y = 5 \text{ cm}$$

$$J = 24,1 \text{ cm}^4 \quad t_f = 1,5 \text{ cm} \quad \bar{y} = 1,97 \text{ cm} \quad t_w = 0,19 \text{ cm}$$

$$b_f = 10 \text{ cm} \quad h = 10 \text{ cm}$$

ظرفیت فشاری مقطع بر اساس لحاظ ایستایی

$$\lambda_{max} = \lambda_x = \frac{KL}{r_x} = \frac{500}{2,4} = 192 \rightarrow F_{cr} = 470 \text{ kg/cm}^2$$

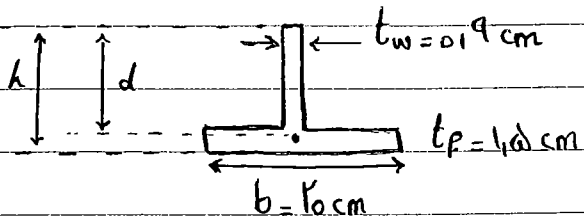
$$P_n = 39,94 \times 470 = 18771,8 \text{ kg} \approx 18,8 \text{ ton}$$

ظرفیت فشاری مقطع بر اساس لحاظ ایستایی (محورهای محورهای است)

$$\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = \frac{400}{5} = 80 \rightarrow F_{ey} = 1733 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = h - \frac{t_f}{2}$$

$$d = 10 - \frac{1,5}{2} = 9,25 \text{ cm}$$



$$C_w = \frac{d^3 t_w}{12} + \frac{b^3 t_f}{12}$$

$$C_w = \frac{(9,25)^4 (0,9)^4}{34} + \frac{(10)^4 (1,5)^4}{144} = 103,5 \text{ cm}^4$$

$$F_{ez} = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{A_g \bar{r}_0^2}$$

$$k_z = 1 \leftarrow \text{مفصل در انتهای میل}$$

$$x_0 = 0 \leftarrow \text{میزبش در مقطع مرکزی در محل تکیه مرکزی}$$

$$y_0 = \bar{y} - \frac{t_p}{r} = 1,97 - \frac{1,5}{r} = 1,22 \text{ cm}$$

$$\bar{r}_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} = 0 + 1,22^2 + \frac{261 + 100}{39,94} = 33,3 \text{ cm}^2$$

$$F_{ez} = \left[ \frac{(3,14)^4 \times 2 \times 10^4 \times 103,5}{(100)^4} + \frac{2 \times 10^4}{1,4} \times 14,11 \right] \times \frac{1}{39,94 \times 33,3}$$

$$\rightarrow F_{ez} = 1434 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_0^2} = 1 - \frac{0 + 1,22^2}{33,3} = 0,94$$

$$F_e = \left( \frac{F_{ey} + F_{ez}}{r_H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{r F_{ey} F_{ez} H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right]$$

$$F_e = \left( \frac{1434 + 1434}{2 \times 0,94} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1434 \times 1434 \times 0,94}{(1434 + 1434)^2}} \right] = 1434 \text{ kg/cm}^2$$

1434

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{\phi F_{00}}{1.7 \phi} = 1.39 < 2.12 \rightarrow F_{cr} = (0.14 \phi \lambda) \frac{F_y}{F_e} \times F_y$$

$$F_{cr} = (0.14 \phi \lambda) \frac{\phi F_{00}}{1.7 \phi} \times \phi F_{00} = 1341 \text{ kg/cm}^2$$

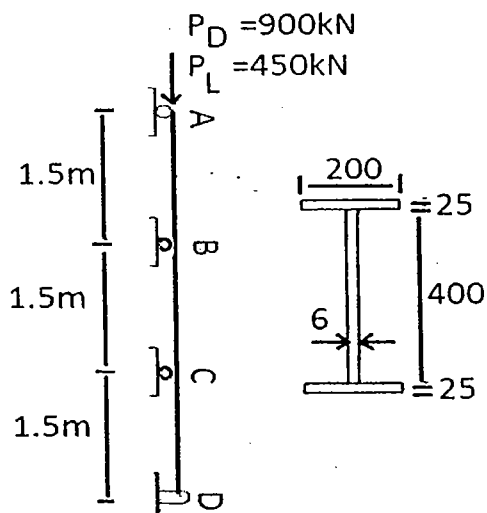
$$P_n = F_{cr} A_g = 1341 \times 39.94 = 53559 \text{ kg} = 53.5 \text{ ton}$$

$$P_n = \min(53.5, 11.1) = 11.1 \text{ ton}$$

نظر به فشاری این پیر، الاستیک نمی باشد

مثال: ضریب اطمینان طراحی ستون زیر با توجه به بارهای مرده و زنده وارد بر آن چقدر است؟  
ستون در نقاط B و C دارای مهار جانبی است که البته قادر به جلوگیری از کمانش پیششی نیستند.

نکته: چنانچه یک ستون دو سر مفصل به طول  $L$  توسط تکیه گاه های جانبی به  $n$  طول یکسان به فواصل  $L/n$  تقسیم شود، در محل هر تکیه گاه جانبی، لنگر خمشی برابر صفر بوده (در منحنی کمانش ستون) و بنابراین طبق تعریف طول مؤثر ستون،  $L_e = L/n$  می باشد.



$$A = 12400\text{mm}^2, I_x = \frac{1}{12} [200 \times 450^3 - (200 - 6) \times 400^3] = 484083333.3\text{mm}^4$$

$$\approx 484.08 \times 10^6\text{mm}^4, I_y = \frac{1}{12} [25 \times 200^3 + 400 \times 6^3 + 25 \times 200^3] =$$

$$33340533.3\text{mm}^4 \approx 33.34 \times 10^6\text{mm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{484083333.3}{12400}} = 197.6$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{33.34 \times 10^6}{12400}} = 51.85, K = 1, L_e = 1.5\text{m}, \lambda_x = \frac{K L}{r_x} = \frac{4500}{197.6} \rightarrow \lambda_x = 22.77$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^5}{28.93^2} = 2358\text{MPa}$$

$$C_w = I_y \frac{h_0^2}{4} = 33.34 \times 10^6 \times \frac{(400 + 12.5 + 12.5)^2}{4} = 1.5055 \times 10^{12}$$

$$J = \frac{1}{3} b_f t_f^3 \times 2 + \frac{1}{3} h_w t_w^3 = \frac{1}{3} [2 \times 200 \times 25^3 + 400 \times 6^3] = 2.11 \times 10^6\text{mm}^4$$

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K L)^2} + GJ \right] \left( \frac{1}{I_x + I_y} \right) =$$

$$\left[ \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^5 \times 1.5055 \times 10^{12}}{(1 \times 4500)^2} + \frac{2 \times 10^5}{2.6} \times 2.11 \times 10^6 \right] \left( \frac{1}{484.08 \times 10^6 + 33.34 \times 10^6} \right)$$

$$= 597.8\text{MPa} < 2358\text{MPa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{240}{597.8} = 0.4 < 2.25 \Rightarrow F_{cr} = (0.658)^{\frac{F_y}{F_e}} F_y = (0.658)^{\frac{240}{597.8}} \times 240 = 202\text{MPa}$$

$$P_{Design} = \phi_c A_g F_{cr} = 0.9 \times 12400 \times 202 = 2254320\text{N}$$

$$P_u = 1.2 P_D + 1.6 P_L = 1.2 \times 900 + 1.6 \times 450 = 1800\text{kN}$$

$$F.S. = \frac{P_{Design}}{P_u} = \frac{2254.32}{1800} = 1.25$$

Subject :

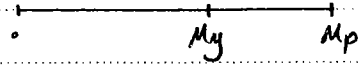
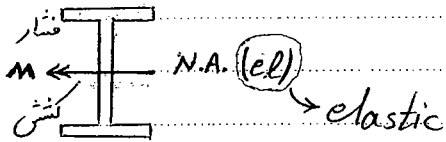
Year. Month. Date.

( )

(مقطع پروفیل نورده شده IPE)

خمش (طراحی تیر)

اگر یک مقطع داشته باشیم که خمش داشته باشد، تنش را از رابطه زیر بدست می آوریم :



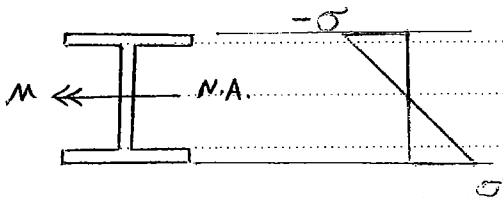
$$\sigma_{max} = \frac{M c}{I} = \frac{M}{S}$$

C: فاصله دورترین تار مقطع تا محور خمش

طبق تعریف، لنگر خمشی تسلیم مقطع لنگری است که دورترین تار مقطع را به تسلیم برساند. لنگر تسلیم از ضرب

مدول مقطع در تنش تسلیم بدست می آید.

$$\sigma_{max} = \sigma_y \rightarrow M = M_y$$



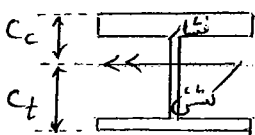
در مقاطع متقارن:  $C_c = C_t = \frac{h}{2}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{فاصله دورترین تار کشش} \leftarrow S_t = \frac{I}{C_t} \\ \text{فاصله دورترین تار فشار} \leftarrow S_c = \frac{I}{C_c} \end{array} \right\} \text{مقطع متقارن} \rightarrow S_t = S_c = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{2I}{h} *$$

\* دلیل: در مقاطع نورده شده، مقطع ۵۰٪ در فشار و ۵۰٪ در کشش است.

$$M_y = S \times \sigma_y$$

اگر مقطع تقارن نداشته باشد:

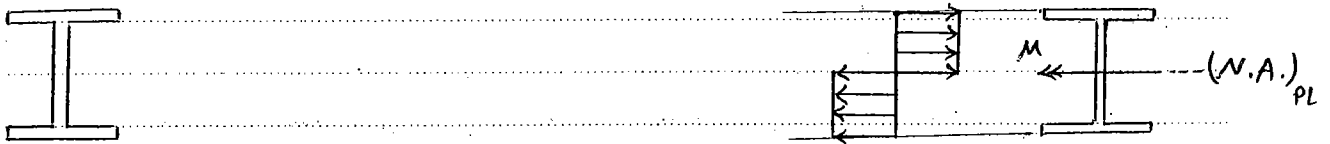


دورترین تار مقطع که زودتر جاری می شود، مناظر مدول مقطع کوچکتر است.

$$M_y = \min(S_x \text{ و } S_y) \times F_y$$

لنگر تسلیم در مقاطع غیر متقارن

طبق تعریف لنگر پلاستیک مقطع، لنگری است که به ازای آن تمام تارهای مقطع تحت تنش جاری شده اند. در این حالت توزیع تنش مقطع به صورت زیر است:



تیمو شکل در کتاب خود ثابت کرده که لنگر هیچوقت به  $M_p$  نمی رسد، چون باید خود را  $\epsilon - \sigma$  آن بی نهایت ادامه داشته باشد. این چنین نیست ولی در فولاد ما از مفهوم  $M_p$  استفاده می کنیم.

