www.vepub.com
Publish Your Mind

«سازه های فولادی 1»

مقدار کربن موجود در آهن برای تبدیل به فولاد کمتر از ٪ 0.2 است

یکی از ویژگی های مهم فولاد جوش پذیری آن است. مقاومت در برابر زنگ زدگی.

روش های ایجاد مقاومت در برابر زنگ زدگی
- گالوانیزه کردن (روی اندود کردن)
- قلع اندود کردن (مثل رنگ کردن)
- ایجاد جریان DC (در لوله های انتقال گاز)
- فولاد های ضد زنگ (Stainless steel)

✓ فرق قلع اندود با روی اندود این است که در قلع اندود اگر جایی خراش بردارد همان جا پوسیده می شود و زنگ می زند

[illegible]

✓ اگر فولاد به آهنربا بچسبد فولاد معمولی است که با آب ? آبکاری شده اما اگر Stainless steel باشد به آهنربا نمی چسبد

از نظر دوام بتن بهتر است
- در برابر آتش سوزی
- در برابر زنگ زدگی

اما اگر دمای فولاد 400 یا 500 قرار بگیرد شروع به نرم شدن می کند. یا E می آید

بتن ارزانتر از فولاد تمام می شود

در سکو های دریایی بیشتر از فولاد استفاده می شود چون بتن در محیط کلرات و سولفات بسیار

PAPCO

ضعیف است

۱/ کربن و منگنز عناصر اصلی افزایش مقاومت فولاد نسبت به آهن هستند

فرایند تولید فولاد سخت حرارت دیدن ← ضربه خوردن ← سرد شدن (باعث ایجاد کریستال ریز می‌شود)

۲/ در تولید فولاد ساختمانی که از نورد گرم استفاده می‌شود و فرایند سرد شدن تدریجی است تا ملکول‌ها [illegible] ساختار

آن حفظ شود

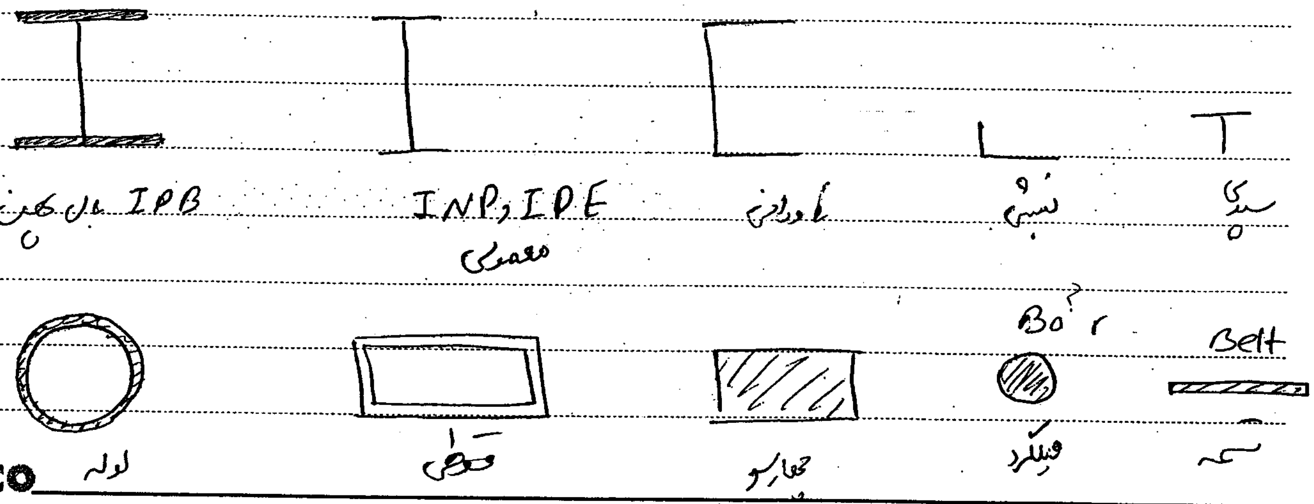
در کارخانه‌های نورد به شمش‌های فولادی شکل داده می‌شود

به این دلیل از ریخته‌گری استفاده نمی‌شود چون در ریخته‌گری حباب هوا ایجاد می‌شود و باعث افزایش

ضخامت میشود که به دلیل گران بودن فولاد به صرفه نیست

در نورد گرم به علت قرار گرفتن علت سردی فولاد، فولاد لایه لایه می‌شود.

در نورد سرد ضخامت مهم است باید زیر 5mm باشد چون باعث ترک خوردن می‌شود.


بال پهن IPB
INP, IPE
معمولی
ناودانی
نبشی
سپری
Bar
Belt
لوله
قوطی
چهارسو
میلگرد
تسمه

فرق تسمه با ورق این است که تسمه طول بیشتری دارد. فولاد با ضخامت کم را می‌توان جوشکاری کرد (5mm)

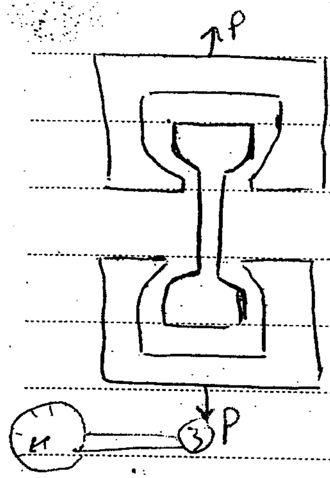
Subject: 2

Year. Month. Date. ( )

مقاومت کششی نهایی F_u

مشخصات مکانیکی فولاد

American society of testing material → ASTM



نیرو را نشان می‌دهد

نیرو پاسخ مصالح نسبت به کشیده شدن

در هر دقیقه چند mm کشیده شود

سرعت کشیده شدن

در ASTM ← تعیین شده

نیرو کششی

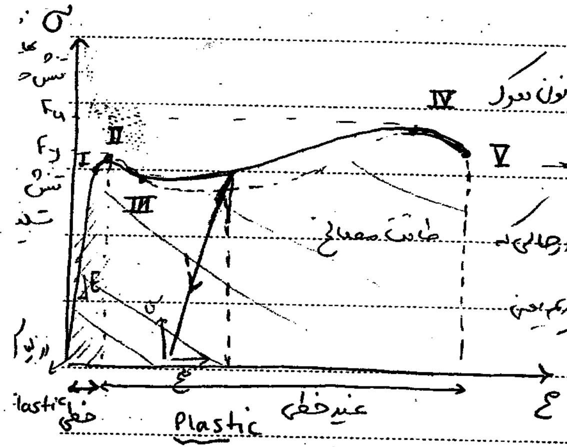
$\varepsilon = \Delta/L$ | $P/A = \sigma$

مربوط به شکستگی ← $\frac{\Delta_u}{L}$ | $\frac{P_u}{A}$

وقتی تقسیم بر A و L می‌کنیم شکل

همین نمودار عوض نمی‌شود چون که

اعداد ثابت اند A و L را



فولاد ستون‌ها فشاری

به جرها کششی

IV ← قانون هوک $\sigma = E\varepsilon < F_y$

V → اینکه V از IV پایین‌تره به خاطر

اینکه $\frac{P}{A}$ ← A اولیه رو در نظر داریم در حالی که

داریم تنش اینجا رو که کم شده داریم یعنی

A کم شده

در بارهای تکرار شونده رفتار مطلوب

رفتار ارتجاعی است ← پس باید تنش‌ها

از حد خطی تجاوز نکند

اولش که به فولاد نیرو می‌دهیم تنش سریع بالا می‌رود و تغییرات با شیب تند اتفاق می‌افتد ↑ تا این که نیرو ثابت می‌ایستد

(پدیده‌ی تسلیم) شیب صفر ـ ولی بعدش سخت می‌شود ولی $\frac{1}{3}$ سختی قبلی

فولاد یک کشش که ترک برداشت بعد تا یه جایی رفتارش خطیه یعنی به حالت اول برمی‌گرده بعد از آن

خیلی از تغییر طول اش رو از دست می‌دهد ولی بخشی رو نگه می‌دارد. حالا اگر بعداً این فولاد رو دوباره

بکشیم شکلش اینه که نمودار از این مبدا با همون شیب اول میره بالا بعد ادامه می‌ده

مزیتش اینه که ناحیه‌ی خطی‌اش بیشتر از دفعه اوله

I محدوده prepetionel ? II نقطه تسلیم (yeild) ← I و II بیشتر هم مرتبط

III strain hardening تسلیم IV حد نهایی limit Ultimate

V نقطه گسیختگی

DIN

St-XX st-37 $\begin{cases} F_y = 2400 & kgf/cm^2 \rightarrow ? \\ F_u = 3700 & 〃 \end{cases}$ → مهم

St-52 $\begin{cases} F_y = 3600 & 〃 \\ F_u = 5200 & 〃 \end{cases}$

* $F_u = \sigma_u$ = مقاومت کششی نهایی
* F_y = تنش تسلیم $= \sigma_y$

یادآوری ← در ناحیه خطی شیب σ-ε ← مدول الاستیسیته

$2\times10^6 < E_s < 2,1\times10^6$ kgf/cm²

عدد متوسط → 2.05×10^6 〃 = 205 GPa

مهم

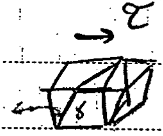
ضریب پواسون:

جامد نداریم بزرگتر از ضریب پواسون ۰٫۵ (نداریم)

s ، $V_s = 0.3$

به حجم بستگی دارد.

$\overrightarrow{\ }\ \tau$

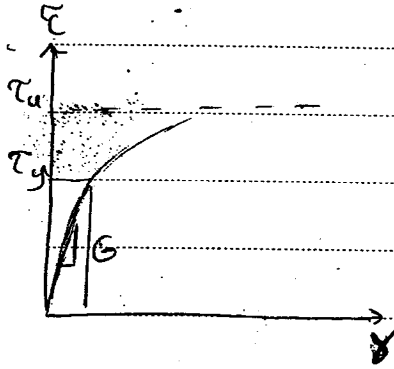


تنش های برشی

برشی ← فقط باعث تغییر زاویه

Subject: 3
Year. Month. Date. ( )

(?) Moghavemat



مدول برشی $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2.6}$

$G_s = 0.8\times10^{6}$ kgf/cm

$G < E$
$\tau_y < \sigma_y$
$\tau_u < \sigma_{y}^{u?}$

$\rightarrow \boxed{\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}}$

τu هم همین نسبت را تقریبا دارد.

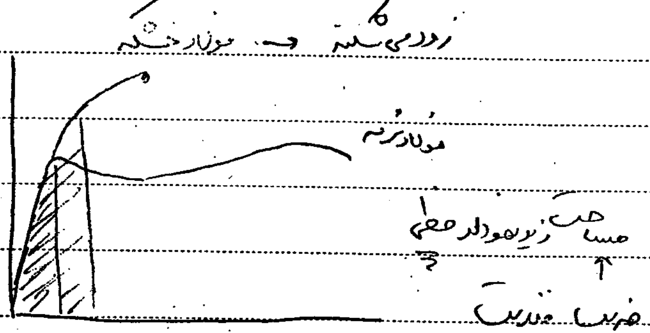
مقاومت یادم رفته ؟

↓ دلیلش ؟ ننوشتم

مساحت زیر نمودار تنش کرنش :

کار یا انرژی ذخیره شده در واحد حجم (چگالی انرژی) $\frac{1}{2}\sigma\varepsilon$

هر cm^2 از یک فولاد چقدر انرژی وارد می شود { که در ناحیه خطی همش برمی گردد
در ناحیه غیر خطی فقط قسمتی اش برمی گردد



وزن مخصوص 7.8 gr/cm^3

مساحت ناحیه ی خطی شون رو مقایسه می کنیم

حال فولاد خشک بیشتره پس انرژی ذخیره شده بیشتر

پس کشیده مثلاً برای بند سازی در زلزله یا ضربه شدید

فولاد نرم‌ها انرژی که قبل گسیختن تحمل می کنند بیشتره پس برای مقابله با زلزله از فولاد نرم استفاده می شود.

پدیده ی تسلیم مجدد فولادهای نرم فولاد های بار برده شده بعد دوباره نرمی دارد

بازگشت داده شود

چقدر انرژی که قبل از پدیده تسلیم می تواند جذب شود و به کار

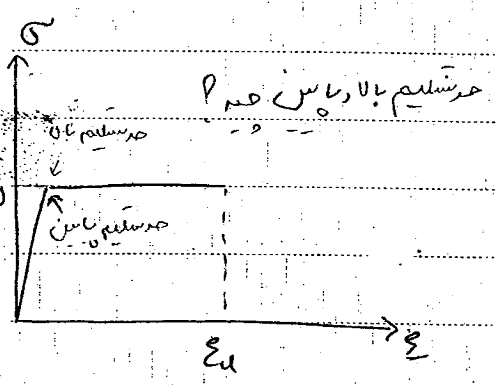
رزلیانس صالح $= \frac{1}{2}F_y\varepsilon_y = \frac{F_y^2}{2E}$

? Q

۲ رو بخونید

تنش‌های سه محوری → بولیت
پواسون

نمودار ایده آل شده:



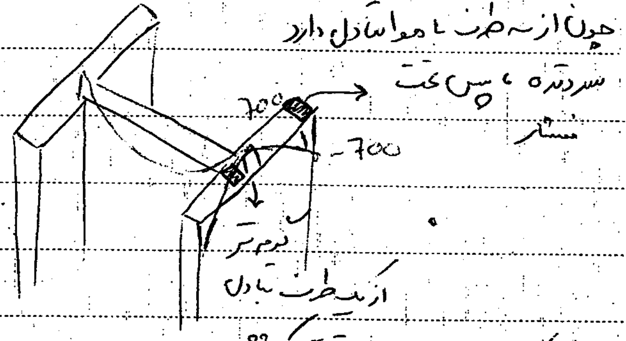
نمودار تنش - کرنش ایده آل

الاستوپلاستیک کامل

فرض

تا fy مقاومت دارد و از آن به بعد [illegible] کش می‌آید

تنش‌های سه محوری:



باعث می‌شود به کشش زودتر تسلیم شود

تنش تسلیم فولاد به ضخامت وابسته

هرچه مقطع ضخیم‌تر → سرد شدن دیرتر و غیریکنواخت → [illegible] بیشتر → پس تحت کشش
حالت شکنندگی و عدم شکل‌پذیری

بارها { زنده
مرده
فوق‌العاده → باد و زلزله

نسبت بار زنده به مرده کم هست مگر در انبارها $\frac{1}{3}$ باشد،

باید از لحاظ تاثیر بررسی شود.

معادل استاتیکی:

کل انرژی که می‌تواند در واحد حجم مصالح وارد شود تا قبل از شکستن → مساحت نمودار σ-ε تا نقطه گسیختگی

عوامل موثر سازه بر زلزله { وزن → هرچه سبک‌تر بهتر مثل چوب
ارتفاع

نمودار تبدیل فولاد به [illegible]

PAPCO

دایره مور

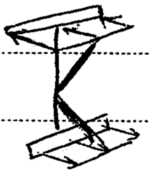
انرژی

کمانش برای صفحه ها ، چون فشار را صفحه ها خوب تحمل می کنند. نباید صفحه را نازک درست

تیر بیشتر خمش ولی برش هم دارد.

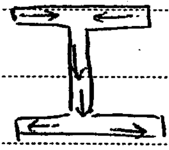
تنش های نرمال ناشی از خمش

$\sigma = \frac{My}{I}$


تا بالا به فشار
خطی تغییر می کند
تا پایین به کشش

تنش های برشی

$\tau = \frac{VQ}{It}$

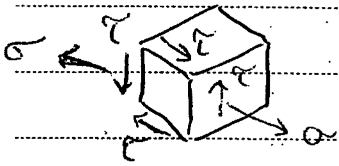


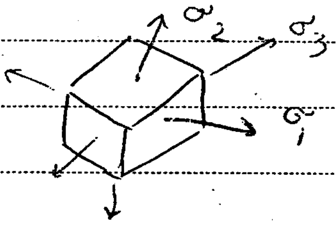
یادت می‌اد جان برش تحمل می‌کرد!! بال خیلی کم می‌بره

معادل آن آزمایش که در فولاد تحت کشش انجام دادیم تنش تک محوره است در حالی که فولاد را باید

تنش سه محوره بکار ببریم ، چه رابطه‌ای دارند؟

وقتی τ و σ داریم در حالت عادی — باید تبدیل کنیم →


τ
τ
τ
σ
σ
τ


σ_2
σ_3
σ_1

معیار تسلیم فون میسس (Von Mises):

$$F_y = \sqrt{\frac{1}{2}\left[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2\right]}$$

$\frac{1}{2}\sigma_1^2+\frac{1}{2}\sigma_2^2-\sigma_1\sigma_2+\sigma_2^2=\sigma_1^2$

(۹) Moghavemat

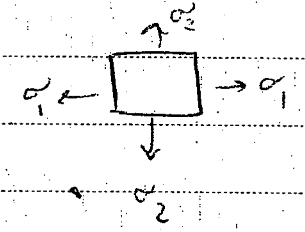
τ_y → پیچش در

در حالت معمول به خاطر اینکه از دو طرف F_y ← $\sigma_3 = 0$ → دایره مور

با بیرون در تماس نبوده‌اند

[یعنی دو بعدی - بعد سوم ندارد - صفحه]

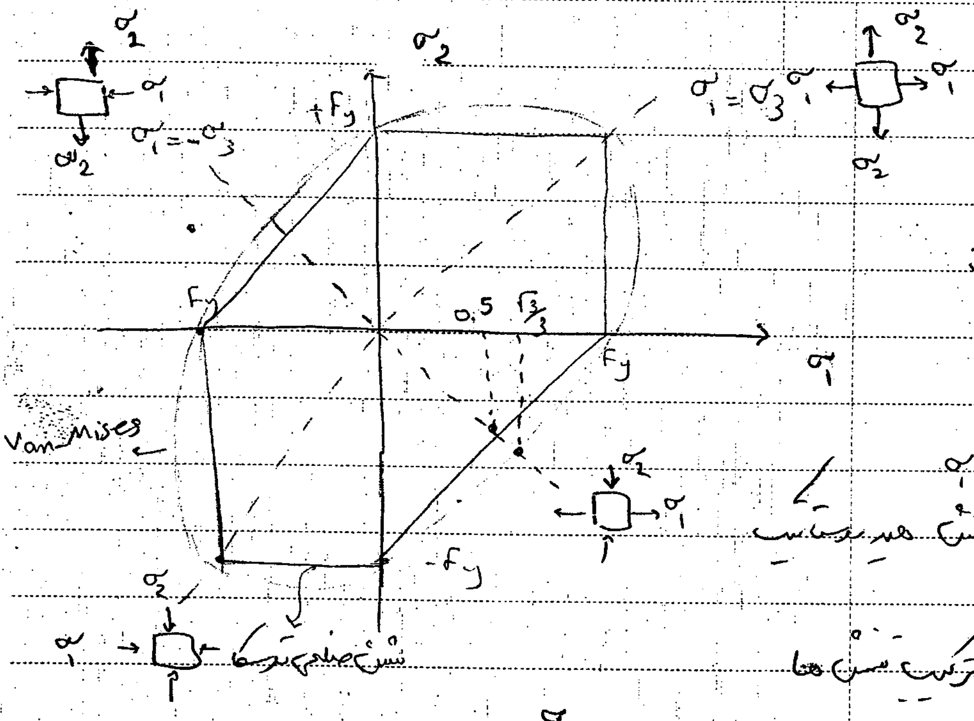
حالت خاص (دو بعدی) ($\sigma_3 = 0$)


σ_2
σ_1
σ_1
σ_2

(?) $\curvearrowright$ $\sigma_n^2 = \sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2$

$\hookrightarrow F_y = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2}$ معادله بیضی

$x^2 + y^2 - xy = cte$


σ_2
σ_1
σ_2
$\sigma_1 = -\sigma_3$
$+F_y$
$\sigma_1 = \sigma_3$
σ_1
σ_2
F_y
0.5
$F_y\sqrt{3}$
F_y
σ_1
Van-Mises
$-F_y$
σ_2
σ_1
σ_2
σ_1
تنش صفحه‌ای تک محوره

[illegible]

صفحه‌ی تنش‌ها هم علامت بزرگتر

عمل می‌کند تا تغییر هم علامت

خاطر دواسون

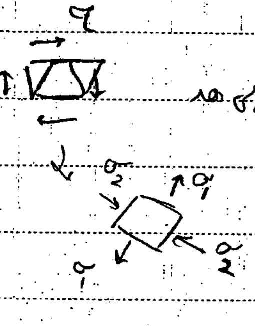
برا همین شیبش روی نیمساز اول و سوم

روی نیمساز اول و سوم $\sigma_1 = \sigma_3$

صفحه دایره محور صفر - تنش هیدرواستاتیک

هر دو سمت‌ها اتفاق می‌افتد

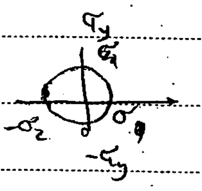
بالاترین کره‌ی برداشت از ترکیب تنش‌ها


τ
σ_2
σ_1
σ_2
σ_1

فولاد که τ در عین σ

مقاومت بار هم (?)

روی نیمساز دوم و چهارم $\sigma_1 = -\sigma_3$ در پیچش رخ می‌دهد


τ_y
σ_1
$-\sigma_2$
σ_1
0
$-\tau_y$

→ دایره مور

رابطه‌ی بین F_y و τ_y ، τ_y (↶)

$\sigma_1 = \tau_y$

$\sigma_2 = -\tau_y$

$F_y = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2}$

$= \sqrt{\tau_y^2 + \tau_y^2 + \tau_y^2} = \boxed{\tau_y\sqrt{3}}$

PAPCO

Subject: 5 AISC → American institute steel of constructions

Year. Month. Date. ( ) آیین نامه برای سازه های فولادی

9

✓ مخاطر تنش های مجاز ناشی از نور دیده و خمشی کمتر است از 2400 استفاده شود

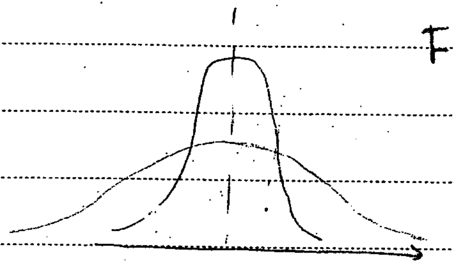
Factor of safety : ضریب اطمینان :

تنش های loading < Resistance ← یعنی خرابی (باید فاصله داشته باشند)

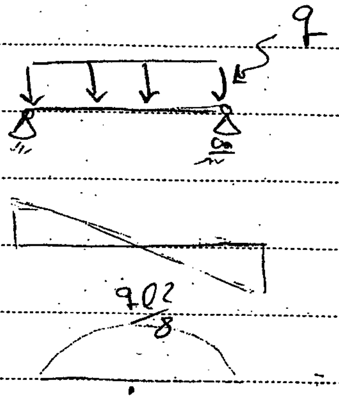
تنش ناشی از بارگذاری ↓ مقاومت ↓ $L<R$ ↓

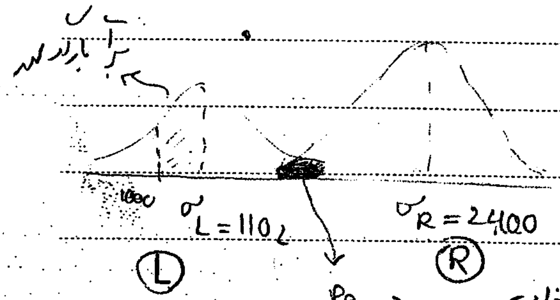
$F.S = \frac{R}{L}$ ✓

$L=R$ اگر ✓



$L=R$





P_f → احتمال خرابی → [illegible]

$R^* = R - \Delta R$

→ $L<R$

$L^* = L + \Delta L$ $\qquad L^* < R^*$

$R - \Delta R = L + \Delta L$

$R(1 - \frac{\Delta R}{R}) = L(1 + \frac{\Delta L}{L})$ $\qquad F.S = \frac{R}{L} = \frac{1+\Delta L/L}{1+\frac{\Delta R}{R}} = \frac{1.4}{0.85} = 1.65$

PAPCO طبق AISC ✓ $\frac{2400}{1.67} = 1440$ تنش مجاز می‌تواند 1440 باشد

بتن مسلح زودتر [illegible] هم LR FD

$\gamma L \le \phi R$ همواره $\gamma > 1$

فلسفه روش های که ذکر کردیم گرفته شده از این نامعادله $\phi < 1$

ضریب افزایش بار ضریب کاهش مقاومت

۱- روش تنش مجاز: Allowable stress design

$(A.S.D) \Rightarrow L \le \frac{\phi}{\gamma} \cdot R \rightarrow \boxed{F.S = \frac{\gamma}{\phi}}$ ←

$L \le \frac{R}{F.S}$ = تنش مجاز ← گذاشتیم 1.67

ایرادش را به این اعداد نمی‌دانیم رفتار فولاد خطی است. (چون تا 2400 خطی فولاد)

فلسفه خطی این هست ولی اقتصادی نیست ← تسلیم سازه زودتر اتفاق می‌افتد ولی کمینه آن را لحاظ نکردیم در نظر نگرفتیم

۲- روش طرح پلاستیک:

$\left(\frac{\phi}{\gamma}\right) \cdot L \le R$

یعنی بارها را ضریب دار کردیم یعنی اگر بار ما $2\ \frac{t}{m}$ بود ما فرض می‌کنیم $4\ \frac{ton}{m}$ باشد

ولی R را همان 2400 می‌گیریم.

اقتصادی تر است. اشکال: تحلیل غیرخطی (تحلیل پلاستیک سازه) ← بعد تسلیم

۳- روش های جدید (روش ضریب بار و مقاومت ← حالات حدی)

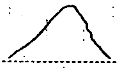
Load & resistance Factor Desgin → LRFD

↓ آیین نامه از سال 82

$\gamma L = \sum \gamma_i L_i$

ضریب بار بر اساس بارها

علی رغم حد کاربرد خطی است:



خطی است. یعنی برای همه بارها یک ضریب نمی‌دهد. ضریب اطمینان روی بارها جداگانه

PAPCO $\phi R = \sum \gamma_i L_i$

← ضریب کاهش مقاومت

مقاومت نهایی عضو برحسب تنش در حالت نهایی (پلاستیک)

ضریب بار

نوع بار ها

$\sigma = \frac{My}{I}$ فرض خطی بودن تنش بر مسطح بودن مقاطع یعنی پواسون را نادیده بگیریم

Subject: 6

Year. Month. Date.

مثلاً محیط شیمیایی کم ← ترکیب بارهای حالت خاص (همزمان اتفاق نمی‌افتند)

ضریب افزایش بار بزرگتر

برای بارهای زنده ، چون متغیر است در همه‌ی حالات همه بارها به ضریب اطمینان داریم

ما بین P ؟ (پدیده‌ها) هرچه مورد نسبت تعادل بیشتر به احتمال شرط احتمال بزرگی خطی دارد

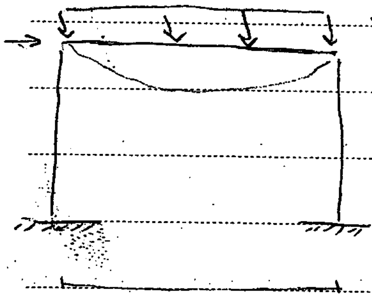
عدم قطعیت‌ها در طراحی سازه

الف) عدم قطعیت های نیروهای محاسباتی 1 ـ خطاهای مدلسازی (ایده آل کردن سازه) و ساده‌سازی

2 ـ ناشی از تئوری محاسبه‌ی سازه

3 ـ نیروهای موثر وارد بر سازه می‌تواند از لحاظ مقدار و توزیع با مقادیر محاسباتی تفاوت داشته باشد

مثلاً همین بار گسترده یکنواخت نیست



ایده‌آلها

ب) عدم قطعیت‌ها مقاومت مورد استفاده

1 ـ ابعاد محاسباتی با ابعاد واقعی متفاوت هستند

2 ـ تنش های حرارتی و پسماند و ناشی از خطاهای مونتاژ

مثل جوشکاری ← تحت

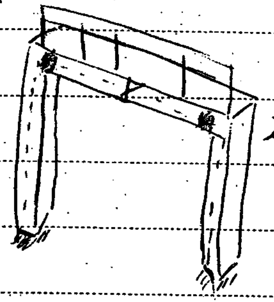
طول‌ها با هم برابر نیستند با فشار

در جوشکاری تحت کشش

اجزا اعضا کشیده می‌شوند تا هم برسند

3 ـ مقاومت اعضای به کار گرفته شده با آن چه در محاسبات منظور شد متفاوت است

$\sigma_{\text{موجود}} < \sigma_{\text{مقاوم}}$



$$F.S = \frac{R}{L} = \frac{\text{مقاومت محاسباتی}}{\text{نیروهای محاسباتی}} > 1$$

خطاهای فولاد معمولاً در جوشکاری‌هاست

PAPCO

$$\sigma_{allowable} (= \sigma_a) = \frac{\sigma_{\text{مقاوم}}}{F.S} = \frac{F_y}{1.67} = 0.6 F_y$$

مثلاً $St37 \rightarrow \frac{2400}{1.67}$

2

$0.6F_y$ رو در محاسبات منظور کنیم

Subject: AWS → American Weilding Society جوش

Year. Month. Date. ( ) ACI → بتن

AASHTO → آیین نامه پل

ASTM ← شناخت مصالح ساختمانی

American (ra)tion engineering association

AREA راه آهن

$\frac{L}{D} > 3$ ← LRFD فولاد بیشتر مصرف می کند (یعنی در حالت تنش مجاز بهتر باشد)

چون در اینجا رها و پارگی ها رخ می دهد

$\frac{L}{D} < 3$ ← LRFD بهتره ✓

$D + \overset{3D}{\cancel{L}} < \frac{F_y}{1.67}$ ← تنش مجاز

$1.2D + 1.6\overset{3D}{\cancel{L}} < 1F_y$ در ϕ ← LRFD

سختی تحلیل بالا + ... ← تولید مقاله

قدرت شکل پذیری پل های فولادی خیلی بیشتر است

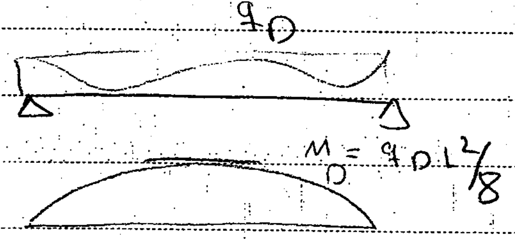
در LRFD :

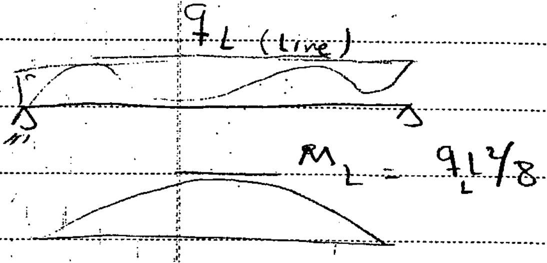
γ ضریب افزایش بار → $\gamma_D = 1.2$, $\gamma_L = 1.6$

R_u = مقاومت مورد نیاز (بر اساس بارهای نهایی)

گام اول

نیروهای به وجود آمده را تحلیل کنید با کمک ضریب بار و ترکیب آن تا مقاومت مورد نیاز به دست بیاید





PAPCO

ISIRI موسسه استاندارد ایران

ISIRI 519 اولین آیین نامه بارگذاری

ISIRI 2800 زلزله

fA → تنش مجاز

Subject: 7

Year. Month. Date. ( )

تنش های محاسباتی f

〃 مقاوم مجاز F

$R_u = \begin{cases} P_u \\ M_u \\ V_u \end{cases}$

$M_u = 1.6 M_L + 1.2 M_D$

یا $M_{u_1} = 1.4 M_D$

→ max بیشترین‌ها انتخاب می شود.

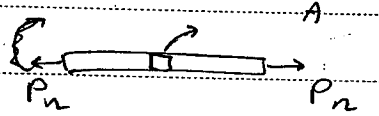
مقاومت اسمی

مقاومت اسمی مقاومتی هست بیشتر از آن نمی تواند تحمل کند

مقاومت اسمی $R_n = \begin{cases} P_n \\ M_n \\ V_n \end{cases}$

$\sigma = \frac{P}{A} = f_t$

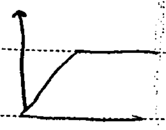
در کشش



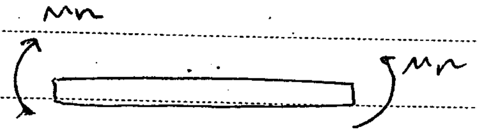
$F_y . A$ ✓

$F_u . A$ × صرف نظر

از Strain hardening



در خمش



$f_b = \frac{My}{I} = \frac{M_{max}}{\underset{\text{اساس مقطع}}{S}} = F_y$

$M_n = S . F_y$

$M_n = Z . F_y$

تنش های محاسبا در AISC $f_i \leq F_i$

〃 کششی $f_t \leq F_t$

〃 فشاری محوری $f_a \leq F_a$

〃 خمشی $f_b \leq F_b$

برشی $f_v \leq F_v$

↑ تنش های مجاز

تنش های مجاز F (بزرگ)

〃 محاسباتی f (کوچک)

midterm 5

یک سطر جدول را حساب کنید

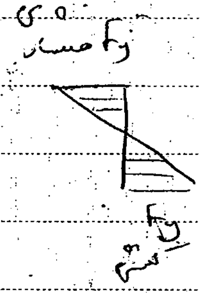
Subject:

تیرآهن عرضی I

Year. Month. Date. ( ) ما تا ستون اول داده سؤال

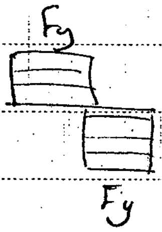
ردیف : IPB

شرایط آیین نامه برای چک کردن است



پلاستیک می شود
وقتی همه تارها Fy شوند
تسلیم می شود

→



برای مقاومت ضریب
تعریف می کنیم
(ضریب کاهش)

مقاومت نهایی $= \phi R_n$

رابطه اساسی LRFD:

$$\boxed{R_u \le \phi R_n}$$

R_u ↓ از آیین نامه

ϕR_n ↓ از فرمول های مقاومت مصالح و [illegible]

- هرگاه ϕ در مقاومت اسمی یک عضو ضرب شود مقاومت مورد استفاده را می دهد.

- ϕ اکثراً معمولاً 0.9 ولی برای حالات مختلف فرق می کند رابطه 1-8 کتاب

در جدول اشتال

آمریکایی		آلمانی		
I	↔	J	ممان اینرسی	
W	↔	S	اساس مقطع	$= \frac{I}{c} = \frac{I}{h/2} = \frac{I}{d/2}$
F	↔	A	مساحت مقطع	
i	↔	r	شعاع ژیراسیون	$= \sqrt{\frac{I}{A}}$
h	↔	d	ارتفاع نیمرخ	
t	↔	t_f	ضخامت بال	
c	↔	t_w	ضخامت جان	
b	↔	b_f	عرض بال	

G وزن واحد طول در ردیف بالا

آمریکایی برابر جان h

PAPCO

Subject: 8 flange بال - web جان

Year. Month. Date. ( )

h-2c = ارتفاع خالص جان

همان اینرسی رو با J می‌نویسند

DIN ← استاندارد آلمان

آلمانی آمریکایی

C ← K

ممان اینرسی رو دایره هم در نظر گرفته شود

تیرآهن با مقطع I INP ← تیرآهن اصلی

Normal Profile

نیمه سبک I تا 300 به راحتی در ایران هست ← تیرآهن معمولی

تیرآهن ناودانی UNP = UNP

نبشی Angle

L 80×80×8

مشابهت‌های اندازه بال {

تسمه L: 100, 120, 140

سپری

دوتا مثل 400

www.vepub.com
Publish Your Mind

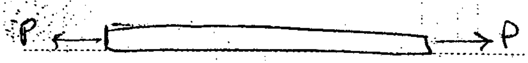
صفحه 170 ← مهم مهم

Subject:
Year. Month. Date. ( )

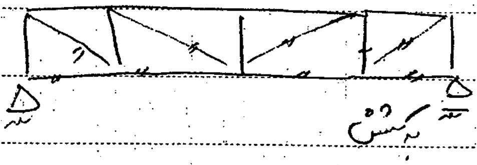
صفحه 166
صفحه 168 از کتاب
صفحه 169

فصل سوم

اعضای کششی :

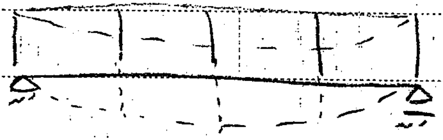


$F_t = \frac{P_u}{A}$



عضو قطری که بلند و لاغر به کشش بهینه برابری می‌کند
کشیده

و البته فشار برابر هیچ چیز کاری نمی‌کند



در قطر متوالی از المان کشش

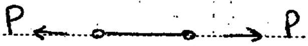
ما را اعضای کشش و لینک‌ها

$P_u \le \overset{0.9}{\uparrow}\phi_t P_n = 0.9 A_g F_y \rightarrow A_g \geq P_u / 0.9 F_y \rightarrow$ A_g بدست می‌آید

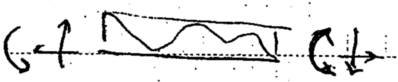
$P_n = A_g (= \text{کل}) \cdot F_y$ ← آخرین تنشی که میشه ایجاد کرد. میریم تو اشتال

مدل‌سازی خرپا چه مشکلی دارد؟ مفصل می‌سازیم ولی مفصل کامل نمی‌شود

چون مفصل داریم در هیچ یک اعضا برش و خمش ایجاد نمی‌شود.