یکت رقیب سازی برای  $S$  و  $M_y$  می کنیم:

$$M_y = S \times F_y$$

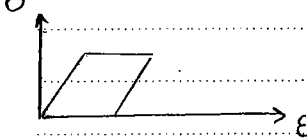
Elastic Section modulus

$$M_p = Z \times F_y$$

Plastic Section modulus

$M_p$  مقداری بزرگتر از  $M_y$  است ولی محدودی بین  $M_y$  و  $M_p$  غیر مجاز است. اگر از بازه  $M_p$  تا  $M_y$

استفاده کنیم (Penalty) جریمه دارد. چون وارد محدوده غیر مجاز شده چون تنش و کرنش پسماند دارد.



در زلزله می توانیم از این به عنوان المان فیکوز (جاری شده) مثلاً در مهار بندی ها استفاده کنیم.

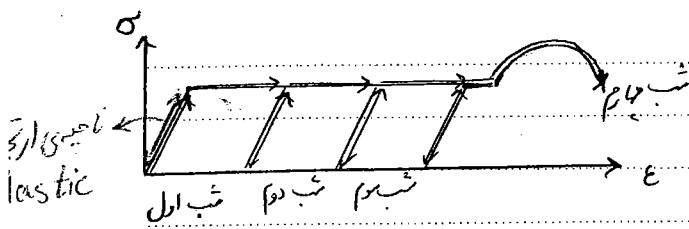
تحت اثر بار سرویس (Service load)، سازه نباید وارد ناحیه پلاستیک (غیر ارتجاعی) شود.

سازه نباید ضعیف (under design) طراحی شود، چون تحت اثر بار سرویس وارد ناحیه پلاستیک می شود.

Subject:

Year. Month. Date.

( )



برای ترتیب ductility سازه خورده می شود و

سازه collapse نزدیک می شود.

لذا سازه تحت بار سوس باید در ناحیه از ناحیه بماند.

۲. آیا در اثر رفت و برگشت در ناحیه الاستیک باعث خستگی (fatigue) می شود؟

جواب: نه. به دلیل اینکه تکرار (repetition) آن زیاد نیست. (در مهندسی عمران خستگی ملاک نیست).

ضریب شکل

$$\text{Shape Factor: } S.F. = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z F_y}{S F_y} = \frac{Z}{S}$$

\* نسبت (ratio) حاصل تقسیم دو چیز مثل هم است. مثل نسبت پواسون، نسبت لافری

\*\* ضریب (Factor) مثل نسبت نیست و مستقیماً در پارامتر دیگری ضرب می شود مثل

Pective length Factor

$Z$  حاصل تقسیم دو چیز مثل هم است پس "ضریب شکل" دارد و "نسبت شکل" صحیح

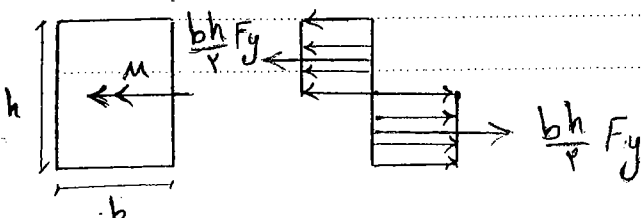
است.

برخی ممکن است بگویند در رابطه  $Z = S.F. \times S$  و  $S.F.$  مثل ضریب است ولی این استدلال صحیح نیست؛

چون  $S.F.$  از تقسیم  $Z$  بر که بدست آمده است.

محاسبه  $Z$

مثال: برای مقطع مستطیلی زیر، لنگرهای تسلیم و پلاستیک، مقطع را محاسبه کنید و ضریب شکل را بدست آورید.



$$M_y = S \times F_y = \frac{bh^2}{2} F_y$$

$$M_p = f$$

$$\text{نیروها: } \frac{bh}{2} F_y \text{ ، بازو: } \frac{h}{2} + \frac{h}{2} = \frac{h}{2}$$

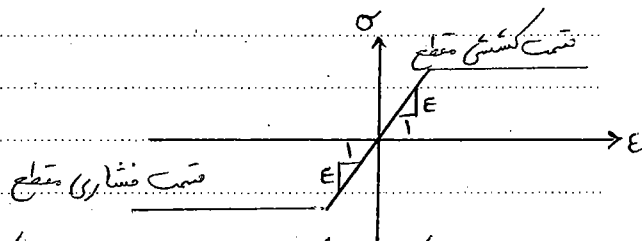
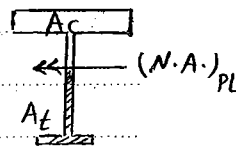
$$M_p = \frac{bh}{2} F_y \times \frac{h}{2} = \frac{bh^2}{4} F_y$$

$$S.F. = \frac{M_p}{M_y} = \frac{\frac{bh^2}{4} F_y}{\frac{bh^2}{2} F_y} = 0.5 \quad \text{، } M_p \text{ ، } 50\% \text{ بیشتر از } M_y \text{ است}$$

نکته: تحت اثر تنش خمشی پلاستیک، محور خنثی و مقطع را به دو سطح کاملاً مساوی تقسیم می‌کند.

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_t F_y + A_c (-F_y) = 0$$

$$\rightarrow A_t = A_c$$



با این وجود دلیل ایند هند کشور های جهان از مقطع آ شکل استفاده می کنند، این است که  $(N.A.)_{PL}$  و  $(N.A.)_{EL}$

برهم منطبق بوده و علاوه بر ایند  $(N.A.)_{PL}$ ، سطح را به دو قسمت مساوی  $A_t = A_c$  تقسیم می کنند  $S_x$  و  $S_y$

هم با هم برابرند.

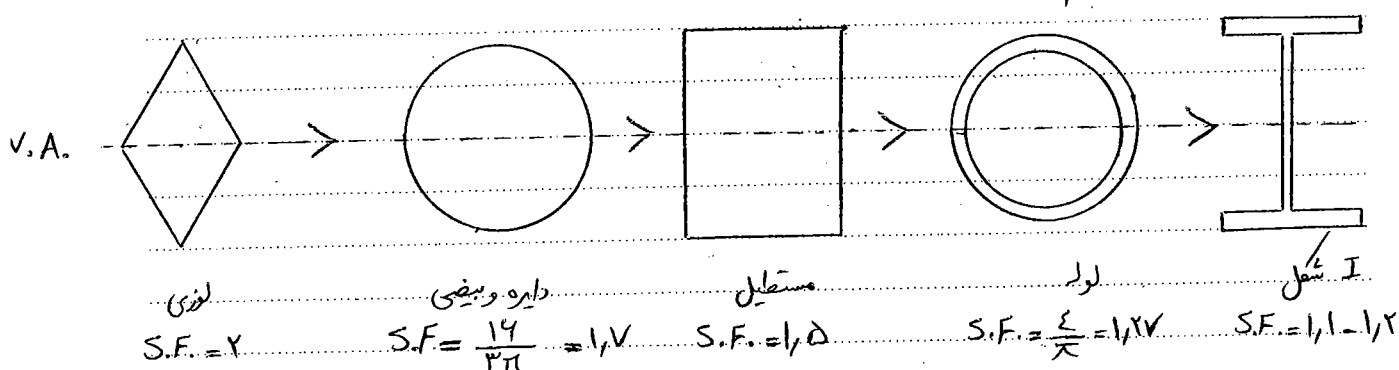
\* قبلاً در روش تنش مجاز طراحی تیر با که بود ولی امروزه در LRFD طراحی با Z است. به همین دلیل اشتغال

های همبستگی به دردن خورند، چون Z ندارند.

در مقاطع متقارن مانند پروفیل های IPE و IPB، محور خنثی الاستیک و پلاستیک

مقطع از وسط ارتفاع مقطع می‌گذرد و بر یکدیگر منطبق بوده و جایی مشخصی ندارد ولی در یک مقطع نامتقارن مانند تیر ورقی که یک بالش از بال دیگر قوی‌تر است، محور خنثی الاستیک در محدوده‌ی لنگر  $M_y$  معتبر است از مرکز سطح مقطع می‌گذرد و محور خنثی الاستیک که مکان متفاوتی دارد به صورتی است که مساحت مقطع را دقیقاً نصف کند.

ضریب شکل مقاطع مهم در ادامه ارائه شده است:



هرچه تمرکز جرم مصالح حول محور خنثی بیشتر شود، ضریب شکل مقطع عدد بزرگتری خواهد بود.

برای مقایسه مقاطع و بررسی این موضوع که آیا برای یک مقطع تحت خمش (تیر)، ضریب شکل بزرگ مناسب‌تر است یا ضریب شکل کوچک، فرض می‌کنیم مقاطع مختلفی داریم که لنگر الاستیک همه آنها برابر  $100 \text{ t.m}$  باشد. در ادامه لنگر تسلیم این مقاطع را بدست می‌آوریم.

$$M_p = 100 \text{ t.m} \quad \text{همه مقاطع}$$

$$M_y = \frac{M_p}{S.F.} = \frac{100}{2} = 50 \text{ t.m} \quad (1) \text{ مقطع لوزی}$$

$$M_y = \frac{100}{1,7} = 59 \text{ t.m} \quad (2) \text{ مقطع دایره (بیضی)}$$

$$M_y = \frac{100}{1,5} = 67 \text{ t.m} \quad (3) \text{ مقطع مستطیل}$$

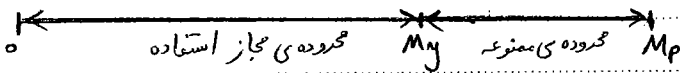
$$M_y = \frac{100}{1.27} = 79 \text{ t.m}$$

(ع) مقطع لوله

$$M_y = \frac{100}{1.15} = 87 \text{ t.m}$$

(د) مقطع I شکل

\* دلیل بر طرفداری مقطع I شکل اینها نهفته است.



محدوده ی ممنوعه به این دلیل است که بعضی از بارها در این ناحیه جاری می شوند و کرنش پسماند دارند.

\* note: دلیل مجربیت مقطع I شکل به این دلیل است که به ازای  $M_p$  پسماند  $M_y$  بیشتری داشته و بیشتری می توانیم بارگذاری کنیم.

S.F. کوچک یعنی  $M_y$  به  $M_p$  نزدیک بوده و محدوده ممنوعه تا حد امکان کوچک است.

ضریب شکل کوچکتر یعنی باردهی بالاتر. مقطع در بخش و عملاً مقاطع I شکل که کمترین ضریب شکل را دارند، بهترین گزینه برای استفاده به عنوان تیر می باشند. ضریب شکل ایده آل که هیچگاه به آن نمی رسیم، ضریب شکل واحد است.

\* note: برای ایند ضریب شکل واحد شود، باید بال ها بدون اتصال به هم، هاجنک با هم کار کنند و چون عملاً چنین چیزی

ممکن نیست. باید مقداری material به عنوان web (جان) استفاده کنیم که باعث تمرکز جرم حول محور خشی

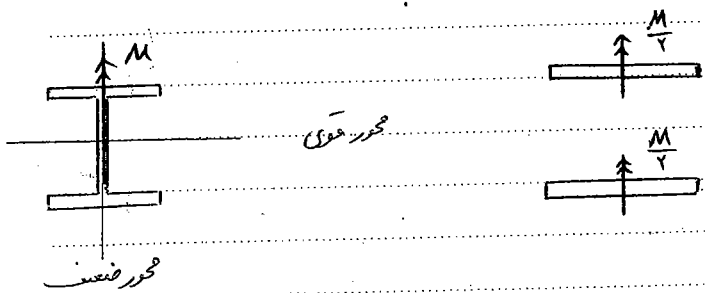
شده و S.F. بزرگتر از 1 می شود و دلیل ایند ضریب شکل برای مقطع I شکل به صورت بازدهی ابراماتا ۱۲

است. این می باشد که  $t_w$  و  $t_f$  و  $h_w$  و  $h_f$  مقاطع با هم تفاوت دارند.

توم داشته باشد که ضریب شکل مقطع I شکل در بخش حول محور ضعیف آن برابر که می باشد. در این حالت

محور خشی بر جان مقطع منطبق شده و عملاً جان مقطع هیچ نقش نخواهد داشت و مقطع به صورت دو مستطیل

(دو بال) تحت خمشی خواهد بود. و می دانیم ضریب شکل مقطع مستطیلی برابر ۱.۵ است.



جوش دادن ورق تقویتی به بال مقطع و سوراخ کردن جان و لانه زنبوری کردن تیر، همگی به کاهش ضریب شکل مقطع منجر می شود. از طرفی دیگر، جوش دادن ورق های تقویتی به جان مقطع و هم چنین سوراخ کردن بال ها موجب افزایش ضریب شکل مقطع می گردد.

وقتی تیری تحت اثر بارگذاری قرار می گیرد، چنانچه تکیه گاه های جانبی آن به فواصل مناسب قرار داشته باشند، تیر همچون تکیه گاه های از خود نشان نداده و می تواند در خمش به ظرفیت پلاستیک آن ( $M_p$ ) برسد. در صورت عدم وجود تکیه گاه های جانبی (Lateral Support) و یا تکیه گاه های جانبی با فاصله زیاد، سه نوع ناپایداری در تیر امکان تحقق دارد:

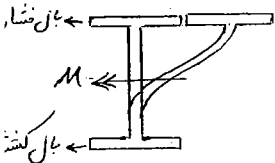
(۱) گمانش جانبی (Lateral buckling)

(۲) گمانش پیچشی (Torsional buckling)

(۳) گمانش پیچشی جانبی (Lateral Torsional Buckling: LTB)

\* note بحث گمانش تیر پیچیده تر از ستون است. چون در ستون کل مقطع در فشار است ولی در تیر نصف مقطع در فشار و نصف دیگر در کشش است.

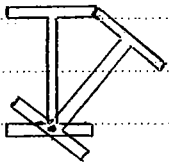
در گمانش جانبی بال کشش در جای خود می ماند و بال فشاری از زیر بار می خواهد در برود.



Subject :

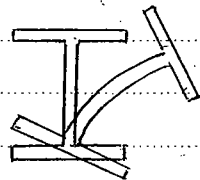
Year. Month. Date.

( )



در گمانش بیش مقطع حول محل برخورد بال کششی و جان می چرخد

در تیرها گمانش می کش (گمانش بیش جانبی) رخ می دهد و بال فشاری در امتداد عمود بر جان جابه جاشده و چرخان

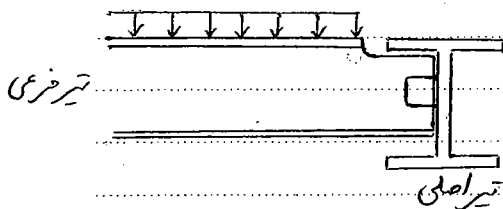
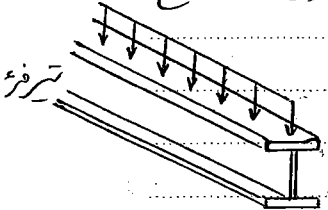


L.T.B

می بخرد

تیرهای فرعی که عمود بر تیرهای اصلی به آن متصل می شوند، حکم تکیه گاه جانبی را دارند و می تواند مانع

وقوع پدیده گمانش بیش جانبی تیر شوند.



تیر فرعی

تیر اصلی

۹۴/۱۰/۵

در مقطع خدارنازک بسته لوله به علت بالا بودن سختی پیچشی برای آن گمانش

پیچشی جانبی موفقیّت نداشته و صرفاً معیار تسلیم یعنی رسیدن به گسلد بلا تسلیم بررسی

می شود البته در صورت لودین بودن ضعیف گمانش موفقی نیز با یستی برای آن بررسی شود

چنانچه مقطع تحت تنش حول محور قوی آن قرار گیرد پدیده گمانش بیش جانبی اتفاق می افتد ولی اگر

مقطع تحت تنش حول محور ضعیف آن باشد، به هیچ وجه شاهد گمانش بیش نخواهیم بود. دلیل این مسئله

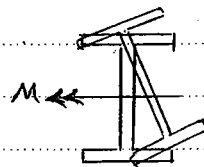
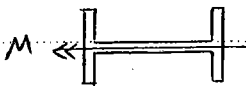
Subject :

Year. Month. Date.

( )

این است که تیر در خمش حول محور قوی آن بالاترین میزان باربری را دارد. برای اینکه باربری تیر کمتر شود تیر چهار LTB گشته که در طی آن محور خمش تیر به محور ضعیف آن نزدیک شده و ظرفیت باربری تیر کاهش می یابد. در حالی که اگر تیر حول محور ضعیف آن خمش باشد، کمترین میزان باربری را داشته و وقوع پدیده می گمانش پیش جانی، محور خمش آن را به محور قوی اش نزدیک کرده که در نتیجه آن ظرفیت باربری تیر بیشتر خواهد شد. با اصول حاکم بر رفتار سازه ها سازگار نیست و در نتیجه در خمش حول محور ضعیف هیچگاه LTB اتفاق نمی افتد.

note: محور لنگر خمشی همواره ثابت است چون gravity همواره رو به پایین است.



تک خمی حول محور ضعیف

تک خمی حول محور قوی

\*note وقتی یک تیر طوطی خمی حول محور ضعیف آن قرار گیرد، بدون اینکه تیر دچار پیچش شود، فقط خم می شود.

ص ۶۱ آیین نامه. موارد اول و پنجم به تیر مربوط می شود و تعدادی موارد مرتبط با تیر ورق (فولادین) می باشد.

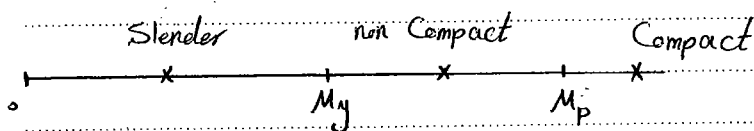
\*note اگر عضو فشرده (C) باشد، گمانش موضعی نمی کند ولی اگر غیر فشرده (NC) یا لانر (S) باشد، احتمال گمانش موضعی دارد.

دارد.

یادآوری: چنانچه قبل از رسیدن مقطع به لنگر تسلیم، گمانش موضعی اتفاق نیفتد، مقطع لاغری بوده و حالت بسیار

نامطلوبی است. در صورتی که گمانش موضعی پس از لنگر تسلیم و لنگر بلاستیک اتفاق نیفتد، مقطع غیر فشرده بوده و

نهایتاً اگر گمانش موضعی بعد از کنترل بلاستیک اتفاق بیفتد مقطع فشرده بوده و حالت بسیار مطلوبی می باشد. قابل ذکر است که برای یک آلان فشرده، کنترل گمانش موضعی موضوعیت نداشته و گمانش موضعی صرفاً برای آلان های غیر فشرده و یا لاغز اتفاق می افتد.



در این فصل ما صرفاً با مقاطع مورد شده سروکار داریم. معمولاً برای تیرها از پروفیل IPE استفاده می شود.

ولی در مواردی هم از مقاطع بال پهن (IPB) نیز استفاده می شود. با ترمیم به بحث دهم مقررات ملی

ساختمان در حالتی که مقطع فشرده (پروفیل مورد شده و یا تیر ورق فشرده) تحت خمش حول محور قوی آن

قرار گیرد، با یستی دو حالت حدی  $Y$  (Yield: یعنی رسیدن به کنترل بلاستیک کامل) و  $LTB$  (گمانش

پیش جانی) برای آن بررسی گردد. هر کدام از این دو حالت حدی که کنترل خمشی کوچکتری به ما بدهد،

ظرفیت خمشی مقطع را تعیین خواهد کرد. تویم داریم که  $M_p$  (یا همان کنترل بلاستیک مقطع) حد بالایی ظرفیت

خمشی مقطع است و ظرفیت بالاتر از آن قابل تصریم نیست.

با تویم به توضیحات قبل اگر مقطع مورد شده و یا تیر ورق فشرده، تحت خمشی حول محور ضعیف آن قرار گیرد،

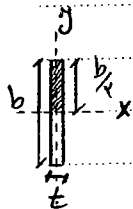
نیازی به کنترل گمانش پیش جانی نیست و صرفاً حالت حدی  $Y$  (تسلیم) با یستی برای آن کنترل گردد.

تذکره: چنانچه تیر ورق نخواهد فشرده باشد با یستی هم بال های آن و هم جان آن فشرده باشد و ضمناً جوش

اتصال بال به جان آن پیوسته باشد (یعنی جوش استفاده از جوش منقطع را نداریم).