در خرپا عضو دو نیرویی ← تحت کشش خالص
نه خمش



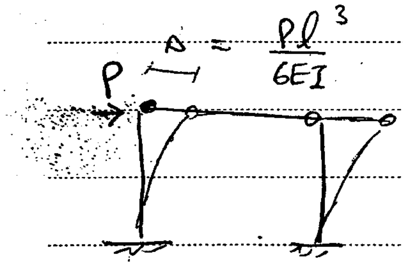
تیر عضو تنش سه نیرویی

تنش‌های براساس ساده‌سازی کامل برشی است ← تنش‌های ثانویه

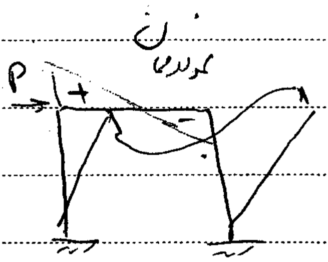
PAPCO

تنش ثانویه = تنش خرپا گیردار − تنش خرپا با مفصل
↑ تنش اولیه

قابهای ایده آل :



$\Delta = \frac{Pl^3}{6EI}$



زاویه حاضر

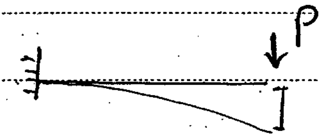
صلب بودن

همون 90

صلیبه

اعضای حساب

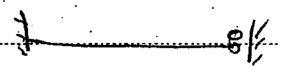
خمش مثل خیلی (خمش)



$\Delta = \frac{Pl^3}{3EI}$

مثال تیر $\Delta \propto \frac{Pl^3}{EI}$

برای بالانس تیر داریم → $k_b \propto \frac{EI}{L^3}$ سختی خمشی

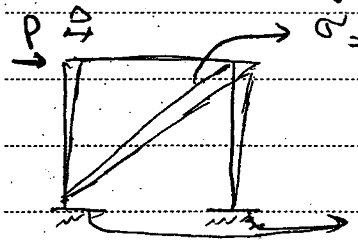


جلوی دوران گرفته شده

$\Delta = \frac{PL}{EA}$ $k_a \propto \frac{EA}{L}$ سختی کششی

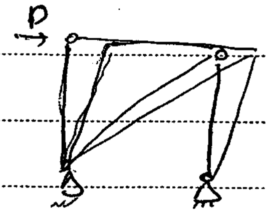
$\Delta = \frac{P}{k}$ تنش خمشی تنش محوری

$\sigma = \frac{M}{S} + \frac{P}{A}$



$\frac{2EI}{L}\left(2\theta_A + \theta_B - \frac{3\Delta}{L}\right)$

+



قاب بی بست با این سختی خمشی هم دارد

سختی محوری وارد عمل میشود

$\Delta \propto \frac{PL}{EA}$

همه اتصالات را مفصلی ببینیم

هرگاه در سازه های خمشی باعث نظر کردن از سختی محوری (مثل خرپا نسبت به توسعه به خرپا بیاید

یک خرپای پایدار وجود داشته باشد این خرپا نیروی ها را حمل می کند ولی چیز ناپایدار به عامل

خمش میرسد

Subject: اتصال گیردار بودن دلیل بر مفصل داشتن نیست

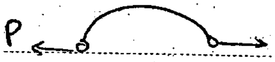
Year.　Month.　Date.　(　)

شرایط خرپای ایده‌آل:

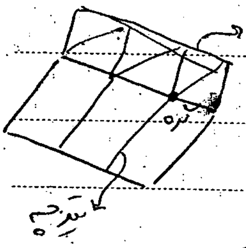
۱- همه‌ی اعضا مستقیم هستند 2- کلیه‌ی اعضا در انتها به هم متصل شده‌اند 3- کلیه‌ی نیروها بر گره‌های خرپا اثر می‌کند ← قابل اجرا 4- تغییر شکل‌های خرپا کوچک باشد

← قابل اجرا　　← قابل اجرا برای این شکل در عمل نیست

← خطای گیرداری اتصال رخ می‌دهد



اگر سیستم با بار این صورت بکشیم خمش پیدا می‌کند



بارها روی مفصل می‌ذاریم که به ... به ... بشه　خرپا

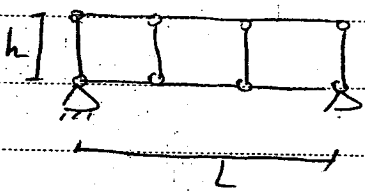
اگر بار گسترده بذاریم روی خرپا چون تیر نیست خمش پیدا می‌کند

این نظریه خطای ایجاد می‌کند ← باید کاری کنیم خمش کم شود و سختی محوری غلبه کند ←

باید L را زیاد کنیم　سختی محوری نسبت $K_a \propto \frac{EA}{L}$

خمشی نسبت $K_b \propto \frac{EI}{L^3}$

$$\frac{1}{8} < \frac{h}{L} < \frac{1}{L}$$



نظریه‌ی خرپای ایده‌آل یک روش تقریبی برای تحلیل گروهی از سازه‌های نامعین است که به علت بلندی اعضا و خرپا، آن‌ها تغییرشکل‌های سازه کوچک بوده و مقاومت گیرداری

اتصالات گیردار خمش جزئی در اعضا ایجاد می‌شود.

مقاومت تسلیم $T_y = F_y A_g$

Subject: 10 تنش تسلیم فولاد → سطح مقطع کل عضو کششی

Year. Month. Date. ( )

در نمودار ایده آل ، در عضو کششی [illegible] ، مقاومت تسلیم T_y وقتی فرا می رسد که تمام تارهای آن به طور یکنواخت به حد تسلیم کرنش رسیده باشند

برای آن که تشخیص دهیم که در این سازه سختی محدود به معادلات سختی همه اعضا کلیه گره‌ها را حذف می کند ، ابتدا با معادل فرض کردن اتصالات ، به بررسی پایداری خرپا می پردازیم

اگر سازه‌ی معادل شده ناپایدار تشخیص داده شد عامل ناپایداری آن در سازه‌ی اصلی سختی خمشی بوده و نمی توان از آن صرف نظر کرد . پس نظریه خرپای ایده آل برای تحلیل تقریبی چنین تا جایی کاربرد دارد که الگوی سازه‌ی تبدیل به خرپا شده یک خرپای پایدار تشخیص داده شده سختی محض این خرپای پایدار اجازه‌ی خمش اکثر اعضا را نخواهد داد . با صرف نظر کردن از مقاومت خمشی می توان نتایج تحلیل چنین سازه ای را با یک خرپای ایده آل تقریب زد . البته لازم است پس از طراحی این خرپا کوچک بودن این تغییر شکل های حاصله محاسبه شود .

تفاوت بین تنش های واقعی ایجاد شده در خرپایی که اتصالات آن صلب است با تنش های محاسبات که خرپای ایده آل ، تنش های ثانویه موسوم هستند . به همین جهت شرط [illegible] بودن طراحی کوچک بودن تنش های ثانویه است .

کم کردن تنش ثانویه → کوچک → تغییر شکل کوچک → چیدمان مثلثی کامل

ارتفاع زیاد

زوایای بین 45 تا 60

PAPCO

6

نیروهای جانبی < باد / زلزله

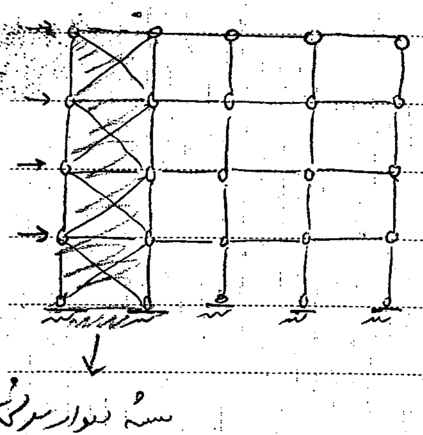
← عضو تقاطی همون بادبند ← ضربدری نقش شده تبدیلش می‌کنیم به ...

یک عضو رو حذف می‌کنیم میگیم که کشش میگیره

Subject

Year. Month. Date. ( )

در یک ساختمان یک دهانه را بادبند بذاریم کل سازه صلب می‌شود

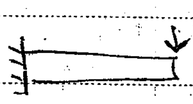


قاب مهاربندی شده

بتنی

دیوار برشی ← کار بادبند در سازه‌های فلزی را می‌کند

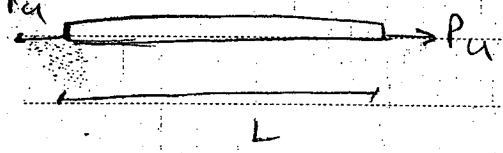
شبیه یک تیر طره کلفت ←



تیر سقفی یک جهت بسته به جهت دیگه نباید زیاد باشد.

بیشتر ۷٪ ← برای پنجره

۱۸ ← برای در



مقاومت اسمی $P_n = A_g \cdot F_y$

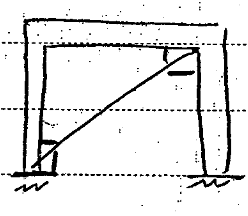
$$P_u \le \overset{0.9}{\phi_t} \times P_n = 0.9\,A_g \cdot F_y$$

$$\boxed{A_g \ge \frac{P_u}{0.9 F_y}}$$

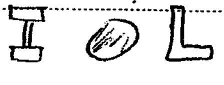
ببین مساحت مهمه، طول هم مهمه

یک عضو بلند که I نداشته باشه خم می‌شه

مثل میلگرد



در تیر شکل اساسی ارزش I مهمه



نماینده پراکندگی

از مساحت

$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

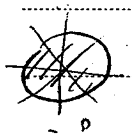
۲-۵-۲۰۱۷

ص 59 محدودیت لاغری در اعضای کششی ← مهم حد آخرش [illegible]

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

$$\frac{L}{r_{min}} < 300 \rightarrow \boxed{r_{min} > \frac{L}{300}}$$

رابطه‌ای که شعاع ژیراسیون دایره را مستقیما نشان دهد



$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\pi D^4/64}{\pi D^2/4}} = \frac{D}{4}$$

هم‌سول کند

اصلم دایره

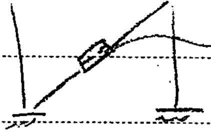
$$\frac{L}{r} = \frac{L}{D/4} = \frac{4L}{D} < 300 \rightarrow \boxed{D > \frac{L}{75}}$$

ضریب لاغری $\lambda = \frac{L}{r}$ ⟶ بدون بعد

برای اعضای کششی اصلی ← 300
〃 فرعی ← 200

هرچه عددش ↑ ← عضو بلند
باریک است

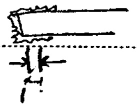
بست قوطی عادی
باعث ~~پیش تنش~~ پیش‌تنیدگی



ص ۱۴۹ [illegible] (تحلیلی)

$$\varepsilon = \frac{\Delta}{L} = \frac{1.6}{6000}$$

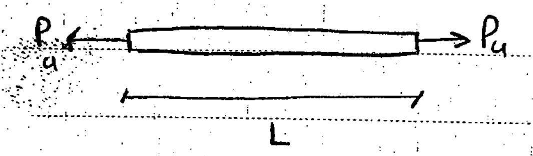
$$\sigma = E\varepsilon = \frac{2.1 \times 10^6 \times 1.6}{6000} = 560 \ \mathrm{kgf/m^2}$$



یعنی 560 تا از 2400 مصرف شده

[illegible]

معیار طراحی عضو کششی:

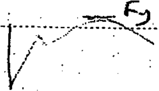


مقاومت کافی → تغییر شکل

بپذیرد تا مرز [illegible]

۱- معیار حدی مقاومت (معیار تسلیم)

$$\underset{\text{مقاومت کششی نهایی}}{P_u} < \phi_t \underset{\text{مقاومت کششی اسمی}}{P_n} = 0.9\, \underset{\text{سطح مقطع کل}}{A_g}\, \underset{\text{تنش تسلیم فولاد}}{F_y} \rightarrow \boxed{A_g \geq \frac{P_u}{0.9\,F_y}}$$



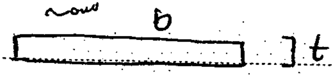
۲- معیار لاغری

تأثیر عضو در سازه

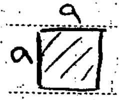
$$\underset{\text{لاغری حداکثر عضو}}{\lambda_{max}} = \frac{\overset{\text{فاصله بین دو انتهای عضو}}{L}}{\underset{\text{شعاع ژیراسیون حداقل مقطع عضو کششی}}{r_{min}}} < 300$$

$$r_{min} = \sqrt{\frac{\overset{\text{ممان اینرسی حداقل مقطع}}{I_{min}}}{\underset{\text{سطح مقطع عضو کششی}}{A}}} = \sqrt{\frac{bt^3/12}{b.t}} = \frac{t}{\sqrt{12}}$$

مستطیل



$$\frac{L}{r} = \frac{L.\sqrt{12}}{t} < 300 \longrightarrow t > \frac{\sqrt{12}}{300} L = \underline{0.011\, L}$$



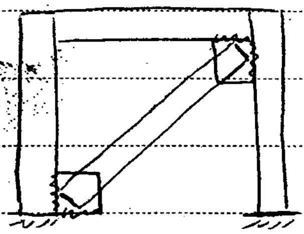
مربع (چهارگوش)

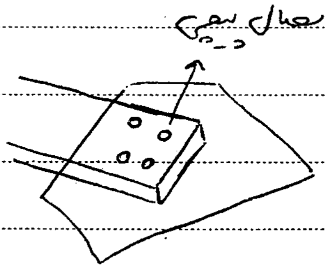
$$\sqrt{\frac{a^4/12}{a^2}} = \frac{a}{\sqrt{12}} \rightarrow a > \underline{0.011\, L}$$

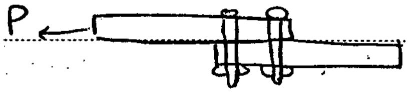
$$\underset{\sqrt{a^2}}{\sqrt{A_g}} > 0.011L \longrightarrow \overset{}{A_g} \geq \underline{0.000121\, L^2}$$

سطح مقطع کل

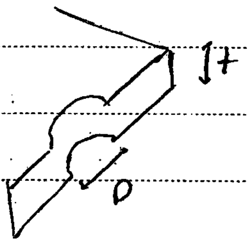
$$\frac{P_u}{0.9F_y} = 0.000121\, L^2 \rightarrow P_u = ---$$





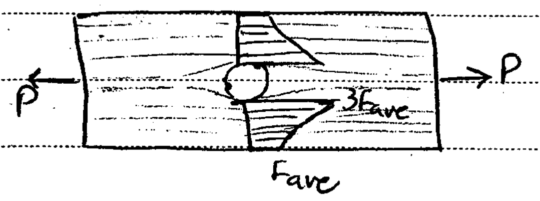


با ایجاد سوراخ روی قطعه، مساحت سطح مقطع کاهش می‌یابد. حال باید این کاهش مساحت را جبران کنیم



$A_n = A_g - D.t$

↓ مساحت خالص net



فاصله‌ی طولی بین پیچ‌ها حدود سه برابر قطر پیچ است

مقاومت عضو در چنین حالتی برای کششی با Fy بررسی نمی‌شه
بلکه از این استفاده می‌شه

$f_{ave} = P/A_n$ $A_n = A_g - D.t$ $P_n = A_n f_u$

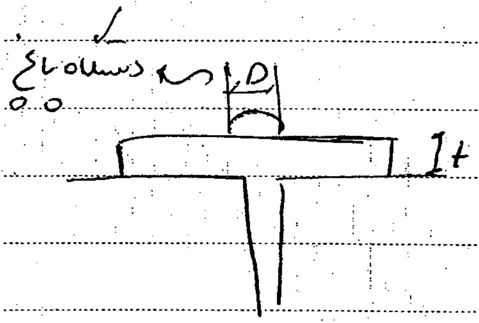
در وسط عضو که سوراخ کاری نشده $P_{n_1} = A_g . F_y \longrightarrow$ تسلیم

در محل سوراخ کاری شده $P_{n_2} = A_n . F_u \longrightarrow$ تنش نهایی - شکست

✓ باید بین این دو حالت، حالت بحرانی را پیدا کنیم

3- معیار گسیختگی در مقطع خالص:

$P_n = A_n . F_u$


گسستگی سوراخ
D
t

$D > t$

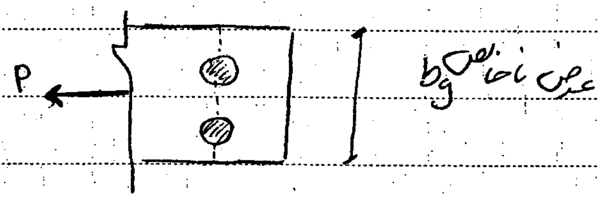
d قطر پیچ مورد استفاده

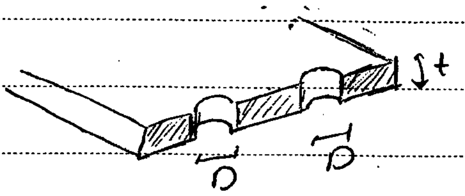
پیچ‌ها خوردگی (از هر طرف 1mm)

قطر اسمی سوراخ ⟶ $D_n = d + 2mm$

قطر محاسباتی سوراخ ⟶ $D = D_n + 2mm$

$\} \longrightarrow$ قطر محاسباتی $= d + 4mm$


P
b_g عرض ناخالص



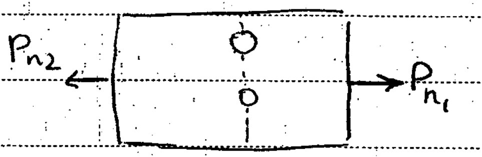
عرض خالص ✓ $b_n = b_g - 2D$

$\downarrow$

عرض ناخالص

مساحت ناخالص ⟶ $A_g = b_g . t$

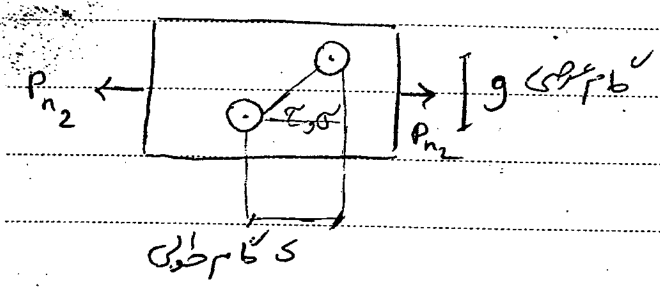
" " خالص ⟶ $A_n = b_n . t$



$b_n = b_g - 2D$

?

نکته) g و S را از 3D نباید کمتر گرفت



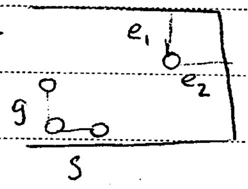
$b_n = b_g - 2D$

$P_{n_2} = P_{n_1} + P'$

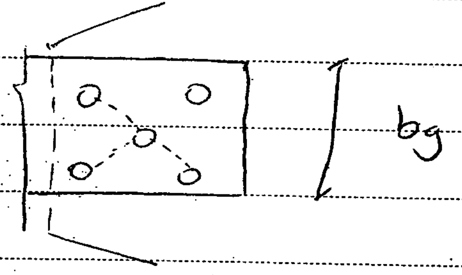
?

$P' = \frac{S^2}{4g} - t.F_u$

$b_n = b_g - 2D + \frac{S^2}{4g}$



✓
$S \nless 3d$
$g \nless 3d$
$e_1 \nless 2d$
$e_2 \nless 2d$



متوسط نیروی وارد بر هر پیچ $= \frac{P}{\text{تعداد پیچ ها}}$

Gasset

نکته) سوراخ ها حتماً باید در استاندارد شده متقارن باشند تا از ایجاد خمش جلوگیری شود

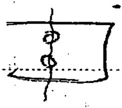
طبق ۱۴۴ آیین نامه

تا مرکز سطح عضو با مرکز اتصال در یک امتداد شود که خروج از مرکز نداشته باشیم

طول اتصال حداقل ممکن تا سمت آزاد عضو کم شود.

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )



وقتی پیچ ها را در عرض کار کنیم An کم می شود   An کم بشه ← مسیر کوتاه تر

مسیر مورب گسیختگی

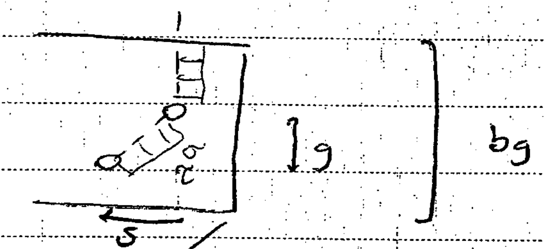
اگر این عضو کششی ترک بردارد ممکن است یک مسیر مورب گسیخته شود که تحلیل آن سخت است

چون هم τ داریم هم σ

گام طولی بیشتر و گام عرضی کمتر ← اثر مسیر مورب کمتر (بهتر)

آیین نامه گوید به جای تحلیل پیچیده یک عبارت $\frac{s^2}{4g}$ به عبارت اضافه می کنیم

$b_n - b_g - \overset{n}{2}D + \frac{s^2}{4g}t$



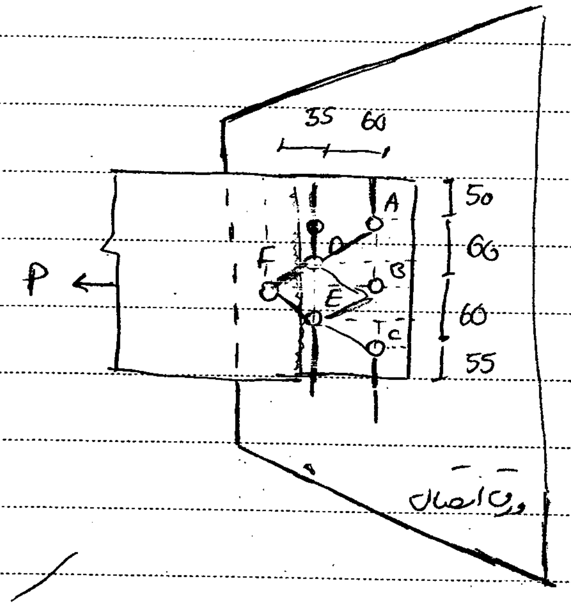
مثال

در اتصال کششی شکل مقابل پیچ های به کار رفته شده از نوع n22 ضخامت عضو کششی 20 mm
سوراخ استاندارد
است. سطح مقطع خالص را تعیین کنید   2mm جراحت
آسیب ناشی ← 2mm برای لبه‌ها کار

اگر 6 تا پیچ داشتیم از هر پیچ که رد شدیم $\frac{P}{6}$ به ورق منتقل شده. $P-\frac{P}{6}=\frac{5P}{6}$ اثر آخر

مجموع همه اینها) نقاطی که حدود P روش انتقال می کند مثل پیچ تنها صفحه بعد

PAPCO



این چیدمان برعکس معمول است چون هر چه از چپ به راست می‌رویم P کمتر می‌شود

پس تعداد پیچ‌ها بیشتر بشه An زیاد بشه. (ولی در عمل این شکل نیست)

$D = d + \overset{\text{فراخی}}{2} + \overset{\text{صدمه لبه}}{2} = 26$ mm

مقاطع قائم :

$\sigma = f_t = \frac{P}{A_n} = \frac{P}{(400-D)t}$ $(400-26) = b_n \underset{\text{بحرانی تر}}{\checkmark}$ $= 374$

$f_t = \frac{5/6 P}{(400-2D)t}$ $\frac{6}{5}(400-52) = 417.6$

$f_t = \frac{P/2}{(300-3D) \cdot t}$ $\underbrace{2(400-78) = 644}_{\text{مساحت متناظر با P}}$

مقاطع مورب) OFE

$b_n = b_g - \overset{\text{سه تا پیچ}}{3D} + 2\frac{S^2}{4g} = 400 - 3\times 26 + 2\times\frac{50^2}{4\times 75} = 338.6$ mm

نیروش P است (همه اش است)

معمولاً مسیر بحرانی صفحه اول می‌شود ← الان 3 تا صفحه اول داریم کافی بود همون 3 تا رو کنترل کرد

$$b_n = \left(400 - 5\times26 + 4\times\frac{60^2}{4\times75}\right)\underbrace{\times\frac{6}{5}}_{\downarrow} = 381.6$$ مقطع 1 ADBEC

ضریب بزرگ نمایی چون نیروی ما P است

مثل همون صفحه قبلی که صورت و مخرج داشتیم و ...

مقطع 1 ADFEC مقطع بحرانی می‌شود

$$b_n = 400 - 5\times26 + 2\times\frac{60^2}{4\times75} + 2\,\frac{50^2}{4\times75} = 310.6\text{ mm}$$

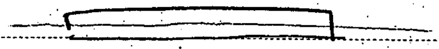
نکته: معمولاً فقط مسیرهایی تا آخر وجود بررسی می‌شود. مثلاً ADFB چون مسیر طولی 2 دارد

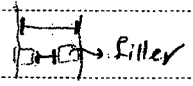
✓ در مثلاً مسیر ADBEC ← $P - 2\times\frac{P}{6}$ = نیرو

نکته: معمولاً صفحه‌ی اول مسیر بحرانی می‌شود الان 3 تا صفحه اول داریم کافی بود همون‌ها را بررسی

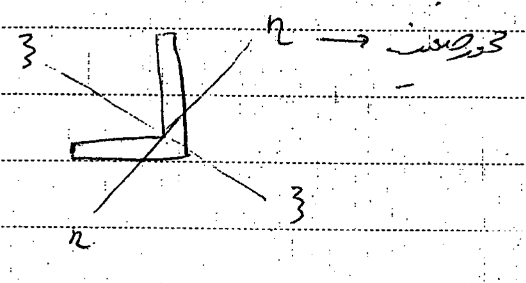
نبشی

نبشی:





← به پلاک نیاز دارد ولی I دوتا



معمولاً در طول پیچ می‌شود

← در حول محور z کمانش می‌شود.

نیرو به حداقل سطح نبشی ایجاد می‌کند

مسیر طولی 2 دارد

Subject: 15 هودت توزیع غیر یکنواخت
Year. Month. Date. ۳۱ → تکیه روی ذاره کار
خیلی محافظه کارانه

نبشی‌ها را معمولاً جفت استفاده می‌کنند

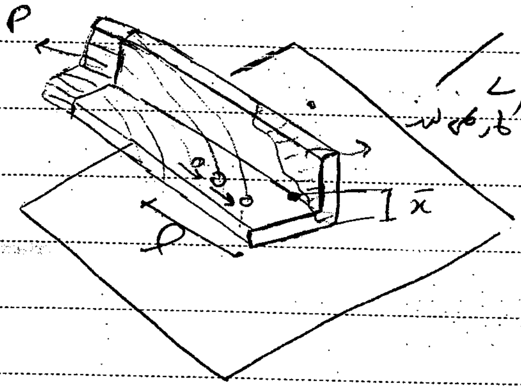
تأخیر برشی: Shear lag

توزیع تنش در ناحیه‌ی اتصال غیر یکنواخت است به خاطر اینکه یک بال متصل شده

زمانی که در یک اتصال فقط یک بال را از دو بال مشارکت دهیم، توزیع تنش یکنواخت

نخواهد بود چون که تنها یک بال کار را انجام می‌دهد. برای همین یک ضریب U تعریف می‌شود

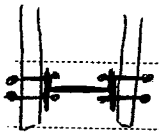
در جوش هم همین شکل هست. U ضریب کاهش سطح



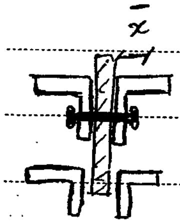
مثال: مقطع I شکل 3 جهت دارد ما به بال جوش می‌دهیم فقط

تمام اجزای مقطع در اتصال مشارکت نکنند

✓ تسمه اینجوری نیست



U به چه بستگی دارد؟ → U ضریب تأخیر برشی



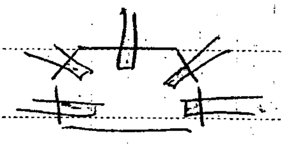
✓ قسمتی از مساحت که در اتصال مشارکت دارد
✓ خروج از مرکزیت
✓ $\bar{x}$ → فاصله از مرکز ثقل نبشی تا صفحه برش اتصال → رابطه مستقیم
✓ طول اتصال → رابطه عکس

مساحت خالص مؤثر $= A_e = U.A_n$ → مال پیچ
effective

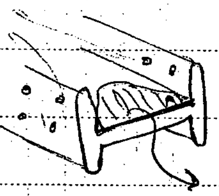
۱ هر نسبی حد

$A_e = U.A_g$ → مال جوش

PAPCO



گاست



هیچ کاری نمی‌کند

ص 220 آیین نامه

وقتی تاخیر برش اتفاق می‌افتد

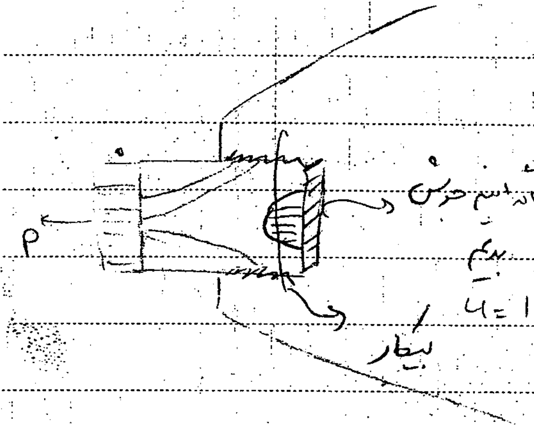
$$\frac{P_u}{A_n} < F_u$$

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

قبلاً ۲ بوده

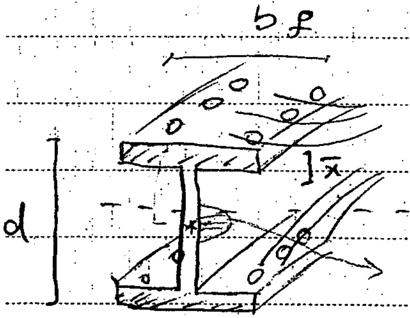
$\bar{x}$ فاصله مرکز سطح نیمرخ از تراز اتصال

برای جدول



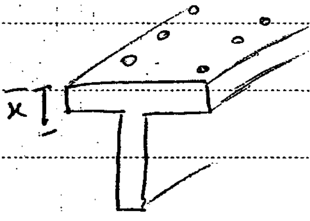
P
آنه اسم حرکش
بدیم
U=1
بیکار

که در شکل نباشه، وقتی به انتها میرسه
صفر باید بشه تنش



bf
d
$\bar{x}$
cut

کار انجام
نمی‌دهد



ص 38 آیین نامه

$$A_e = U A_n$$

$$P_u \leq \phi_t \cdot P_n$$

$$P_n = A_e F_u$$

نکته) در جوشکاری ← $A_g = A_n$ ← مساحت خالص = ناخالص

تسلیم $\phi_t = 0.9$ گسیختن $\phi_t = 0.75$

Subject: 16 (?) 33 ص

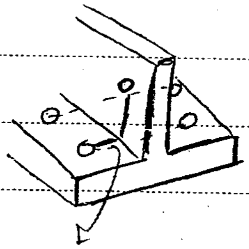
Year. Month. Date. ( )

160 A-9 ج

Homeworks: 3-6, 3-9, 3-10

از دوطرف مجهز اول

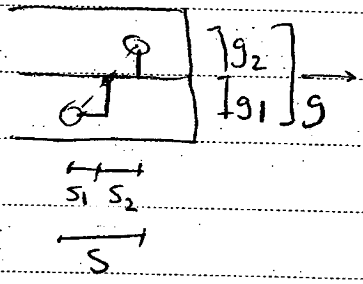
کیفی :



نمیشه مثل سیستم بازکرد دید

چه جوری ؟

www.vepub.com
Publish Your Mind



پیش بینی باز شده

$$\frac{S^2}{4g} \bigcirc \frac{S_1^2}{4g_1} + \frac{S_2^2}{4g_2}$$

$$S = S_1 + S_2$$

$$g = g_1 + g_2$$

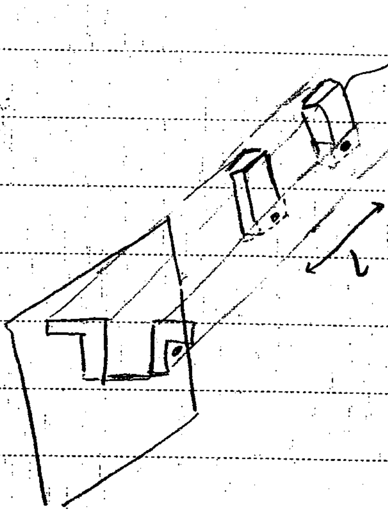
صفحه 2a-t سیم‌ها رو باز کنیم

[redacted]

[redacted]

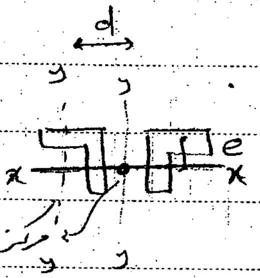
؟؟ ⓟ ×3

ورق های جفت :

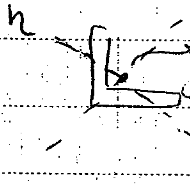


حداکثر طول فاصله بین لقمه ها (با filler) ؟

$\frac{L_1}{r} < 300$



محور اصلی جفت نبشی ← به مرکز سطح جفت



← به دلیل به قوی و ضعیف بودن

تک
↓
تمام اینها حول نبشی ۱ است

گفتیم آیا ... کسی ... آیا کد نداره ؟

$\frac{L}{r_{min}} = \frac{L}{r_{x_1}} < 300$

در جهتی که راحت تر خم بشه (ضعیف تر) میشه

معروفش چیه مربوط به I ؟ ← محور ضعیف ← شعاع ژیراسیون min ← پس محور ضعیف و شعاع ژیراسیون چه ارتباطی هست ؟

برای η (در تک)

$r_{x_1} > r_\eta$

سوال کنکوری

فاصله ها باید بشه 300 علاقه

$\frac{L_1}{r_1} = \frac{L_1}{r_\eta} < 300 \rightarrow L_1 < 300 r_\eta$

ص 130 کتاب طاهری

ص 39 مبحث 10

شعاع ژیراسیون جفت نبشی :

$$\begin{cases} r_x = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2I_1}{2A_1}} = \underline{r_1 = r_{min}} \\ r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = \sqrt{\frac{2(I_{y_1} + A_1 d^2)}{2A_1}} = \sqrt{r_1^2 + d^2} \xrightarrow[r_x = r_1]{\text{مقایسه با}} \end{cases}$$

اگر $d=0$ مساوی است که ممکن نیست

d فاصله محور تک نبشی تا فاصله محور جفت نبشی ↑

مبنا شناختن محور اصلی ضعیف است

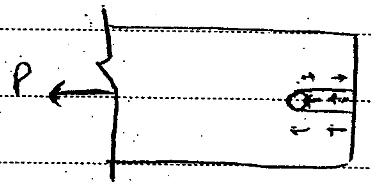
آیا پیچ ها هم قطعاً بسته نمیشود؟؟

وسط محور اصلی آی چرا این بست برای تک پیچ نیست؟ ص 39 مطالعه آیین نامه

گسیختگی قالبی (11-3) شاپور: ص 168 آیین نامه

اگر عضو مان هم شامل گسیختگی محوری باشد هم افقی ← گسیختگی قالبی

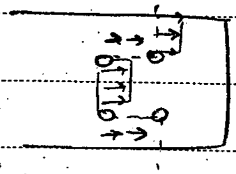
(تلفیق از کشش و برش)

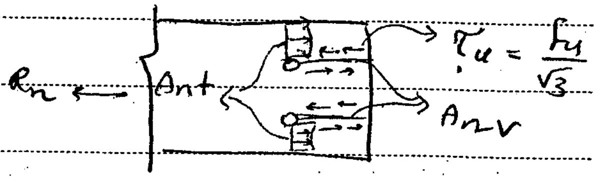


زمانی اتفاق می افتد که پیچ ها فاصله شان کم باشد و

؟

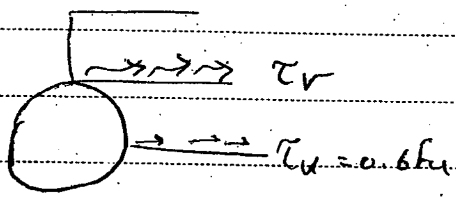
به لبه ها نزدیک باشند.





ص 168 آیین نامه

برش بلوکی یعنی گسیختگی



گسیختگی قالبی فقط مال کشش نیست تلفیقی است از کشش و برش

درصفحه که باشیم $U_b = 1$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

میلگرد دندانه شده : سطح مقطعش را کم می‌کند

این 5 مورد را رعایت کنیم عضو کششی از لحاظ ایمنی مناسب است

1, $P_u \leq \phi_t P_n = \overset{0.9}{\cancel{\phi_t}} A_g F_y \longrightarrow A_{g_{\text{لازم}}} \geq \dfrac{P_u}{\phi F_y}$ با همان سطح اتصال ① شده

2, $P_u \leq \phi_t P_n = \phi_t A_n F_u = 0.75 A_n F_u$

3, $P_u \leq \phi_t P_n = \phi_t \cdot A_e F_u = 0.75 \overset{uA_n}{\overset{\uparrow}{A_e}} \cdot F_u$

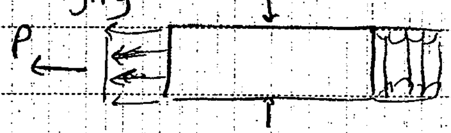
4, $P_u \leq \phi R_n = 0.75 R_n$

5,

6, دندانه شده‌ها ← لاغر

$A_g \cdot F_y$

25٪ ضریب ایمنی به خاطر دندانه شدن



$(0.75 F_u A_g)\phi_t$ از محل دندانه‌ها کل مسئله را بررسی

هم‌بسته

$A_g = \pi d^2/4$

سطح مقطع

زیر دندانه تا دندانه بیرون

$\boxed{1.75}$

$\downarrow 0.75\,\phi$?

$A_g = A$

جمع بندی فصل

مراحل گام به گام عضو کششی:

اطلاعات اولیه P_u

L

گام 1: محاسبه A_g لازم

$A_g \geq \frac{P_u}{0.9F_y}$ (مقطع تک پروفیل)

$A_g \geq \frac{P_u}{2\times 0.9F_y}$ جفت پروفیل

$A_g = \frac{\pi d^2}{4} \geq \frac{P_u}{(0.75)(0.75)(F_u)}$ میلگرد دندانه شده

میلگرد دندانه شده پیش تنیده

$\frac{\pi d^2}{4} = A_g \geq \frac{P_u}{(0.75)(0.75)(F_u - 560)}$

شاید در عمل این باشد

$\frac{L}{r_{min}} < 300$ کنترل لاغری

گام 2: انتخاب پروفیل از جدول اشتال (پروفیل در دسترس)

گام 3: (شامل پیچ و جوش و ورق اتصال و ...) ← فولاد II

طراحی اتصال انتهایی

فولاد دو

ص 168 ←   هرکدوم کوچکتر بود کنترل قالبه

Subject:
Year.   Month.   Date.   ( )

یکشنبه 24 ام سری تمرین ها

گام چهارم) محاسبه An و Ae و کنترل روابط

$P_u < 0.75 A_n F_u$

$P_u < 0.75 A_e F_u$ | $A_e = U \cdot A_n$

اگه در این مرحله جواب نداد اول اتصال را عوض می‌کنیم اگر باز هم نشد نیمرخ رو عوض می‌کنیم و همینطور میریم بالا

گام پنجم) کنترل مقاومت گسیختگی برش قالبی (4-9-2-10)

$P_u \leq 0.75 R_n$

$R_n = 16-9-2-10$

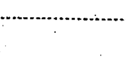
اینجا رو حساب می‌کنیم A_{nv}

فرق A_{gv} _ A_{nv}

که مساحت سوراخ‌ها کم شود

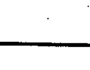
تو مقاومت برش قالبی به عمودی - افقی (طولی) - عمود یعنی موازی

تمرین‌های آخر فصل ۳

✓ 3-3  → T   T = ? کوچکترین نبشی آمریکایی

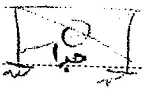
✓ 3-17 حداکثر بار کششی عضو ...

1.5 × بار اسمی → P_u

3-15 

www.vepub.com
Publish Your Mind

$\frac{L}{D} = 3 \rightarrow$ ضریب مقدار $= 1.5$

3-31 

همه اتصالات جوشی

9.5 متر نیروی کشش میلگرد
بار طول عضو

با عضو دوبل نبشی طرح میشه از یک کنیم

بار زنده میخواد ضریب بدید به مبحث ۶

جدول 1-17 توی این سوال ضریب ۱ است. 0.33 نیاز به لحاظ شدن ندارد مال آیین نامه تنش مجاز.

$0.9 F_y = 0.9 \times 2400 = 2160$

$0.75 F_u = 0.75 \times 3700 = 2775$

حل مسأله ص 184

جدول 1.17

$$\text{نیروی مهاربند} = \text{نیروی باد} \times \frac{\text{طول مهاربند}}{\text{بر افقی}}$$

عضو باید این شرایط را داشته باشد

$$P_u = \frac{2 \times 13.33}{5} \cdot \underbrace{\sqrt{5^2 + 3.5^2}}_{6.1} = 32.54 \text{ ton}$$

صفحه 101 جدول 7-6

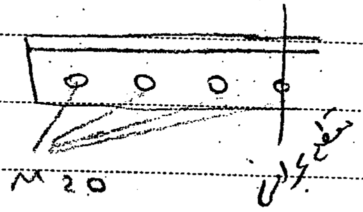
$L = 6.1 m$

ضریب بار 1

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.9 F_y} = \frac{32.54 \times 10^3}{0.9 \times 2400} = 15.06 \text{ cm}^2$$

نبشی 80x80x8

Ag	12.3
rx	2.42
rη	1.55
t ضخامت	



2L

$D = 20 + 4 = 24 \text{ mm}$

کنترل آیین‌نامه

$A_g = 2 \times 12.3 = 24.6\,cm^2$

① معیار حدی تسلیم :

$\phi_t P_n = \phi_t A_g F_y = \frac{0.9 \times \overset{24.6}{\cancel{24.1}} \times 2400}{1000} = 53.2 > 32.54$

لاغری

③ معیار حدی گسیختگی

$\phi_t P_n = 0.75 A_e . F_u$

طبق جدول

$U = 0.8$, $A_e = U A_n$, $A_n = 2(A_{g_1} - D.t) = 2(12.3 - 2.4 \times 0.8)$

$= 20.76\,cm^2$

$\phi_t P_n = 0.75\, U A_n F_u = \frac{0.75 \times 0.8 \times 20.76 \times 3700}{1000} = 61.95\ ton > 32.54$

بررسی فاصله لقمه‌ها

یک لقمه ربط کافیه

$L_1 = 300\ r_m = 300$

② لاغری مثل معیار حدی نیست

$\frac{L}{r_{min}} = \frac{L}{r_x} = \frac{L}{r_{x_1}} = \frac{610}{2.42} = 252 < 300$ Ok

3rb [illegible] ok

④ کنترل گسیختگی قالبی

$\phi R_n =$ ←

$A_{nv} = (A_{gv} - 3.5\,D.t) = 17.6 - 3.5 \times 2.4 \times 0.8 = 10.88\ cm^2$

$A_{gv} = 22 \times 0.8 = 17.6\,cm^2$

۲۱۴۲۲

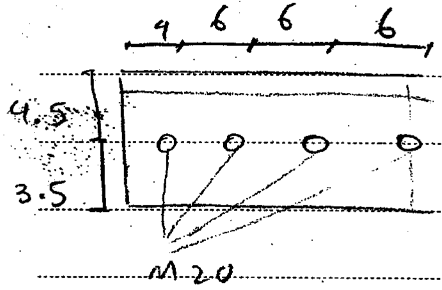
$A_{nt} = (3.5 - 0.5D).t = (3.5 - 1.2) \times 0.8 = 1.84$

[illegible] $\frac{1}{10}$ [illegible]

Subject: 20

Year. Month. Date. ( )

22



2L 80×80×8

$\phi R_n = \begin{cases} 0.6\,F_u A_{nv} + F_u A_{nt} = (0.6 \times 10.88 + 1.84) \times 2 \times 3.7 = 61.92 \text{ ton} \\ 0.6\,F_y A_{gv} + F_u A_{nt} = \left[(0.6 \times 2.4 \times 17.6) + (3.7 \times 1.89)\right] \times 2 \end{cases}$

$= 64.3$ ton

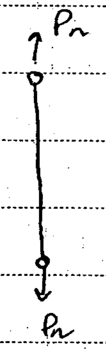
USE 2 L 80×80×8 ✓

[illegible] Ant

فصل هفتم

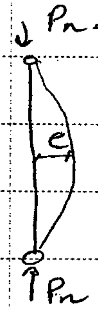
Buckling of columns   اعضای فشاری

فولاد
ظرفیت مقطع های در حالت فشار ← به خاطر کمانش $P < AF_y$



$\sigma = f_t = \frac{P_n}{A_g} = F_y$

$P_n = A_g F_y$



حرکت از [illegible]
↑
$P.e$

$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{\overset{\nearrow}{M}}{S} = F_y$

?

$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{My}{I}$

ظرفیت عضو را براساس تعیین نمیکنند در این حالت به تسلیم

($\sigma = \cancel{\frac{P_n}{A} = F_y}$) دیگر برقرار نیست
در فشار.

$P_{critical} = P_{cr}$ = بار بحرانی

مقدار نیروی فشاری است که اگر بر روی یک ستون قرار گیرد آن را دچار پدیده کمانش میکند

ظرفیت فشاری P_{cr} است نه $P_{\text{تسلیم}}$

عوامل موثر در مقدار بار بحرانی ستون ها:

1- سختی خمشی مقطع ستون EI (یعنی سخت تر خم میشود) [illegible] رابطه مستقیم

2- طول عضو: $\frac{1}{L^2}$ ← آزمایش تعیین کرده

3- شرایط انتهایی ستون {
امکان حرکت جانبی
" دوران انتهایی

عدم محوری بودن - عدم همگن بودن

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

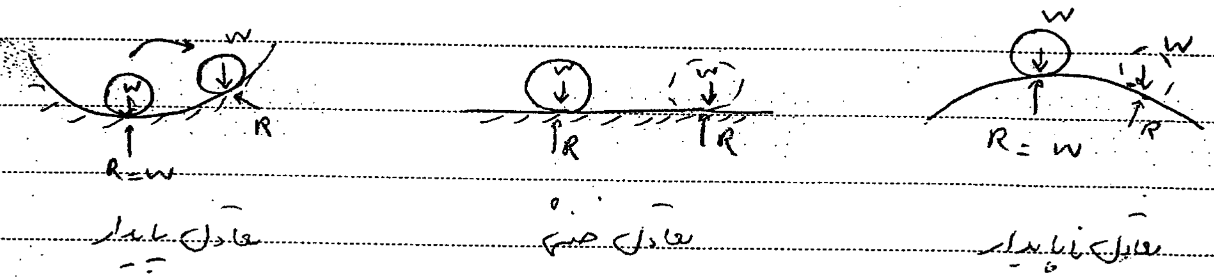
کمانش الاستیک = بار بحرانی = بار اویلر $= P_{Euler} = P_E$

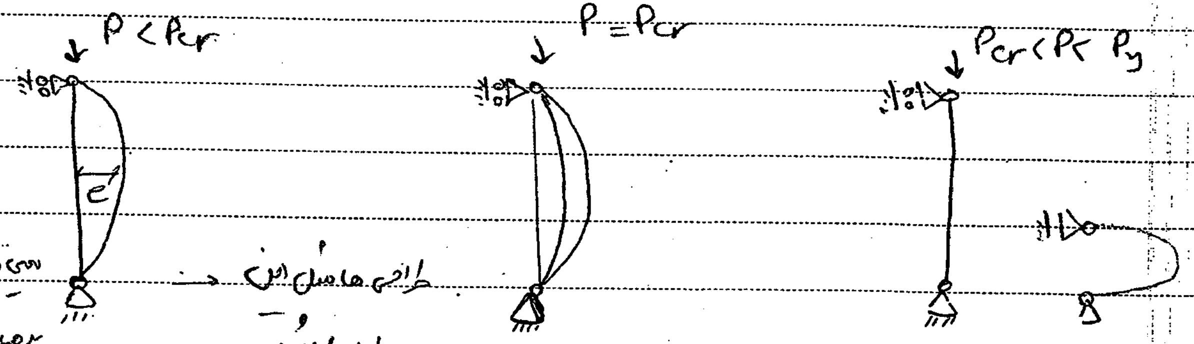
انواع تعادل:

تعادل پایدار: وضعیت تعادل یک حالت منحصر به فرد است و بعد از خروج آن از تعادل پایدار شده

" خنثی: بی‌نهایت وضعیت تعادل وجود دارد

ناپایدار: وضعیت تعادل منحصر به فرد است و هر وضعیتی جز آن نامتعادل است.


W
W
R=W
R
W
W
R
R
W
W
R = W
R
تعادل پایدار
تعادل خنثی
تعادل ناپایدار


P<Pcr
e
P=Pcr
Pcr<P<Py

سعی به ستون تکیه هم بدیم برمی‌گرده سر جاش

طراحی‌ها مثل این باید باشد

کمانش الاستیک

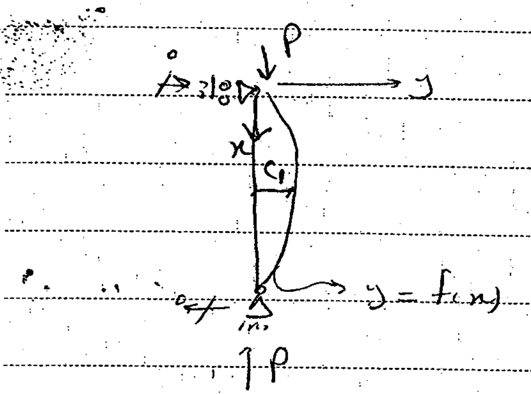
بار اویلر یا بار بحرانی: مقدار باری است که اگر به یک ستون اعمال شود آن را دچار تعادل خنثی سازد.

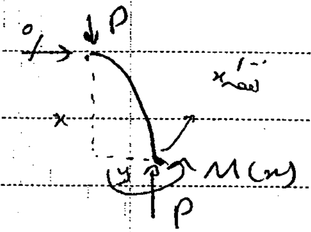
کمانش بعد تعادل خنثی

Subject:
Year. Month. Date. ( )

رابطه‌ی اویلر برای کمانش ستون دو سر مفصل :

یه منحنی پیدا کنیم که با این شرایط سازگار باشد





$M(x) + P \cdot y = 0$

$M(x) = -P \cdot y$

در استاتیک خواندیم $\dfrac{d^2y}{dx^2} = \dfrac{M(x)}{EI} = -\dfrac{Py}{EI}$

$\dfrac{d^2y}{dx^2} + \dfrac{P}{EI} \cdot y = 0$ معادله دیفرانسیل خطی مرتبه اول همگن

حلش؟ $\rightarrow \alpha^2 = \dfrac{P}{EI}$, $y'' + \alpha^2 y = 0$

$t^2 + \alpha^2 = 0$

$y = a\sin\alpha x + b\cos\alpha x$

$\left\{\begin{array}{l} x = L \\ y = 0 \end{array}\right. \rightarrow c_1 \sin\alpha L = 0 \rightarrow c_1 = 0 \rightarrow \underline{y(x) = 0}$ یعنی منحنی تغییر شکل صفره
خط راست

$\hookrightarrow c_1 \neq 0 \rightarrow \sin\alpha L = 0$

$\alpha L = n\pi \rightarrow \alpha = \dfrac{n\pi}{L} \rightarrow \alpha^2 = \dfrac{n^2\pi^2}{L^2}$

$\alpha^2 = \dfrac{P}{EI} = \dfrac{n^2\pi^2}{L^2} \rightarrow P_{cr} = \dfrac{n^2\pi^2 EI}{L^2}$ →

$n = 1, 2, \ldots$

PAPCO

Subject: 22
Year. Month. Date. ( )

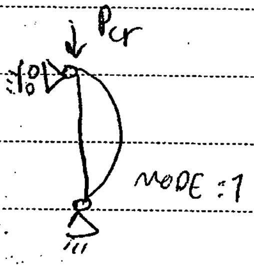
$$y = C_1 \sin\left(\frac{n\pi}{L} x\right)$$

$$C_1 \neq 0$$

$$n=1 , \quad P_{cr_1} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = P_1$$ ← ظاهر شدن شکل اول کمانش

$$y(x) = C_1 \sin\left(\frac{\pi}{L} x\right)$$

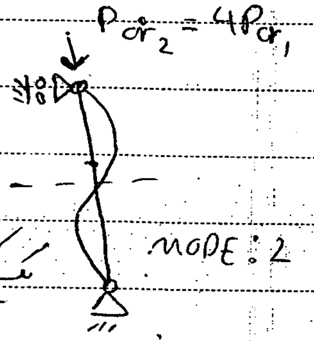
بدون نیاز به C_1 به معادله می‌رسیم.



← کمترین این P ها را بار بحرانی می‌نامیم

$$n = 2 , \quad P_{cr_2} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2} = 4 P_{cr}$$

$$y(x) = C_1 \sin\left(\frac{2\pi}{L} x\right)$$



تک موج و دو تا شکم ← غلط ،

n تعداد شکم‌ها یا عدد مود = ١ ـ شکم

چگونه ظرفیت ستون را بیشتر کنیم.

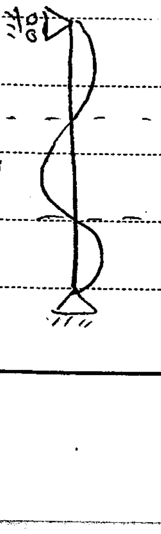
١) I را زیاد کنیم، عرض تیر، هم را ببریم بالا

* 2) وسط ستون را طوری ببندیم تا نتواند حرکت کند ← مهار جانبی ستون
با این روش می‌شود ظرفیت ستون را 4 برابر کرد.

$$n=3 , \quad P_{cr_3} = \frac{9\pi^2 EI}{L^2} = 9 P_{cr}$$

$$y(x) = C_1 \sin\left(\frac{3\pi}{L} x\right)$$

برای اینکه دقیقاً 9 برابر
بشه در $\frac{1}{3}$ ها مهار
کنیم



PAPCO

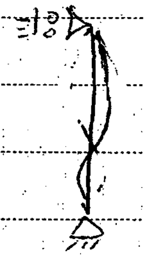
$$P_{cr} = \frac{n^2\pi^2EI}{L^2} = \frac{\pi^2EI}{(L/n)^2}$$

$$\underset{\substack{\downarrow \\ \text{effective}}}{L_e} = \frac{L}{n} \quad , \quad \boxed{P_{cr} = \frac{\pi^2EI}{L_e^2}}$$

Le به مهارهای انتهایی آن بستگی دارد

معمولا P ها از 1، 2، 3 و ... متغیر است

در دنبال کوچکترین می باشیم



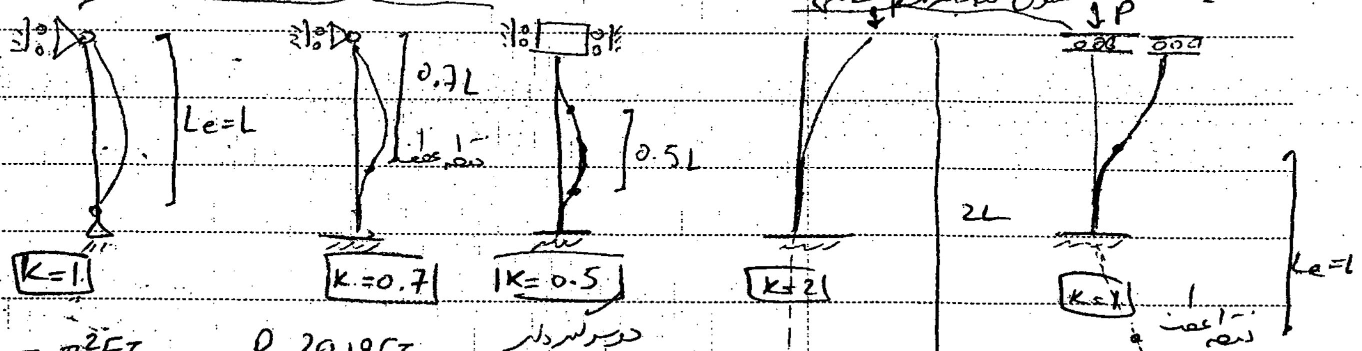
→ Le کمتر

از بالا

Pcr بیشتر از بالا → $P_{cr} = P_{\text{بالا}} = P_{min}$

تعمیم رابطه اویلر برای ستون های دارای شرایط انتهایی گوناگون : ستون ها بدون حرکت جانبی

ستون ها با حرکت جانبی



دو سر گیردار

$$P_{cr} = \frac{\pi^2EI}{L^2} \qquad P_{cr} = \frac{20.19EI}{L^2} \qquad P_{cr} = \frac{4\pi^2EI}{L^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2EI}{(0.7L)^2} \qquad P_{cr} = \frac{\pi^2EI}{(0.5L)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2EI}{4L^2} \qquad P_{cr} = \frac{\pi^2EI}{L^2}$$

دو سر گیردار

با حرکت جانبی

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

برای امکان پذیر باشد

Subject: 23

Year. Month. Date. ( )

اجازه دوران ← K زیاد

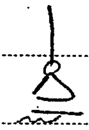
فرض کنیم مثل اون حالت اول که ببینیم اتصالات دو انتها مفصلیه یا نه سپس ببینیم تا چه حد عضو ها هستند

Le طول ← شکل کمانش قسمتی از ستون که بین دو نقطه عطف قرار دارد و دقیقاً مشابه شکل کمانش ستونی می‌باشد که در دو انتها مفصل است

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

? چرا

$L_e = K . L$ $\quad 0.5 < K < \infty$



→ $K = \infty$

L_e طول موثر در کمانش

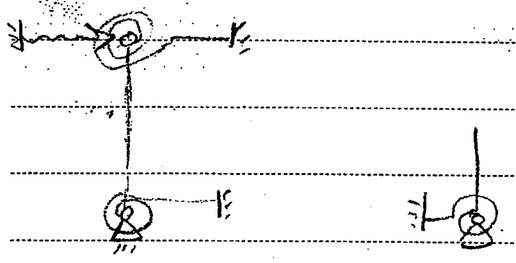
K ضریب طول موثر

L طول حقیقی

ستون ها

حرکت جانبی ندارند مثل ستون های قاب های مهار شده (مهاربند) ← $0.5 \leq K \leq 1$

" " ندارد ← سختی خمشی اجازه حرکت جانبی می‌دهد ← $1 \leq K < \infty$



تعیین ضریب طول موثر در کمانش ه ۱-۲-۳-۱ ضریب طول موثر K ... همه

الف) ستون های قاب مهاربسته ← $0.5 \leq K \leq 1$ ← $K = 1$

تئوری

ب) " " " نشده $1 \leq K < \infty$

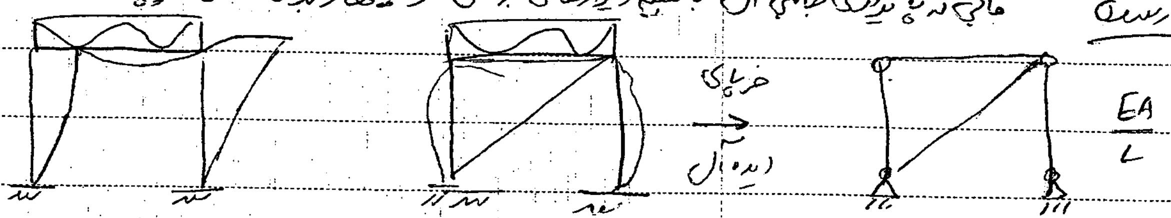
تئوری

↓

با توجه به امکان دوران در انتهای ستون

PAPCO

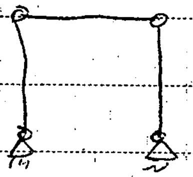
مهارشده قابی که پایداری جانبی آن با تعبیه دیوارهای برشی و یا مهاربندی های [illegible] در آن تأمین می‌شود

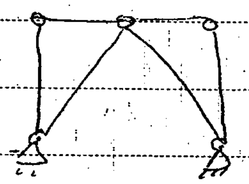


سختی محوری باعث میشه
تغییر شکل زیاد نده
پایدار، تغییر شکل جانبی ندارد.

$\frac{EA}{L}$ سختی محوری $\frac{EI}{L^3}$ → سختی خمشی

K همه اعضای مهاربندی برابر 1



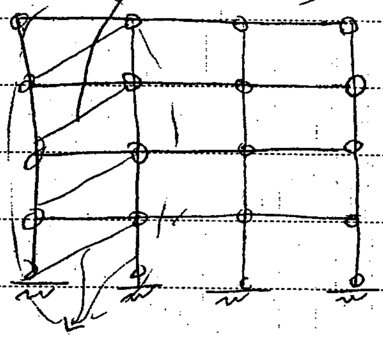


②

بادبند ـ سازه فولادی
دیوار برشی ـ سازه بتنی

اگر این نباشد K همه طبقات 1
1 ، فقط این ~~قسمت~~
طبقه سوم است

همه K=1
چون پایدار



این دو تا [illegible]

16 تا ستون داریم به ظرفیت این 16 تا
K رو چند بگیریم؟

همه اتصالات را دو سر مفصل به فرض خرپای ایده‌آل

یک دهانه قاب ساختمان اگر بادبند داشته باشه
همه ستون‌ها K=1

سختی خمشی نگه‌داشته قابو که حرکت نکند یا سختی محوری
↓ مهارشده ↓ مهارنشده

Subject: 29 درقاب های مهارنشده پایداری جانبی توسط اتصال صلب تیر به ستون تأمین می‌گردد

Year. Month. Date. ( )

مهارنشده

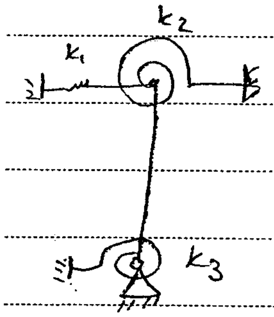
سختی خمشی می‌توانند

K به میزان جلوگیری از دوران ستون بستگی دارد

K { دوران
؟ حرکت

↓

حالت انتهایی (سختی دورانی دوانتها



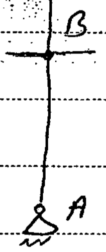
؟ اگر K_3 صفر باشد K ما برابر با چه می‌شود

تک لنگر هرچه K_3 ↓ ← k ↑

اندیس دوران

G_A G_B ← اندیس دوران صفحه 14 یا 16

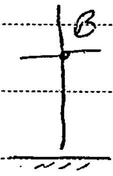
مقدار لنگر لازم برای دوران واحد



∞ = تئوری (مفصلی G)

10 یا عملی (مفصلی G)

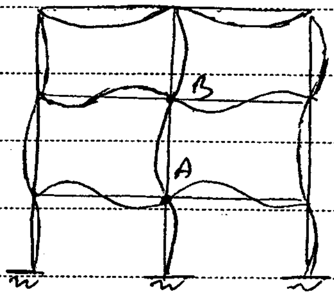
چون عملاً ما مفصل کامل نداریم



0 = تئوری (گیردار G)

1 = عملی (گیردار G)

ستون بی ضوابط گیر صفحه زیر جلوی بیش را دارد



طبق مدل

به دو سر گیردار با حرکت انتقالی $k=1$

$k=0.5$ « « بدون «

نسبت به محور عمود بر صفحه که خمش

سختی ستون

$$G = \frac{6E\sum\left(\frac{I}{L}\right) \text{columns}}{6E\sum\left(\frac{I}{L}\right) \text{girders}}$$

شاه تیر

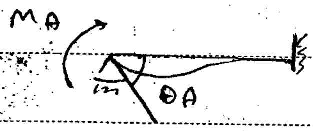
$\left(\frac{I}{L}\right)_c$ ↑ ← مثل مفصل ← می‌چرخد

$\left(\frac{I}{L}\right)_g$ ← « گیردار ←

PAPCO

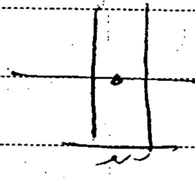
انتقال پور متصل

$$M_A = \frac{4EI}{L}\,\theta_A$$

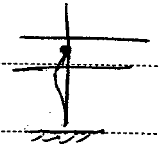


سختی دوران مطلق

سختی دوران نسبی عضو $K = \frac{I}{L}$

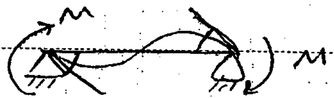


تیر نمی تواند مانع حرکت ستون شود



ستون نمی تواند دوران کند

ص ۲۵ آیین نامه مشخص کنیم

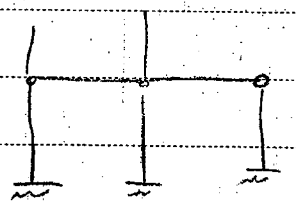


$$M_A = \frac{3EI}{L}\,\theta_A$$

بند 3

تیر طره $\frac{I}{L}$ ← صفر ← چون تکیه‌گاه به جای وصل نیست جلوی دوران را نمی گیرد

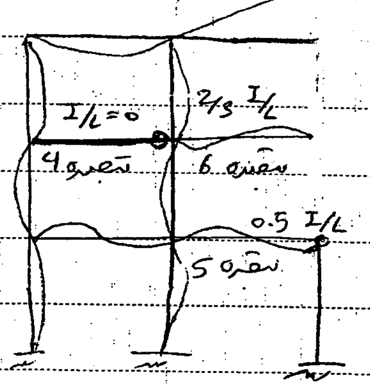
انتهای عضو بست



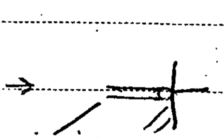
بند ۵ چون:

$\frac{I}{L} = 0$ تبصره 3

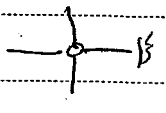
چون تکیه‌گاهش 4 بود ← $\frac{4}{6} = \frac{2}{3}$


I/L=0
2/3 I/L
تبصره 4
تبصره 6
0.5 I/L
تبصره 5

تبصره 4 →


تحمل نمی کند

$\frac{I}{L} = 0$



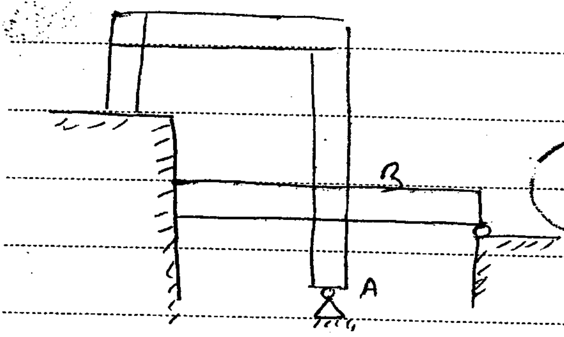
$\frac{I}{L} \neq 0$

Subject: 25
Year.　Month.　Date.　( )

مجید تقوی محمود محبت کاکش

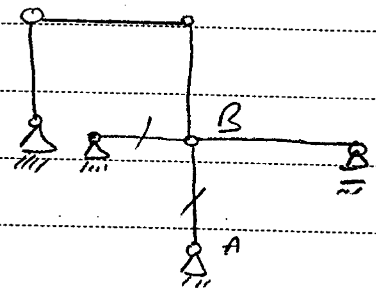
مثال: تعیین ضریب طول موثر در کمانش ستون ها

1)



تیر دارای مفصل (در حالت ایده آل)

از دو نقطه ی ساکن میله رسم کردیم که B روی خود دارد.

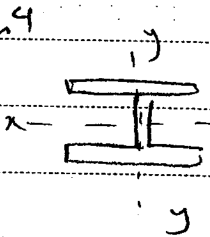


مدل حالت ایده آل

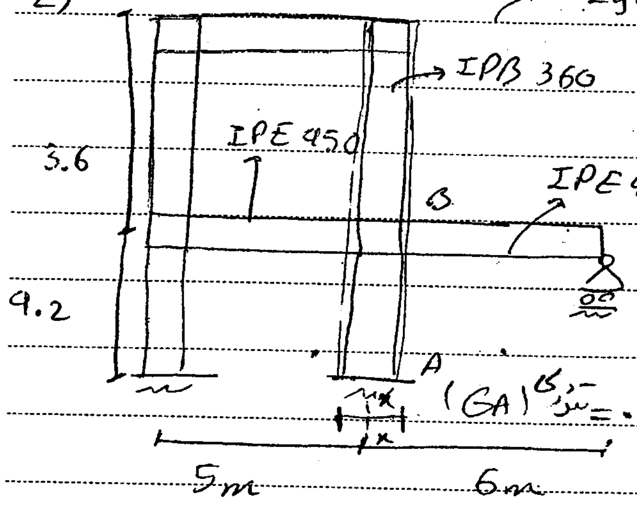
$(k_{AB})_{\text{تئوری}} < 1 \longrightarrow (k_{AB})_{\text{عملی}} = 1$

2)

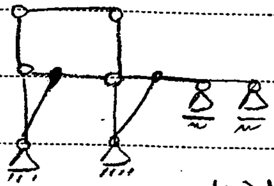
$I_{xx} = 43190\,cm^4$
$I_{yy}\ \alpha$



IPB محل قرارگیری
در تیر
(در جهت)



IPE 450 → $I_{xx} = 33740$
$I_{yy}\ X$



$(GA)_{\text{تئوری}} = 0 \rightarrow (GA) = 1$

$k > 1$

$$\boxed{G_B = \frac{\Sigma\left(\frac{I}{L}\right)_c}{\Sigma\left(\frac{I}{L}\right)_g}} = \frac{43190/470 + 43190/360}{\frac{33740}{500} + 0.5 \times \frac{33740}{600}} = 2.33$$

↑
$\frac{5}{2}$ تبصره

$$k=\sqrt{\frac{1.6G_AG_B+9(G_A+G_B)+7.5}{G_A+G_B+7.5}}$$ (?)

$$k=\sqrt{\frac{1.6\times1\times2.33+9(1+2.33)+7.5}{1+2.33+7.5}}$$

$\downarrow$

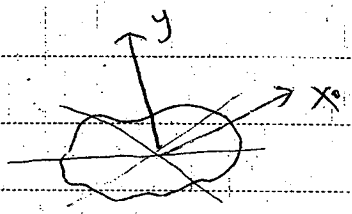
1-1-2-10

$K_{AB}=1.38$ $\qquad P_{cr}=\dfrac{\pi^2EI}{(kL)^2}$

ه. I

تأثیر هندسه مقطع رو در ظرفیت بیان می‌کند

دو محوری که حول‌شان I_{max} و I_{min} است حتماً برهم عمودند



تعریف محورهای اصلی: برای هر شکل هندسی دو محور عمود بر هم وجود دارد

که گشتاور سطح آن شکل می‌گیرند و ممان اینرسی حاصل ضرب

(I_{xy}) نسبت به آن صفر خواهد بود. و گشتاور دوم سطح I_{yy} و I_{xx} به ترتیب مقادیر

گشتاورهای دوم سطح: حداکثر (I_{max}) و حداقل (I_{min}) را خواهند یافت. این محورها محورهای اصلی

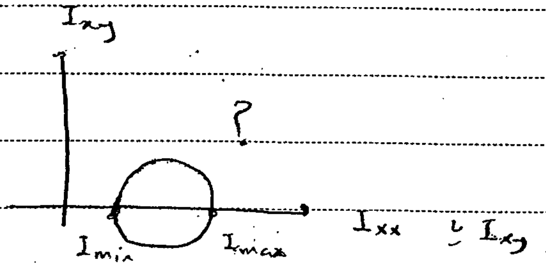
شکل نامیده می‌شوند $\qquad I_{xy}\gtrless0$ یا $=0 \qquad I_{yy}$ & $I_{xx}\geq0$

$I_{xx}=\int y^2\,dA$

فاصله مرکز سطح تا محور

$I_{yy}=\int x^2\,dA$

$I_{xy}=\int xy\,dA$



حال اینرسی حاصل ضرب نسبت به محور تقارن صفره، پس محور تقارن یک محور اصلی و محور دیگر

عمود بر آن

PAPCO

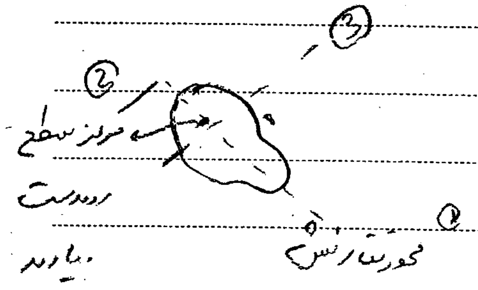
Subject: 26 دایره مور ممان اینرسی ؟ ← مقاومت

Year. Month. Date. ( )

اگر شکلی دو محور تقارن داشته باشد ← حتماً باید بر هم عمودند

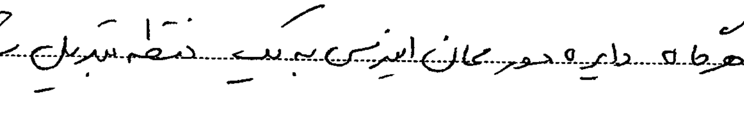
نکته) هرگاه شکل دارای محور تقارن باشد آن محور تقارن یکی از محورهای اصلی است محور اصلی دوم نیز بنا بر اصل تعامد خطی عمودی است که از محل مرکز سطح بر محور تقارن استخراج می‌شود

مثال)



نکته) بنابراین اگر شکل دو محور تقارن داشته باشد محل تلاقی آن‌ها مرکز سطح بوده و دو محور تقارن عمود بر هم آن نیز محورهای اصلی هستند

نکته) هرگاه یک شکل هندسی دارای بیش از 2 محور تقارن باشد (همه شکل‌های منتظم) چون I_{xy} نسبت به محور تقارن صفر است دایره‌ی مور ممان اینرسی این شکل می‌تواند بیش از دو بار محور افقی را قطع کند تا I_{xy} صفر شود بنابراین شعاع دایره مور ممان اینرسی آن صفر بوده است (یعنی دایره مور شده نقطه) و هرگاه دایره مور ممان اینرسی به یک نقطه تبدیل شود کلیه محورهای گذرنده از مرکز سطح شکل دارای یک ممان اینرسی بوده و ممان اینرسی حاصل ضرب نیز صفر است یعنی همه‌ی محورهای گذرنده از مرکز سطح اصلی هستند مانند کلیه اشکال منتظم



تمرین

I در رابطه اویلر

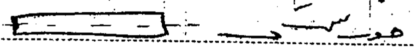
نکته) در رابطه‌ی اویلر هرگاه یک ستون بتواند در کلیه جهات یکسان کمانش کند

شرایط انتهایی
(K برای کلیه جهات یکسان باشد) محور اصلی دارای کمترین ممان اینرسی I_{min} تعیین کننده

جهت کمانش است و مقدار رابطه P_{cr} از رابطه زیر بدست می‌آید

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

بین شکل‌ها اونی از همه بهتره که I بیشتر باشد : P_{cr} هم که زیاد باشه



حداکثر I_{min} ، I_{max} هست

* برای چنین ستونی ملاک رفتن ضریب لاغری افزایش I_{min} است و ضعیف نیست

حداکثر I_{min} می‌توانه برابر I_{max} بشه نتیجتاً برای ستون‌هایی که شرایط انتهایی

کلیه جهات آن‌ها یکسان است مناسب‌ترین شکل هندسی برای مقطع اشکالی هستند که

شکل‌های دایره چون حاصلضرب اینرسی آن‌ها صفر است مثل اشکال منتظم

تمرین) از 3 تا شکل مثلث متساوی‌الاضلاع ، مربع و دایره به سطح یکسان داریم که به

عنوان ستون استفاده شده‌اند و شرایط انتهایی ستون در کلیه جهات یکسان باشد

کدام ستون ظرفیت کمانشی بیشتری دارد. (توضیح)

ممان اینرسی رو برحسب A بدست بیارید سه حالت مثلث

الا ترجیحاً سه دایره کشیده

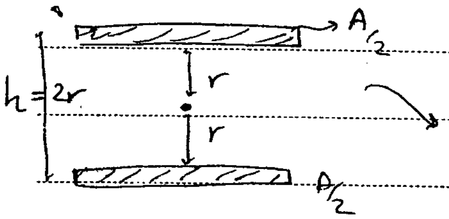
دایره موهر اینرسی مفهوم شعاع ژیراسیون

?

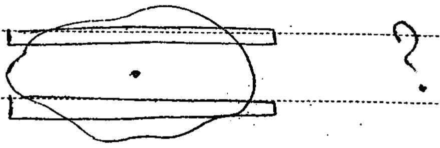
شعاع ژیراسیون: پراکندگی سطح از مرکز سطح

هرچه مساحت A را از مرکز سطح بیشتر دور کنیم بهتره

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 E A r^2}{(kL)^2} \qquad r = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow I = Ar^2$$



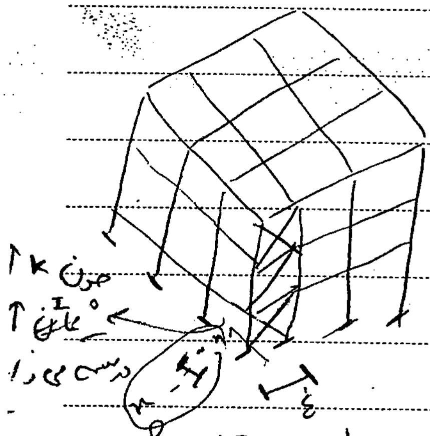
$I = Ar^2$

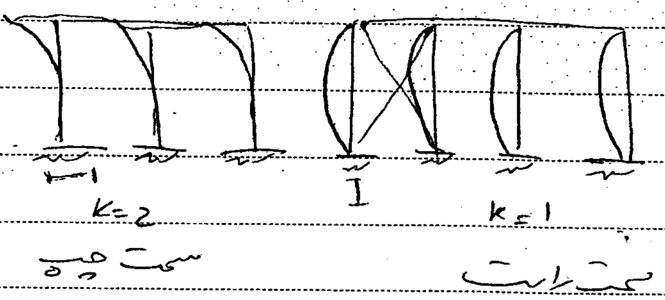


$$\cancel{I} + Ad^2 = \frac{2A}{2} r^2 \rightarrow Ar^2$$

ممان اینرسی مستقل نسبت به خودش.

یکسان بودن k در طبقه محاسبات





فرض شود برای ستون شکل زیر از مستطیل با ابعاد b و h به عنوان مقطع استفاده شود.

تعیین کنید نسبت $\left(\frac{h}{b}\right)$ بهینه برای این مقطع مستطیل چیست

www.vepub.com
Publish Your Mind

اگر $k_x = k_y$

Subject: ← مربع

Year. Month. Date. ( )

$(\frac{h}{b}) = 2$

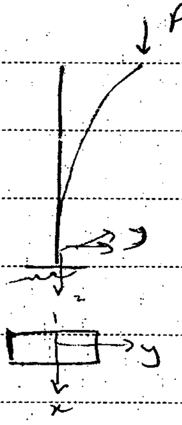
?

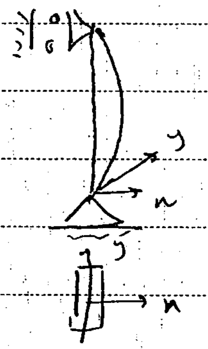
اون طرفی $\uparrow k$ ← $\uparrow I$

بهینه ← $(P_{cr_x}) = (P_{cr_y})$

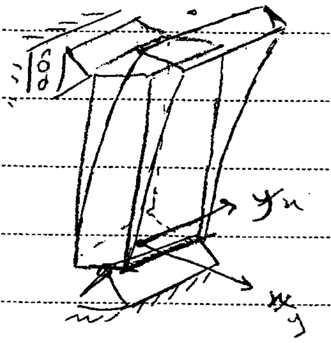
IPB بال پهن ← بهترین ← چون $I_{xx} \simeq I_{yy}$ نزدیک به هم اند

به بارگذاری بستگی





?



$k_{xx} = 2$?

$I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$

$k_{yy} = 1$?