در بررسی حالت حدی تسلیم یعنی رسیدن مقطع به لنگر پلاستیک آن، خوب است که مدل مقطع پلاستیک

مقاطع زیر را ببینیم:



(1)

$$Z_x = \frac{tb^2}{2}$$

$$Z_y = \frac{bt^2}{2}$$

$$Z = \sum Q_i = \sum A_i d_i = t \times \frac{b}{2} \times \frac{b}{2} + t \times \frac{b}{2} \times \frac{b}{2} = \frac{tb^2}{2}$$

یادآوری: یادآوری می شود که با توجه به تعادل محوری مقطع، محور خنثای پلاستیک دقیقاً با یسی سطح مقطع را

نصف کند (به دو بخش مساوی تقسیم کند) تا نیروهای فشاری و کششی حاصل از تسلیم با یکدیگر بالانس بوده و

خنثی شوند. هم چنین در محاسبه مدل مقطع پلاستیک با یسی همان استاتیک اجزای بالا و پایین محور

خنثای پلاستیک را محاسبه و با یکدیگر جمع کرد که در این محاسبه با یسی فاصلی مرکز سطح الان ها تا محور خنثی

با علامت مثبت (+) لحاظ شود. ( $d_i > 0$ )

\*note در مقاطع مورد شده I شکل و تیر درون های متارن، محور خنثای الاستیک و محور خنثای پلاستیک برهم منطبق

بوده و از وسط مقطع می گذرد.

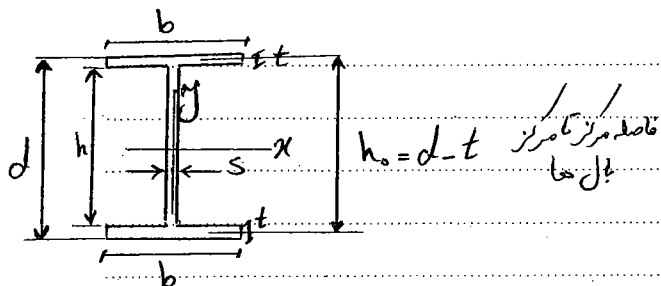
\*note محور خنثای الاستیک از مرکز سطح مقطع می گذرد و محور خنثای پلاستیک از جایی می گذرد که سطح مقطع را دقیقاً

به دو بخش برابر تقسیم می کند.

Subject :

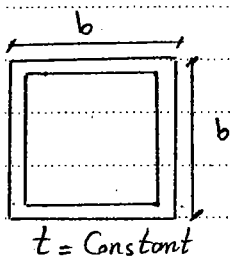
Year. Month. Date.

( )

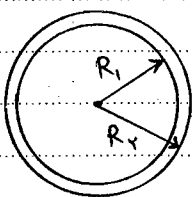


$$Z_x = \frac{bt h_o}{\frac{1}{2}} + \frac{sh^2}{\frac{1}{2}}$$

$$Z_y = \frac{tb^2}{\frac{1}{2}} + \frac{hs^2}{\frac{1}{2}}$$

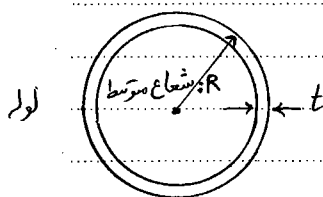


$$Z_x = Z_y = \frac{b^3}{\frac{1}{2}} - \frac{(b-2t)^3}{\frac{1}{2}} \quad \left( = \frac{1}{2} b^3 t \right)$$



$$Z_x = Z_y = \frac{\pi}{2} (R_1^3 - R_2^3)$$

نسبت به محورها



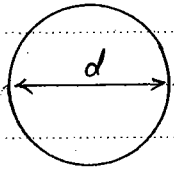
$$Z_x = Z_y = \pi R^2 t$$

نسبت به محورها

Subject :

Year. Month. Date.

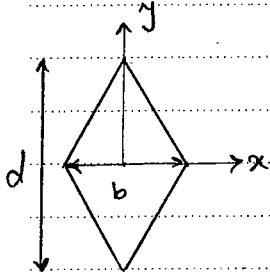
( )



$$Z_x = Z_y = \frac{d^3}{12}$$

نسبت همتی محورها

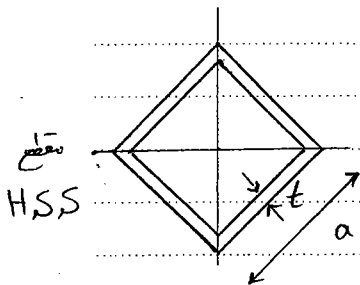
(۶)



$$Z_x = \frac{bd^3}{12}$$

$$Z_y = \frac{db^3}{12}$$

(۷)



$$Z_x = Z_y = \frac{\sqrt{2}}{12} [a^3 - (a-2t)^3]$$

قوتی تحت خمشی حول یکی از اقطار آن

(۸)

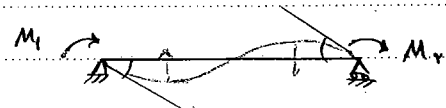
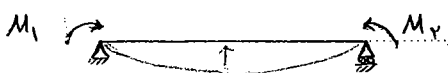
معادله دیرانسیل لغاتش پیمشی جانبی تیر برای بدترین حالت آن که حالت خمشی محض می باشد، حل شده

است و برای سایر حالات ظرفیت خمشی تیر با استفاده از یک ضریب بزرگتر از ۱ به نام "C<sub>b</sub>"

افزایش می یابد. توجه داریم که حالت انحنای تک برای تیر، حالت نامطلوبی می باشد؛ چون هر دو کناره یک

بال را تحت فشار قرار داده است و بالعکس، حالت انحنای مضاعف برای تیر حالت بهتری محسوب می شود.

بین همی حالت های انحنای تک، حالت خمشی محض بدترین حالت ممکن می باشد.

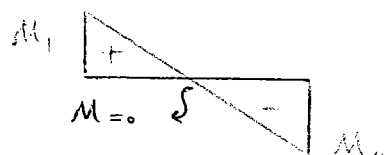


Single curvature (انحنای تک)

double curvature (انحنای مضاعف)



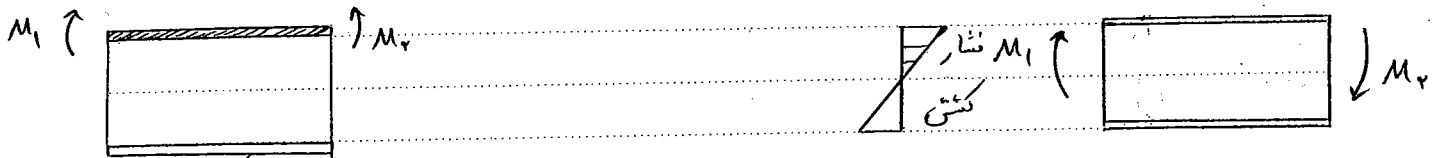
۲۱۲



Subject :

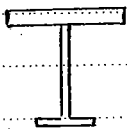
Year. Month. Date.

( )

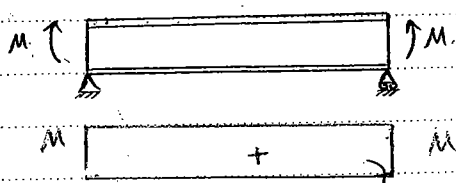
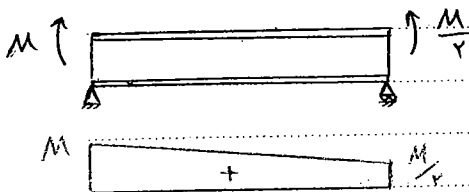


در Single Curvature هر دو لنگر بال بالایی

را به فشار می اندازند. به همین دلیل گفته باشد بال تحت فشار



واقع تر بسیارید



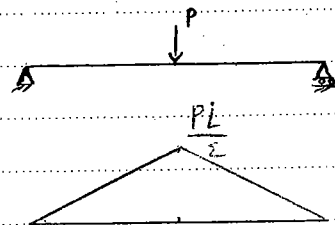
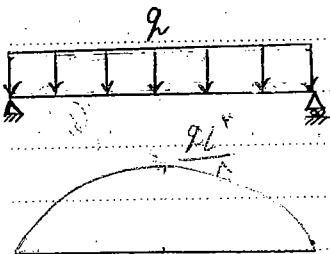
pure bending (فشی محض یا فشی خالص) ۱

Uniform bending (فشی یکنواخت به روایت AISC) ۲

\* note در دو حالت فوق، شکل تحت چپ نسبت به حالت سمت راست بهتر است. چون رفته رفته فشار وارده

بر بال فشاری کاهش می یابد.

حالت های متداول ایجاد لنگر فشی در تیرهای دو سر ساده به صورت زیر است:



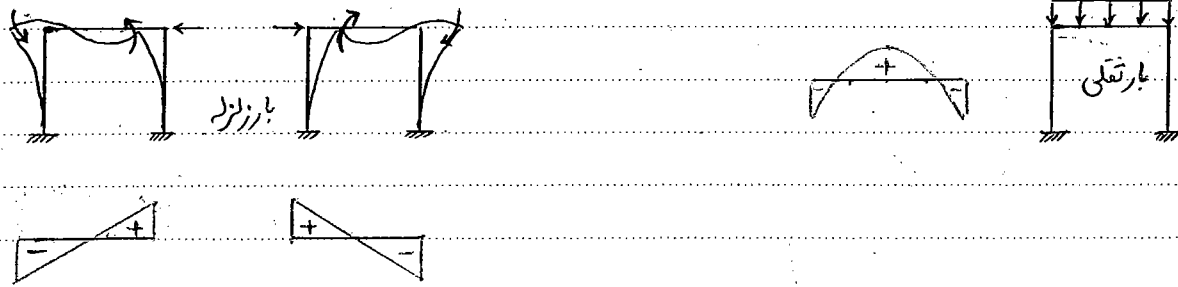
\* note این حالت ها بهتر از Pure bending است چون لنگر در یک نقطه ماکزیمم شده و سریعاً کاهش می یابد

Subject:

Year. Month. Date.