$I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$

$$(P_{cr})_x = \frac{\pi^2 E I_{xx}}{(k_x L)^2}$$

$$(P_{cr})_y = \frac{\pi^2 E I_{yy}}{(k_y L)^2}$$

شرایط کمانش مقطع معقول $\rightarrow (P_{cr})_x = (P_{cr})_y \rightarrow \frac{I_{xx}}{(k_x)^2} = \frac{I_{yy}}{(k_{yy})^2} \rightarrow$

$$\boxed{\frac{I_{xx}}{I_{yy}} = \left(\frac{k_x}{k_y}\right)^2}$$

اون طرفی که $\uparrow k$ ← $\uparrow I$ تقویت باید بشه

$$\frac{I_{xx}}{I_{yy}} = \frac{bh^3/12}{hb^3/12}$$

$$\rightarrow \left(\frac{h}{b}\right)^2 = \left(\frac{k_x}{k_y}\right)^2 \rightarrow \boxed{\frac{h}{b} = \frac{k_x}{k_y}} = 2$$

PAPCO

اگر $k_x = k_y$ ← $I_{xx} = I_{yy}$ ← پس مقطع که هم مربع است

طراحی اعضای فشاری (ستونی محوری فشاری خالص یا ستونها):

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

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2 A} = \frac{\pi^2 E r^2}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 E}{\underbrace{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}_{\lambda}} = \boxed{\frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \sigma_{cr}} = F_{cr} = F_e$$

رسم میکنیم

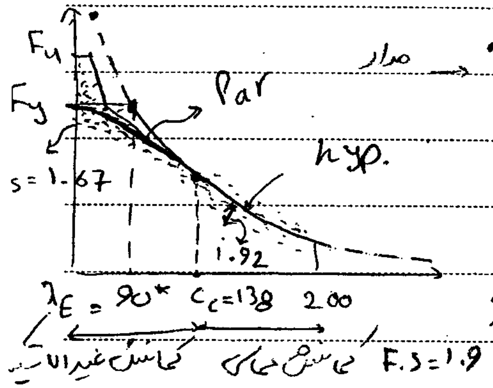
$$\frac{kL}{r} = \frac{L_e}{r} = \lambda \longrightarrow \text{ضریب لاغری ستون}$$

(هر چه عدد بیشتر باشد ستون لاغرتره)

$$\frac{kL}{r_{min}} = \lambda_{max}\ \text{ستون} \leq 200$$

λ عضو کششی ≤ 300

$\sigma_{cr} = F_{cr} \times A$



تنش عملاً الاستیک نوشته شده ← مدار

σ کم ⇐ λ زیاد | نسبت عکس دارد
σ زیاد ⇐ λ کم

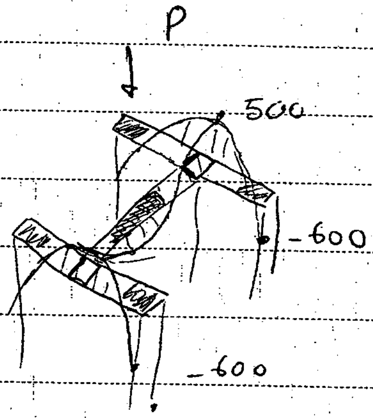
$F_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2}$ $\quad F_{cr} = \pi^2 E / \lambda^2$

لاغری یک حد پایینی هم دارد چون اگر خیلی کم شود $\frac{\pi^2 E \uparrow}{\lambda}$ ← σ_{cr} خیلی زیاد ← $\sigma_{cr} \gg f_y$ ← حد پایین

$\sigma_{cr} = f_y$

E_t [illegible] صفحه بعد [illegible]

جدا شدن از رابطه اولر ناشی از تنش های پسماند



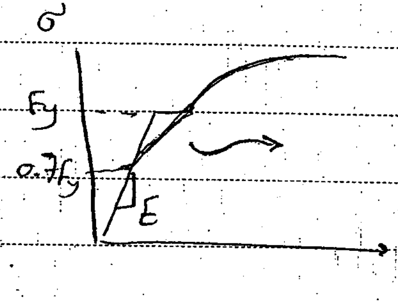
تمرکز ←

از قبل داریم

2000-600 = 1800

$P = 1800 A$

زودتر تسلیم میشه



تنش هامون جلوتره زودتر تسلیم میشه

(یه ساحتی خارج میشه ← سختی کم میشه)

$\lambda_E < 90$ کمانش نمیکنه تسلیم میشه

$$\lambda_E = \pi\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

در ناحیه کمانش الاستیک $\frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ فرقی ندارد St37 یا St52

ـ ـ غیر ـ فرق دارد ولی چون لاغری کمتره از ستون استفاده
که مقدار را یک کم بالا میبرد

استفاده میشه ← St37 (کلاً برای ستون St37)

نقطه جدایی St37 ← 138

$P_n = F_{cr} A_y$

صفحه 48 و 49 آیین نامه

Subject: 29

Year. Month. Date. ( )

طاهری ص 938 مبحث دهم

St37 مال

در آیین نامه جدید اسم $\sigma_{cr} \to F_{cr}$ & $F_{cr} \to F_e$

$P_u \le \phi_c P_n$ ص 46 آیین نامه

↓

از تحلیل سازه با بارهای ضریب‌دار بدست آمده $\phi_c \to 0.9$

$1.67/1.9 = 0.877$ (?) پس این جا که $\phi = 1.67 \leftarrow 1$

$\phi = 1.9 \leftarrow 0.877$

$F_{cr} = \pi^2 E/\lambda^2 = F_e = \alpha . F_y$

$\lambda = \frac{\pi}{\sqrt{\alpha}} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ St37 $\sqrt{\frac{E}{F_y}} \to 29.5$ ص 6 و ص 7

ص 48 → St37

$\lambda \le 138$ $F_{cr} = \left[\underbrace{(0.658)}_{\text{}}{}^{\frac{F_y}{F_e}}\right] . F_y$

از محاسبات عددی

$\lambda > 138$ $F_{cr} = 0.877 F_e$ → منحنی اویلر

↓

1.67/1.92

برای تعیین مرز بین کمانش غیرالاستیک و الاستیک ← ص 48 آیین نامه

→ St37 فولاد

تمرین 2 → $P_n = F_{cr} . A_g$

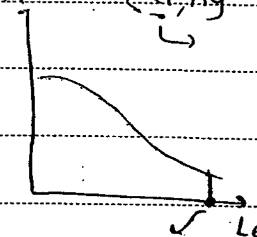
پروفیل اختصاصی دارد

Le	λ

$200 \times r_y$ محور x از صفر تا

$P_u = 0.9 (F_{cr}) A_g$

دارد جدول



$\lambda \Rightarrow r_{min}$

نمودار ظرفیت فشاری ستون ساخته شده از پروفیل اختصاصی خود را بر حسب طول مؤثر در یادداشت رسم کنید

PAPCO

$F_{y_{\text{ستون}}} = F_{cr} . A_{\text{پروفیل}} \times 0.9$

Subject:

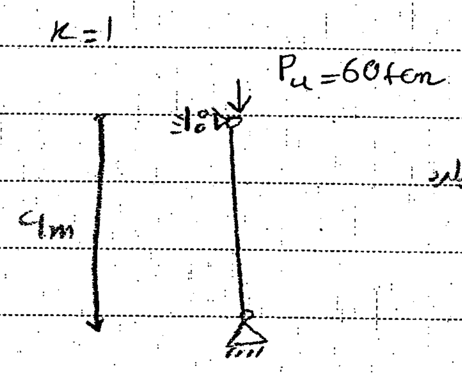
Year. Month. Date. ( )

طراحی عضو فشاری دو تا رابطه → $\left\{ \begin{array}{l} \lambda > 138 \rightarrow F_{cr} = 0.887 F_e \\ P_u < \phi P_n \quad \& \quad P_n = F_e A \end{array} \right.$

طراحی ستون: مطلوبست طراحی یک ستون به طول 9m و ظرفیت باربری نهائی 60ton (یعنی ضریبدار)

فرض کنید شرایط تکیه‌گاهی ستون در کلیه جهات یکسان و مهارنشده است . St37 فولاد مصرفی است

مقطع تیر آهن می‌خواهد



می‌خواهیم از INP طراحی کنیم مثلاً ۹ جنس INP چون بالش شیب دارد
↓
INP

k=L

St-37

$$P_u \leq \phi_t P_n = \phi_t F_y A_g$$

$$A_g \geq \frac{P_u}{\phi_t F_y} = \frac{P_u}{0.9 F_y}$$

برای کشش

$$P_u \leq \phi_c \cdot \underbrace{F_{cr} \cdot A_g}_{P_n} = 0.9 F_{cr}(\lambda) A_g$$

$$\lambda = kL/r$$

از روش حدی چون خوشتانه دیگه نسبت Fy به Fcr است که هم تابع λ است

$$\underset{\text{مقطع}}{\boxed{① ② (A)}} \xrightarrow{\lambda} F_{cr} \rightarrow P_n$$

فرض کنیم رابطه بروش الاستیک حاکم است:

$$\text{فرض } \lambda > 138 \rightarrow \frac{kL}{r} > 138 \rightarrow r < \frac{kL}{138} = \frac{900}{138} = 2.9$$

$$P_n = 0.877 F_e = 0.877 \frac{\pi^2 E}{(\frac{kL}{r})^2} A_g$$

PAPCO

Subject: 30 — بار P — تنش F — Pn با شرایط Fcr

Year. Month. Date. ( )

$r^2 = I/A$

$$P_u \le 0.9 P_n = 0.9 \times 0.877 \frac{\pi^2 E}{\frac{(kL)^2}{r^2}} . A = \frac{0.9 \times 0.877\, \pi^2 E \boxed{Ar^2}}{(kL)^2}$$

$\overset{I}{}$

$$I_{\min} \geq \frac{1}{0.9 \times 0.877} \frac{P_u . (kL)^2}{\pi^2 E} = 1.267 \frac{P_u (kL)^2}{\pi^2 E}$$

$$= \frac{1.267 \times 60 \times 10^3 \times (400)^2}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6} = 587 \text{ cm}^4$$

$\rightsquigarrow$ جدول

مثلا INP 340 $\left\{ \begin{array}{l} I_{\min} = I_{yy} = 674 \text{ cm}^4 \\ r_{\min} = r_y = 2.8 \text{cm} \\ A = 86.7 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

$$\rightarrow \lambda_{\max} = \frac{kL}{r_{\min}} = \frac{400}{2.8} = 142.8 > 138 \rightarrow 3-4-2-1$$

$\downarrow$

$F_{cr} = 0.877 \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$

$\downarrow$ جدول

$F_{cr} = 891$

$$\phi_c P_n = \frac{0.9 \times 891 \times 86.7}{1000} = 69.5 > P_u = 60 \rightsquigarrow \underline{\underline{OK}}$$

IPE 300 $\left\{ \begin{array}{l} I_y = 604 \\ r_y = 3.35 \\ A = 53.8 \end{array} \right.$ $\rightarrow \lambda_{\max} = \frac{kL}{r_y} = \frac{400}{3.35} = 119.4 < 138$

$\rightarrow 2-4-2-1$

(?) (چرا فرض کردن $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ ← این کار رو کی کنیم؟)

به خاطر اینکه $(\frac{r_1}{r_2})^2 \simeq (\frac{r_1}{r_2})$ ؟

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y \cdot \lambda^2}{\pi^2 E}}\right] \cdot F_y \xrightarrow{\text{جدول}} F_{cr} = 1202$$

$$\phi_c P_n = \frac{0.9 \times 1202 \times 53.8}{1000} = 58.2 < 60 \rightarrow \text{Not ok}$$

ازاولش باید ~~[illegible]~~ میفهمیدیم چون :

فرض $\lambda > 138$

↓

$\frac{KL}{r} > 138$

↓

$r < \frac{400}{13.8} = 2.9$ ⇝ درحالی که $r = 3.35$ بود X

← اگه از این می‌رفتیم

بدون ساپ :

هر پروفیلی که شرط رو نقض کرده به همون میزانی که نقض کرده ~~[illegible]~~ I رو بزرگ می‌کنیم باید از $\lambda < 138$

$F_{cr} = \dots F_y$

می‌رفتیم ؟

$\frac{3.35}{2.9}$ → همون قدر I باز را بزرگ می‌کنیم → $\frac{3.35}{2.9} \times 587$ جواب نمی‌دهد

$r = 3.55$ → جواب نمی‌دهد → IPE 380

IPBL 160 → کاندید بعدی $r = 3.98 >> 2.9$

$\frac{3.98}{2.9} = 37\%$ → $1.37 \times 538 = 805$ → جواب نمیده

$\frac{4.52}{2.9} = 1.55 \times 538 = 915$ → جواب میده

$\boxed{\text{IPBL 180}}$

(ولی عددش باید کنترل بشه)

↓

آیین‌نامه این رو قبول نداره (این روش رو)

PAPCO

Subject: 31

Year. Month. Date. ( )

$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

IPB 160 $\frac{4.05}{2.9} \times 538 \rightarrow$ جواب بده

IPBv 120 $\rightarrow \frac{3.25}{2.9} \times 538 =$

تمرین سری این ۴ تای آخر رو حل کنید و ظرفیت ستون ها را دربیارید. و بگید کدام کمتره

فولاد مصرفی کمتر A

(5 تاش طلا)

IPE330
$I_{min} = I_{yy} = 788$
$r_{min} = r_y = 3.55$
$A = 62.8\,cm^2$

$\lambda_{max} = \frac{kL}{r_{min}} = \frac{400}{3.55} = 112.67 < 138 \rightarrow F_{cr} = 1297.6$

112	1307
112.67	?
113	1293

$\frac{0.67}{1} = \frac{x - 1307}{-14}$

$\phi P_n = \frac{0.9 \times 1297.6 \times 62.8}{1000} = 73.39 > 60$ O.K

IPBL 180
$I_{min} = 925$
$r_{min} = 4.52$
$A = 45.3$

$\lambda_{max} = \frac{400}{4.52} = 88.5 < 138 \rightarrow F_{cr} = 1642$

88	1649
88.5	x
89	1635

$0.5 = \frac{x - 1649}{-14} \rightarrow x = 1642$

$\phi P_n = \frac{0.9 \times 1642 \times 45.3}{1000} = 66.94 > 60$ Ok

PAPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

میان ترم ۱۴/۲ ساعت 3-1

IPB_{160} $\left\{ \begin{array}{l} I_{min} = 88.9 \\ r_y = 4.05 \\ A = 54.3 \end{array} \right.$

$\lambda_{max} = \frac{kL}{r} = \frac{400}{4.05} = 98.76 < 138$

98	1507
98.76	x
99	1492

$0.76 = \frac{x - 1507}{-15} \rightarrow F_{cr} = 1495.6$

$\frac{0.9 \times 1495.6 \times 54.3}{1000} = 73.1 > 60$ $\underline{\underline{OK}}$

$IPBv\,120$ $\left\{ \begin{array}{l} I_{min} = 703 \\ r_{min} = 3.25 \\ A = 66.4 \end{array} \right.$

$\lambda_{max} = \frac{400}{3.25} = 123.1$

123	1153
123.1	x
124	1139

$0.1 = \frac{x - 1153}{-14} \rightarrow x = 1151.6$

$\frac{0.9 \times 1151.6 \times 66.4}{1000} = 68.81 > 60$ $\underline{\underline{OK}}$

IPBL180 ← از همه بهتره

پروفیل	Ag	$\lambda_{max} = \frac{kL}{r_y}$	Fcr	$\phi_c F_c A_g = P_u$	r_x / r_y	نتیجه
INP340	86.7	142.8	891	69.5	4.8	OK
IPE330	62.6	112.7	1302	73	3.9	〃
IPBL180	45.3	88.5	1682	66	1.7	〃
IPB160	54.3	98	1495	73	1.7	〃
IPBv120	66.4	123	1153	68	1.7 ~~2.9~~	〃
2UNP140	$\underline{\underline{40.8}}$	87	166.3	61	$\underline{\underline{1.18}}$	〃

↓ به یک نزدیکتر

از همه بهتر - در بازار هست

PAPCO

معمولاً بال پهن‌ها سنگین‌تر از بال باریک

هرچی لاغری بیشتر ← راندمان فولاد کمتر ← $F_{cr}\downarrow$ (ضعیف عمل کند)

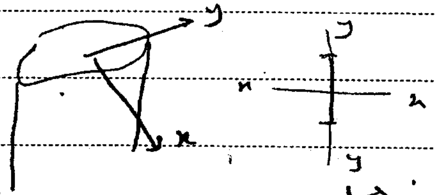
$r\uparrow \rightarrow \lambda\downarrow \rightarrow F_{cr}\uparrow$

همیشه F_{cr} کمینه معیار ظرفیت ستون ← یعنی λ_{max} حاکم است

کمتر
$I\downarrow \rightarrow r\downarrow \rightarrow \lambda\uparrow \rightarrow F_{cr}\downarrow$

طرف ضعیف ظرفیت ستون را می‌دهد ← اون طرفی که شعاع ژیرش min است

ستون بهینه



$\frac{kL}{r_x}=\lambda_x$

$\frac{kL}{r_y}=\lambda_y$

← محور ضعیف را
بیشتر
هرکدوم کمتر
بشه ظرفیت رو میدهد

ستون بهینه : $\lambda_x=\lambda_y \Rightarrow \frac{k_x \cancel{L}}{r_x}=\frac{k_y \cancel{L}}{r_y} \longrightarrow \boxed{\frac{r_x}{r_y}=\frac{k_x}{k_y}}$ شرط کمانش

در تیرآهن های بال پهن r_y و r_x نزدیک هم‌اند ← پس بهینه‌ترند ← [illegible]؟

(چون در این مثال $k_x=k_y \Leftarrow$ پس $r_x=r_y$)

ایده‌آل ستون ها جدول r_x/r_y IPBL و IPB کمترین)

$$\frac{r_x}{r_y}=\frac{k_x}{k_y}=\sqrt{\frac{I_{xx}}{I_{yy}}}$$

انتخاب اول UNP120 →

$A_1 = 17$
$r_{x_1} = 4.62$
$r_{y_1} = 1.59$
$e_y = 1.6$
$b = 5.5$

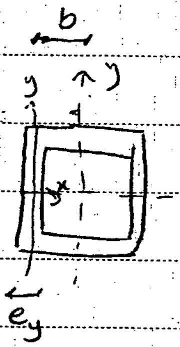
$A = 2\times17 = 35$

$e_y = \sqrt{1.59^2 + (5.5-1.6)^2} = \underline{4.21}$

$\lambda = 400/4.21 = 91.97$

$1550\times35\times0.9/1000 = 48.8$ Not ok

مثال: ستون مثال 1 را از یک جفت ناودانی طرح کنید (به هم چسبیده).



$\checkmark\ A = 2A_1$

$\checkmark\ r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{2I_{xx}}{2A}} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A}}$

$\checkmark\ r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = \sqrt{\frac{2I_{y_1}+2Ad^2}{2A}} = \sqrt{r_{y_1}^2 + d^2}$

$= \sqrt{r_{y_1}^2 + (b-e_y)^2}$

برای مشخصات λ ستون x ناودانی تک استفاده میکنیم چون r_x جفت $= r_x$ تک ⇒ $r_y \simeq r_x$

ناودانی جفت:

I لازم > 587

ولی محاسبات r_y دقیق را انجام میدهیم

$I_{xx} = 2I_{x_1} > 587 \rightarrow I_{xx} > 587/2 = 293.5$

$r_{min} < 2.9$

پیش بینی اول → UNP140

کنترل دقیق UNP140:

$A_1 = 20.4$
$r_{x_1} = 5.45$
$r_{y_1} = 1.75$
$e_y = 1.75$
$b = 6\text{cm}$

جفت → $A = 2\times20.4 = 40.8$

$r_x = 5.45$

$r_y = \sqrt{(1.75)^2 + [6-1.7]^2} = \underset{\sim\sim}{4.6\text{ cm}}$ min

$\underset{\leadsto}{\text{کمتر از } r_x \text{ شد}}$ $\lambda_{max} = \frac{k_y L}{r_y} = \frac{400}{4.6} = 87 \xrightarrow{\text{جدول}} F_{cr} = 16.63$

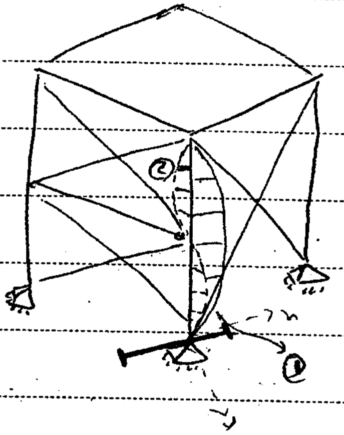
کنترل دستی 2UNP140 :

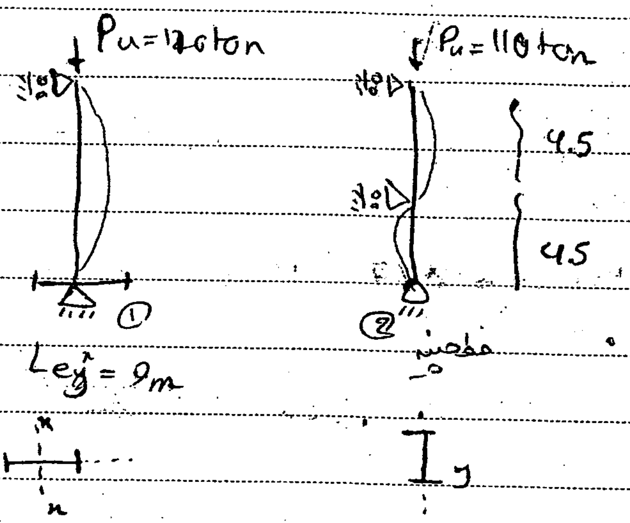
اطلاعات را در جدول صفحه‌ی بعد می‌نویسیم

$$\frac{0.9 \times 16.63 \times 40.8}{1000} = \dots$$

مثال)

ستون شکل مقابل را از نیمرخ IPB و فولاد St37 طرح نمایید.




Pu=120ton
①
Pu=110ton
4.5
4.5
②
مفصلی
$Le_y^x = 9m$
x
x
y

شرط بهینه $P_{nx} = P_{ny}$

$$(F_{cr})_x = (F_{cr})_y$$

$$\lambda_x = \lambda_y$$

$$\frac{L_{ex}}{r_x} = \frac{L_{ey}}{r_y} \rightarrow \frac{r_x}{r_y} = \frac{L_{ex}}{L_{ey}} = \frac{9}{4.5} = 2$$

$$r_x = 2r_y$$

تجربه ← Fcr برای ستون خوب 1600 می‌گیریم بعد برای تشخیص جهت حاکم

$P_u = 110 = \phi F_{cr} A_g \rightarrow A_g = \frac{110{,}000}{0.9 \times 1600} = 76.4$

ϕ = 0.9 ، F_{cr} = 1600 ضعیف

حدود محاسبه به طول در حد باید — $\boxed{r_x} < 2r_y$ ← اگر — سخت دو جهت ترجیح بیشتر

$r_x > 2r_y$ — این حدودهای جدول ← x محور سازه به x حاکم

$r_y \times 2 = 10 \rightarrow$ جهت x حاکم → جهت x کم سازه → سخت

(1.8 برابر ه)

با فرض بزرگ رابطه پیش (ارتجاعی):

$\lambda > 138$

$\frac{L_{ex}}{r_x} > 138 \rightarrow r_x < \frac{L_{ex}}{138} = \frac{900}{138} = 6.52$

$P_u \leq 0.9 A_g F_{cr} = 0.9 \times 0.877 \frac{\pi^2 E}{L_{ex}^2} \cdot I_{xx} \rightarrow$

$I_{xx} > 1.267 \frac{L_{ex}^2}{\pi^2 E} \times P_u = 1.267 \times \frac{(900)^2}{2.1 \times 10^6 \times \pi^2} \times 110{,}000 = 5452.299$

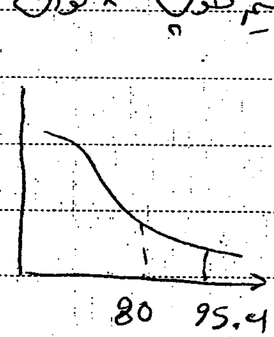
اول IPB 200 → $A = 78.1$, $r_x = 8.54$, $r_y = 5.07$ — $\lambda = \frac{900}{8.54} = 105.38$ — $\lambda_y = 900/5.07 = 177.51$ — $1400(78.1)(0.9)/1000 = 98.4$ ✗

$\rightarrow \frac{8.54}{6.52} \times 5452 = 7141$

$95.4 \rightarrow$ IPB — $= \lambda_{max}$

حک → IPB 220 — $A = 91$, $r_x = 9.43 \rightsquigarrow \lambda_x = 900/9.43 =$, $r_y = 5.59$ * — $\lambda_y = \frac{450}{5.59} = 80.5$

جهت x زودتر کمانش می‌کند علی‌رغم اینکه طول موثر آن بیشتر است نداشتیم چون k توان 2 دارد.



زیاد ← دارد $\frac{110}{100} \times A = 78.1$

$\lambda = 95.4 \xrightarrow{\text{جدول}} 1544 = F_{cr}$

$\phi P_n = F_{cr} A = \frac{0.9(1544)(91)}{1000}$

$= 126 > 110$ ton $\rightsquigarrow$ ok

[illegible]

زیاد است ← $\frac{126}{110}$ — $\frac{110}{126} \times$ جواب 220 → 79.5 → A IPB200 = 78 < 79.5 — گزینه 2.

Fcr برای ستون چرب ← 1600 < 1650 $1550 <$

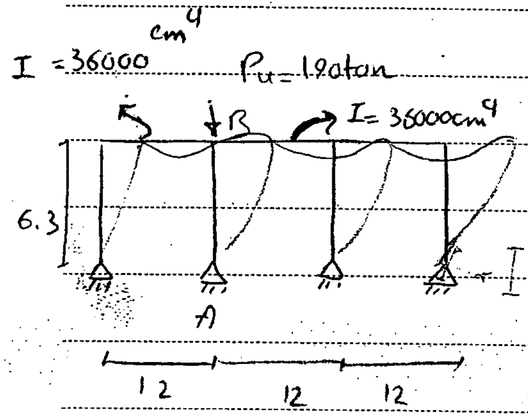
تمرین:

فصل هفتم ← مسئله‌های 7-7، 7-11، 7-13، 7-18

[بندی با روانی می‌داشتیم و حالا عرضی و رو بنداشتیم]

مثال) ستون AB در قاب شکل مقابل را از نیمرخ IPB و St37 طرح نمایید فرض کنید این

ستون در راستای عمود بر صفحه A مهاربندی شده است (صفحه خارج)



$I = 36000\ cm^4$
$P_u = 190ton$
B
$I = 36000cm^4$
6.3
A
I
12
12
12

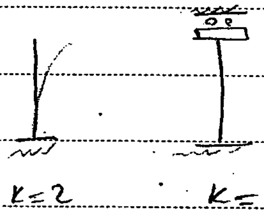
[illegible])

$G_A = 10$ $\quad k_y = 1$

$G_B =$ مجهول $\quad \leftarrow k_x = ?$

قابش توأم با حرکت جانبی ← $K>1$

اگر ستون ما پایینش مفصل و بالایش گیردار



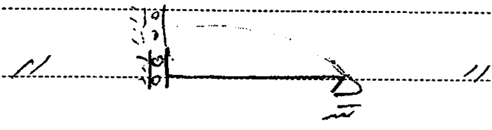
شبیه این است

از تحلیل:

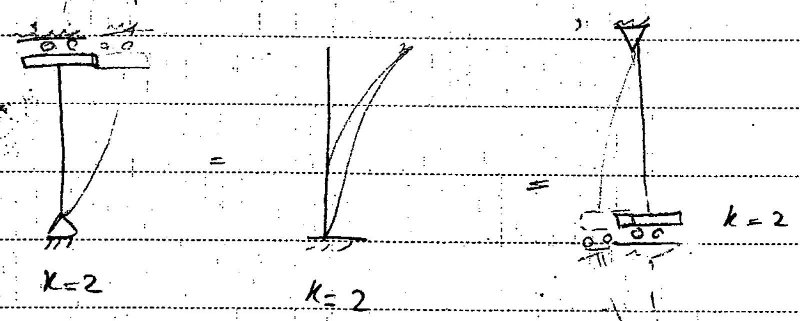
$$\Delta = \frac{PL^3}{EI}$$

$$k = \frac{P}{\Delta} = \frac{3EI}{L^3}$$

مثل هم



www.vepub.com
Publish Your Mind



$\frac{190,000}{0.9\times1600} \rightarrow A_g = 132.9 \rightarrow$ اول صدور اشکال

ضعیف r_x ← $r_x < 2r_y$ ،

اگر $r_x > 2r_y$ ← r_y ضعیف ← y حاکم میشه

$$\frac{k_x}{k_y} = \frac{r_x}{r_y} = \sqrt{\frac{I_x}{I_y}} = 2$$

جهت x حاکمه →

$$I_{xx} > 1.267 \frac{(k_x L)^2 P_u}{\pi^2 E} = 1.267 \frac{(2\times630)^2}{\pi^2 \times 2.1\times10^6} \times 190,000 = 18440$$

$$r_x < \frac{kL}{138} = \frac{2\times630}{138} = 9.1$$

① $\frac{13}{9.1} \times 18440 = 26342.8 \rightarrow$ نزدیکه 25170

کنترل دقیق مقطع IPB300 :

دقت رابطه ① با مثال اینجا بین دوتا عدد بسته به IPB ها غیرترتیب ترکرد ←

اول اون x رو چک می‌کنیم

IPB 300 →
$I_{xx} = 25170$
$A = 149$
$r_x = 13$
$r_y = 7.58$

Subject: 35
Year. Month. Date. ( )

$$G_B = \frac{\sum (\frac{I}{L})_c}{\sum (\frac{I}{L})_g} = \frac{\frac{125170}{630}}{\frac{36000}{1200} \times 2} = 0.67$$

$G_A = 10$

$\lambda_{max} \rightarrow F_{cr}$

$$K = \sqrt{\frac{1.6 \times 10 \times 0.67 + 4(0.67 + 10) + 7.5}{7.5 + 10 + 0.67}} = 1.8 \rightarrow \lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.8 \times 630}{13} = 87.2$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1 \times 630}{7.58} = 83.1$$

جوابم کمتر شده

$$\frac{(\overset{87}{1166}\ 3 - \overset{88}{1649})}{14} - 3.) ?$$

$$F_{cr} = 1660 \rightarrow \phi F_{cr} \cdot A_g = \frac{0.9 \times 1660 \times 149}{1000} = 222.6 > 190$$

شاید 280 هم جواب بده ؟

$$\frac{P_1}{P_2} \left| \frac{\phi F_{cr_1} A_1}{\phi F_{cr_2} A_2} \right. \xrightarrow[\text{چون جنس هم}]{\text{فرض}} F_{cr_1} = F_{cr_2}$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{A_1}{A_2} \rightarrow A_2 = \frac{P_2}{P_1} A_1 \rightarrow A \text{ جدید} = \frac{190}{222.6} \times 149 = 127$$

$A(IPB\ 280) = 131$

چون 3 تا فرق دارن دوباره کنترل کردن لازمه

برای IPB280

$k = 1.79$

$$F_{cr} = 1575 \rightarrow \phi F_{cr} \times A_g = 185 < 190$$

16% هزینه بیشه بالاتر از یه پروفیل به پروفیل دیگه

$$\frac{185}{190} \times 100 \rightarrow 2, \ldots \%$$

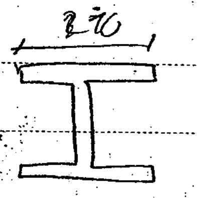
$$\frac{222.6}{190} \times 100 = ---$$

PAPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

کنترل ← 1
سه 3
تعمیر ← 5 بار

فصل ← 2
خط شده
جدول عکس k ← با پیش
تا جای از بندها



IPB 286
A = 131

این معادلات تا 3-2 بر ترتیب و معقول می‌شوند ← مثل اینجا

یعنی 2 تا 3 برابر تحمل از آنچه قابل قبول است

جهت نادرستی ضریب برای این مقطع چون $r_x \simeq r_y$ ← دلیل با $k_y \neq k_x$

به جای پروفیل IPB280 مقطع جایگزین به شکل زیر تعیین نمایید

الف) یک جفت IPE بهم چسبیده a

$i_x > i_y$

$$\begin{cases} r_x = r_{x_1} \\ \end{cases}$$

$$r_y = \sqrt{r_y^2 + \frac{b^2}{4}}$$

ستون a را طوری بدست بیاورید

$r_{x_1} = r_y$ مساوی، فاصله بیشتر a مثل شکل اشکال

$$r_{x_1} = \sqrt{r_y^2 + \frac{a_1}{2}} \Rightarrow a_1 = 2\sqrt{r_{x_1}^2 - r_{y_1}^2}$$

$A > \frac{131}{2} \simeq A > 76$

کنترل تکنیک جفت IPB360

$A = ✓$

$r = ✓$

تک $I = 2 \times I$ ← G ها اصلاح ← K ✓ ← پروفیل زوج بسند

تدریج ندارد

$\frac{P_2}{P_1} = \frac{A_2}{A_1} \rightarrow$

جک کشش

PAPCO

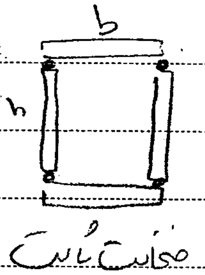
Subject: 36
Year. Month. Date. ( )

سه سوال ~~سخت~~ ستون

قسمت دوم حل
برای حل ترکیبی
ورق تنها یا ورق دیگر حل

ب) با باکس (ورق)

$f_{cr} = 1800$ پیشنهاد استاد



مستطیل و بدیهی است !

$A = 2(b+h)t$

$1800 \rightarrow A = 120 cm^2$

$\frac{h}{b} = ?$

$1.8 = \frac{k_x}{k_y} = \frac{r_x}{r_y} = \frac{h}{b} = \frac{0.4h}{0.4b} \Rightarrow$

↓ 47 جدول

$\frac{h}{b} = 1.8$

$\frac{190000}{0.9 \times 1800} \rightarrow A = 120$

ورق‌ها نازک ← ضخامت‌ها
$t = 0.5 cm$ 90>60
$t = 1 cm$
$t = 2 cm$

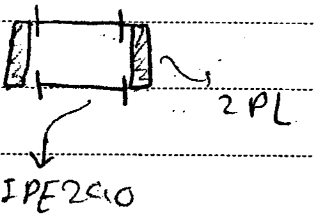
(به ترتیب h و b ← 3 تا مستطیل)

ورق‌های پهن نازک (با صفت بودن ...)

همیشه نازک‌تر ← $\uparrow r$ ← $\uparrow F_{cr}$

وقتی ورق خیلی نازک است کمانش موضعی ← مقایسه

برای نازک محدودیت کمانش موضعی



مثال درست ب
300x10

$\frac{190000}{0.9 \times 2400} = 88$
↓
که عضو تنش بود
↓

?

$\lambda = .$ ← بیش از 88 عدد کمتر باشیم

PAPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$r_x = r_{x_1} = 15$

$r_y = \sqrt{3.79^2 + \frac{(17)^2}{4}} = 9.3 \xrightarrow{\times 2} 18$ } → طرف x حاکم است

IPE 360 → $\left| \begin{array}{l} I_{xx} = 2I_{x_1} = 2(16270) = 32540 \\ A = 2A_1 = 2(72.7) \\ r_x = 15 \\ r_y = 9.3 \end{array} \right.$

$$G_B = \frac{\Sigma(\frac{I}{L})_c}{\Sigma(\frac{I}{L})_G} = \frac{\frac{32540}{630}}{\frac{36000}{1200} \times 2} = \frac{51.65}{60} = 0.86$$

$G_A = 10 \rightsquigarrow K = \sqrt{\frac{1.6(0.86)(10) + 4(10.86) + 7.5}{10.86 + 7.5}} = 1.87$

$\lambda_x = \frac{1.87 \times 630}{15} = \underset{\sim\sim}{78.54} \xrightarrow{max} F_{cr} = 1779.98$

$\lambda_y = \frac{1 \times 630}{9.3} = 67.74$ $\frac{0.9 F_{cr} A_g}{1000} = 232.92 > 190$

ok

کنترل کمانشی ✓

$A_2 = \frac{190}{232.92} \times 2(72.7) \longrightarrow A_2 = 118.6$

$A(2IPE\ 330) = 125.2$ } → کنترل 2IPE330

PAPCO

IPE 330 $\begin{cases} A = 2(62.8) = 125.2 \\ I_{xx} = 2(11770) = 23540 \\ r_x = 13.7 \\ r_y = 8.75 \end{cases}$

$r_y = \sqrt{3.55^2 + \left(\frac{(18)}{4}\right)^2} = 8.75$

$G_B = \frac{(23540/630)}{60} = 0.62$ $\xrightarrow{}$ $k = \sqrt{\frac{1.6(0.62)(10)+4(10.62)+7.5}{10.62+7.5}}$

$= 1.82$

$GA = 10$

$\lambda_x = \frac{1.82 \times 630}{13.7} = \underset{\text{max}}{\underbrace{83.7}} \longrightarrow F_{cr} = 1709.2$

$\phi F_{cr} A_g / 1000 = \underline{\underline{192.6}} > 190$

$\lambda_y = \frac{1 \times 630}{8.75} = 72$

OK

کنترل کمانش

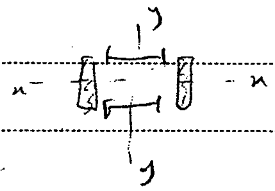
$A_2 = \frac{190}{192.6} \times 125.2 = 123.5$

$A(2IPE\ 300) = 107$ Not ok

USE (2 IPE 330)

$A_2 = \frac{P_{r,u}}{P_{\text{معلوم}}} \cdot A_1$

کیپ باهم یا 2 IPE. با فاصله



$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 43.9$

$\frac{b}{t} \not< 43.9$

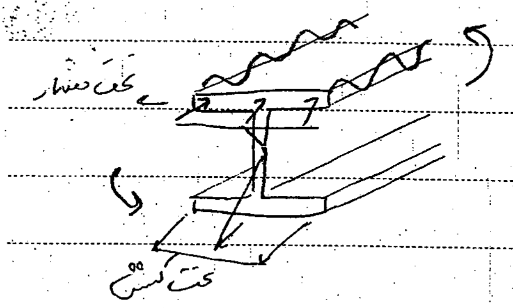
$0.5^{cm} < t$

نازک تر از ورق 0.5^{cm} نباشد برای 20^{cm} فاصله

فاصله 30cm محورهای تیر

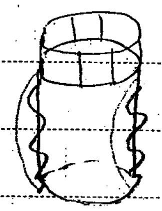
کمانش موضعی:

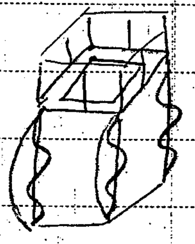
تیر کجا به فشار می‌افتد؟


تحت فشار
تحت کشش

IPE تحت خمش

بالا به فشار پایین به کشش



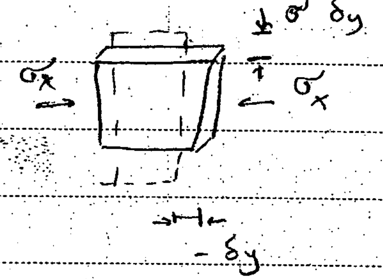


— کمانش موضعی

— کلی

یادآوری از مقاومت مصالح:

کرنش دو جهته – تنش تک محوره


σ_x
σ_x
δ_y
$-\delta_y$

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

~~ε_y~~

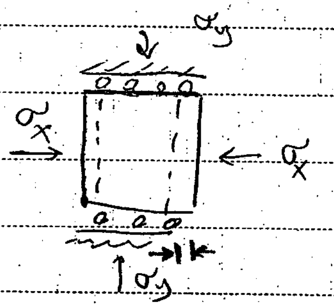
$$\varepsilon_y = -\nu\,\varepsilon_x = -\nu\frac{\sigma_x}{E}$$

کرنش یک جهته و تنش دو محوره

می‌خواد کشیده می‌شود ولی از آن طرف منع می‌شود

$\varepsilon = 0$ تنش ایجاد

$\nu_{st} = 0.3$


σ_y
σ_x
σ_x
σ_y

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu\frac{\sigma_y}{E}$$

$$\varepsilon_y = -\nu\frac{\sigma_x}{E} + \frac{\sigma_x}{E} = 0 \rightarrow \underline{\sigma_y = \nu\sigma_x}$$

PAPCO

Subject:

Year. Month. Date. ( )

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu \left(\frac{\nu \sigma_x}{E}\right)$$

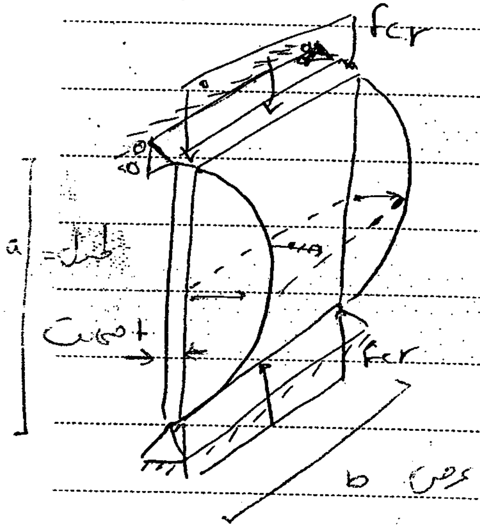
$$\varepsilon_x = \underline{(1-\nu^2)} \frac{\sigma_x}{E} = \frac{\sigma_x}{E/1-\nu^2}$$

↓

$1-0.09 \rightarrow 9\%$

یعنی اگر صفحه فولادی تحت فشار را از جهت جانبی بگیریم تا برش جانبی نداشته باشیم ۹٪ سخت‌تر شده

۹٪ سخت‌تر



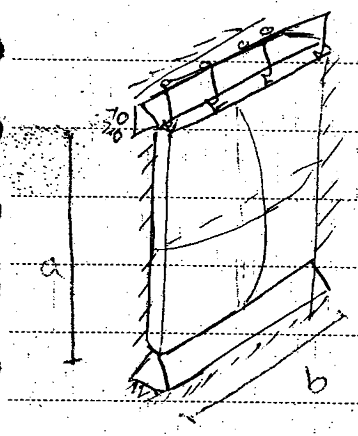
اگر در دو لبه تحت تنش یکنواخت ، P = Fcr

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{} \quad \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E I}{a^2 (b.t)} = \frac{\pi^2 E b t^3}{12 a^2 (b.t)} = \frac{\pi^2 E t^2}{12 a^2} \times \frac{b^2}{b^2}$$

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

PAPCO

کمانش موضعی



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

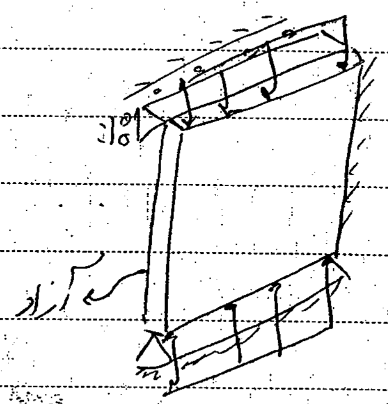
سه سر لولایی

سمت مهار شده چپ (مثل صفحه چپ)

$$K_{min} = \left[\frac{1}{m}\cdot\frac{a}{b} + m\frac{b}{a}\right]^2$$

که تعداد نیم موج سینوسی در امتداد a

یک سر مفصل یک سر آزاد (E) ← ضامن



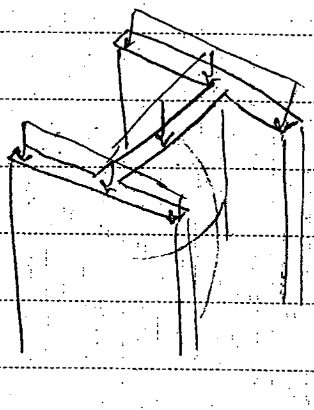
$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu\left(\frac{\nu\sigma_x}{E}\right)$$

$$\varepsilon_x = (1-\nu^2)\frac{\sigma_x}{E} = \frac{\sigma_x}{\left(E/_{1-\nu^2}\right)}$$

stiffned اجزایی دارد دو لبه متکی

شکل هایی که استفاده می کنیم

unstiffned " " یک لبه متکی



سمت چپ و راست هم لبه دار چون
ناودانی لبه دار شده

ص 29 آیین نامه

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

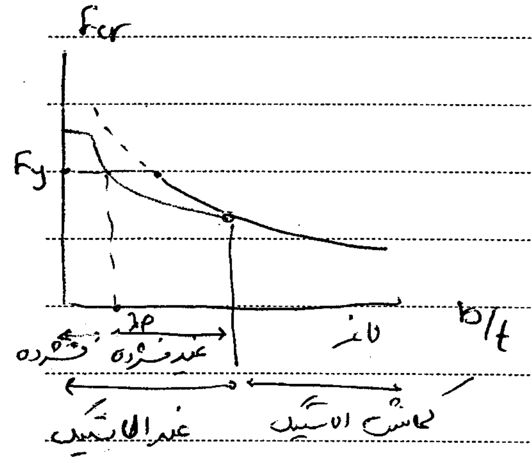
شکل 7-6 کتاب

مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی ← مقاطع فشرده ← مقاطع با پایداری خود را تا رسیدن به ظرفیت پلاستیک حفظ خواهد کرد

← غیرفشرده (=غیرلاغر)

← با اجزای لاغر

برای تعیین مرزشان $F_{cr}-b/t$ را رسم می‌کنیم؟



$\lambda = \alpha\, b/t$

$\alpha = \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k\pi^2}} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}}$ ← به عنوان عوامل صفحه بندی

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

~~$k=\left(\frac{1}{m}\frac{a}{b}+m\frac{b}{a}\right)^2$~~

برای اسلب بدون عرض؟

مقاطع مله

مقاطع غیرفشرده (=غیرلاغر): سهم کمانش طی ظرفیت ستون را می‌دهد.

مقاطعی که اجزای آن پایداری خود را تا رسیدن به ظرفیت نهایی الاستیک حفظ خواهند کرد

مقاطع با اجزای لاغر

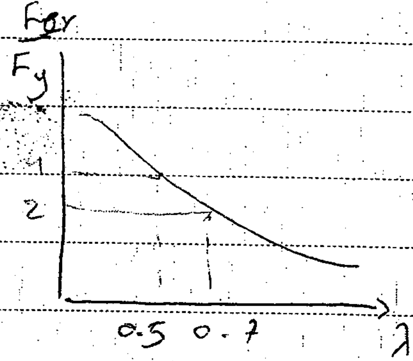
مقاطعی که قبل از رسیدن به ظرفیت نهایی خود دچار کمانش موضعی می‌شوند و ظرفیت مقطع را اینده؟ کمانش موضعی مشخص می‌کند

۱۰ - ۲-۲-۴ / جدول 1-6 / جدول ص 28

PAPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 29.5$



فشرده $F_{cr} \geq 4F_y$

غیرفشرده $F_u \geq F_{cr} \geq 2F_y$

$\lambda = \alpha b/t$

جدول 10-2-1

ص 28 از ردیف 5 به بعد تغییر شده

ص 29 آیین‌نامه شماره پنجم بالای صفحه

تمرین ج) پروفیل اختصاصی را از لحاظ بخش حصص بررسی کرده و مشخص کنید که این پروفیل

داخل جزو لاغر است یا غیرفشرده است یا فشرده
که [illegible]

برای فشرده به جدول $\frac{30}{\ }$ = $\frac{3!}{\ }$

$\frac{\text{نصف بال}}{\text{ضخامت بال}}$ اگر از این 2 فشرده است

برای IPE دو تا شرط داریم { 4 تا تیر بال به پایین کنیم
جان به شرط
stiffned

PAPCO

Subject: بچه حفظ باشید   فشار (ستون) ← تنش نورد شده 1600 تنش 2400 > تنش بهره‌برداری F_{cr}

Year.   Month.   Date. ( )

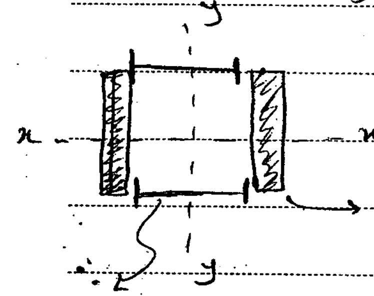
تمرین) فرض کنید برای مثال آخر که ظرفیت لازم 190ton بود، مقطع ترکیبی متشکل از یک جفت IPBE و دو ورق طرح کنید نحوه‌ی قرارگیری ستون را مطابق شکل زیر فرض نموده

$\cancel{f}\,135/2 \Rightarrow$ IPE240

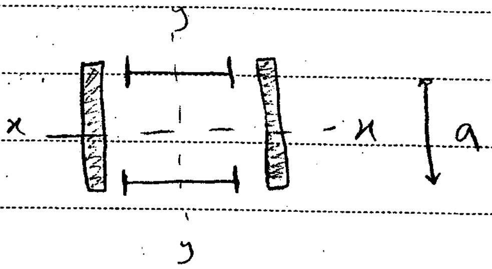
از سمت پایین تیک کنید

به سمت بالا راحت‌تره

$$\frac{b}{t} < 40 \rightarrow \frac{b}{t} = \frac{300}{10} \rightarrow \underline{\underline{ok}}$$



2 ~~IPE~~ PL 300 x 10 mm



2 IPE 240

$$\frac{r_x}{r_y} = \frac{k_x}{k_y} = 1.8$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 2\times[1\times 30^3/12] + 2(284 + \overset{39.1}{\cancel{30.7}} + a^2/4) = 1.8 r_y$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{(2\times 3890) + 2\times 39.1\times(12.5)^2}{2\times 39.1 + 60}}$$

البته این سؤال $F_{cr}=1600$ فرض شده چون $F_{cr}=1600$ تر ما اینجا تنش حدود هم بیش اضافه میشه

توصیه استفاده → (مثلاً) → $F_{cr} = \frac{2500}{2000} \times 1600$

PAPCO

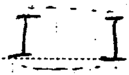
Subject:
Year: Month. Date. ( )

جان ← تحمل برش

ستون های ترکیبی

- جان پر (solid web) (ترکیبی از پروفیل و ورق)

- مشبک (جان باز) (پروفیل + بست) / بستهاموازی / بستهامورب

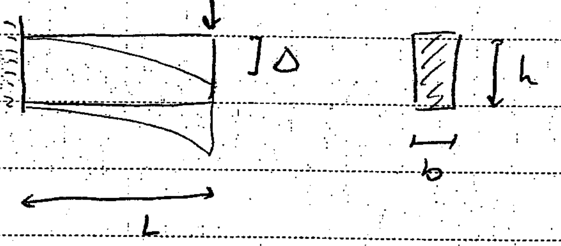


← از هم دور می‌کنیم تا ↑r_y ← ↓λ ← ↑F_{cr} (توجیه پذیر بشه)

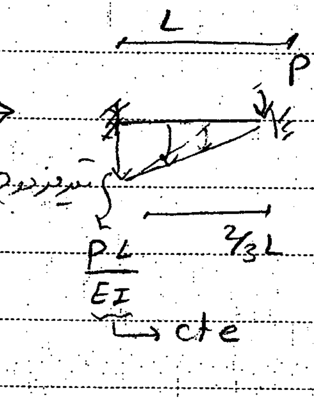
← جان ممکن است تحمل برش را نداشته باشد - جان اگر باز باشد باعث افزایش تغییر شکل های برشی می‌شود - چون نرم‌تر است. و تحمل برش را ندارد پس نمی‌شود از تغییر شکل های برشی صرف نظر کرد ← به خاطر افزایش تغییر شکل ها پایداری از مقاومت

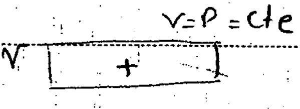
لاغری رو حساب می‌کنیم بعد α

محاسبه تغییر شکل های ناشی از برش



← تغییر شکل خمشی





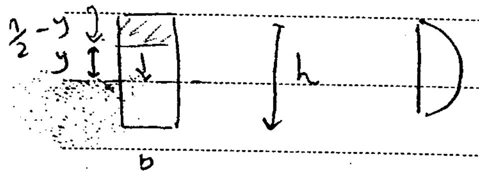
$$\Delta_b = \frac{PL^3}{3EI}$$

$$\sigma = \frac{My}{I}$$

$\frac{h}{4}+\frac{y}{2}$ $\frac{\frac{h}{2}-y}{2}+y$

$\frac{V}{Ib}(b)(\frac{h}{2}-y)(\frac{h}{4}+\frac{y}{2})$

توزیع τ



انرژی

$$W_e = \frac{1}{2} P.\Delta$$

$\Delta_b = PL^3/3EI$

$\rightarrow V_b = \int \frac{M(x)^2}{2EI} dx$

$\rightarrow V_S = \int \frac{V(x)^2}{2GA_S} dx$

$$U_i = U_\sigma + U_\tau = \int_V \frac{\sigma^2}{2E} dv + \int_V \frac{\tau^2}{2G} dv$$

$$\tau = \frac{VQ}{It} = \frac{VQ}{Ib} = \frac{V}{Ib}[A_i \cdot \bar{Y}_1]$$

Q گشتاور اول سطح هاشور خورده نسبت به محور خنثی

$$A_1 = \underbrace{b(\frac{h}{2}-y)}_{A}(\frac{h/2-y}{2})$$

$$\tau = \frac{V}{2I}(\frac{h^2}{4}-y^2)$$

$$\Delta = \Delta_{bending} + \Delta_{shear}$$

$\Delta_{bending}$ ↓ تیر را منحنی درجه 3 می‌کند

Δ_{shear} ↓ تیر را متوازی الاضلاع می‌کند

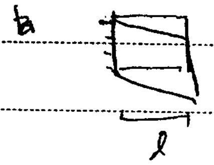
$I = \frac{bh^3}{12}$ & $A = b.h$ $G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} = \frac{E}{2.6}$

$$\Delta_b' = \frac{PL^3}{3EI}[1+0.75(\frac{h}{L})^2] = \Delta_b[1+0.75(\frac{h}{l})^2]$$

$\frac{h}{L} = 10 \rightarrow \Delta y = 1.0075\Delta_b$

%0 - 0.75
هیچ تغییر محسوس

$\frac{1}{25} < \frac{h}{L} < \frac{1}{20}$ تیرهای ساختمان‌ها



$\frac{h}{L} = 1$

$\Delta = 1.75\Delta_b$

$\frac{1}{15} < \frac{h}{L} < \frac{1}{10}$ پل

نتیجه گیری

در تیرهای معمولی $0.1 > \frac{h}{L}$ به علت کوچکی تغییر شکل های برشی در مقایسه با تغییر شکل های ناشی از خمش می توان از آن ها صرف نظر نمود و در تحلیل سازه ی نامعین نیز فقط تغییر شکل های خمشی را لحاظ کرد

اما در تیرهای عمیق $\left(\frac{h}{L} > 0.1\right)$ به علت بیشتر بودن / کاهش تغییر شکل های خمشی نمی توان از تغییر شکل های ناشی از برش در مقایسه با تغییر شکل خمشی صرف نظر نمود و باید در تحلیل های سازه منظور شود. [مثلا روش انرژی]

مساحت برشی مقطع : A_s $\quad A_s = \frac{A}{\beta}$

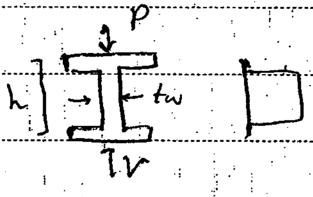
مستطیل ▨ $\frac{5}{6}$

β ضریب تغییر شکل

دایره ● $\frac{9}{10}$

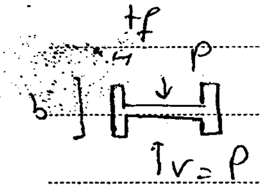
در مورد مقطع I شکل :

الف) هنگامی که نیروی برشی موازی جان باشد



$A_s = A_w = h . t_w$

ب) سختی برشی موازی بال مقطع باشد

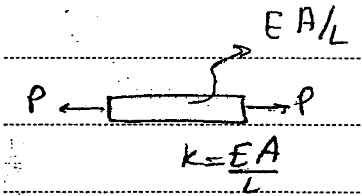


$$A_s = 2\left(\frac{5}{6}\, b\, t_f\right) = \frac{5}{3}\, b\, t_f$$

$$V_s = \int_V \frac{\tau^2}{2G}\, dv + \int \frac{V_{(x)}^2}{2gA_s}\, dx$$

سطح برشی $\rightarrow \Delta_s = \frac{6PL}{5GA} = \frac{PL}{GA_s} = \frac{P}{GA_s/L} = \frac{P}{k_s}$

$$\boxed{k_s = \frac{GA_s}{L}}$$



$k = \frac{E\Delta}{L}$

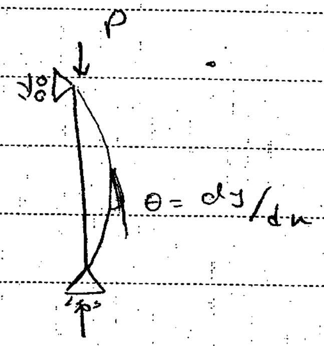
$$\Delta_b = \frac{PL^3}{3EI} = \frac{P}{k}$$

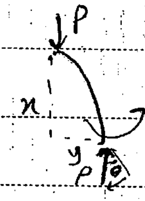
ستون مشبک ضعیف‌تر از حالت پر یعنی زودتر کمانش می‌کند

در ستون های مشبک بحران بار به علت آن که A_s (مساحت برشی مقطع) کاهش یافته است تغییر شکل های برشی افزایش می‌یابد و می‌باید بر پیچیدگی کمانش ستون تأثیر خود را نشان دهند و بار بحرانی ستون کم می‌شود

?

محاسبه‌ی P_{cr} ستون دارای تغییر شکل های برشی:





$\curvearrowright M_y(x) = -Py$

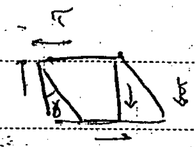
انحنای خمشی در ستون

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M_x}{EI} = -\frac{Py}{EI} \Rightarrow \frac{d^2y}{dx^2} + \frac{P}{EI}y = 0$$

$$y'' + a^2 y = 0$$

$$V = \frac{dM_x}{dx} \quad \& \; M_x = Py \rightarrow V = \frac{P\,dy}{dx}$$

$$V = P\sin\theta = P\,tg\,\theta = Py' = P\frac{dy}{dx}$$



شیب به علت تغییر شکل برشی $(\gamma) = \dfrac{\text{تنش برشی}}{\text{ضریب الاستیسیته برشی}}$

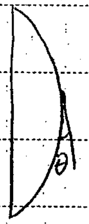
$$\tau = G\gamma \Rightarrow \gamma = \frac{\tau}{G}$$

$$\tau = \frac{V}{A_s}$$

$$\Longrightarrow \gamma = \frac{V}{GA_s} = \frac{\beta V}{GA} = \frac{\beta}{GA}\left(P.\frac{dy}{dx}\right)$$

β ضریبی است که تغییرات تنش برشی در روی مقطع را نشان می‌دهد

$$A_s = \frac{A}{\beta}$$



$\theta = \gamma = dy/dx$

نیروی برشی $\overset{min}{\sim} 0.002P$ P
↓
توسط بست‌ها
تحمل میشه

معادله دیفرانسیل تعادل نیروها $\quad V = \dfrac{dM}{dx} = \dfrac{d(Py)}{dx} = P.\dfrac{dy}{dx}$

انحنای ناشی از تغییر شکل برشی $\quad \theta = \gamma = \dfrac{dy}{dx}$

$$\frac{d\theta}{dx} = \underset{\text{برشی}}{\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)} = \frac{\beta P}{GA}\,\underbrace{\frac{d^2y}{dx^2}}_{\text{انحنا خمشی}}$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{P.y}{EI} + \frac{\beta P}{GA}\,\frac{d^2y}{dx^2}$$

$$\boxed{\frac{d^2y}{dx^2}\left(1-\frac{\beta P}{GA}\right) + \frac{P}{EI}\cdot y = 0}$$

معادله دیفرانسیل کمانش ستون

دارای تغییر شکل برشی

حل معادله دیفرانسیل

ضریب اصلاح برای در نظر گرفتن اثرات برشی

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}\left[\overbrace{\frac{1}{1+\frac{\beta}{GA}\,\frac{\pi^2 EI}{L^2}}}\right]$$

$$A_s = \frac{A}{\beta} \rightarrow \beta = \frac{A}{A_s}$$

مساحت برشی مقطع

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{(\alpha \frac{kL}{r})^2} = \frac{\pi^2 E}{\underbrace{(\frac{kL}{r})^2 + 2(1+\nu)\pi^2\beta}_{\lambda_m}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \longrightarrow \alpha = \sqrt{1+\frac{2(1+\nu)\pi^2\beta}{(\frac{kL}{r})^2}}$$

α = ضریب افزایش لاغری بخاطر تغییر شکل برشی یعنی تغییر شکل برشی را می‌توان با اصلاح لاغری وارد ف کرد

$$= \sqrt{\lambda_0^2 + 2(1+\nu)\pi^2\beta} = \sqrt{\lambda_0^2+\lambda_1^2}$$

α = ضریب لاغری اصلاح شده $\longrightarrow \lambda_m = \alpha\lambda_0$ modify

لاغری اصلاح شده

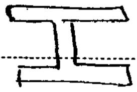
$$\lambda_0 = \frac{kL}{r} \qquad \boxed{\lambda_m^2 = \lambda^2 + \lambda_1^2}$$

$$\boxed{\lambda_1 = \sqrt{2(1+\nu)\pi^2\beta}} = 5\sqrt{\beta}$$

مثال ستون با جان پر

$\nu = 0.3 \qquad \beta = \underbrace{\frac{A}{A_s}} = 2$

فرض کنیم نصف مصالح در جان



نصف در جان

اثر تغییر شکل برشی بیش از همه بسته $\frac{A}{A_s}$ است

λ_0	α
50	1.01
70	1.005
100	1.003

تسمه کشی

دلیل

۱) در ستون هایی که حاکم بر تغییر شکل های خمشی کمتر هستند اثر تغییر شکل های برشی بیشتر است
معمولاً بلند هستند تغییر شکل خمشی هم بیشتر میشه راحت‌تر میشه اثر برش را نادیده گرفت

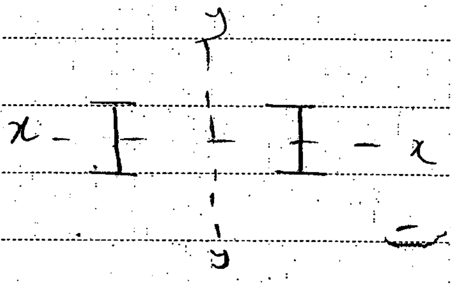
۲) " " تا جایی پیش که $\beta = 2$ اثر تغییر شکل های برشی کمتر از (۱۰%) است و احتیاج
به منظور نمودن ندارد.

ص 256 نگاه کنید ـ ص 53 به بعد آیین نامه

مثال) مطلوبست طراحی یک ستون ساخته شده از یک جفت IPE با بست های موازی که
تحت فشار 90 ton و طول 3.2 m واقع باشد
IPE چند، چه فاصله‌ای
حول x حول y

$k_x = 1$
$k_y = 1.9$
St37 شروع کنیم → $\frac{k_x}{k_y} = \frac{r_x}{r_y}$

گام ۱) تعیین محورهای باربری ستون (محورهای x و y)



در جهت $k_y = 1.9$ → محور تقارن = محور y
چون با دور کردن تیرآهن ها از هم I_y زیاد میشه ولی I_x ثابت است

گام ۲) با فرض اینکه Fcr = 2000 توصیه اقتصادی دارد → صفحه بعد

1600 → تیر نورد شده
1800 → باکس
2000 → جفت بندشده → 25% استفاده اضافه توصیه اقتصادی دارد

Subject:

Year. Month. Date. ( )

$I_x \geqslant \frac{1.267 \times 90000 \times 1320^2}{\pi^2 E} \rightarrow IPE100$

563 چرا؟

$P_u \leqslant \phi P_n = \phi P_{cr} \xrightarrow{} \cancel{A_g}^{\,2A_1}$

$$A_1 \geqslant \frac{P_u}{0.9F_{cr}\times 2} = \frac{90000}{0.9\times 2000\times 2} = 25cm^2$$

$$IPE180 = \begin{cases} A_1 = 23.9 \\ r_{x_1} = r_x = 7.42 \\ r_{y_1} = 2.05 \end{cases}$$

ی -- --

به سمت پایین اتصال

وزن دکتره .

ورودی داریم ۲ چیدمان یا به، اگر بشه سهم دهیم ۲ را اندازی کنیم ولی x را حتما باید چ بده اه بده پروفیل در عوض می کنیم

$$\lambda_x = \frac{1\times 320}{7.42} = 43 \rightarrow (F_{cr})_x = 2194$$

90 می خواستیم 4 تا اضافه

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g = \frac{0.9\times 2194\times 2\times 23.9}{1000} = \overbrace{94.4}\,ton$$

اون شیب رو باید بنویسیم کنترل کنیم که 160 ج بشه

ok بودن پروفیل منطقه ج داری x داشت. اساس پروفیل یا شکلی که پیش طول محور x نباشد

باید بدان تجدید نظر شود، زیرا فاصله بین سیم‌ها که بتقویت برای کاهش طول x خواهد بود.

سوال b) تعیین b

اگر modify به ترتیب 10٪

شرط کمینه بودن مقطع

$$\boxed{\lambda_x = (\lambda_y)_m} \simeq 1.1\lambda_y$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_x}{1.1}$$

ورش کن

برای آسان شدن

$$(F_{cr})_x = F_{cr_y}$$

PAPCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

10

مثال دهم فرض کنیم مقطع

مربع بجای مستطیل

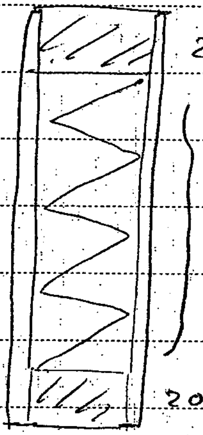
$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{bh^3/12}{bh} = \sqrt{\frac{a^4/12}{a^2}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{1}{\sqrt{12}}$$

$r_{min} =$ ~~0.28~~ 0.286 cm

$$\lambda = \frac{kl}{r} = \frac{S}{r} = \frac{23.1}{0.289} = 80 \rightarrow F_{cr} = 1760$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 1760 \times 1 = 1584 \text{ kg} > 1086$$

Ok



2x12x2

20 → 21 $\quad 3.20 - (2 \times \frac{20}{60}) = 2.8$

2.8 → 12@23.1

20 → 21

?

[illegible] بست ۴۸

ابعاد بست ها → 250x10x10

بال

زیگزال

مورب

$\frac{8}{100}$ سطح ستون صرف شده

$$\frac{320 - 1 - 21 - 21}{23.1} = 11.99 \simeq 12 \rightarrow 12 \times 2 \times 2$$ تعداد بست

PAPCO

www.vepub.com
- Publish Your Mind

توصیه:

در ویرایش قبلی فصل 10 توصیه شده بود که اول ستون حول محور بدون مصالح مشبک دارای

محور جسمی می باشد و دوم فاصله بست ها آنقدر زیاد باشد که λ حول محور بدون مصالح که از

طریق بدست λm محاسبه می شود تعیین کننده ظرفیت ستون شود و در حقیقت λx بر دلیل

در جهتی که ستون دارای حالت پایداری تعیین کننده ظرفیت نقش ستون شود.

$$\frac{k_y L}{r_y} = \lambda_y \le \lambda_x = \lambda_{max} \rightarrow \boxed{r_y \ge \frac{k_y L}{\lambda_x}}$$

تمرین) فاصله بست ها در مثال قبل را طوری تعیین کنید که λm تعیین کننده ظرفیت باشد

$b \Rightarrow$ تعیین شود

شیراز 20 میلی

گرد ز سطح Σ خوشتاری

$$\bar{x} = \frac{2(4.55+\bar{x})^2/2}{2(4.55+\bar{x})+0}$$

نصف بال

$$l = b + 2x$$

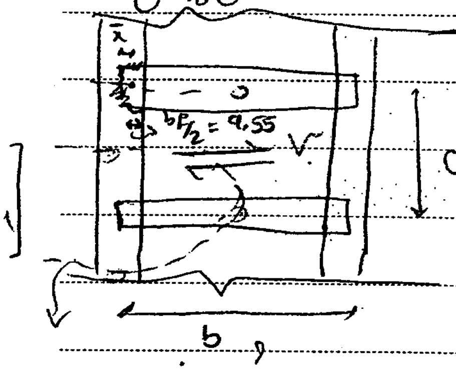
$$\bar{x} = \frac{\sum l_i x_i}{2(4.55+\bar{x}+10)} \qquad \bar{x} = \frac{2(4.55 \times 4.55/2)}{2(4.55+\bar{x})+10}$$

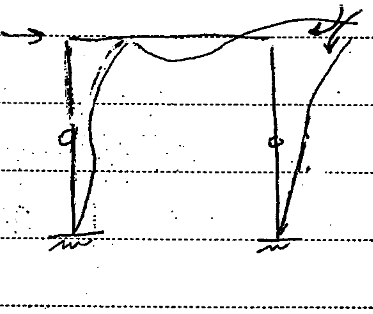
طراحی ستون های حال باز با بست های موازی

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i x_i}{\sum_{i=1}^{n} A_i} = \frac{\sum l_i x_i}{\sum l_i} \qquad A = l_i t$$

قاب نامعین - پایداری کمتری

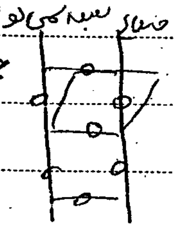
روش پرتال





یک حالت متراز کل خطای تبدیل می شود

خم شبیه



درس صفحه بعد

نیروی محوری خالص ناشی از بار محوری $0.002P$

نیروی محوری خالص ناشی از محوری $\leftarrow$ برش ناشی از بار جانبی + $0.002P$

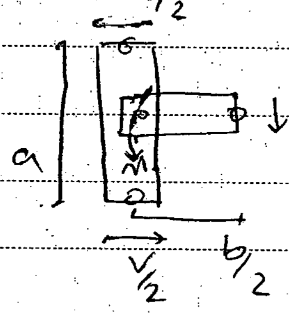
$$M = \frac{Tb}{2}$$

صفحه 59 بنویسید

$$\frac{V}{\cancel{2}}a = T\frac{b}{\cancel{2}}$$

$$T = \frac{a}{b}V = \underline{T_1 = \frac{T}{2} = \frac{Va}{2b}} = \frac{VL_1}{2b}$$

$$M = \frac{Tb}{2} = \frac{Va}{2} \rightarrow \underline{M_1 = \frac{M}{2} = \frac{Va}{4}} = \frac{VL_1}{4}$$



نیروی طراحی بست ستون های افقی (موازی)

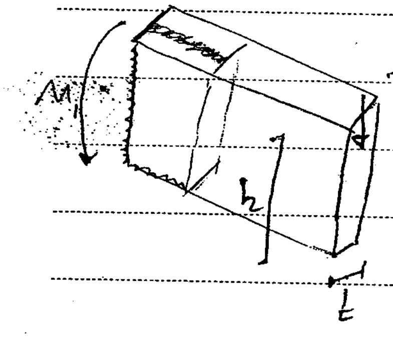
برش طراحی $T_1 = \frac{VL_1}{2b} = \frac{Va}{2b}$

ممان طراحی $M_1 = \frac{VL_1}{4} = \frac{Va}{4}$

صفحه ۵۴

مرکز سطح جوش بیفته رو مرکز سطح نبشی

V طراحی $T_1 = 0.002P + V_{\text{ستون}}$ $\left| \begin{array}{l} T_1 = \frac{Va}{2b} \\ M_1 = \frac{Va}{4} \end{array} \right.$



اساس مقطع الاستیک

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

اساس مدول پلاستیک

$\rightarrow \boxed{Z = \frac{th^2}{4}}$

آیین نامه مبحث ← F_y & Z

$\sigma_{max} = \frac{M}{S} = F_y \rightarrow M_n = S.F_y = \frac{th^2}{4} F_y$

مبحث 10-2-5-68

مبحث 10-2-5-11 $(M_1) \leq \phi M_n = 0.9 Z F_y = 0.9 \frac{th^2}{4} F_y$

$\boxed{M_1 \leq 0.225 F_y t h^2}$ Ⓘ

$V_u = T_1 \leq \phi V_n = 0.9 \tau_y A_w C_v$

$\boxed{T \leq 0.54 F_y h t}$ Ⅱ

در عمل T ، h با سعی و خطا به شرح زیر تعیین می‌شود.

① با فرض $h = b/2$ و قرار دادن در رابطه Ⓘ t محاسبه می‌شود

$h = \frac{b}{2} \longrightarrow \underline{M_1 = \frac{Va}{4} \leq 0.225 F_y t \frac{b^2}{4}}$

$t \geq \frac{Va}{0.225 F_y b^2} \geq \frac{b}{50}$

$\underset{\text{ست}}{\underset{\sim}{t}} \simeq \underset{\text{بال}}{\underset{\sim}{t_f}}$

بهترین روش وقتی که دو قطعه هم ضخامت باشند

نزدیکترین عدد موجود ← 1.3

② روش سعی و خطا $t \simeq t_f$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$$\frac{V_a}{4} \le 0.225\, F_y \frac{t h^2}{4}$$

$$h \ge \sqrt{\frac{V_a}{4\times 0.225\, F_y . t}} \ge \frac{b}{2}$$

پس از انتخاب t و h به صورت ابعاد قابل اجرا رابطه ی کنترل مقاومت برشی طراحی می شود ⓘⓘ

مثال: ستونی با طول 3.2 m و ظرفیت 90 ton را همراه با بست های موازی طرح کنید.

پروفیل $k_x = 1$ & $k_y = 1.4$ St37

مراحل 1 الی 3 مانند قبل بوده (نحوه قرارگیری پروفیل - تعیین نمره پروفیل - تعیین فاصله بین نیمرخ ها)

مرحله 4) طراحی بست موازی طی مراحل زیر صورت میگیرد:

فاصله بست ها a?   [illegible] $\rightarrow \lambda_1 = \frac{ka}{r_{min}} \le \frac{3}{4} \cancel{\lambda_{max}}^{.53}$

$$a \le \frac{(\frac{3}{4}\times .53)}{k} \cancel{r_1}^{2.05} = 94$$

54 or 0.86

$a < 40 r_{y_1} = 86$ ← تا 2 و اصلاح با رعایت آیین نامه

$\frac{2.8}{80} = 3, \ldots$ $\frac{2.8}{4} = 70cm$ ✓   خوبه

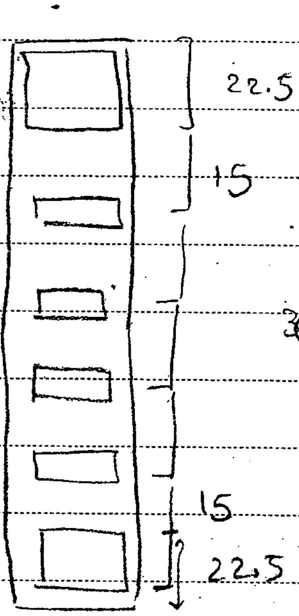
$4\times 75 = 3m$ باید بیاییم یعنی با بست 75 / کسری شده را از بست اضافه کنیم

PAPCO

Subject: [illegible]

Year. Month. Date. ( )

جفت ناودانی
با بست
جان باز



انتخاب فاصله بست‌ها 75

$\frac{75}{2.05} < 40 \rightarrow$ اصلاح نمیخواد

$3@75 = 225$

محاسبه بستهای افقی

$V = 0.02P = 0.02 \times 90{,}000 = 1800\ \text{kgf}$

$T_1 = \frac{Va}{2b} = \frac{1800 \times 75}{2 \times 20} = 3375\ \text{kgf}$

$M_1 = \frac{Va}{4} = \frac{1800 \times 75}{4} = 33750\ \text{kgf/cm}$

$t \geq \frac{Va}{0.225 F_y b^2}$ $\leftarrow h = \frac{b}{2} = 10^{\text{cm}}$ اگر

$t \geq \frac{1800 \times 75}{0.225 \times 2400 \times (20 \times 20)} = 0.6\ \text{cm}$

$t_f \simeq t \simeq 0.8$ اگر

$h \geq \sqrt{\frac{1800 \times 75}{0.225 \times 2400 (0.8)_{\times 4}}} = \overset{8.8^{\text{cm}}}{\cancel{17}}$

PAPCO

Subject: روش سوراخ بار از سوراخ اول

Year. Month. Date. ( ) روی یک پایه سیم [illegible] از عایق [illegible] Ink

این به عنوان [illegible] کنیم

انتخاب) $h = 6$ cm
$t_0 = 8$ cm

بر اساس صفحه 3 [illegible] ، توضیح

لبه به لبه [illegible]

$x^2 + 10x - 20.72 = 0 \rightarrow x = 1.76$ cm

طول بست لعبی $= 20 + 2 \times 1.76 = 23.5 \Rightarrow 23$ cm

* [illegible] طول بست را تا ۱M زیادتر شود *

$2 \times 4 = 8 \rightarrow 8\ \phi\ 230 \times 100 \times 8$

kg حجم ? $\rightarrow 8 \times 23 \times 10 \times 0.8 \times 0.8\ \frac{gr}{cm^3} = 1177.6\ gr \times \frac{1}{0.8}$

$= \frac{\text{---cc}}{3.2} = 460\ cm^2$

$2 \times 18.8 \times 320 \rightarrow 120$ kg $\frac{11\ kg}{\text{بست}} \rightarrow$ 10٪ بست

[illegible] نباید فرق [illegible]

ولی اینجا آسون تر و [illegible] کمتره ← این اقتصادی تره

حال به پوشش [illegible] در این حالت توصیه می شود.

7-21 & 7-22 فقط

تمرین) تمرین 7

بار فشاری چیزی اتکا دارد جلوی کمانش گرفته می‌شود

Subject:

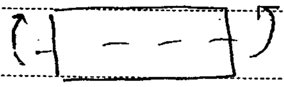
Year. Month. Date. ( )

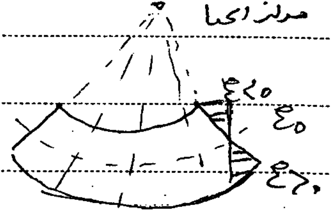
« فصل هشتم »

تیرها (اشکال خاص)

بار فشاری به چیزی اتکا دارد که جلوی کمانش را گرفته است

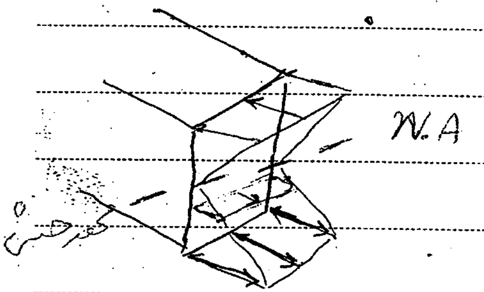
$$\frac{1}{R} = \frac{M}{EI}$$





کرنش متناسب با فاصله خطی تغییر می‌کند ـــــ پس تنش هم خطی تغییر می‌کند.