( )

حالت های متداول ایجاد لنگر خمشی در تیرهای با اتصال صلب به ستون به صورت زیر است:



بر اساس بحث دعم مقررات ملی ساختمان، ضریب  $C_b$  که ضریب اصلاح گمانش بجهت جانبی ناک دارد، از رابطی زیر محاسبه می شود:

$$\text{Coefficient bending } C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + \sum M_B + 3 M_C} \leq 4$$

$M_{max}$ : قدر مطلق لنگر خمشی ماکزیم در فاصله ای دو نقطه ی مجاور شده  
 $M_A$ : قدر مطلق لنگر خمشی در فاصله ای  $\frac{l}{4}$  طول  
 $M_B$ : قدر مطلق لنگر خمشی در فاصله ای  $\frac{l}{4}$  طول  
 $M_C$ : قدر مطلق لنگر خمشی در فاصله ای  $\frac{3l}{4}$  طول

\*note در نسخه های قبلی AISC رابط زیر را برای  $C_b$  ارائه شده بود:

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (\leftarrow \text{تنش مجاز})$$

نسبت  $\frac{M_1}{M_2}$  با حفظ علامت هاست:

در این حالت اگر Pure bending داشته باشیم داریم:  $\frac{M_1}{M_2} = -1$

$$C_b = 1.75 + 1.05(-1) + 0.3(-1)^2 = 1.0$$

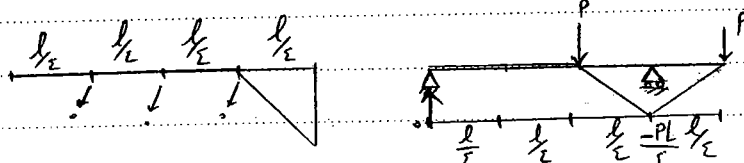
هر رابطی که هر زمان برای  $C_b$  ارائه می شود، به ازای Pure bending  $C_b$  باید برابر با 1 شود و

برای هر حالت غیر از Pure bending،  $C_b$  مقداری بزرگتر از ۱٫۰ خواهد بود.

در رابط فعلی برای Pure bending داریم :

$$C_b = \frac{12.5M}{12.5M + 3M + 5M + 3M} = 1.0$$

$C_b$  باید کران بالا داشته باشد وگرنه تا ۵٫۰ می تواند  $C_b$  بالا برود :



$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{12.5M_{max} + 3M_A + 5M_B + 3M_C} = \frac{12.5}{12.5} = 1.0$$

✓ در این نامه  $C_b$  برای تیر و ورق های دارای یک محور تقارن به ۲٫۰ محدود شده است.

که دلیل ایند ضریب  $M_A$  و  $M_C$  یکسان است، این است که اگر یک ناظر از این طرف و یک ناظر

از طرف دیگر به تیر نگاه کنند، جواب یکسان خواهد بود و  $M_B$  هم از هر طرف یکسان است. اگر چنین

نبود، رابط تناقض داخلی داشت.

تصوره... برای تیرهای طره ای که انتهای آن ها مهار نشده است،  $C_b$  برابر واحد می باشد.

تصوره... براساس بحث دهم مقررات ملی ساختمان برای تیر و ورق های نامتقارن که محور تقارن آنها فقط جان

آنها می باشد (I) و تک اثر انتخابی مضاعف قرار دارند، ضریب اصلاح گمانش بیش جانی (ط)  $C_b$

باید به طره مجزا برای لشرهای خمشی مثبت، منفی کنترل شود:

$$R_m^+ = 0.15 + 2 \left( \frac{I_{yc}^+}{I_y} \right)^2 \quad R_m^- = 0.15 + 2 \left( \frac{I_{yc}^-}{I_y} \right)^2$$

$I_{yc}^+ / I_{yc}^- =$  میان اینرسی ال فضای نسبت به محور گذرنده از جان (محور  $y$ ) برای ناحیه کشش منبسط است  
 $I_{yc} =$  میان اینرسی حول محور ضعیف  $y$

$$\frac{I_{yc}}{I_y} < \frac{1}{2} \rightarrow \left( \frac{I_{yc}}{I_y} \right)^2 < \frac{1}{2} \rightarrow 0.5 + 2 \left( \frac{I_{yc}}{I_y} \right)^2 < 0.5 + \frac{1}{2} \rightarrow R_m < 1$$

$R_m$  یک ضریب جرم به خاطر عدم تقارن مقطع تیر ورق حول محور قوی آن است.

چنانچه فاصله تکیه گاه های جانبی از یک حدی ( $L_p$ ) کوچکتر باشد، تیر امکان کماتش بیشی جانبی را ندارد؛

بنابراین می توان روی ظرفیت پلاستیک تیر حساب باز کرد. با افزایش فاصله تکیه گاه های جانبی تیر،

کوماتش بیشی جانبی اتفاق می افتد، با این تفاوت که وقتی فاصله تکیه گاه های جانبی متوسط است، کوماتش

بیشی جانبی از نوع غیر الاستیک خواهیم داشت و زمانی که فاصله تکیه گاه های جانبی زیاد است، کوماتش

بیشی جانبی از نوع الاستیک آن اتفاق می افتد. مزین کوماتش بیشی جانبی الاستیک و غیر الاستیک

طولی به نام  $L_p$  می باشد.

\* note: وقتی که فاصله تکیه گاه ها زیاد است، تیر در اثر بار چپه می شود. در صورت بار برداری به صورت الاستیک

به حالت اول بر می گردد ولی در حالتی که فاصله تکیه گاه ها متوسط و یا کم است، تیر در اثر بار چپه شده و

در صورت بار برداری تیر به حالت اولیه بر نمی گردد. کرنش پسماند خواهد داشت. (غیر الاستیک)

بر اساس معیار دهم مقررات ملی ساختمان، ظرفیت خمشی تیر با در نظر گرفتن پدیده کوماتش بیشی جانبی

به صورت زیر می باشد:

پدیده کوماتش بیشی جانبی اتفاق نمی افتد  $\rightarrow L_p \leq L_b$

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

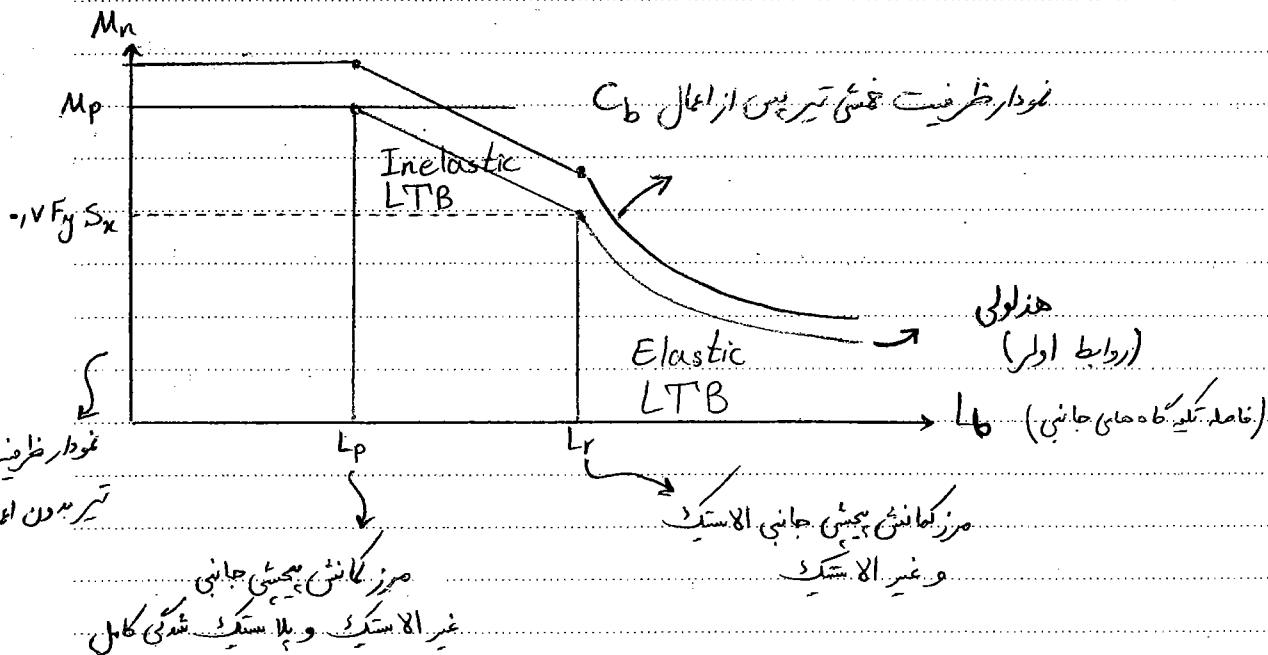
در این حالت کوماتش بیشی جانبی غیر الاستیک اتفاق می افتد

Subject :

Year. Month. Date.

( )

...  $L_b > L_r \rightarrow M_n = S_x \times F_{cr} \leq M_p$  در این حالت کماتش بیش از الاستیک اتفاق می افتد



\* note ظرفیت خمشی ما از  $M_p$  بیشتر نمی تواند باشد پس نمودار ظرفیت خمشی تیر پس از اعمال  $C_b$ ،  $M_p$

محدود می شود. علاوه بر اعمال  $C_b$  می توانیم تا طولی بعد از  $L_p$  هم، همچنان به  $M_p$  برسیم:

طول های  $L_p$  و  $L_r$  بر اساس محبت دهم مقررات ملی ساختمان به شرح زیر است:

$$L_p = 1.77 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ST 37} \rightarrow L_p = 5.1 \cdot r_y$$

در رابطه فوق  $E$  و  $F_y$  به ترتیب مدول الاستیسیته و تنش تسلیم فولاد بوده و  $r_y$  نیز شعاع گیراسیون

مقطع حول محور ضعیف می باشد.

\* note اگر مقطع نرود شده باشد  $r_y$  را از اشتال می خوانیم ولی اگر تیر درج باشد باید آنرا محاسب کنیم:  $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$

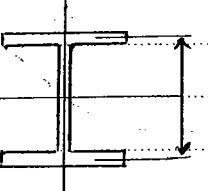
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.17 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 7.77 \left(\frac{0.17 F_y}{E}\right)^2}$$

Subject :

Year. Month. Date.

( )

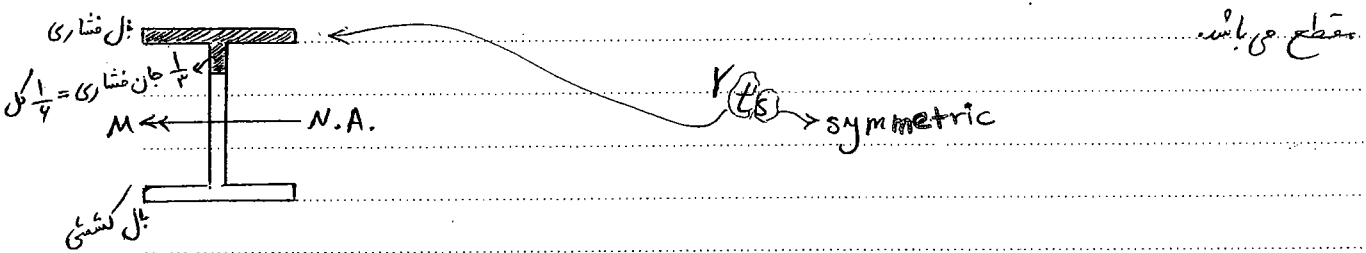
در رابط فوق  $J$  همان اینرسی بخش مقطع بوده و  $h_o$  فاصله مرکز ثقل تا مرکز بال ها می باشد.  $C$  ضریبی است که برای مقاطع با دو محور تقارن مانند پروفیل های نورد شده و هم چنین تیر ورق های متقارن برابر واحد می باشد.  $x$  که نیز مدول مقطع الاستیک حول محور قوی  $x$  می باشد.