توزیع تنش‌های ناشی از خمش



تنش‌های ناشی از فشار یکنواخت است

ولی تنش‌های خمشی غیر یکنواخت است

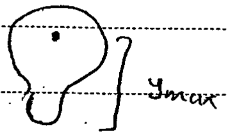
max تنش در y max رخ می‌دهد

$$\boxed{\sigma = -\frac{My}{I}}$$

هر شکل هندسی نقطه‌ای دارد که از همه نقاط به مرکز سطح دورتر است

که تنش max آن جاست

$$\sigma_{max} = \frac{M y_{max}}{I} = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{(\frac{I}{c})}$$



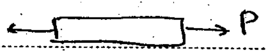
مدول مقطع یا اساس مقطع ارتجاعی W یا $S = \frac{I}{c}$

تنش تسلیم

$$\sigma_{max} = \frac{M}{S} < F_y \checkmark \text{ یا } \sigma_y$$

ممان خمشی ارتجاعی $M_y = S \cdot F_y$

PAPCO



$\sigma = \frac{P}{A} < F_y \rightarrow P_y = A \cdot F_y$

کشش ← A

فشار ← A و I

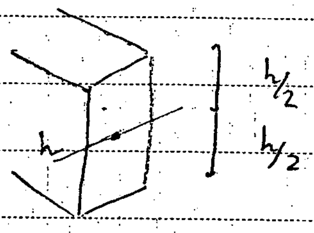
خمش ← S که بجمعل اشکال بر تیر

I/C اساس مقطع

c فاصله دورترین نقطه مقطع از مرکز سطح

مقاومت خمشی
↑
بهترین تیر، تیری است که از Acm^2، بیشترین S را بدهد

مقایسه مقاومت خمشی مقاطع گوناگون :

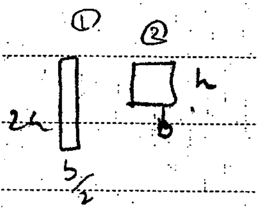


$A = bh$

$I = \frac{bh^3}{12}$

$c = \frac{h}{2}$

$\rightarrow S = \frac{I}{c} = \frac{bh^2}{6} = \frac{Ah}{6}$

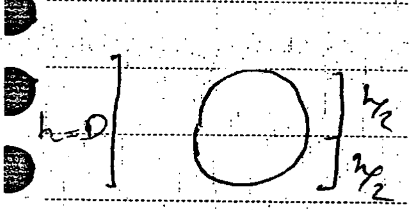


$\rightarrow A_1 = A_2$

ولی

$h_1 = 2h_2 \rightarrow$ 2 برابر تحمل

می‌کند شکل ۱



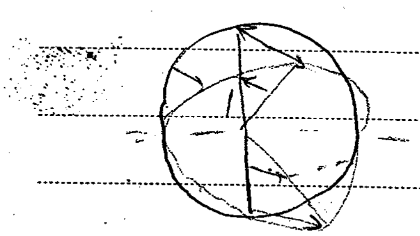
$A = \frac{\pi D^2}{4}$

$I = \frac{\pi D^4}{64}$

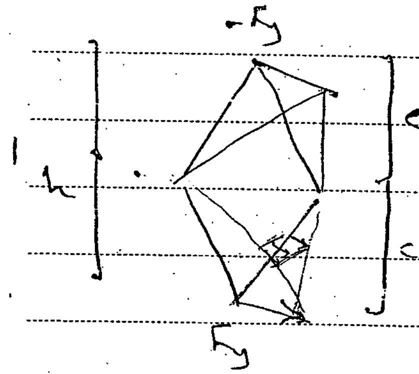
$c = \frac{h}{2}$

$S = \frac{I}{c} = \frac{\pi D^3}{32} = \frac{AD}{8}$

$Ah/8$
↑



مستطیل $\frac{8}{6}$ برابر 33٪ تنش بیشتر تحمل می‌کند



$e = \frac{h}{2}$

$c = \frac{h}{2}$

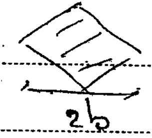
$A = \frac{bh}{2}$

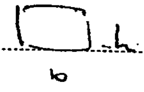
$I = bh^3/48$

$S = \frac{I}{c} = \frac{bh^2}{24} = \frac{Ah}{12}$

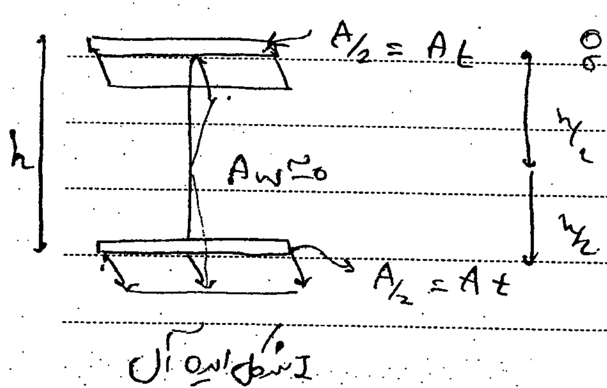
$c = h/2$

$S \to cm^3$ یا mm^3 مقطع است





شکلی خوبه که A رو تا جایی که امکان تحمل کنه از مرکز سطح دور کند.



$A/2 = A_f$ I شکل ایده‌آل

$A/2 = A_f$

I شکل ایده‌آل

$A \simeq 2A_f$

$$I = \sum_{i=1}^{3} I_i = \Sigma(I_{o_i} + A_i d_i^2)$$

$$\simeq 2A_f\left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{A_f h^2}{2}$$

$I \simeq \frac{Ah^2}{4} = \frac{A_f h^2}{2} \rightarrow r = h/2$ یعنی مساحت به اندازه‌ی [illegible]

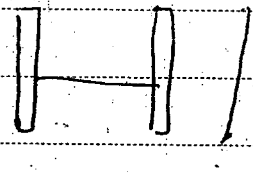
$S = \frac{I}{c} \simeq A_f h = Ah/2$

h/2 تا مرکز سطح فاصله دارد

$S = \frac{Ah}{k} \rightarrow k = \frac{A.h}{S}$ ایده آل است که
چون ضخامت به صفر میل کند
و مساحت آن صفر می شود

بهترین پروفیل

برای پروفیل اختصاصی ضریب وابسته به شکل مقاطع مقاومت خمشی را $k = \frac{Ah}{S}$ حساب کنید



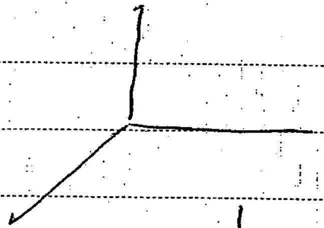
شکل I برای خمش حول محور x خوب است برای y خوب نیست

$k_y = \frac{A b_f}{S_y}$ خمش دو محوره هم باکس خوب است.

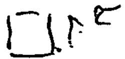
عیبی که بال های هر شکل هستند به عنوان نقاط زاید در می آید معادل I شکل ایده آل آن است

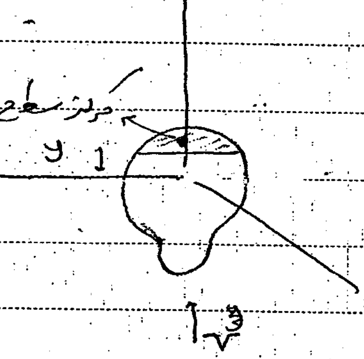
شکل I مناسب ترین شکل برای خمش

توزیع تنش های ناشی از نیروهای برشی در تیرها:



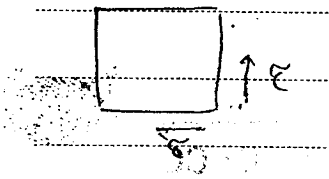
تنش های برشی [illegible] به صورت همزمان روی دو سطح عمود اتفاق

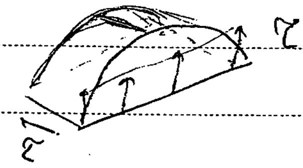
جا افتاده 

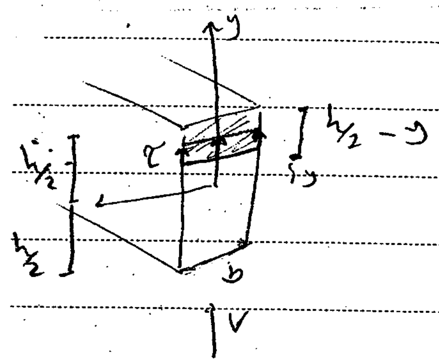


$]\,\bar{y}_1$ $\tau = \frac{VQ}{It}$

لنگر اول سطح $Q = A_1 \bar{y}_1 = \int_{A_1} y\,dA$







توزیع تنش τ برشی در مقطع مستطیلی :

توزیع تنش های برشی در مستطیل غیر یکنواخت است
و در مرکز سطح ماکس میشه
در طرف τ صفر است چون خارج سطح آزاد است که بخواهد
τ جذب کند باید دوران کند
در مرکز سطح هم شکل ها | تنش τ ناشی از خمش صفر
max τ |

$$A_1 = b\left(\frac{h}{2} - y\right)$$

$$\bar{y}_1 = y + \frac{1}{2}\left(\frac{h}{2} - y\right) = \frac{\frac{h}{2} + y}{2}$$

$$Q = A_1 \bar{y}_1 = \frac{b}{2}\left(\frac{h^2}{4} - y^2\right)$$

$$\tau = \frac{VQ}{It} = \frac{V}{I\cancel{b}}\left[\frac{\cancel{b}}{2}\left(\frac{h^2}{4} - y^2\right)\right]$$

$$\tau = \frac{V}{2I}\left(\frac{h^2}{4} - y^2\right)$$

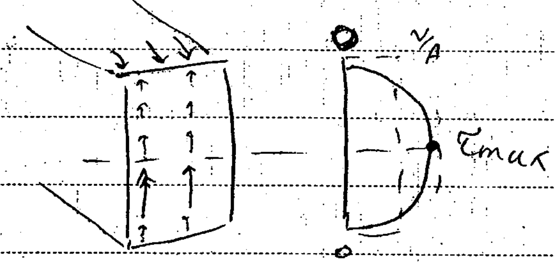
if $y = \pm\frac{h}{2} \rightarrow \tau_{min}$

if $y = 0 \rightarrow \tau_{max} = \frac{Vh^2}{8I} = \frac{Vh^2}{8\,bh^3/12} = \frac{3V}{2bh} = \boxed{1.5\frac{V}{A}}$

Subject: تنش های برشی همزمان در دو سطح عمود بر هم

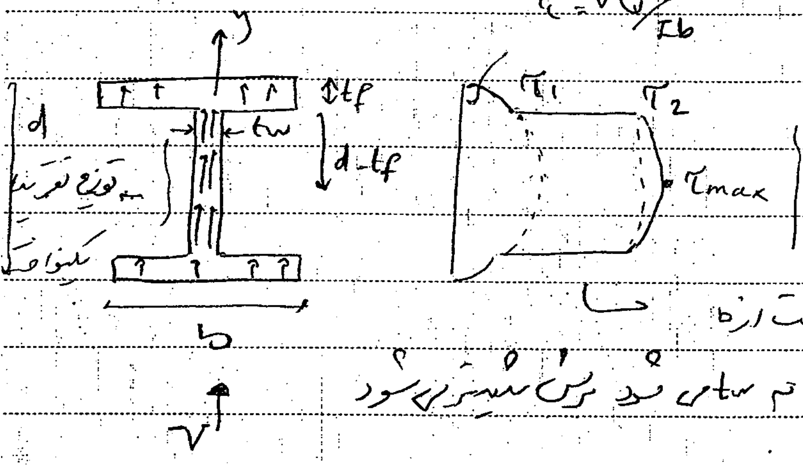
Year. Month. Date. ( )

www.vepub.com
Publish Your Mind



توزیع تنش های برشی در مقطع I شکل

$\tau = VQ/Ib$



چون ضخامت زیاد b

تبدیل تم سطحی شود برش بیشتری شود

کمی به شکل پارابولیک

بیشتر Q اندازه شد

چون تغییرات تنش

در جان خیلی کم است

بیشترین برش را جان تحمل می کند

تمرین برای یک پروفیل اختصاصی نمودار توزیع تنش های برشی را رسم کرده و مقدار τmax را محاسبه کنید.

b d tw

سپس آن را با مقدار تقریبی آیین نامه مقایسه نموده و مقدار اختلاف را اعلام نمایید

V = 10 ton

τmax را با مقادیر زیر مقایسه کنید.

$\tau_{max} = \frac{V}{A_w} = \frac{V}{d.t_w}$? تیر نورد شده

$\simeq \frac{V}{h.t_w}$ چون جوش مقطعات بال → تیرورق ها

به جان درست وصل نمی شود

PAPCO

P

h = ارتفاع جان) d عمق تیر (ارتفاع کلی مقطع :

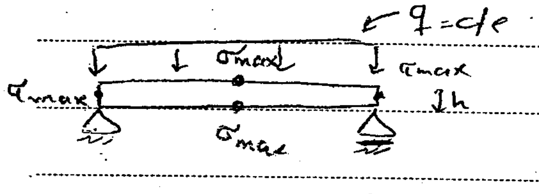
مثال)

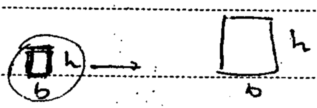
الف) در یک تیر ساده‌ی فولادی با مقطع مستطیل تحت بارگسترده‌ی یکنواخت تنش‌های حداکثر ناشی از خمش و

و ناشی از برش را محاسبه نموده و محل آن‌ها را نیز مشخص کنید

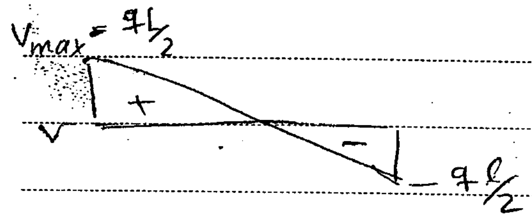
ب) برای آن که در این تیر هر دو تنش حداکثر max خمشی و برشی با هم به مقدار تسلیم برسند نسبت

$\frac{h}{l}$ تیر باید چقدر باشد؟

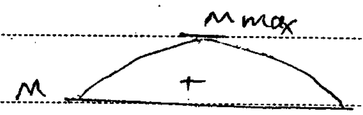




$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{S} = \frac{ql^2/8}{bh^2/6}$$



$$= \frac{3}{4}\,\frac{q}{b}\left(\frac{L}{h}\right)^2 = \sigma_y \;(=F_y)$$



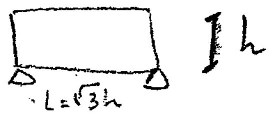
$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{A}\times\frac{3}{2} \rightarrow \text{در مستطیل}$$

$$= \frac{3}{2}\,\frac{ql/2}{bh} = \frac{3}{4}\,\frac{q}{b}\left(\frac{l}{h}\right) = \tau_y$$

اگر بخواهند با هم تسلیم شوند → $\frac{\sigma_{max}}{\tau_{max}} = \frac{\sigma_y}{\tau_y} = \frac{L}{h}$

$\frac{\sqrt{3}}{3}\sigma_y = \tau_y$ $\qquad \frac{h}{L} = \frac{\tau_y}{\sigma_y} \overset{\text{چون فولاد}}{=} \frac{\frac{\sqrt{3}}{3}\cancel{\sigma_y}}{\cancel{\sigma_y}}$ ⓘ?

$$\frac{h}{L} = \frac{\sqrt{3}}{3} \rightarrow \boxed{h = 0.577L} \qquad \boxed{L > \sqrt{3}h}$$



نسبت $\frac{h}{L}$ معمولاً $\frac{1}{10}$ است بنابراین اگر نسبت

برابر همین عدد بشه خمش تسلیم میشه و برش نمی‌شه

Subject:

Year. Month. Date. ( )

در طره تیرهایی که $\sqrt{3}h >$ طول ، مستعمل هستند تحکم حالت است.

برش معمولاً در طراحی کنترل کننده

تمرین: در تیر ساده فولادی ساخته شده از پروفیل استاندارد نسبت $\frac{L}{h}$ چقدر باشد تا

هر دو تنش ناشی از خمش و ناشی از برش همزمان به مقدار تسلیم برسند.

(اشتال ← عدد ← S)

به ضریبی از V

$\tau_{max} = \alpha \cdot V = \frac{\alpha q l}{L}$ $\sigma_{max} = M = ql^2/8$

در مقطع I وقتی بال به جان نزدیک می‌شود جایی که محل جان max و برش max نزدیک شود سه پس

کرنش‌های آن در بین ۹۴ ص

$V_u \le \phi_v \cdot V_n$ آیین نامه ?

$V_n = \underline{0.6F_y}\, A_w C_v$

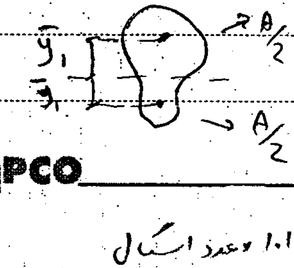
τ_y

ضریب که کمانش را اعمال می‌کند

$\rightarrow \boxed{V_u \le 0.6F_y\, d t_w}$

وقتی توزیع تنش یکنواخت به نقطه تسلیم نرسید تیر خراب می‌شود و حالت

حدی که تنش همه نقاط تسلیم شده



$\frac{bh}{2}$

$$Z = \frac{A}{2}(\bar{y}_1 + \bar{y}_2)$$

PAPCO

حجم پروفیل را حساب کنید دقیق‌تر از این دو هم در نظر بگیرید و $\frac{Z}{S}$ را تعیین کنید $Z = 1.12$ و عدد اشتال

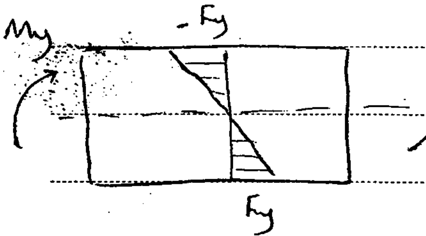
لنگر My است که
~~Subject:~~ الاستیکی زور

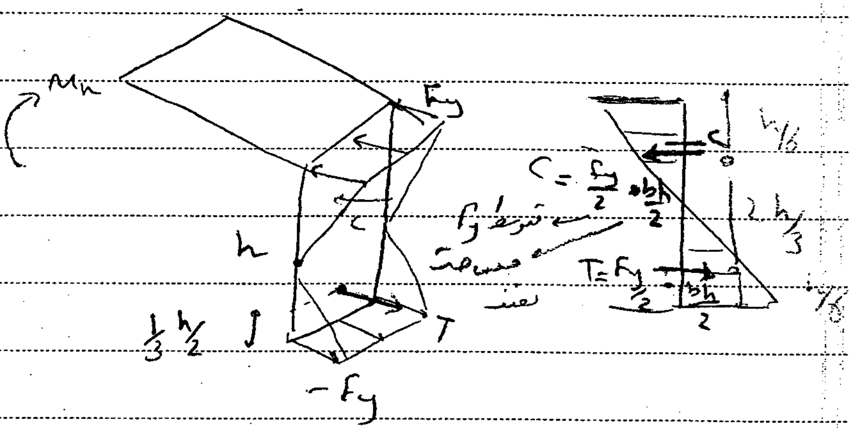
توزیع تنش مستطیلی که از حالت مثلثی مستطیلی ← برای اعمال ممان خمشی

Year. Month. Date. ( )

توزیع مستطیلی ← مفصل مقطع

تعیین ظرفیت خمشی عبارت است تعیین لنگر ~~خمشی~~ پلاستیک شده Mp)



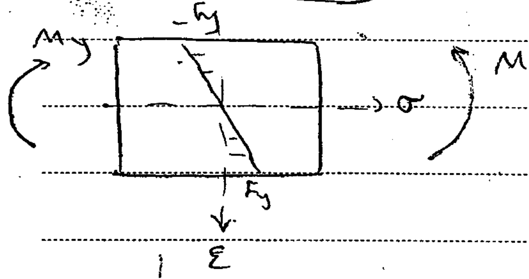

Mn
Fy
h
C
T
$\frac{1}{3}\frac{h}{2}$
-Fy
Fy/ شرط مساحت مثلث
$C=\frac{F_y}{2}\cdot\frac{bh}{2}$
$T=\frac{F_y}{2}\cdot\frac{bh}{2}$
h/6
2h/3
h/6

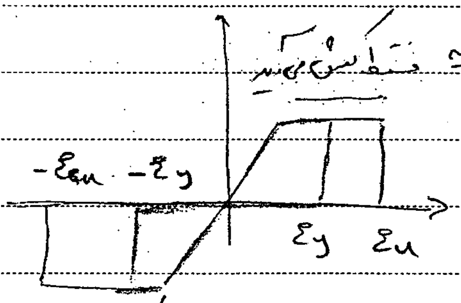
$$M_y = T\cdot\frac{2h}{3} = \frac{F_y}{2}\,\frac{bh}{2}\times\frac{2h}{3} = F_y\cdot\frac{bh^2}{6} \rightarrow S$$

تنش هم می‌شود ← تنش ؟

$M < M_y$

تنش زیاد بشه مستطیلی می‌شود

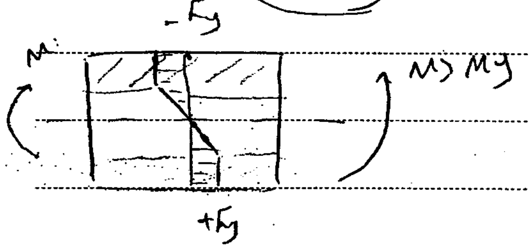

My
-Fy
σ
My
Fy
ε

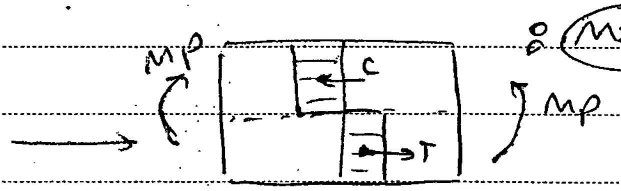


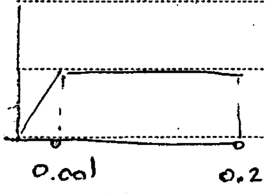
تنش داره بیشتر میشه دارد حتی

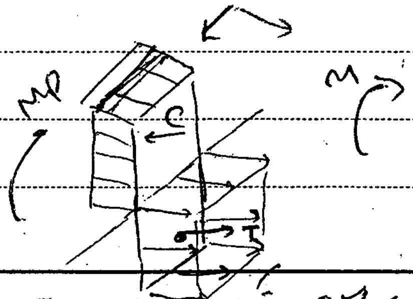
$M_y > M_y$

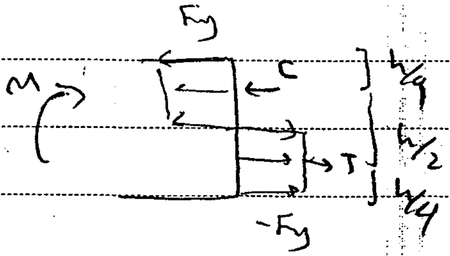
وقتی $M = M_y$ ه










M
Fy
C
T
-Fy
h/4
h/2
h/4

PAPCO

$$M_p = T\frac{h}{2} = \left(F_y\,\frac{bh}{2}\right)\frac{h}{2} = F_y\left(\frac{bh^2}{4}\right) \quad Z \text{ اساس پلاستیک شکل مقطع} \rightarrow \boxed{M_p = Z\cdot F_y} \leftrightarrow$$

فشرده بوده و تیر با بال فشاری آن در برابر کمانش جانبی مهار شده باشد. صفحه 30-31

②

①

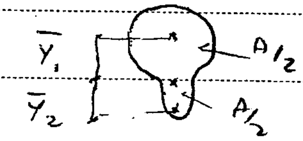
نکته ۱) محور خنثی الاستیک از مرکز سطح مقطع می‌گذرد در حالی که محور خنثی پلاستیک از منصف مقطع عبور می‌کند لذا در یک شکل هندسی با مقطع متقارن که مرکز سطح مقطع منصف مقطع نیز هست با حین افزایش لنگر خمشی از M_y به M_p هیچ جابجایی محور خنثی نخواهیم داشت اما در حالت کلی در حین افزایش ممان از M_y به M_p محور خنثی از محل مرکز سطح حرکت کرده و به سمت منصف مقطع جابجا خواهد شد.

نکته) پس از آن که تیر به ظرفیت پلاستیک خود رسید سختی خمشی یا سختی دورانی آن صفر خواهد شد. از این نقطه در محلی که M_p وجود دارد دوران اتفاق می‌افتد درست مانند یک مفصل. این مفصل، مفصل پلاستیک خوانده می‌شود. فرق کلی ظرفیت دورانی مفصل پلاستیک محدود است و هنگامی که کرنش در دورترین نقطه مقطع به [illegible] برسد گسیختگی در آن آغاز می‌شود. بدیهی است ایجاد مفصل پلاستیک در یک تیر معین استاتیکی موجب ناپایداری تیر شده تیر فرو می‌ریزد اما اگر تیر نامعین استاتیکی باشد لذا تیر فرو نمی‌ریزد پس از تشکیل مفصل پلاستیک می‌تواند پایدار بوده و هم چنان در برابر افزایش بارهای خارجی مقاومت داشته باشد. ظرفیت نهایی تیر توسط بازتوزیع لنگر قابل تعیین است. تیرهای سرتاسری نیز از جمله تیرهای نامعین استاتیکی هستند که پس از تشکیل مفصل پلاستیک به واسطه خاصیت بازتوزیع لنگر هم چنان ظرفیت باربری خواهند داشت.

PAPCO

در آیین نامه های طراحی مثل LRFD ظرفیت نهایی خمشی تیرها $\boxed{M_n=ZF_y}$ منظور می‌شود مشروط بر آن که مقطع تیر

$$\frac{M_p}{M_y} = \frac{Z f_y}{S f_y} = \frac{Z}{S} = 1.12$$



$$Z = \frac{A}{2}(\bar{y}_1 + \bar{y}_2)$$

$$M_u \le \phi_b M_n = 0.9 \underset{?}{\underbrace{M_n}}$$

ص۳ آیین ص ۱۹۰

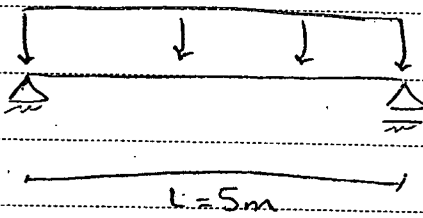
تیر دارای اتکای جانبی و مقطع فشرده $M_n = M_p = Z_x F_y \cong 1.11 S F_y$

$M_u \le (0.9 \times 1.11) S F_y \rightarrow S_{\text{لازم}} \ge \frac{M_u}{F_y \times (0.9 \times 1.11)} \rightarrow$ جدول

[illegible]

تیر شکل مقابل را با نیمرخ IPE ساخته‌شده از ST37 طرح نمایید. فرض کنید بار اعمالی

این تیر دارای شرط اتکای جانبی می‌باشد.



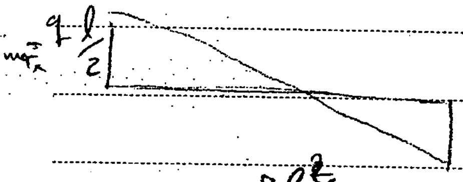
$\curvearrowright q_D = 2\,t/m$

$q_L = 1\,t/m \rightarrow 1.2(2) + 1.6(1) = 4\,t/m$

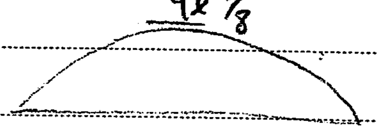
پس بار ضریب‌دار 4t بر متر روی تیر

نمودارش را رسم کنیم

تعیین نیروهای طراحی : $M_u = 1.2 M_D + 1.6 M_L = \frac{q_u l^2}{8}$



$$M_u = \frac{4(5)^2}{8} = 12.5\ t.m$$



$$V_u = \frac{q l}{2} = \frac{4(5)}{2} = 10\ t.m$$

Subject: ?

Year. Month. Date. ( )

$\frac{12.5}{13.5} \times \overset{628}{Z_{\text{موجود}}} = 579$

$Z(IPE270) = 480$

kg cm ـــ t.m تبدیل شود

2_ تعیین مقطع براساس مقاومت خمشی

$M_u \le \phi_b M_n = \phi_b Z f_y = \underset{\phi_b}{0.9} \times \underset{Z}{1.11 S} F_y$

$S_{\text{مورد نیاز}} \geq \frac{M_u}{F_y} = \frac{12.5 \times 10^5}{2400(\times 1.11 \times 0.9)} = 521 \text{ cm}^3$ → اشتباه

جا انداختم

IPE300 →

$S = 557 \text{ cm}^3$ ، $Z_{\text{دقیق}} = 628 \text{ cm}^3$ ← $557 \times 1.12 \to 623.8$

?

$I_x = 8360$

$b_f = 15 \text{ cm}$

$t_f = 1.07 \text{ cm}$

$h - 2c = 24.8 \text{ cm}$

$t_w = 5 = 0.71 \text{ cm}$

→ برای فشردگی ✓

2_ کنترل فشردگی مقطع: ✓

جدول 10_2_2_4:

$\frac{b}{t} < 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11$

$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{15}{2 \times 1.07} = 7 < 11$ ok

$\frac{h}{t_w} < 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 110$

$\frac{h-2c}{5} = \frac{24.8}{0.71} = 35 < 110$ ok

→ مقطع فشرده

4_ کنترل مقاومت خمشی مقطع

$M_u \le \phi Z F_y = 0.9 \frac{628 \times 2400}{10^{-5}} = 13.56 > 12.5$ ok

← $\xrightarrow{kg\,cm}$ ~ ton تبدیل ←

کنترل اقتصادی $\frac{12.5}{13.5} \times \overset{628}{Z_{\text{موجود}}} = 579$

PAPCO

→ ok 300 همون

$Z(IPE270) = 480$

$\frac{h}{t_w} = 35 \leq 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 66$ 5- کنترل خرش برش تیر ص 95 آیین نامه

$C_v = 1 \quad , \quad \phi_v = 1$

$\phi V_n = 1 \times 0.6 F_y \underbrace{A_w}_{d \cdot t_w} C_v = \frac{0.6 \times 2400 \times 30 \times 0.71 \times 1}{1000} = 30.7^{t} > V_n = 10$

بیشتره ولی کمتر بیش عیبی ندارد

6- معیار حد بهره برداری معیار تغییر شکل
ارتعاش

$\Delta_{D+L} < \frac{L}{240} = \frac{500}{240} = 2.1$

$10^2 \; t/m \cdot m^4$

$q = 1+2 = 3 \; t/m \rightarrow \Delta_{D+L} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{\underset{\frac{N}{m^2} \times cm^4 \; 10^{-8}}{EI}} = \frac{5 \times 30 \; kg/cm \times (500)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 8360}$

$= 1.39 \; cm < 2.1 \; cm \quad \underline{ok}$

$\Delta_{LL} = \underset{1+2}{\frac{1}{3}} \Delta_{D+L} = 1.39 \times \frac{1}{3} = 0.46 < \frac{L}{360} = 1.4^{cm} \quad \underline{ok}$

$f = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EIg}{\underset{\sqrt{\frac{EI}{q_D}}}{q_D}}} = \frac{\pi}{2(5)^2}\sqrt{\frac{205 \times 10^9 \times 8360 \times 10^{-8} \times 9.81}{2000 \times 9.81}}$ 7- کنترل ارتعاش

(?)

$= 5.81 > 5 \quad \underline{ok}$

$\rightsquigarrow \boxed{USE \; IPE \; 300}$

اگر ارتعاش ok نشد $f = 5$ ← I در می‌آید سپس دوباره چک می‌کنیم ولی اساسی [illegible] می‌دهد

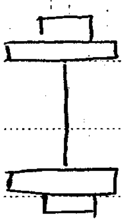
چون که I بیشتر شود

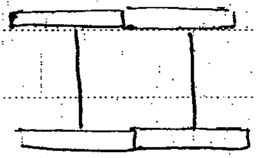
کمترینه همیشه که باید کنترل شه

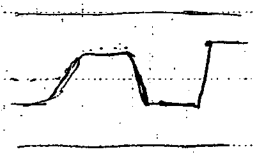
Subject:
Year. Month. Date. ( )

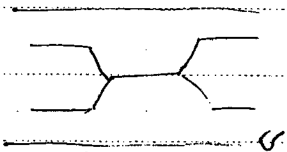
تمرین: از سال ۱۸۲۱ هوشنم 8-12 / 8-16 _ 8-18

ابتدا که بریم توی جدول اشتال IPE 1000 نداریم روی بازار هست:
ممان موجود بیش از چیزی است که تیرآهن‌های نورد شده جواب می‌دهد
تیر را تقویت می‌کنیم $S \simeq A_F$

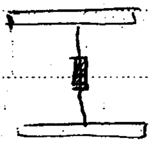
①


②






تیرآهن ۱۴ زنبوری
شش IPE 140

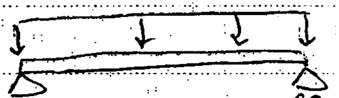
③


ارتفاع تیرآهن 1.5 برابر ← ظرفیت 1.5 برابر د بیشتر

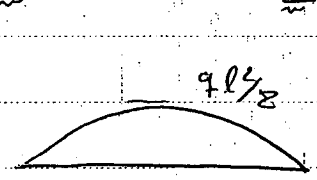
رسیدن به ممان پلاستیک به خاطر سوراخ‌ها مشکل است ← برش را هم تحمل نمی‌کند.

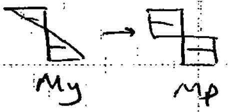
تیرهای فولادی ← دال بتنی ← دال رو به تیر وصل کنیم

ظرفیت باربری نهایی تیرهای نامعین: max باری که روی تیر قرار بگیرد تیر فرو می‌ریزد



اگر q را خیلی زیاد کنیم



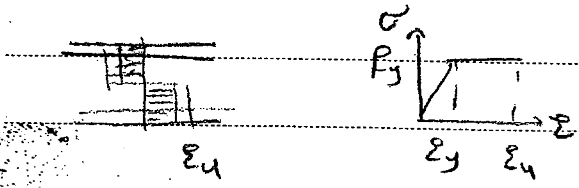


اول

تشکیل مفصل پلاستیک ← در محل ممان max

Subject:
Year. Month. Date. ( )

چرا؟



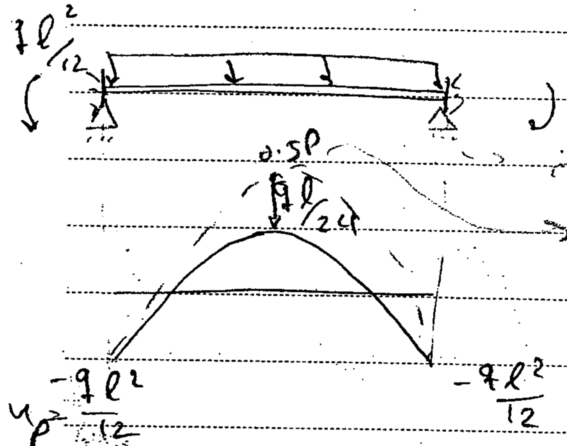
σ
F_y
ε
ε_u
ε_y
ε_u

$$q_n = \frac{8M_p}{L^2} = \frac{8ZF_y}{L^2}$$ ظرفیت باربری نهایی

در تحلیل پلاستیک ← هدف ظرفیت باربری نهایی سازه است

پس از ایجاد مفصل پلاستیک سازه‌ای ناپایدار

تشکیل می‌شود که ظرفیت باربری دارد



$\frac{ql^2}{12}$
$0.5P$
$\frac{ql^2}{24}$
$-\frac{ql^2}{12}$
M_p

$-\frac{ql^2}{12} \rightarrow M_{max} = M_p$

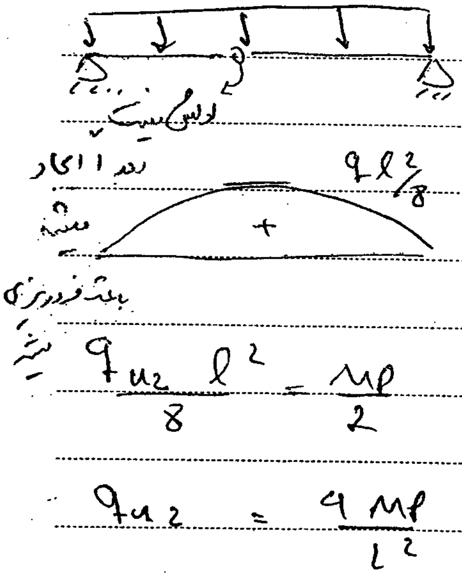
چرا؟

فاز 1

اصل جمع آثار برقرار است

$$\frac{q_{u1}L^2}{12} = M_p \rightarrow q_{u1} = \frac{12M_p}{L^2}$$

فاز 2



اولین مفصل پلاستیک
بعد از ایجاد
مفصل
$\frac{ql^2}{8}$
+
بیشتر وارد شد

$=0.5P$ → چرا؟

تیر با اتکای ساده

مقطع وسط دهانه به Mp برسد

به سمت چپ در است منجر شود اگر بیشتر مفصل

(مکانیزم داشته باشیم)

$$\frac{q_{u2}l^2}{8} = \frac{M_p}{2}$$

$$q_{u2} = \frac{4M_p}{L^2}$$

$$q_u = q_{u1} + q_{u2} = \frac{16M_p}{L^2}$$

PAPCO

فلسفه تیر ضعیف ستون قوی:

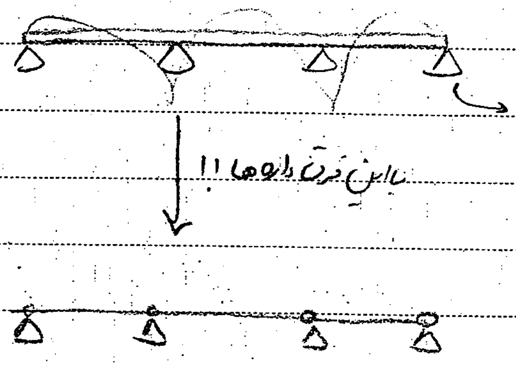
سازه در زلزله الاستیک نخواهد ماند. بهتر است مفصل در تیر باشد

سازه معیار رسیدن به شکستن تا حد زیادی باشد.

ص 5 آیین نامه بند 6

دیافرام
آیین نامه دوم سه حالت

تیر طره سری که به تیر بیش از تکیه گاه ساده است



بدترین حالت
جای max

مثال صفحه 87 و ص 76

ص 409 تمرین

مقطع H شکل - کدام حالت بیشترین ضریب شکل
(1.55)

تیرآهن ها کمانش جانبی مقطع دچار پیچش می شود

مقطع باکس مقاومت پیچشی اش بالاست.

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

فصل 10 :

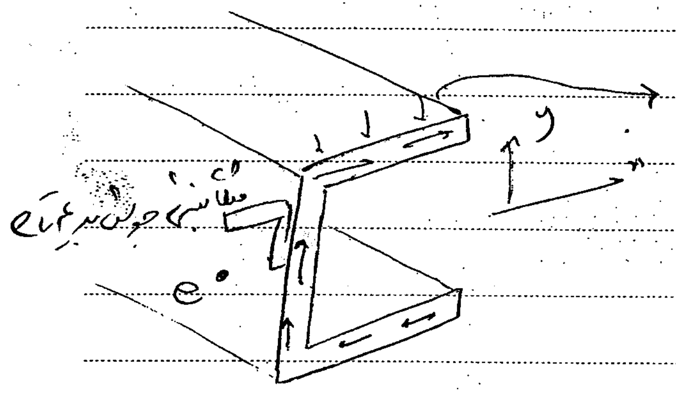
پیچش

در بارگذاری خارج از مرکز پیچش (= مرکز برش)

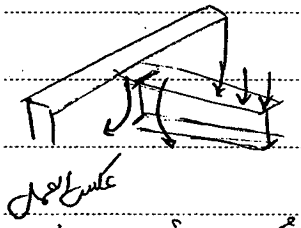
مرکز پیچش : نقطه‌ای که اگر نیرو به آن اثر کند جسم دچار پیچش نمی‌شود
پیچشی

هرگاه بارهای عرضی تیر (نه طولی) از مرکز پیچش عبور کنند جسم دچار پیچش می‌شود

شکل‌های دو محور تقارن ← مرکز پیچش = مرکز سطح



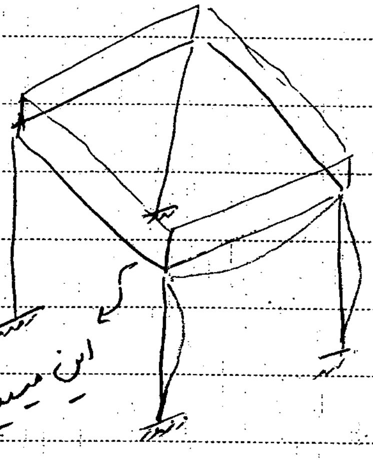
بارهای روی تیر بالایی باعث خمش در آن و در نتیجه باعث پیچش دتایل گاهی می‌شود - پس مقطع آن نمی‌تواند I باشد (I ضعیف در پیچش)

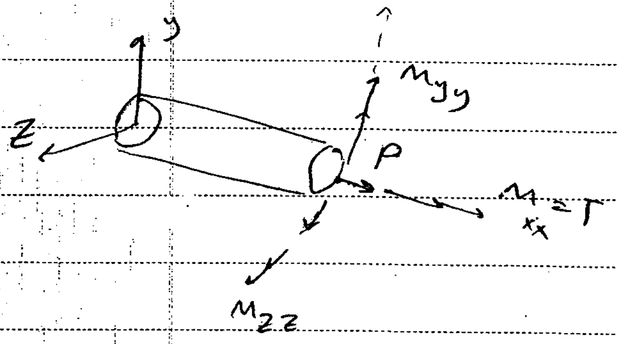


در قاب 3 بعدی 6 نیروی داخلی داریم . 3 تا نیرو ، 3 تا لنگر ← اتصال در پیچش ← پیچش
3 نیرو داخلی
2 بعدی 3 نیرو

PAPCO

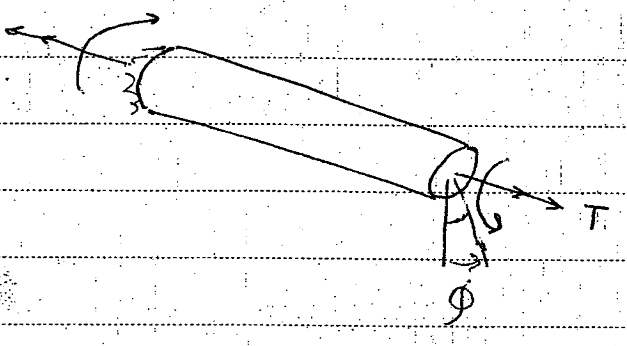
J حداره ← ممان اینرسی قطبی





2_ سختی پیچشی اعضا:

متغیر شکل پیچشی بدان



$$T = k_T \phi$$

ضریب الاستیسیته برشی ←

$$k_T = \frac{G}{L} J \qquad \frac{G}{E} = \frac{1}{2(1+\mu)}$$

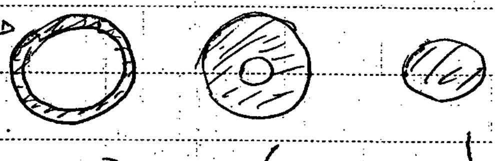
J = ثابت پیچشی مقطع L^4

3_ ثابت پیچشی مقاطع مختلف:

الف) مقاطع دایره‌ای شکل:

بهترین مقاطع پیچشی - بدترین ← چهارگوش

خوب نیست

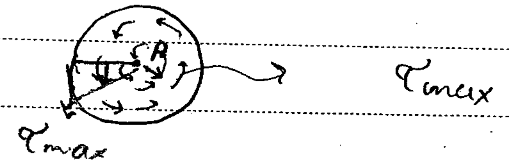


مقاطع توخالی برای پیچش مفید است

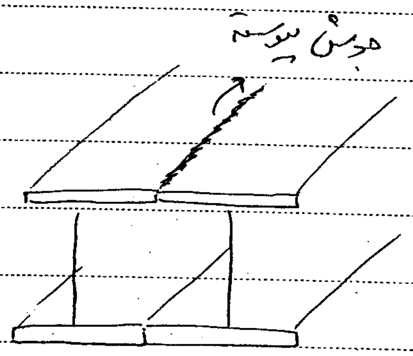
توپر $J = \frac{\pi D^4}{32} = \frac{\pi R^4}{2}$

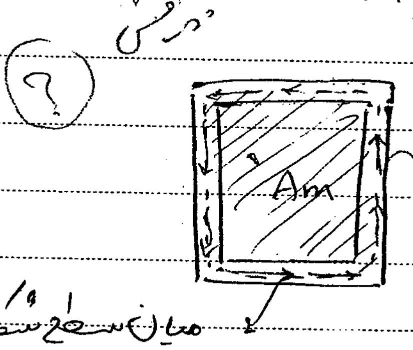
توخالی $J = \frac{\pi}{2}(R_o^4 - R_i^4) = \frac{\pi}{32}(D_o^4 - D_i^4)$

$$\tau = \frac{T.\rho}{J}$$


ρ
τ_{max}
τ_{max}

ب) مقاطع جدار نازک بسته :




درزش
؟
Am
میان سطح شکل

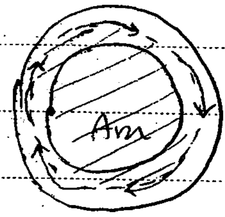
توزیع تنش یکنواخت

باکس مربع که بهتر از مستطیل

که هر چه مساحت بیشتر ← J هم بیشتر،

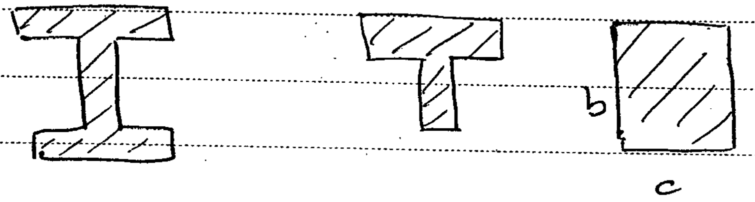
Am مساحت منحنی بسته میانی مقطع

بالاترین میان سطح ← دایره

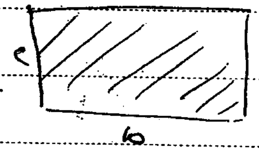


〃 〃 〃 یا محیط

ج) مقاطع مستطیلی



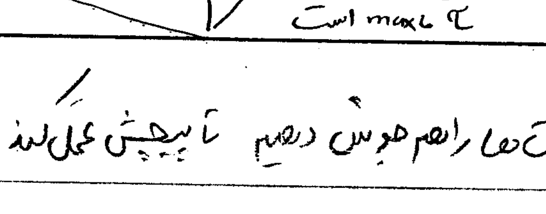
کد سری ریاضی



$$J = \frac{bc^3}{3}\left(1+0.63\frac{c}{b}+\dots\right)$$

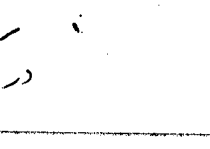
تاب برداشتن ← در کتاب خاموشی

توزیع تنش خطی نیست ← تنش برشی + تنش نرمال



تحلیل بسیار پیچیده

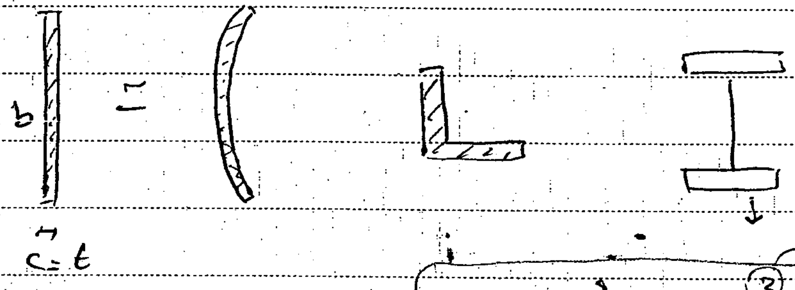
وسط ضلع بزرگتر ← τ_{max} است



در باکس ← تبدیل I ← ورق‌ها را هم جوش دهیم تا پیچش عمل کند

Subject:
Year. Month. Date. ( )

د) مقاطع جدار نازک باز (حالت خاص مستطیل $c \ll b$)



۲ تا بال - ۱ جان

$$\boxed{J = \sum J_i = \sum_{i=1}^{3} \frac{bt^3}{3}}$$

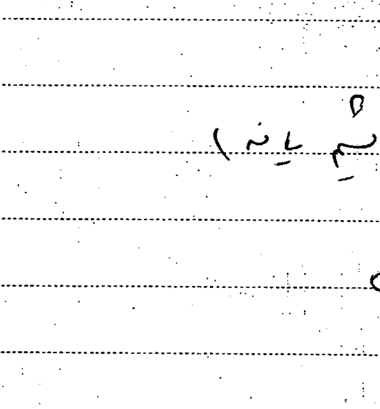
* ثابت پیچش مقطع کاملاً به شکل هندسی مقطع وابسته است. مثلاً در دوایر همان ممان اینرسی قطبی. $J = 2I$ است و به طور خاص برای مقاطع جدار نازک باز نظیر I شکل بسیار کوچک می باشد ($\frac{1}{100} \times$ ممان اینرسی قطبی)

نکته) شرایط انتهایی در سختی پیچشی مهم است (انتها بسته باشد یا نه).

مقاومت تابیدگی

تقریب ممان تابیدگی با تئوری خمش :

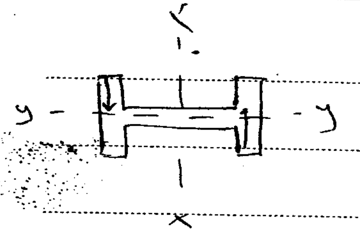
مقطع I شکل تحت یک ممان پیچشی مهار شده :



$$\boxed{F = \frac{M}{h_0}} \rightarrow$$ (دو تا کوپل)

PAPCO

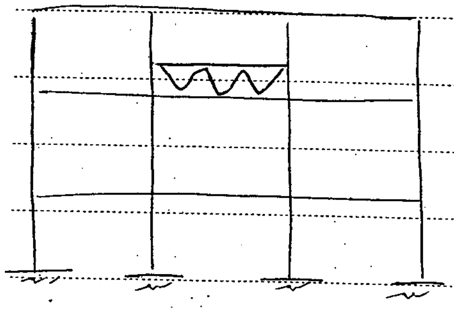
?

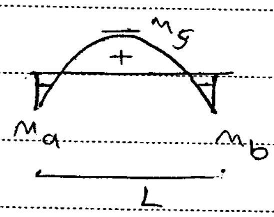


$S_1 \simeq \frac{S_y}{②}$

چون که ؟ بال است

$f_b = \frac{M'}{S_1} = \frac{M'}{S_y} \times 2$





$EI = cte$

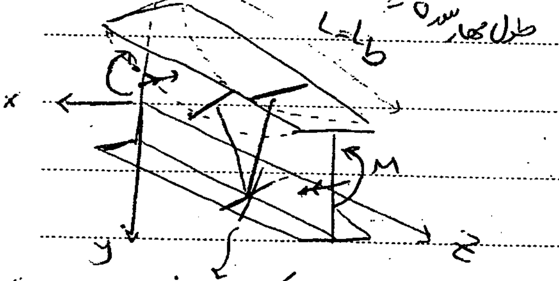
تیرهای تحت اثر بار گسترده $\longrightarrow \Delta_{max} \simeq \Delta_{L/2} = \frac{5L^2}{48EI} \cdot \left[M_s - 0.1(M_a + M_b)\right]$

تیرهای معین تحت اثر بارگذاری $\longrightarrow$ تیر مزدوج

ثابت پیچشی بر دلیل اختصاص جدول را محاسبه نمایید آن را با J $\longleftarrow$ I_p ممان اینرسی

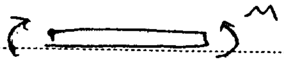
مقایسه نمایید.

« تیرهای بدون اتکای جانبی »



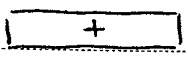
کمانش خمشی پیچشی

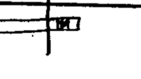
کمانش جانبی تیر



خمش خالص

$M = cte$



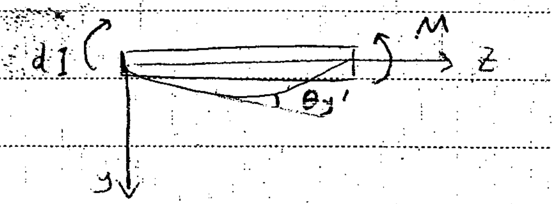


برای جلوگیری از بال فشاری تیر ← میل مهار نصب میشود

← نمی گذارد به سمت چپ بچرخد است

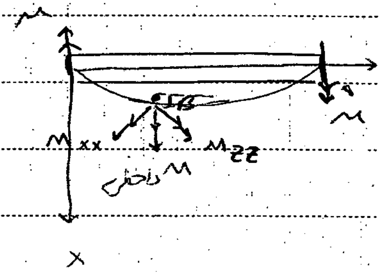
در اثر کمانش جانبی ← خمش سه محوره

معادله دیفرانسیل کمانش پیچشی



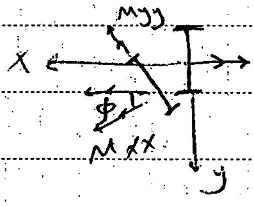
$$\frac{d^2y}{dz^2} = -\frac{M}{EI}$$

همین را در جهت جانبی طوری داریم که
انحنا به سمت پایین یا بالا است



از بالا نگاه می‌کنیم

$$\beta = \frac{dx}{dz} \longrightarrow M \left\{ \begin{array}{l} M_{xx} = M\cos\beta \\ M_{zz} = M\sin\beta \end{array} \right.$$



$$\phi = \frac{T}{K_T} = \frac{T}{GJ/L} = \frac{TL}{GJ}$$

سختی پیچشی

$$M \quad M_{xx} = M\cos\phi$$
$$M_{yy} = M\sin\phi$$

در راستای کمانش با در نظر گرفتن تغییر شکل‌های کوچک می‌توان نوشت

کتاب نوشته $I_{yy} = I_y$

$$M \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{xx} = M\cos\beta \overset{\text{یک}}{\cdot} \overbrace{\cos\phi}^{?} \simeq M \\ M_{yy} = M\sin\phi = M\phi \quad \frac{d^2x}{d^2z} = -\underset{\uparrow}{\frac{M\phi}{EI_{yy}}} \quad I \end{array} \right.$$

$\frac{M_{yy}\phi}{EI}$?

$$M_{zz} = M\sin\beta = M\beta$$

$$\frac{d\phi}{dz} \rightarrow T = \frac{GJ}{L}\phi \longrightarrow \underset{\overset{\uparrow}{\beta}}{M_{zz}} = GJ\frac{d\phi}{dz}$$

$$M\beta = GJ\frac{d\phi}{dz} \qquad M\frac{dx}{dz} = GJ\frac{d\phi}{dz}$$

$$M\frac{d^2x}{dz^2} = GJ\frac{d^2\phi}{dz^2} \quad II$$

لنگر پیچشی خالص $= GJ\frac{d\phi}{dz}$

$$I \rightarrow III \quad M\left(-\frac{M\phi}{EI_{yy}}\right) = GJ\frac{d^2\phi}{dz^2}$$

$$\frac{d^2\phi}{dz^2} + \overset{\nearrow \alpha^2}{\boxed{\frac{M^2}{GJEI_{yy}}}}\phi = 0 \longrightarrow \underbrace{\phi'' + \alpha^2\phi = 0}$$

$$\alpha^2 = \frac{M^2}{GJEI_{yy}}$$

$$\phi(z) = C_1\sin\alpha z + C_2\cos\alpha z$$

$$z = 0,\ \phi(z=0) = 0 \longrightarrow C_2 = 0 \qquad z = L,\ \phi(z=L) = 0 \longrightarrow C_1 = \sin\alpha L = 0$$

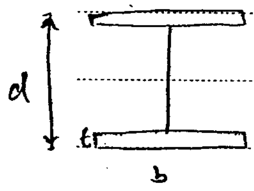
$C_1 = 0 \rightarrow$ جواب بدیهی $\rightarrow C_1 \neq 0$ یعنی [illegible] نداریم

$$\rightarrow \sin\alpha L = 0 \rightarrow \alpha l = n\pi \rightarrow \alpha = \frac{n\pi}{L} \qquad n = 1, 2, \ldots$$

$$n = 1 \rightarrow \alpha = \frac{\pi}{L} \rightarrow \alpha^2 = \frac{\pi^2}{L^2} = \frac{M^2}{GJEI_{yy}}$$

$$\boxed{M_{cr} = \frac{\pi}{L}\sqrt{GJEI_{yy}}} \longrightarrow f_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_{xx}} = \frac{M_{cr}}{\frac{I}{c}} = \frac{M_{cr}d}{2I_{xx}}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi d}{2L}\sqrt{\frac{GJEI_{yy}}{I_{xx}}} = \frac{\pi d}{2L}\sqrt{GE}\,\frac{\sqrt{JI_{yy}}}{I_{xx}}$$



$$J = 2bt^3/3 \qquad \frac{\times t b^3}{t}$$

$$I_{yy} = 2\frac{tb^3}{12} = \frac{tb^3}{6}$$

$$I_{xx} = I_o + 2bt\frac{d^2}{4}$$

$$\sqrt{I_{yy}J} = \sqrt{\frac{t^4b^4}{9}} = \frac{t^2b^2}{3}$$

$$I_{xx} = \frac{btd^2}{2}$$

$$\boxed{= \frac{2bt}{3d^2}}$$

فرض کنیم ابتدا هم برجسبان

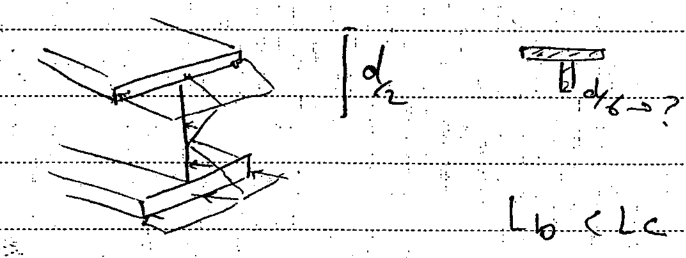
آیین نامه ایران $\rightarrow$ $F_{cr} = \frac{1.9\times10^6}{L \cdot d}(b \cdot t) = F_y$

M_{zz}

$$\underset{\text{critical}}{L_c} = \frac{1.9\times10^6}{\frac{d \cdot F_y}{A_f}}$$

دو عامل جلوی کمانش جانبی می ایستند
- سختی پیچشی
- سختی ستون $\rightarrow$ سختی خمشی $\rightarrow$ $\lambda = \left(\frac{L}{r_T}\right)$

$r_T \rightarrow$ مقطع T شکل



$$F_{cr} = \sqrt{(F_{cr_1})^2 + (F_{cr_2})^2}$$

$L_b < L_c \rightarrow$ تیر دارای اتکای جانبی است

در تیرهای بدون اتکای جانبی دو عامل در برابر کمانش جانبی مقاومت تیر را تشکیل خواهند داد

1) سختی پیچشی تیر (کمانش پیچشی تیر)

2) سختی خمشی مقطع T شکل (شامل بال فشاری و $\frac{1}{3}$ جان فشاری)

در نظر گرفتن هر یک از این دو عامل به تنهایی یک ترتیب محافظه کارانه برای کمانش جانبی (کمانش پیچشی خمشی) است

به عنوان مثال در دو حالت زیر تیر دچار کمانش جانبی می شود 1. تیرهای جعبه ای (باکس)

Subject:
Year. Month. Date. ( )

به علت سختی پیچشی زیاد مقاطع باکس خمش مقاطع I طول محدود صفت و هم علت سختی

خمشی جانبی بیشتر EI_x است.

C_b: ضریب تعدیل ممان. ممان‌های غیر یکنواخت رو از لحاظ یکنواخت می‌کند

صفحه 62 آیین

$1 < C_b < 3$

$\boxed{C_b}$ ←

خمش خالص

پس برای تیرهای با انتهای ساده که از یک بیشتر حداکثر به 1.67 می‌رسد

مضاعف از 1.67 تا 2.3.

که در منحنی تغییر شکل کمانش (سینوسی) گره ایجاد بشه

ظرفیت خمشی ↑ ← C_b ↑.

C_b مستقیماً ظرفیت خمشی تیر را افزاید

در تیرهای با انحنای مضاعف که تیر خمش تغییر علامت می‌دهد ظرفیت خمشی بالاتری دارند.

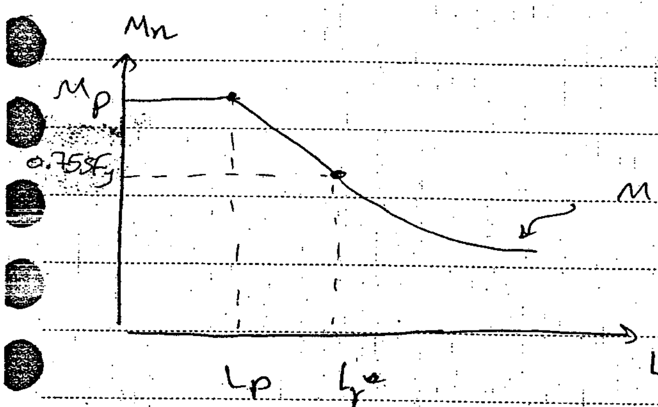
منحنی ممان برحسب طول مهار نشده بر روی جدول اصطلاحی صفحه 64 آیین

تمرین: با (صفحه 65 آیین‌نامه) را و r_{ts} صفحه 66 دقیق را محاسبه نموده و با برابر آن‌هایی که

ضریب برحسب r_y ارائه نمایید.

نمودار ظرفیت خمشی اسمی تیر ساخته شده از پروفیل اصطلاحی را برحسب L_b به طور کامل

و دقیق رسم کنید.



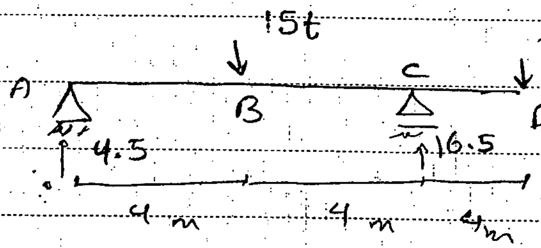
$M_n = F_{cr} \cdot S_n$

$F_{cr} \propto \frac{C_b}{L_b^2}$

سوال: تیر شکل مقابل را از پروفیل IPE ساخته شده از فولاد ST37 تحت شرایط زیر طراحی نمایید.

(ضمناً [illegible] هستند) — یعنی کمانش فرض نکن

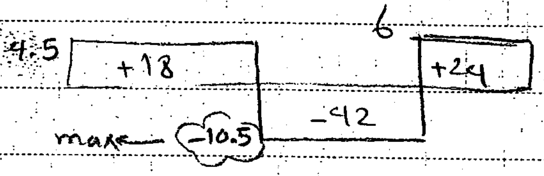
الف) تیر در نقاط A، B، C و D دارای مهار جانبی



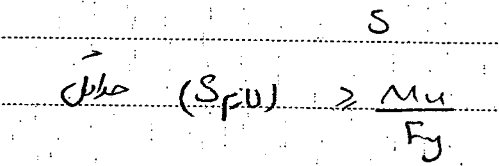
ب) ... فقط در A، B و C دارای مهار جانبی است

ج) ... تیر فقط در تکیه‌گاه‌ها A و C دارای

مهار جانبی است.



$\leftarrow V \rightsquigarrow V_u = 10.5 \text{ ton}$



$\rightsquigarrow M_{max} = M_u = 24 \text{ t.m}$

G $\quad \frac{18\times4}{1.67} \quad \frac{24\times4}{2.22}$ (*) $\quad \boxed{\frac{4\times24}{1.67}} \rightarrow$ ناحیه حاکم بر طراحی

$C_b \quad 1.67 \quad 2.22 \quad 1.67$

جاهایی که بیشترین ... را

کنترل کنیم، حالات دیگر را ... کنیم

برای کنترل

$M_u \leq \phi M_n = \phi \underset{S}{\underbrace{z}} f_y$

حداقل $(S_{x(U)}) \geq \frac{M_u}{F_y} = \frac{24\times10^5}{2400} = 1000 \text{ cm}^3$

$\rightsquigarrow$ IPE400

(*) 2,00 چون که از جدول ... شده، از اول کناری‌هاش بیشتر باید بشه چون ... حساب شده

$\phi M_p = \phi \underset{S}{Z} F_y$

مراحل کنترل:

IPE 400
$S_x = 1160$
$r_y = 3.95$
$d = 40\ cm$
$t_w = S = 0.86\ cm$
$b = 18\ cm$
$t_f = t = 1.35\ cm$
$h - 2c = 33.1\ cm$

1- کنترل فشردگی صورت گیرد

2- محاسبه Lp و Lr کنترل تقریبی خمش

$h_o = d - t_f = 40 - 1.35 = 38.65\ cm$

$$J = \sum_{i=1}^{3} \frac{b_i t_i^3}{3} = 2\left[\frac{18 \times 1.35^3}{3}\right] + \frac{(40 - \overset{2\times 1.35}{\overset{\uparrow}{2.7}})0.86^3}{3}$$

$= 37.43\ cm^4$

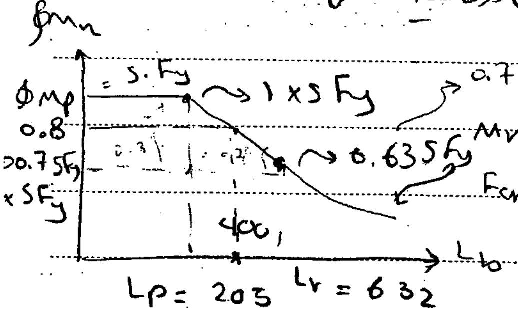
دقیق نمی‌خواد حساب کنی چون معلوم نیست جواب بده

دقیق

$L_p = 5.2 r_y = 52 \times 3.95 = 205\ cm$
$L_r = 160 r_y = 160 \times 3.95 = 632\ cm$

ما ۶ متر با ۴ متر تکیه‌گاه جانبی داریم $2 < 4 < 6$ ← پس در ناحیه فقط

3- تصحیح خمش:



$M_n = F_{cr} \cdot S_n$ $M_u = 24\ t.m \leq \phi M_n =$

$F_{cr} \propto \frac{C_b}{L_b^2}$ $0.85 \times F_y = \frac{0.8 \times 1160 \times 2400}{10^5} = 22.27$ کم میارد

$S_{لازم} = \frac{M_u}{0.8 F_y} = \frac{24 \times 10^5}{0.8 \times 2400} = 1250$

$\left.\begin{matrix} C_b \\ M \\ L_b \end{matrix}\right\}$ که ۳ تا عامل حاکم [illegible] مضرب ثابت
ضریب

$\rightsquigarrow$ IPE 450

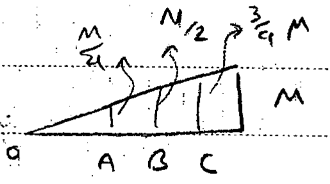
$$M_u \leq \phi M_n \propto \frac{C_b}{(L_b)^n} \Rightarrow G = \frac{M_u (L_b)^1}{C_b}$$

n ← ۱ در ناحیه فقط دو هستیم
2 ← " " سوم

الآن بین ناحیه ۲ هستیم،

فرضش در $n = 1$ ، $L_b = 4$

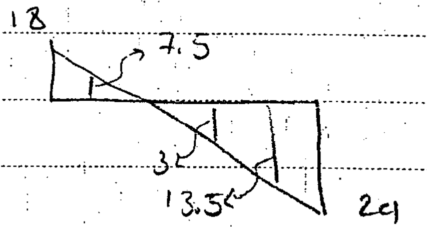
C_b است باید جدا محاسبه شود



$$C_b = \frac{12.5M}{2.5M + 3\frac{M}{4} + \frac{4M}{2} + \frac{3\times3M}{4}}$$

$$= \frac{50/4}{\frac{10}{4}+\frac{3}{4}+\frac{8}{4}+\frac{9}{4}} = \frac{50}{30} = \underline{\underline{1.667}}$$ → منطقا اثر

برای حالت مثلثی



42

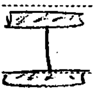
$$C_b = \frac{12.5\times24}{2.5\times24 + 3\times7.5 + 4\times3 + 3\times13.5} =$$

$C_b = 2.22$

۴- کنترل دقیق ظرفیت خمشی تیر در ناحیه حاکم CP :

IPE 450
$S_x = 1500\ cm^3$
$r_y = 4.12$
$d = 45\ cm$
$t_w = s = 0.94$
$b = 19\ cm$
$t_f = 1.46\ cm$

$L_p = 52\cdot r_y = 52\times4.12 = \overset{\text{حدود دقیق}}{212}$



$$J = \sum_{i=1}^{3} \frac{b_i t_i^3}{3} = 2\left[\frac{19\times1.46^3}{3}\right] + \left[\frac{(45-2\times1.46)\times0.94^3}{3}\right]$$

$= 51.07\ cm^4$

$h_o = d - t_f = 45 - 1.46 = 43.54\ cm$

(X.)

$\frac{36.76}{29}$ x

$\frac{29}{36.76} \times S$ مقطع $= 979$

IPE 400 = ~~1460~~ →

[illegible]

$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_{y_o}\, h_o}{2S_x}} = \sqrt{\frac{1680 \times 43.59}{2 \times 1500}} = 4.94 \simeq 1.2 r_y$

برای I نورد شده

$\rightarrow L_r = 658$ cm (?)

ناحیه دوم $L_p = 2.12 < L_b = 4^m < 6.58$

$M_p = Z\,F_y = \frac{1702 \times 2400}{10^5} = 40.82$ t.m

$0.7\, S_x \times F_y = \frac{0.7 \times 1500 \times 2400}{10^5} = 25.2$ t.m

$$9\_5\_2\_10 \longrightarrow M_n = \underset{1.67}{C_b}\Big[\underset{40.85}{M_p} - \underset{(40.85-25.2)}{(M_p - 0.75\, S_x F_y)}\,\frac{\overset{(4-2.12)}{L_b - L_p}}{\underset{(6.58-2.12)}{L_r - L_p}}\Big]$$

$57.2 > 40.82$

$< M_p \rightarrow M_n = M_p$

هر وقت $C_b > 1.43$ شد $\leftarrow M_n = M_p$

حدس بزنی سهل‌تر بهینه

$S_{\text{فرض}} = \frac{M_u}{\phi M_n}$ $S_{\text{مقطع}} = \frac{29}{36.76} \times 1500 = 979 < S_{IPE400} = 1160$

0.9×40.82

↓

$4\_5\_2\_10$ M_n تقریبی ← در ناحیه دوم $\Big|$ $L_p = 52 r_y = 205$
$L_r = 160 r_y = 6.32$

ناحیه دوم

$C_b = 1.67 > 1.43 \rightarrow M_n = M_p = Z.F_y$

$= \frac{1307 \times 2400}{10^5} = 31.37$

$M_u = 29 \leq \phi M_n = 0.9 \times 31.37 = 28.23$ OK ✓

Subject:
Year. Month. Date. ( )

②

قسمت ب)

$M_n = \frac{57.2}{1.67} = 34.25$ آنالیزهای قسمت قبل پس $C_b < 1.43 \to M_n$ مورد

تبصره ← $C_b = 1$ ص $\underline{62}$

$M_u = 24 \leq \phi M_n = 0.9 \times 24.0.85 = 36.76$

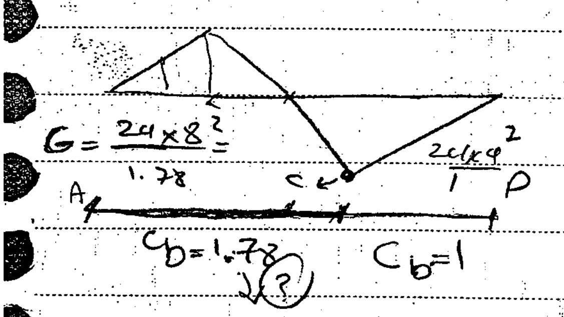
$IPE(450) \to ok$

کنترل خمشی

$S_{req} = \frac{M_u}{\phi M_n} S_x = \frac{24}{0.9 \times 34.25} \times 1500 = 1167 > S = 1160$ IPE400

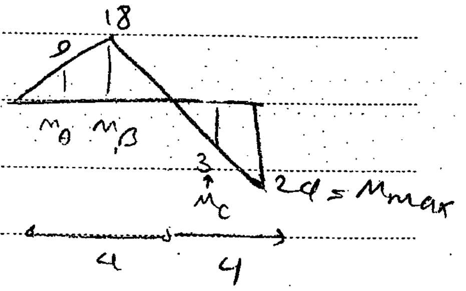
$\boxed{IPE\ 450}$ مسلم

قسمت ج) مهارجانبی بر تکیه‌گاه‌ها ~~B~~ و C هستند:



$G = \frac{24 \times 8^2}{1.78} =$
$\frac{24 \times 4^2}{1}$
P
A
C
$C_b = 1.78$ (?)
$C_b = 1$

$\longrightarrow AC:$



18
9
M_0
M_B
3
M_C
$24 = M_{max}$
4
4

$C_b = \frac{12.5 \times 24}{2.5 \times 24 + 3 \times 9 + 4 \times 18 + 3 \times 3} = 1.78$

طول تیر 800 سانتیمتر [illegible] از فرمول Cb [illegible]

دیگر از فرمول Cb لحاظ نشده و Cb منحنی [illegible] با این حال چون Cb [illegible] دارد

ناحیه	AC	CD
Cb	1.78	1
Lb	8	4m

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

بنابراین ناحیه حاکم بر ظرفیت خمشی تیر ناحیه AC است $L_b = 8^m$ و $C_b = 1.78$

$S_{لازم} = \frac{M_u}{0.63 F_y} = \frac{24\times10^5}{0.63\times2400} = 1587$ IPE400 بدرد نخورد را حل نشد با تاثیر C_b درست شد

IPE450 :

$L_b = 8^m > L_r = 6.58\ ^m$

$(8-5-2-10) \longrightarrow F_{cr} = \underbrace{\frac{1.78\pi^2 \times 2.1\times10^6}{\left(\frac{800}{4.99}\right)^2}}_{1406} \times \underbrace{\sqrt{1+0.078\,\frac{51.07}{1500\times43.54}\left(\frac{800}{4.99}\right)^2}}_{1.61}$

60% پر 1 دوره ← پس اول تجربه حرف اول را میزنه!