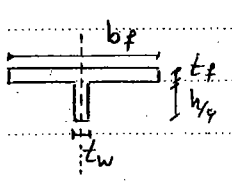


$$J = \sum \frac{1}{3} L_i t_i^3 = 2 \times \frac{1}{3} b_f t_f^3 + \frac{1}{3} h_o t_w^3$$

$$h_o = d - 2 \times \frac{t_f}{2} = d - t_f$$

در رابط فوق  $r_{ts}$  شعاع خیر اسین مقطع مشتمل بر بال فشاری و  $\frac{1}{4}$  جان فشاری حول محور گذرنده از جان





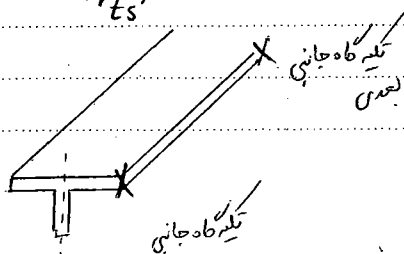
$$I_y = t_f \times \frac{b_f^3}{12}$$

$$A = b_f t_f + \frac{h_o}{2} t_w$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{t_f \frac{b_f^3}{12}}{b_f t_f + \frac{h_o}{2} t_w}} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left( \frac{b_f t_f}{b_f t_f + \frac{h_o}{2} t_w} \right)}} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{h_o t_w}{2 b_f t_f} \right)}}$$

در حالت  $L_b > L_r$  که کماتنس بخشی جانبی الاستیک اتفاق می افتد و تنش بحرانی  $F_{cr}$  عبارتست از:

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



توجه شود که برای مقاطع فولاد شده، جدول مقطع های پلاستیک حول محورهای قوی و ضعیف تحت عنوان

قوی  $W_{PL}$  و ضعیف  $W_{PL}$  در جدول پروفیل های ساختمانی (استال) آورده شده است. هم چنین همان اینرسی

بخشی  $I_T$  تحت عنوان  $(I_{Torsional})$  در استال ارائه گردیده است.

در پروسه طراحی تیر برای حدس اولی، نیم رخ چنانچه فاصله گلبه ها های جانبی کوچک باشد، طوری که تیر

احتمال رسیدن به کنترل پلاستیک مقطع را داشته باشد، از رابطه زیر جدول مقطع پلاستیک مورد نیاز را محاسبه می کنیم و

اولین پروفیلی که در جدول استال، جدول مقطع پلاستیک بزرگتری دارد، به عنوان حدس اولیه انتخاب می کنیم.

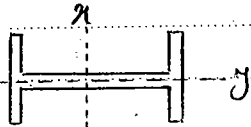
$$M_u \leq M_D = \phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b Z_x F_y = 0.9 Z_x F_y$$

$$\rightarrow Z_{req} = \frac{M_u}{0.9 F_y}$$

بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، اگر مقطع فشرده ای تحت بخش حول محور ضعیف آن قرار گیرد،

فقط حالت حدی تسلیم برای آن کنترل شده و رابطه زیر استفاده خواهد شد:

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.7 F_y S_y$$



$Z_y$ : جدول مقطع پلاستیک نسبت به محور ضعیف  $y$   
 $S_y$ : جدول مقطع الاستیک نسبت به محور ضعیف  $y$

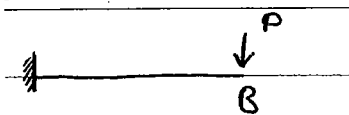
\* note در واقع این نام اجازه نمی دهد،  $Z$  را بزرگتر از ۱.۷ بگیریم.

چه در مسائل طراحی تیر و چه در مسائل کنترل تیر، نهایتاً بایستی تغییر شکل های تیر کنترل گردد تا از مقدار مجاز آن

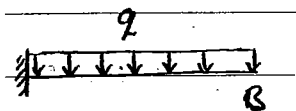
فراتر نرود. بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، تغییر شکل حداکثر ناشی از بار مرده و زنده نباید از  $\frac{1}{240}$

طول دهانه بیشتر شود. هم چنین تغییر شکل ناشی از بار زنده نیز نباید از  $\frac{1}{360}$  طول دهانه بیشتر شود. ص ۲۴۴ این نامه

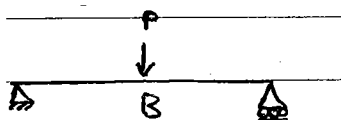
$$\Delta_{D+L} \leq \frac{L}{240} \quad \text{و} \quad \Delta_L \leq \frac{L}{360}$$



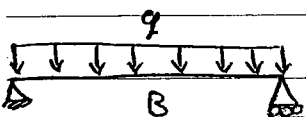
$$\Delta_B = \Delta_{max} = \frac{PL^3}{3EI}$$



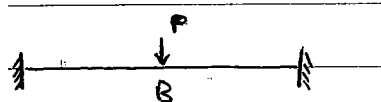
$$\Delta_B = \Delta_{max} = \frac{qL^4}{8EI}$$



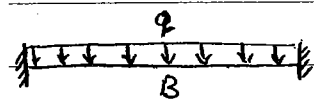
$$\Delta_B = \Delta_{max} = \frac{PL^3}{48EI}$$



$$\Delta_B = \Delta_{max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$



$$\Delta_B = \Delta_{max} = \frac{PL^3}{192EI}$$



$$\Delta_B = \Delta_{max} = \frac{qL^4}{384EI}$$

استیل خیز از دو حالت خیز بهره‌برداری محسوب می‌شود که در آن با ایستایی بارها بدون

ضریب یا ایستایی جمع شوند.

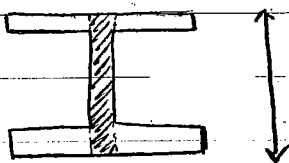
یکی از دو حالت خیز در تیرها بحث مقادیر برشی مقطع می‌باشد طبق این نامه محاسبه

مقادیر برشی ایسی در ۲ حالت زیر بررسی می‌شود:

$$V_n = 0.4 F_y A_w C_v$$

① بدون در نظر گرفتن محل میانگین استی ←

$$A_w = d t_w = \text{مساحت جان} \text{ که برابر است با حاصلضرب عرض جان در ضخامت}$$



ارتفاع جان

$C_{r1}$  = ضریب مهارت برشی جان به شرح زیر محاسبه می‌شود:

الف) برای جان مقطع نور شده:  $C_{r1} = 1$   $\frac{h}{t_w} \leq 1.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

ب) برای جان سایر مقاطع I شکل و نوردانی:

الف)  $C_{r1} = 1$   $\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_r E}{F_y}}$

ب)  $C_{r1} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right) \sqrt{\frac{K_r E}{F_y}}}$   $\frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{K_r E}{F_y}}$

در رابطه فوق  $K_r$  ضریب تابش برشی جان به شرح زیر تعیین می‌شود:

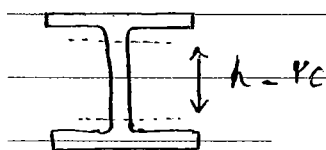
الف) برای جان بدون سخت شده:  $K_r = 0.34$

ب) برای جان دارای سخت شده،  $\frac{a}{h} \leq 0.9$ :  $K_r = 0 + \frac{a}{(0.9/h)^2}$

پ) برای جان دارای سخت شده،  $\frac{a}{h} > 0.9$ :  $K_r = 0.34$

$a$  = فاصله آزاد بین سخت شده‌های عرضی جان

$h$  = فاصله آزاد بین اتصال منتهای شعاع دوری محل اتصال جان به پیل برای تیرهای



نورد شده است نه در جبهه اتصال برابر  $h - 2c$  است



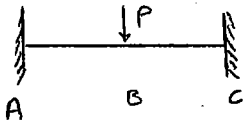
برای تیرهای جوشی:

جدول ۱-۳: مقادیر  $C_b$  برای حالات مختلف تغییرات لنگر خمشی در طول تیر شده عموماً

$C_b$	تغییرات لنگر در طول $L_b$	ردیف
۱		۱
۱/۱۲۶		۲
۱/۳۲		۳
۲/۲۷		۴
۱/۳۲		۵
۱/۶۷		۶
۱		۷
۱/۲۵		۸
۱/۹۲		۹
$\frac{12/5}{11-1/5\alpha} \quad (\alpha \leq 1)$		۱۰
$a \geq \frac{1}{3} \Rightarrow C_b = \frac{12/5}{1+8/5\alpha} \quad (\alpha \leq 1)$ $a \leq \frac{1}{3} \Rightarrow C_b = \frac{12/5}{4-1/5\alpha}$		۱۱
۱/۳		۱۲
$C_b = \frac{2/5\alpha}{1+1/5\alpha} \quad (\alpha \geq 1)$		۱۳
$C_b = \frac{25\alpha}{12/5\alpha - 5/5 + 1/5 \alpha - 2 } \quad (\alpha \geq 1)$		۱۴

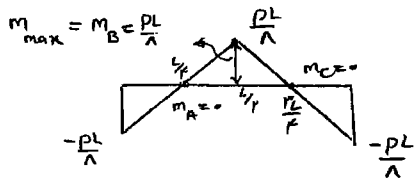
۱) در سازه‌های زیر ضریب  $c_b$  را محاسبه نمایید؟  
 به عبارتی ساده‌تر: با چابکی فرض کنید و بار سازه فرض کنید که سازه در یک آن دارای بار جانبی می‌باشد.

\* تذکر: در سازه‌های اصلی سازه، برای آن بار جانبی فرض می‌شود، چه چارچوب سازه باشد یا سازه‌ای که سازه باشد.

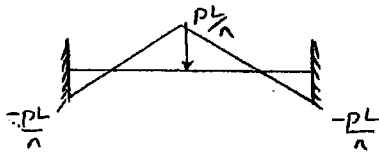


$$c_b = \frac{12EI \times \frac{PL}{8}}{12EI \times \frac{PL}{8} + 3 \times 0 + 3 \times \frac{PL}{8} + 3 \times 0} = \frac{12EI \times \frac{PL}{8}}{12EI \times \frac{PL}{8} + 3 \times \frac{PL}{8}} = \frac{12}{15} = 0.8$$

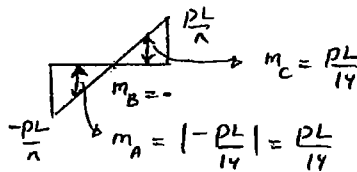
بار جانبی در وسط سازه



فرض ۱



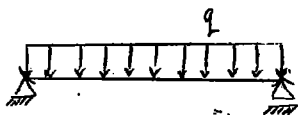
فرض ۲



$$c_b = \frac{12EI \times M_{max}}{12EI \times M_{max} + 3M_A + 3M_B + 3M_C} = \frac{12EI \times \frac{PL}{8}}{12EI \times \frac{PL}{8} + 3 \times \frac{PL}{14} + 3 \times 0 + 3 \times \frac{PL}{14}} = \frac{12EI}{12EI + 3EI + 3EI} = \frac{12}{18} = 0.67$$

بار جانبی

۲) سازه زیر تحت اثر بار سازه‌ای و متمرکز در یک بار جانبی فرض شده است. سازه را در یک آن فرض کنید و سازه را در یک آن فرض کنید؟  
 دارای بار جانبی می‌باشد، ضریب اصلاحی  $c_b$  را محاسبه کنید؟



$$\sum M = 0 \rightarrow M(x) + q \times x \times \frac{x}{2} - \frac{qL}{2} \times x = 0 \quad M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2}$$

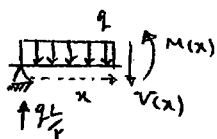
$$x = \frac{L}{2} \rightarrow M_A = \frac{qL}{2} \times \frac{L}{2} - \frac{q}{2} \left(\frac{L}{2}\right)^2 = \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^2}{8} = \frac{qL^2}{8}$$



$$x = \frac{L}{2} \rightarrow M_B = M_{max} = \frac{qL^2}{8}$$

$$x = \frac{L}{2} \rightarrow M_C = M_A = \frac{qL^2}{8}$$

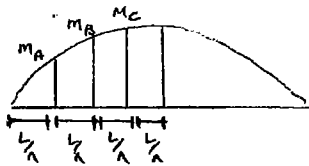
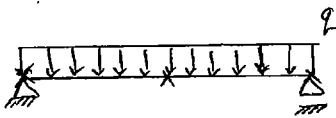
بعثت سازه



$$c_b = \frac{12EI \times M_{max}}{12EI \times M_{max} + 3M_A + 3M_B + 3M_C} = \frac{12EI \times \frac{qL^2}{8}}{12EI \times \frac{qL^2}{8} + 3 \times \frac{qL^2}{8} + 3 \times \frac{qL^2}{8} + 3 \times \frac{qL^2}{8}} = \frac{12EI}{12EI + 3EI + 3EI + 3EI} = \frac{12}{21} = 0.57$$

(حالت اول)

بار جانبی در طول سازه



حالت ۲) مارجایی در وسط

$$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2}$$

$$x = \frac{L}{4} \rightarrow M_A = \frac{qL}{2} \times \frac{L}{4} - \frac{q}{2} \left(\frac{L}{4}\right)^2 = \frac{3qL^2}{32}$$

$$x = \frac{L}{2} \rightarrow M_B = \frac{qL}{2} \times \frac{L}{2} - \frac{q}{2} \left(\frac{L}{2}\right)^2 = \frac{qL^2}{8}$$

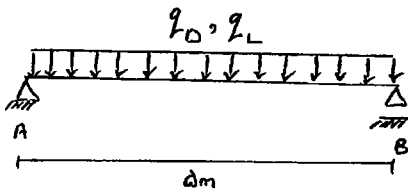
$$x = \frac{3L}{4} \rightarrow M_C = \frac{qL}{2} \times \frac{3L}{4} - \frac{q}{2} \left(\frac{3L}{4}\right)^2 = \frac{3qL^2}{32}$$

$$M_{max} = M_{middle} = \frac{qL^2}{8}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2 M_{max} + M_A + M_B + M_C} = \frac{12.5 \frac{qL^2}{8}}{2 \times \frac{qL^2}{8} + 2 \times \frac{3qL^2}{32} + \frac{qL^2}{8}} = 1.33$$

$$C_b = 1.33$$

۳) سیر سیمانی در تحت اثر بار سست شده  $\frac{1}{m}$  و بار سست زنده  $\frac{1}{m}$  قرار دارد. جانچه سیمانی در وسط طول خود دارای مارجایی باشد. حاصل مقطع لازم از برش های IPE برای این سیر سیمانی است. سیر سیمانی از طریق جزی مانعیم در طاقن معینی سست نشود.   
 \* در سیر سیمانی باید از زلزله دفعه سست نشود (در طبقه مناسب)



$$q_{lu} = 1.4 q_D = 1.4 \frac{10}{m}$$

$$q_{ru} = 1.2 q_D + 1.7 q_L = 1.2 \times 1 + 1.7 \times 1.4 = 1.84 \frac{10}{m} > q_{lu}$$

$$M_u = \frac{q_{ru} L^2}{8} = \frac{1.84 \times 5^2}{8} = 5.75 \text{ t.m}$$

ترتیب بار دوم محاسبی است

ناتوجه به سست شدن در برش های IPE مانع از سست شدن به طرفین جزی مانعیم خود سست نشود

$$M_D = \phi_b M_P = \phi_b Z F_y \geq M_u$$

$$Z_{req} = \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{M_u}{1.7 F_y} = \frac{5.75 \times 10}{1.7 \times 24.5} = 177.2 \text{ cm}^3$$



IPE (220) در اسال  $\omega_{pl,y}$  و در سست شده (محدود می)

ناتوجه به محدودیت برش های سطحانی (اسال) در سست شدن در برش IPE به بالای مدل مقطع بدست می آید از 177.2 است برش

IPE (220) در سست شده مدل مقطع های بدست می آید از 177.2 و 252 cm<sup>3</sup> می باشد. ناتوجه به سست شدن در برش مانع از محدودیت

مارجایی در وسط سست نشود. مطابق اسال حل شود ضعیف اصلاح تناسبی جزی مانع (C\_b) برابر 1.33 است



← کنترل خیز مانع ناسر از بار مرده و زنده

در سال  $G \rightarrow$

$$q_D = 1 \text{ t/m} + 22,2 \text{ kg/m} = 1,0222 \text{ t/m}$$

محاسبه وزن بار مرده و زنده

$$(\Delta_{D+L})_{\max} = \frac{\Delta(q_D + q_L)L^4}{24EI} = \frac{\Delta(1,0222 + 0,4) \times 10 \times 50^4}{24 \times 2 \times 10^7 \times 2270} = 2,09 \text{ cm} = 2,1 \text{ cm}$$

$$1 \text{ ton/m} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

یعنی برای سطل  $\frac{\text{ton}}{\text{m}}$  به  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}}$  از ضرب ۱۰ استفاده می‌کنیم

$$2,1 \text{ cm} < \frac{L}{240} = \frac{50}{240} = 2,08 = 2,1$$

با توجه به محاسبه نامیر سازه خیز max و خیز مجاز بر حسب قابل قبول است

$$(\Delta_L)_{\max} = \frac{\Delta q_L L^4}{24EI} = \frac{\Delta(0,4 \times 10) \times 50^4}{24 \times 2 \times 10^7 \times 2270} = 0,59 \text{ cm}$$

$$0,59 < \frac{L}{320} = \frac{50}{320} = 1,56 \text{ cm} \checkmark \text{ OK}$$

سین تراز نظر خیز max محاسبه ندارد

نکته \* در کنترل خیز همیشه از اعداد با واحد های kg و cm استفاده شود

← کنترل برین مانع ستر

برین مانع ستر همیشه در تکیه گاه های آل انشان در این ستر با احتساب وزن ستر برین مانع ستر در عبارت است از

$$q_u = 1,2 q_D + 1,6 q_L = 1,2 \times 1,0222 + 1,6 \times 0,4 = 1,87 \text{ t/m}$$

$$V_{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{1,87 \times 50}{2} = 47,25 \text{ ton}$$

تعیین ضریب ایمنی

فاصله دروازه

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r = 1 \\ \phi_r = 2 \end{array} \right. \quad \frac{h}{t_w} = \frac{17,7}{0,59} = 30 < 2,24 \sqrt{\frac{2 \times 10^7}{240}} = 74,7$$

مقطع زرد شده در برین موازی جاب

$$V_n = 0,7 F_y A_w C_r = 0,7 \times 2400 \times (22 \times 0,59) \times 1 = 18791 \text{ kg}$$

مقاومت جاب ارتفاع مقطع

$$V_D = \phi V_n = 1 \times 18791 = 18791 \text{ kg} = 18,7 \text{ ton} \quad (V_u)_{\max} = 47,25 \text{ ton} \ll 18,7 \text{ ton}$$

← کنترل فرکانس ستر

\* در محاسبه فرکانس ضریب ایمنی واحد برای طول مایه (بسیار واحد cm است)

۱۹۲ این نامه بند ۱۰-۲۰-۱۰

$$f = \frac{2}{L^2} \sqrt{\frac{EIg}{q_D}} = \frac{2}{2 \times 50^2} \sqrt{\frac{2 \times 10^7 \times 2270 \times 981}{1,0222}} = 4,57 \text{ Hz} < 5 \text{ Hz}$$

$$L = 50 \text{ m} \rightarrow 5000 \text{ cm} \quad E = 2 \times 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad I = 2270 \text{ cm}^4 \quad g = 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2} \quad q_D = 1,0222 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = 1,0222 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

نابراین باید نیروی تیر یک واحد افزایش یابد (۲۴۰)  $I_p E$  استفاده شود  $f_{av} < 5 \text{ Hz}$  چون  $\rightarrow$

محاسبه یاساب

$$I = 2890 \text{ cm}^4, \quad q = 1,027 \text{ kg/m} = 1,027 \text{ kg/cm}$$

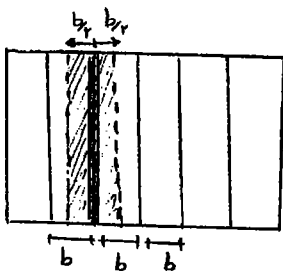
$$f = \frac{2}{\pi \times 500} \sqrt{\frac{2 \times 10^7 \times 2890 \times 981}{1,027}} = 5,4 \text{ Hz} > 5 \text{ Hz} \quad \text{OK} \checkmark$$

تأثیر فرکانس ۵۴ Hz بر سازه قابل قبول نمی باشد

\* تذکر: چنانچه در صورت سوال بار گسترده در ده عرض  $q_D$  داده شده باشد، برای کاسه  $q_D$  با بسط شد بار گسترده سطحی را

در فاصله بین تیرهای مجاور ضرب کنیم تا بار گسترده در ده عرض (عرض  $q_D$ ) بدست آید

بر عنوان سال  $\leftarrow$



$$q_D = 700 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{بار گسترده سطحی}$$

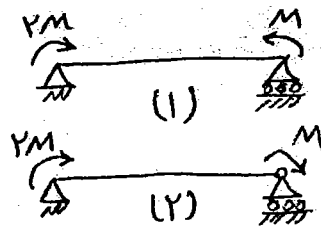
$$(q_D) = q_D \times b \quad \text{بار گسترده خطی}$$

فاصله بین تیرها ۵۰ cm را

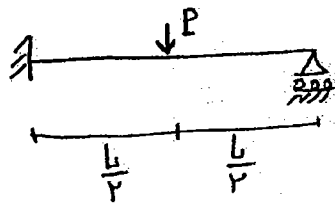
$$q_D = 700 \text{ kg/m}^2 \times 1,5 = 900 \text{ kg/m}$$

چنانچه باید بار گسترده در ده عرض  $q_D$  داخل رابطه فرکانس سطحی نداشته شود

۱- در تیرهای نورد شده زیر که فاقه مهار جانبی در طولشان هستند نسبت ضریب اصطلاح کماتر پیچشی جانبی تیر دوم به تیر اول چقدر است؟



۲- ضریب اصطلاح کماتر پیچشی جانبی  $C_b$  برای تیر زیر که صرفاً در تکیهگاههای مهار جانبی شده است، چقدر است؟



۳- یک تیر  $IPE 240$  به طول ۶ متر به صورت دوسر ساده تحت اثر بار گسترده است. چنانچه این تیر در دو انتها و وسط آن دارای تکیهگاه جانبی باشد، حداکثر بار رزنده ای که بر آن می توان وارد کرد، چقدر است؟ ( $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ )

۱) با استفاده از فرمولهای حالت انحنای تنگ (حالت ۱۳) و انحنای مضاعف (حالت ۱۴)

مبدول ضریب اصطلاح کماتر پیچشی جانبی  $(C_b)$  داریم:

$$\text{تیر (۱): } \alpha = \frac{2M}{M} = 2, \quad (C_b)_1 = \frac{2,8\alpha}{1+1,8\alpha} = \frac{2,8 \times 2}{1+1,8 \times 2} = \frac{5,6}{4,6} = 1,22$$

$$\text{تیر (۲): } \alpha = \frac{2M}{M} = 2, \quad (C_b)_2 = \frac{2,8\alpha}{13,8\alpha - 8,8 + 1,8|2-3|} = \frac{2,8 \times 2}{13,8 \times 2 - 8,8 + 1,8|2-3|} = \frac{5,6}{18,2} = 0,3077$$

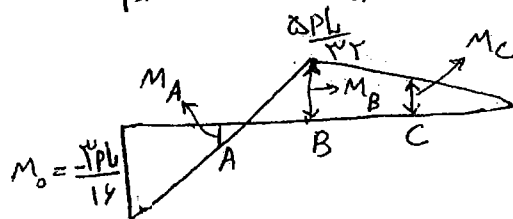
$$\frac{5,6}{23} = 0,243, \quad \frac{(C_b)_2}{(C_b)_1} = \frac{0,3077}{1,22} = 0,252$$

(۲) این تیر جزو تیرهای متداول می باشد و از تحلیل سازه ها می دانیم که در این تیر، عکس العمل تکیه گاه های غلگی و گیردار به ترتیب برابر  $\frac{\Delta P}{16}$  و  $\frac{11P}{16}$  و مقدار لنگر تکیه گاه گیردار برابر  $\frac{3PL}{16}$  می باشد. با توجه به این توضیحات داریم:

$$M_0 = -\frac{3PL}{16}, M_B = R \times \frac{b}{2} = \frac{\Delta P}{16} \times \frac{L}{2} = \frac{\Delta PL}{32}$$

$$M_A = \left| -\frac{3PL}{16} + \frac{\Delta PL}{32} \right| = \frac{PL}{4}, M_B = \frac{\Delta PL}{32}$$

$$M_C = \frac{1}{2} M_B = \frac{\Delta PL}{64}, M_{max} = |M_0| = \frac{3PL}{16}$$



$$C_b = \frac{12 \Delta M_{max}}{2 \Delta M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = \frac{12 \Delta \times \frac{3PL}{16}}{2 \Delta \times \frac{3PL}{16} + 3 \times \frac{PL}{4} + 4 \times \frac{\Delta PL}{32} + 3 \times \frac{\Delta PL}{64}} = 1.17$$

(۳) برای پروفیل IPE ۲۴۰، طول های  $p$  و  $r$  با به ترتیب برابر  $۱۳۷\text{cm}$  و  $۴۹۸\text{cm}$  می باشد. با توجه به اینکه فاصله تکیه گاه های جانبی، نصف طول تیر است ( $\frac{400}{2} = 200\text{cm}$ ) که بین طول های  $p$  و  $r$  می باشد، نتیجه می شود که گمانش بر اینست که تیر از نوع غیر الاستیک است و داریم:

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p, C_b = 1.3 \quad (\text{حالت ۱۲})$$

$$Z = Z_x = 347\text{cm}^3, S_x = 324\text{cm}^3$$

$$M_n = 1.3 \left[ 347 \times 2400 - (347 \times 2400 - 0.7 \times 2400 \times 324) \frac{200 - 137}{498 - 137} \right] =$$

$$945177.7 \text{ kg} \cdot \text{cm} > M_p = Z F_y = 347 \times 2400 = 832800 \text{ kg} \cdot \text{cm} \rightarrow M_n = M_p$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = M_D = \phi M_n \rightarrow \frac{q_u \times 400^2}{8} = 0.9 \times 832800 \rightarrow q_u = 17.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$= 17.42 \times \frac{10^{-3} \text{ ton}}{10^{-2} \text{ m}} = 1.742 \frac{\text{ton}}{\text{m}}, q_D = 30.7 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.307 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad (\text{ناشی از وزن پروفیل})$$

$$q_u = 1.2 q_D + 1.6 q_L \rightarrow 1.742 = 1.2 \times 0.307 + 1.6 q_L \rightarrow q_L = 1.078 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \approx 1.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

۴- اگر به خاطر تغییرات معماری یک سازه و جابجایی دو ستون، طول تیرهای فرعی در یک جهت از ۵ متر به ۶ متر افزایش یابد، فاصله بین تیرهای فرعی باید به چه میزان تغییر کند تا مطمئن باشیم تیرهای فرعی در وضعیت جدیدشان، مشکل ارتعاش پیدا نمی کنند؟

حل:

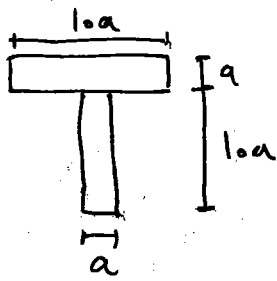
بدترین حالت ممکن را در نظر می گیریم و فرض می کنیم فرکانس اولیه تیر دقیقاً برابر مقدار مرزی ۵ هرتز بوده است. تغییر فاصله تیرهای فرعی باید به گونه ای باشد که موجب تغییر فرکانس تیر نشود.

$$p = 0.118 \sqrt{\frac{g}{\Delta_{is}}} \quad \Delta_{is} = \frac{5 q_D L^4}{384 EI}$$

$$\frac{p_2}{p_1} = \sqrt{\frac{\Delta_{is1}}{\Delta_{is2}}} = 1 \rightarrow \sqrt{\left(\frac{q_{D1}}{q_{D2}}\right) \times \left(\frac{L_1}{L_2}\right)^4} = 1 \rightarrow \frac{q_{D1}}{q_{D2}} \times \left(\frac{5}{6}\right)^4 = 1 \rightarrow \frac{q_{D2}}{q_{D1}} = \left(\frac{5}{6}\right)^4 = 0.48 \approx 0.5$$

بنابراین باید بار سترده مرده وارده بر تیرهای کف تقریباً به میزان ۵۰ درصد کاهش یابد. با توجه به اینکه  $q_D$  برابر است با حاصل ضرب بار گزرد مرده سقف در فاصله تیرهای فرعی، نتیجه می شود که باید فاصله تیرهای فرعی حداقل نصف شود (بنگاه در صد کاهش) یا بدینا تا اگر هم تیر در بحرانی ترین حالت، دقیقاً در فرکانس ۵ هرتز طراحی شده است، مشکل ارتعاشی پیدا نکند. این سؤال به خوبی تأثیر اهمیت تغییرات طول تیر را بر روی فرکانس ارتعاشی آن نشان می دهد.

۵- ضریب شکل مقطع سپری متقابل را محاسبه کنید.



در محاسبه موقعیت محور خنثی پلاستیک با توجه به تعادل محوری مقطع، باید مساحت قسمتهای بالا و پایین محور خنثی یکسان باشد. در مقطع سپری داده شده، مساحت بال و جان مقطع یکسان است و بنابراین همان محل انتقال بال و جان مقطع، محل محور خنثی خواهد بود (به فاصله ۱۰a از پایین مقطع) و داریم:

$$Z = \sum A_i d_i = 10a \times a \times \frac{a}{2} + 10a \times a \times \frac{10a}{2} = 10a^2 (0.5 + 5) = 55a^3$$

محور خنثی ال استیک مقطع از مرکز سطح مقطع می‌گذرد و داریم:

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i \bar{y}_i}{\sum A_i} = \frac{a \times 10a \times \frac{10a}{2} + a \times 10a \times (10a + \frac{a}{2})}{a \times 10a + a \times 10a} = \frac{a \times 10a \times 15.5a}{2 \times a \times 10a} = \frac{15.5a}{2}$$

$$= 7.75a$$

$$I = \frac{a \times (10a)^3}{12} + a \times 10a \times (7.75a - \frac{10a}{2})^2 + 10a \times \frac{a^3}{12} +$$

$$10a \times a (10.5a - 7.75a)^2 = (18.33 + 7.56 + 0.13 + 7.56) a^4 = 33.58 a^4$$

$$S = \frac{I}{c_{max}} = \frac{I}{\bar{y}} = \frac{33.58 a^4}{7.75a} = 4.33 a^3$$

$$S.F. = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z F_y}{S F_y} = \frac{Z}{S} = \frac{55a^3}{4.33a^3} = 12.7$$