$M_u < 0.9 F_{cr}\, S_x = 30.55 \longrightarrow \boxed{IPE450}$ جواب میده

10-2-5-2 10-2-5-2 برای $C_b = 1$ هم جواب میداد

[illegible] 10-2-5-6

مقاطع دیگر 10-2-5-11

$\frac{M}{ارتفاع\ تیر} =$ کوپل نیروی متمرکز بال $\quad$ نیروی برشی = کوپل × $\frac{4}{100}$ باید میزان جابجا تحمل کند

$\frac{30.55}{450} = 67.89 \rightarrow \times\frac{4}{100} = 2.71\ ton$

میله چهار باید تحمل کند

PAPCO

~~میلگرد کشش سه مقطع اول به مساحت [illegible]~~

میلگرد زیر 14φ16 در هر تیر [illegible]

Subject:
Year. Month. Date. ( )

تمرین های فصل 11 : ۱۱۵ / ۱۱۷ / ۹_۱۱ آ ب / 12_11

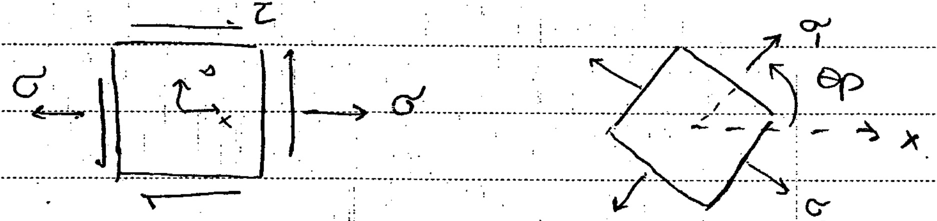
فصل 12 :

تیر ستون

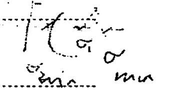
مقدمه :

ترکیب تنش ها :

چه طور فولاد را در برابر وجود توأم تنش برشی و نرمال طراحی کنیم ؟



$$\sigma_{ave} = \frac{\sigma_x + \cancel{\sigma_y}^{0}}{2} = \frac{\sigma}{2}$$



$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{ave} + R = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{ave} - R = '' - ''$$

معیار تسلیم ون میسز :

چون $F_y = 2400$ برای تنش تک محوره بود ولی اینجا دو محوره است ← پس معیار ون میسز

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 = F_y$$

$$\frac{\sigma^2}{4} + \frac{\sigma^2}{4} + \tau^2 + \sigma\sqrt{\cancel{\frac{\sigma^2}{4}} + \tau} + \frac{\sigma^2}{4} + \frac{\sigma^2}{4} + \tau^2$$

$$- \sigma\sqrt{\cancel{\frac{\sigma^2}{4}} + \tau^2} - \left[\cancel{\frac{\sigma^2}{4}} - \cancel{\frac{\sigma^2}{4}} - \tau^2\right] = F_y^2$$

PAPCO

$$\rightsquigarrow \sigma^2 + 3\tau^2 = F_y^2 \qquad \left(\frac{\sigma}{F_y}\right)^2 + \left(\frac{3\tau^2}{F_y^2}\right) = 1 \ ②$$

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau^2} = F_y$$

$$\tau = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \qquad 3\tau_y^2 = F_y^2 \ ①$$

شکل ساده شده فون میسز با

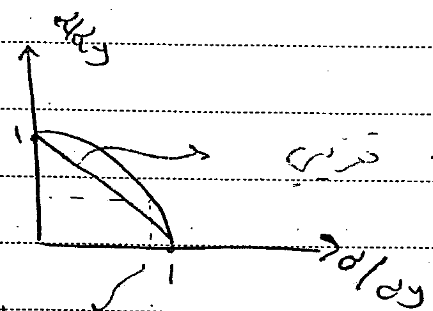
برای معیار تسلیم بیانی به دایره

همواره دارد. اگر نیز کل حاصل

یک باشد تسلیم

$$①,② \rightarrow \boxed{\left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_y}\right)^2 = 1} *$$

رسم



ترکیب خطی

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} + \frac{\tau}{\tau_y} = 1$$

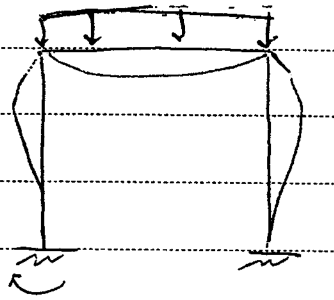
محافظه کارانه ← تقریبی

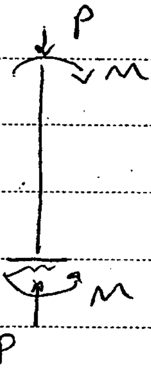
هرچه از ظرفیت خمشی بیشتر استفاده شود ظرفیت برشی کمتر می‌ماند

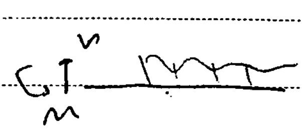
اگر نقطه داخل ربع دایره ← مقطع جوابگو

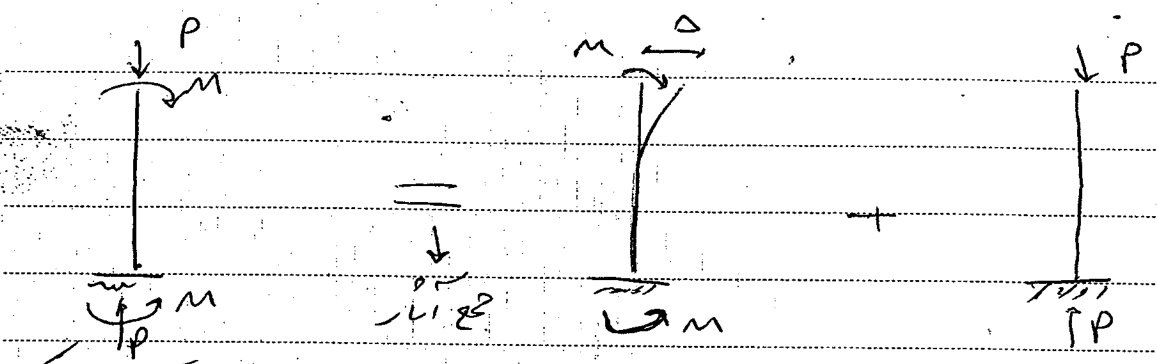
تیرستون:

ستون‌ها خمش هم دارند








P
M
M
P
=
جمع آثار
Δ
M
M
+
P
P

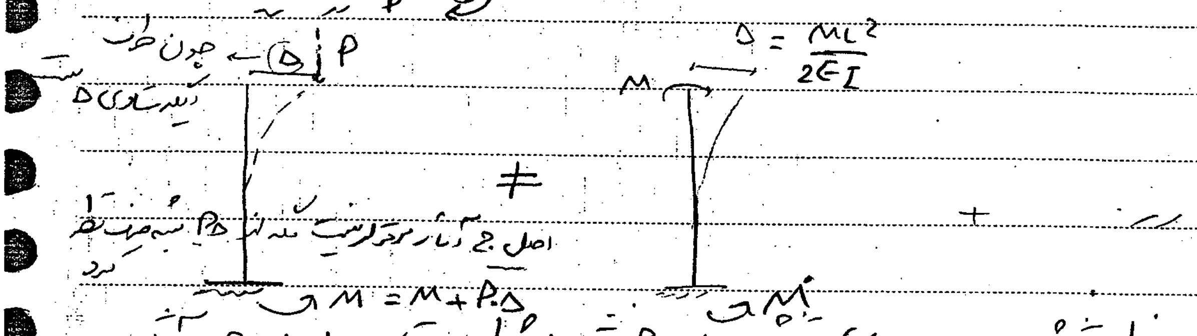
مصالح سازه از قانون هوک تبعیت کنند

شرایط استفاده از جمع آثار ← (

تغییر شکل‌ها کوچک باشند

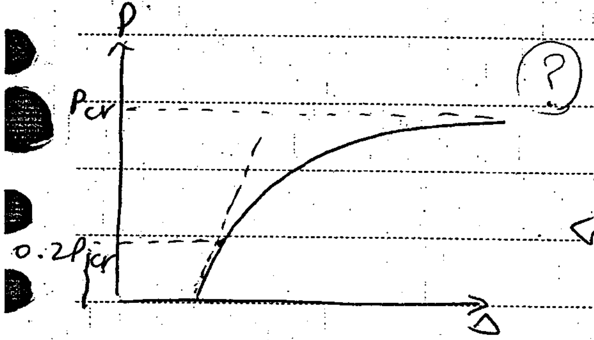
① Δ کوچک باشد

②


Δ ← چون طرف
Δ تکیه‌سازی
P
Δ = ML^2/2EI
M
≠
+
اصل جمع آثار برقرار نیست [illegible] PΔ نمیشه صرف نظر کرد
M = M + P.Δ
M

✓ استفاده از ترکیب خطی تنش‌های محوری و تنش‌های خمشی با شرط برقراری اصل جمع آثار

امکان‌پذیر است و برای برقراری جمع آثار لازم است اثر PΔ قابل چشم‌پوشی باشد.



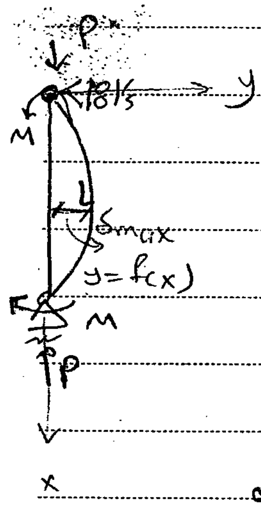
اثر PΔ در دو حالت کوچک است

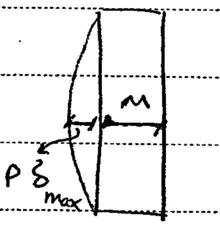
1) نیروی محوری کوچک باشد اگر $P<0.2P_{cr}$ ← PΔ قابل چشم‌پوشی

2) در ستون‌های کوتاه نیز اثر PΔ به علت کوچکی Δ قابل چشم‌پوشی است

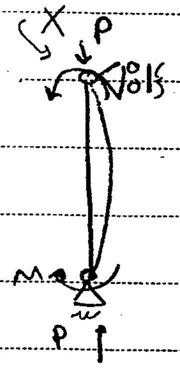
$$\boxed{\Delta = \frac{ML^2}{2EI}}$$

رابطه‌ی سکانت:

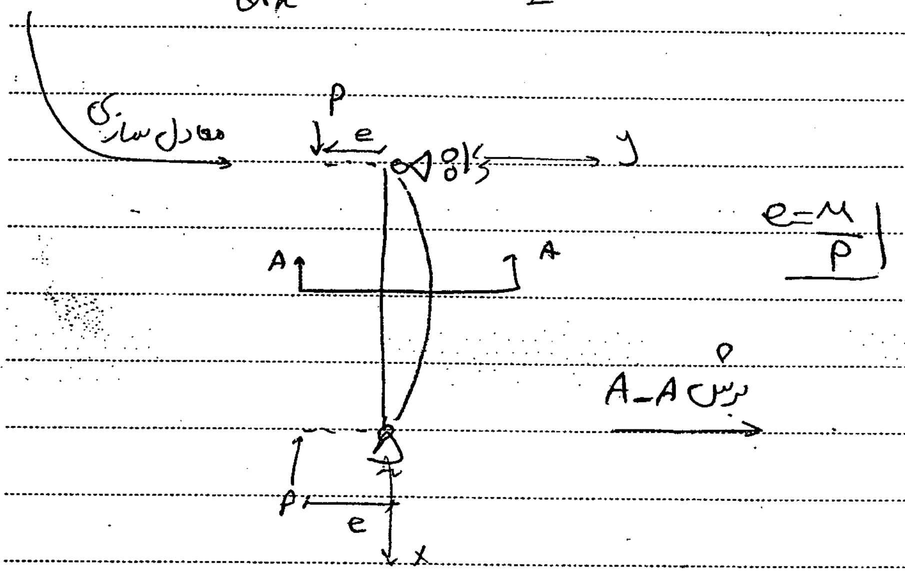

P
M
y
δmax
y=f(x)
M
P
x



$M = Cte$

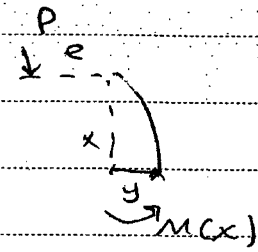


$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI}$$


معادل سازی
P
e
y
A
A
P
e
x

$$e = \frac{M}{P}$$

$$\xrightarrow{\text{برش } A\text{-}A}$$



$M(x) = -P(e+y)$.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI} = -\frac{P(e+y)}{EI}$$

معادله خطی مرتبه دوم غیرهمگن با ضرایب ثابت

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \underbrace{\boxed{\frac{P}{EI}}}_{\text{ثابت}} y = -\frac{Pe}{EI}$$

$$\boxed{\alpha^2 = \frac{P}{EI}} \longrightarrow y'' + \alpha^2 y = -\alpha^2 e$$

Subject:

Year. Month. Date. ( )

مکان ۸ به مسیر رسیدن به حالت طولانی‌تر

بار بحرانی ستون ربطی به مکان ندارد.

جواب عمومی

$$y = \overbrace{C_1 \sin\alpha x + C_2 \cos\alpha x}^{} - e$$

$$\begin{cases} x=0 \\ y(x=0)=0 \end{cases} \longrightarrow C_2 = e$$

$$\begin{cases} x=L \\ y(x=L)=0 \end{cases} \longrightarrow C_1 \sin\alpha L + e(\cos\alpha L - 1) = 0$$

$$C_1 = \left(\frac{1-\cos\alpha L}{\sin\alpha L}\right) e \overset{①②}{=} e \, tg \frac{\alpha L}{2}$$

$$\begin{cases} \sin\alpha L = 2\sin\frac{\alpha L}{2} * \cos\frac{\alpha L}{2} & ① \\ 1-\cos\alpha L = 2\sin^2\frac{\alpha L}{2} & ② \end{cases}$$

$$\longrightarrow y = e\left(tg\frac{\alpha L}{2} \sin\alpha x + \cos\alpha x - 1\right)$$

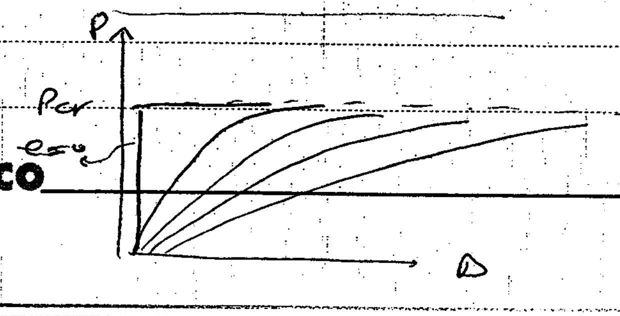
$$\delta_{max} = y_{max}\left(x = \frac{L}{2}\right) \qquad \delta_{max} = e\left(\frac{\sin^2\alpha L/2}{\cos\alpha L/2} + \cos\frac{\alpha L}{2} - 1\right)$$

$$\boxed{\delta_{max} = e\left(\frac{1}{\cos\alpha L/2} - 1\right) = e\left(\sec\frac{\alpha L}{2} - 1\right)}$$

ادامه صفحه روبرو

نکته

بنابراین بار بحرانی تیرستون همان Pcr ستون است و تغییر e در مقدار بار بحرانی تأثیری ندارد و مکانیک رابطه‌ی PΔ ثابت است اما هرچه همان e بیشتر باشد، مسیر رسیدن به بار بحرانی با تغییر شکل بیشتری همراه خواهد بود رسیدن به مسیر بحرانی طولانی‌تر خواهد بود و مسیر خوابیده‌تر است.



PAPCO

$$\frac{\alpha L}{2} = \frac{\pi}{2} \Rightarrow \delta \to \infty$$

www.vepub.com
Publish Your Mind

$$\alpha = \frac{\pi}{L} \to \alpha^2 = \frac{P}{EI} = \frac{\pi^2}{L^2}$$

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

$M_{max} = ?$

$$M_{max} = \overset{Pe}{\cancel{M}} + P\delta_{max} = P(e + \underset{\uparrow}{\delta_{max}})$$

$e(\sec\frac{\alpha l}{2} - 1)$

$$M_{max} = Pe \sec\frac{\alpha L}{2} = M \underbrace{\sec\frac{\alpha L}{2}}$$

$\frac{L}{2}\sqrt{\frac{P\pi^2}{\boxed{EI}}} \to P_{cr}L^2$

ضریب تشدید لنگر

کنسل ۱ به خاطر [illegible]

$$\sec\frac{\alpha L}{2} = \sec\left(\frac{\pi}{\cancel{L}}\sqrt{\frac{P}{P_{cr}}}\right)\frac{\cancel{L}}{2}$$

$$\alpha = \frac{P}{EI} \qquad P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \to \left(\frac{L}{\pi}\right)^2 P_{cr} = EI$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{P}{\left(\frac{L}{\pi}\right)^2 P_{cr}}} = \frac{\pi}{L}\sqrt{\frac{P}{P_{cr}}}$$

$$M_{max} = M\sec\frac{\alpha L}{2} \qquad \sec\frac{\alpha L}{2} = \sec\left(\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{P}{P_{cr}}}\right)$$

مک‌لوران

$$\cos x = 1 - x^2/2 + \cdots \to \sec\left(\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{P}{P_{cr}}}\right) = \frac{1}{\cos\left(\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{P}{P_{cr}}}\right)} = \frac{1}{1 - \frac{\pi^2}{8}\frac{P}{P_{cr}}}$$

ضریب تشدید لنگر آیین‌نامه $= \frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}}} \times C_m$

PAPCO

ضریب هم ممان M_{max} و δ_{max}

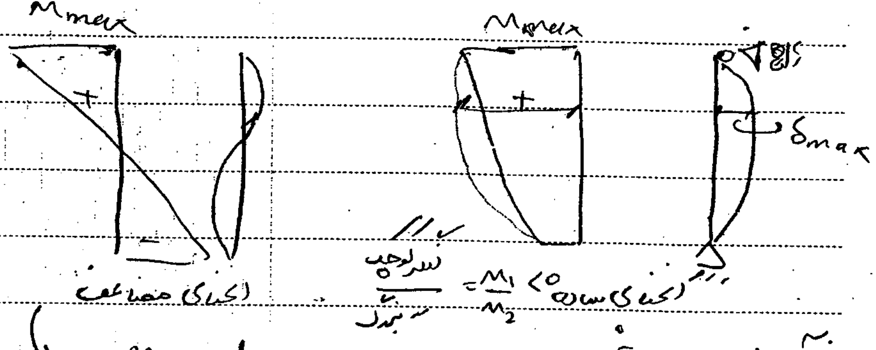
Subject:
Year. Month. Date. ( )

با توجه به شکل دیاگرام لنگر ستون می تواند محل M_{max} و δ_{max} در هم منطبق نباشند لذا در

آیین نامه ضریب تشدید لنگر توسط پارامتر C_m تعدیل می شود. ضمناً رابطه ی سکانت

برای بدست آوردن اثر $P\delta$ در ستون های بدون حرکت انتقالی است.

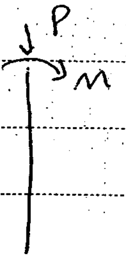
← مثال هایی از عدم
هم مکانی M_{max} &
δ_{max}



$0 < \frac{M_1}{M_2} < 1$

آیین ← مبحث 2
20 ص
103 ص

طراحی:



$\sigma = \frac{P}{A}$ $\quad \sigma = \frac{M}{S}$ $\xrightarrow{\text{جمع آثار}}$

$\frac{P}{A} + \frac{M}{S}$ $\quad f_a + f_b \le \sigma_y$

ناشی از خمش ناشی از نیروی محوری

$$\frac{f_a}{\sigma_y} + \frac{f_b}{\sigma_y} \le 1.0 \xrightarrow[\text{حدی}]{\text{حالت}} \frac{A \times f_a}{A \times F_a} + \frac{S \times f_b}{S\, F_b} \le 1$$

مجاز مجاز

$$\rightarrow \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \le 1.0$$

PAPCO

Subject: 5

Year. Month. Date. ( )

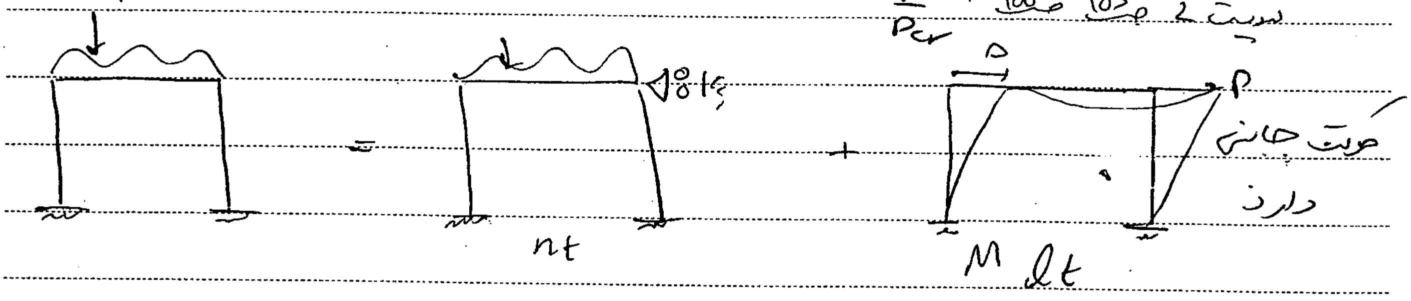
[illegible]

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_u}{S}$$

$$M_u = M \sec\frac{\alpha L}{2} \qquad \sec\frac{\alpha L}{2} = \frac{C_m}{1-\frac{P}{P_{cr}}}$$

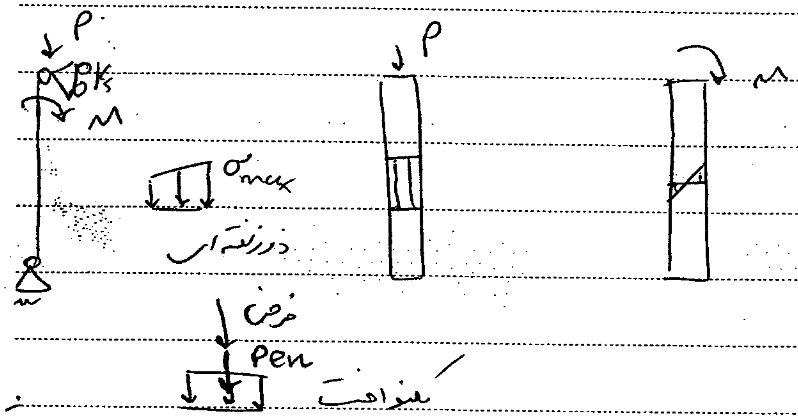
ص 13 و 11 و ص 16

مبحث 2 ص 103 ص 106



nt
M lt
Δ
P
حرکت جانبی دارد

طراحی به روش تنش مجاز تیر ستون ـ



P
M
σ_{max}
P
M
فرض
Pen
یکنواخت

۳ روش

برای همین ستون‌ها در آیین‌نامه هست

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} \le F_y \begin{cases} \xrightarrow{\times A} \underbrace{P + \overset{B^+}{\boxed{\frac{A}{S}}} \cdot M}_{P_{eq}} \le A \cdot F_y = P_n \\ \xrightarrow{\times S} \frac{S}{A} \cdot P + M \le S \cdot F_y = M_n \end{cases}$$

$P_{eq} = P + B_x \cdot M_x \rightarrow$ به روش حدی ستون

$M_{eq} = \frac{P}{B_x} + M_n \rightarrow$ به روش حدی مقطع

PAPCO

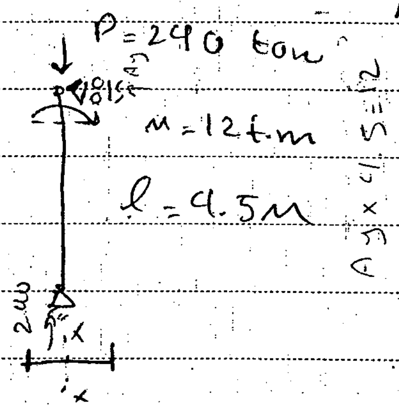
Subject:

Year. Month. Date. ( )

$$P_n = F_{cr} A_g \rightarrow \begin{cases} P_{eq} = F_{cr} A_g \\ M_{eq} = S F_y \end{cases}$$

Ⓟ

مثال) ستون شکل مقابل را از نیمرخ IPB ساخته شده از ST37 طرح نمایید. فرض کنید



این ستون در هر دو راستای محور مهار شده باشد. $k_x = k_y = 1$

گام 1: تعیین نحوه قرارگیری ستون

با توجه به اینکه $k_x = k_y$ است از ضریب بندی محوری

که الدیفرق دارد چرا؟

نحوه‌ی قرارگیری ستون تفاوتی ندارد به خاطر تأثیر لنگر خمشی

این ستون باید به گونه‌ای قرار گیرد که لنگر اعمال شده حول محور

قوی خمش باشد. (اعمال حول محور x)

گام 2: تخمین B از جدول پیش‌تخمین مقطع

$$B = \frac{A}{S_x} \times 10^2 = \frac{A}{\frac{Ah}{3}} ? = \frac{3}{h} \xrightarrow{\text{واحد}} \left(\frac{1}{cm}\right)$$

در IPB

به خاطر داشتن h باید بیابیم کدام جدولیم:

$$? \; A_{\text{لازم}} = \frac{240{,}000}{1600 (0.9)?} = 150 \longrightarrow \text{مثلاً} \; IPE300 \longrightarrow \frac{A}{S} = \frac{149 \times 10^2}{\underbrace{1680}_{S_x}} = 9 \frac{1}{m} \qquad \frac{1}{cm} \times \frac{100\,cm}{m}$$

با تخمین محدوده‌ی جواب مسئله برای B یک ترتیب اولیه بدست می‌آید

$$B_x = 9^m \longrightarrow \begin{cases} P_{eq} = P + B_x M_x = 240 + 9 \times 12 = 348 \text{ ton} & ① \\ M_{eq} = \frac{P}{B_x} + M_x = \frac{246}{9} + 12 = 38.7 \text{ t.m} & ② \end{cases}$$

$$\xrightarrow{①} A_{\text{لازم}} = \frac{348\,000}{1600} = 215 cm^2 \longrightarrow IPB450 \longrightarrow B_x = \frac{\overset{A}{\uparrow}}{\underset{S}{\leftarrow}}\ \frac{218}{3550} = 6.1$$

$$\xrightarrow{②} S_{\text{لازم}} = \frac{38.7 \times 10^5}{2400} = 1612 cm^3 \longrightarrow IPB300 \longrightarrow B_x = 8.8$$

PAPCO

$$B_{ave} = (6.1 + 8.8)/2 = 7.45 \simeq 7.5$$

یک بار دیگر با 7.5 تکرار کردن

$B_m = 7.5$ → $P_{eq} = 240 + 7.5 \times 12 = 330\ ton \rightarrow A_{req} = 206\ cm^2$

$\rightarrow IPB450 \rightarrow B_x = 6.1$

$M_{eq} = \frac{240}{7.5} + 12 = 44\ ton.m \rightarrow S_{req} = 1833\ cm^4$

$\rightarrow IP$

$\rightarrow IPE320 \rightarrow B_x = 8.3$

$\Rightarrow B_m = 7.2$

IPB 340 انتخاب و وارد مرحله کنترل دقیق می‌شویم.

ک) میانگین برای 320 و 450 و گرد کردن به سمت پایین ②

3F b) مراحل کنترل دقیق

ــ انتخاب دقیق

الف) کنترل فشردگی مقطع ← 3_2_7_2_10

ب) تعیین ظرفیت محوری

ج) ـ ـ خمشی

د) ـ ضریب تشدید B1

IPE340

$A = 171.cm^2$

$S_x = 2160\ cm^3$

$Z_x = 2407\ cm^3$ ③

I_{xx}

$r_x = 14.6$

$r_y = 7.35$

ب)

$P_c = \phi_c P_n = 0.9\ F_{cr} A_g$

$0.9 \times 20.8 \cdot 171$

$= 320.11$

$\frac{kg}{cm^2} \times cm^2$

$\lambda = \frac{k_x L}{r_x} = \frac{450}{14.6}$

$\lambda = \frac{450}{7.53} = \lambda_{max} = 59.8$ از قبل معلوم بود.

$\rightarrow F_{cr} = 2018$ ④

2.)

$M_{cx} = \phi_b M_n$

$J = 216\ cm^4$

$h = 31.85\ cm$

$L_p = 392$

$L_r = 1712$

$C_b = 1.67$

$\Rightarrow l_b = 450 \rightarrow$ ناحیه ۱

$\longrightarrow 4\_5\_2\_10 \xrightarrow{(1.67 > 1.43)} M_n > M_p \rightarrow M_n = Z F_y = M_p$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دوتا نیمرخ ساختمان ۱۵٪ مرز داره معمولاً

$$M_{cx} = 0.9\, Z_x F_y = \frac{0.9 \times 2407 \times 2400}{10^5}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4\left(\frac{\overset{\nearrow 0}{M_1}}{M_2}\right) = 0.6$$ (د)

$$P_{e_1} = \frac{\pi^2 E I_x}{(k_x L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 36860}{(450)^2} \times 10^{-3} = 3752 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e_1}}} = \frac{0.6}{1 - \frac{200}{3752}} = 0.6 < 1 \longrightarrow$$ همان ۱ در نظر بگیر

? [illegible]

$$\boxed{1\_7\_2\_10} \longrightarrow \underset{\frac{P_u}{P_c} = 0.77}{0.77} + \frac{8}{9}\left(\frac{\overset{M_u}{12}}{\underset{\hookrightarrow M_{cx}}{52}}\right) = 0.97 \leq 1.0 \text{ ok} \checkmark$$

[illegible]

$$\underset{\text{جدید}}{(A \text{ لازم})} = 0.97 \times \underset{\text{فعلی}}{\cancel{A}^{\nearrow 171}} = 165 > A_{IPB320} = 161$$ ② α

اگه صاف بود هم جواب نداده

مبحث ۱۰ کنترل 6_7_2_10

$$4\_\overset{5}{}\_2\_10 \longrightarrow \begin{cases} 0.7\, \overset{\uparrow 2400}{F_y} S_x^{\rightarrow 2160} = 36.3 \\ M_p = 52 \text{ t.m} \end{cases}$$

$C_b = 1$ بازای

$$\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = \frac{450 - 392}{1712 - 392} = 0.043$$

$$\begin{cases} M_{cx} = 0.9 \times 51.3 = 46.17 \\ C_b = 1 \end{cases}$$

مبحث ۱۰

$$\boxed{6\_7\_2\_10} \longrightarrow \underbrace{0.77(1.5 - 0.5 \times 0.77) + \left(\frac{12}{1.67 \times 46.17}\right)^2}_{0.86 + 0.02}$$

$$= 0.88 \leq 1.0 \checkmark$$

PAPCO

به سمت پروفیلی فکر کن که هم مساحت بیشتری داشته باشه حتماً جواب میده

رابطه‌های جدید فقط درست مخرج P_c ؟ میشه ← اگه یک بار رفت کنترل کنی - اگه دو بار رفت کنترل کن بعضی

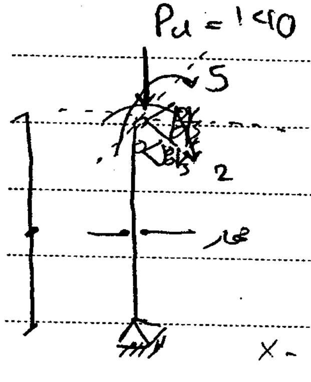
Subject: 7.

Year. Month. Date. ( )

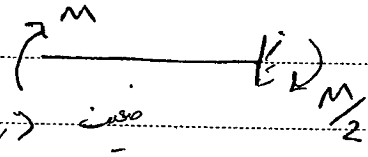
اگر در کنترل دقیق پروفیل نسبت تنش‌ها (عدد سمت چپ) بیش از 1 بدست آمد یعنی پروفیل کنترل شده پاسخگو نبوده است ما با روش تناسب تنش‌ها در روش تقریبی پروفیل بعدی که تا بدین می‌شود اگر فقط 1 نمره تفاوت داشت و حالت پیشنهادی را دارا بود بدون کنترل از پاسخگو بودن آن اطمینان داریم. (چون حتماً تنش مجاز بیشتره)

اما اگر پروفیل بعدی پیشنهادی 2 نمره بالاتر بود آن نیز بدون کنترل پاسخگوست اما دلیلی ندارد که پروفیل مناسب جوابگو نبوده باشد پس بهتر است پروفیل مناسب در جداول ابتدا کنترل دقیق وارد شود.

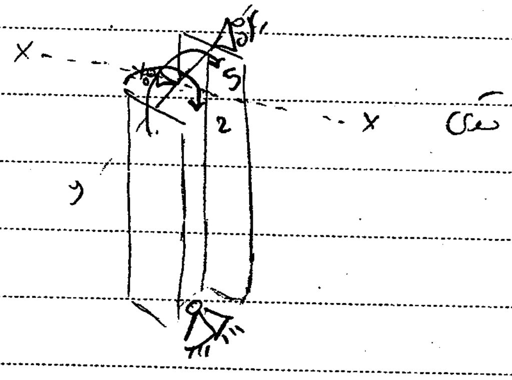
ستون شکل مقابل را از پروفیل IPB و فولاد ST37 طرح کنید.



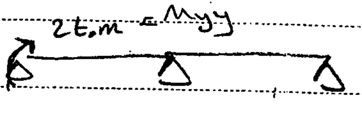
انتهای دور مفصل

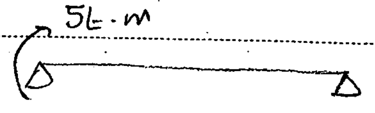


→ 2 از جدول



$L_e = 4.5^m \rightarrow \begin{cases} L_{e_x} = 4.5m \\ L_{e_y} = 2.25m \end{cases}$





خمش حول محور ضعیف I شکل امل مستطیل

$\Phi Z_y \times 2400 = 3200$

$\overset{\nwarrow}{1.5 S_y}$

$P_{eq} = P + B_x M_x$

$P_{eq} = P + B_x M_x + B_y M_y$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \xrightarrow{\times S_x} (M_{eq})_x = \frac{P}{B_x} + M_x + \frac{S_x}{S_y} \cdot M_y$$

$$\xrightarrow{\times S_y} (M_{eq})_y = \frac{P}{B_y} + \frac{S_y}{S_x} \cdot M_x + M_y =$$

$$\left. \begin{aligned} B_x &= \frac{A}{S_x} \\ B_y &= \frac{A}{S_y} \end{aligned} \right|$$

اگر از سه روش به موازات هم استفاده کنیم یک مقطع کمتر می‌دهد.

$$\underset{\rightsquigarrow}{IPB \text{ در}} \left| \begin{aligned} S_x &= \frac{Ah}{3} \\ S_y &= \frac{A \cdot b}{6} \end{aligned} \right. \longrightarrow$$ در خمش حول محور ضعیف مثل مستقل عمل می‌کنند

$= 140000/1600$ ↙

$A = 87\,cm^2 \rightarrow b_x \simeq 12 \rightarrow$ مستطیلی

لازم

$\hookrightarrow b_y \simeq 2 \times b_x \xrightarrow{\text{زیرا}} \frac{B_y}{B_x} = \frac{\frac{A}{S_y}}{\frac{A}{S_x}} = \frac{S_x}{S_y} = \frac{2h}{b} = 2$

هم نزدیک

$$\left\{ \begin{aligned} B_x &= \frac{A}{S_x} = 12 \\ B_y &= \frac{A}{S_y} = 24 \end{aligned} \right.$$

$$\boxed{\frac{S_x}{S_y} = \frac{2h}{b}}$$

$P_{eq} = 140 + 12 \times 5 + 24 \times 2 = 248\ t.m$

$\longrightarrow A_g = \frac{(P_u)_{eq}}{1600} = 155\,cm^2 \longrightarrow IPB\ 320$

$(M_{eq})_x = \frac{140}{12} + 5 + 2 \times 2 = 20.7\,tm \rightarrow S_x = \frac{(M_x)_{eq}}{2400} = 863\,cm^3$

$\rightarrow IPB\ 320$

$(M_{eq})_y = \frac{140}{24} + \frac{1}{2} \cdot 5 + 2 = 10.33\,t\,m \rightarrow S_y = \frac{(M_y)_{eq}}{3200 * J} = 323\,cm^3$

$\rightarrow IPB\ 200$

Subject: ۸
Year. Month. Date. ( )

ave $\rightsquigarrow$ IPB 260 $\to B_x = \dots$

$B_x = \frac{A}{S_x} \to 10$

$B_y = \frac{A}{S_y} \to 20$

موقعی که کنترل است ــ فرمول رو ببرید تو کنترل دقیق / بیشتر از دو بار دیگه عملیات با B کار کرد

$P_{eq} = 140 + 10 \times 5 + 20 \times 2 = 230 \text{ ton} \to A_g = 143 \text{ cm}^2 \to$ IPB 300

$(M_{eq})_x = \frac{140}{10} + 5 + 2 \times 2 = 23 \text{ ton} \xrightarrow{S_x = 958}$ IPB 260

$(M_{eq})_y = \frac{140}{20} + \frac{5}{2} + 2 = 11.5 \text{ ton} \to S_y = 359 \text{ cm}^3 \to$ IPB 260

✓ کنترل است ← کنترل دقیق IPB260 :

کنترل دقیق
IPB260 $\rightsquigarrow$

$A = 118 \text{ cm}^2$
$S_x = 1150 \text{ cm}^3$
$S_y = 395$
$I_x = 14920 \text{ cm}^4$
$I_{yy} = 5130 \text{ cm}^4$

$r_x = 11.2 \text{ cm}$
$r_y = 6.58$
$Z_x = 1283$
Z_y 602

مراحل کنترل دقیق :

۱ـ محاسبه P_c : ص 109

$\lambda_x = \frac{k_1 L_1}{r_x} = \frac{L_{ex}}{r_x} = \frac{450}{11.2} = 40.2 = \underline{\underline{\lambda_{max}}} \to F_{cr} = 2219 \frac{\text{kg}t}{\text{cm}^2}$

$\lambda_y = \frac{k_y L_y}{r_y} = \frac{L_{ey}}{r_y} = \frac{2.25}{6.58} = 34.2$

$P_c = \phi F_c A_g = \frac{0.9 \times 2219 \times 118}{1000} = 235.7 \text{ t.m}$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$\frac{P_u}{P_c} = \frac{140}{235.7} = 0.59 > 0.2 \rightarrow$ (1-7-2-10) رابطه کنترل

محاسبه M_{ux} و M_{cx}

$M_{ux} = \overset{\overset{\text{ص 301}}{\uparrow}}{B_1} M_x$

انحنا در جهت x هستند!

$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}}$,
$\frac{M_1}{M_2} = \frac{0}{5} \rightarrow C_m = 0.6$

$P_{e1} = \frac{\pi^2 E I_x}{(l_{ex})^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1\times10^6 \times 14920}{(450)^2 \times 1000}$

$= 1527$ t.m

$B_1 = \frac{0.6}{1 - \frac{140}{1527}} = 0.66 < 1$

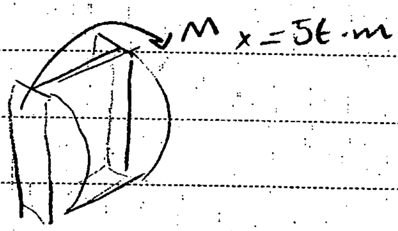
محاسبه M_{cx} ، 10-2-5

IPB 260 $\rightsquigarrow$
$L_p = 52 r_y = 342$ cm
$J = 100$
$h_o = 24.25$ $\} \rightarrow L_r = 1576$

$L_b = 2.25$ cm م
بخاطر شکل زیر مهار جانبی

$\overline{1.6 r_y}$ معمولا IPB سبک ها!
52 معمولا عمومیست 64 ص

$L_b < L_p \rightarrow M_{cx} = Z \times F_y\, \phi = 0.9 \frac{\times 1283 \times 2400}{10^5} = 27.71$ t.m



PAPCO

$e_x = 2.25$ فاصله مرکز سطح تا بال

$10 - R - e_x = 7.,.$

Subject: مثال 2 اشکال برای ستون لاغر متوسط

Year. 9 Month. Date. ( )

C_{my} محاسبه M_{uy} و M_{cy} :

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 E I_y}{(L e_y)^2} \rightarrow B_1 = 0.37 < 1 \rightarrow M_{uy} = M_y = 2 \text{ t.m}$$

$$M_{cy} = \phi Z_y F_y = \frac{0.9 \times 602 \times 2400}{10^5} = 13 \text{ t.m}$$

کنترل رابطه 1_7_2_10

$$1-7-2-10 \rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$0.59 + \frac{8}{9}\left(\frac{5}{27.7} + \frac{2}{13}\right) = 0.89 < 1.0 \quad \text{ok} ✓$$

A لازم $= \frac{S_R}{1} \times$ A قبلی $= 0.89 \times 118 = 105 \text{cm}^2 \simeq A(\text{IPB}240) = 106$

باکس کمانش جانبی ← در مبحث تیر مشکلی ندارد. ← $M_c = M_p$

اتصال

از جدول صا۲۱ Z : $Z = \frac{A}{2}(\underbrace{\bar y_1 + \bar y_2}_{2y_1})$ صفحه ۱ $\xrightarrow[\text{اتصال}]{}$ $Z = F(h - e_x)\,Z$

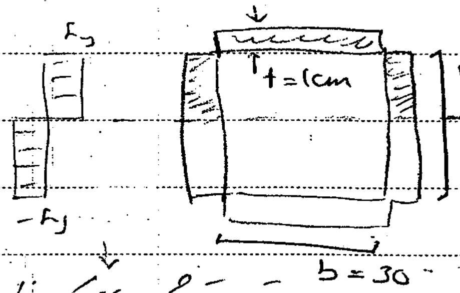
$Z_{IPE200} = 19.2\,(10 - 2.25) \times 2 = 19.2 \times 15.5$

نسبت طول به عرض چقدر باشد تا شکل کمانش جانبی نداشته باشیم (باکس) ۶۱ ← صفحه ۷۷ و ۷۸

Zf_y مجاز همان ← شده ← اگر رعایت کنیم ← 17 به صفحه ۱۸ 18

$\frac{b}{t} < 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33$

$\frac{h}{t} < 1.47\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 71$



شکل کمانش جانبی نداریم:

توزیع تنش دیده که به ظرفیت

$M_n = F_y \cdot Z$

با شکل بالا رسم

$Z = 2\left[30 \times 1 \times 35.5 + 2\left(35 \times 1 \times \frac{35}{2}\right)\right]$

صفر ← 7 ← نمره

درس ها صفر ← 3 ← 120 و 150

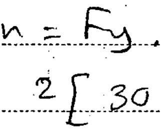
توضیح

$\left(Z = \frac{A}{2}(\bar y_1 + \bar y_2) = \overset{F}{\frac{A}{2}}\,(\underbrace{\bar y_1 + \bar y_2}_{\bar y_1 = y_2}) = 2F\bar y_1\right.$ از اتصال

$P_n = F_{cr} A_g$
$\downarrow$
$\lambda = \frac{Kl}{r}$

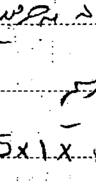
باکس هم برای تیر هم ستون شکل خوبیه

$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}}\right) \leq 1.0$



← برای ستون

با بست

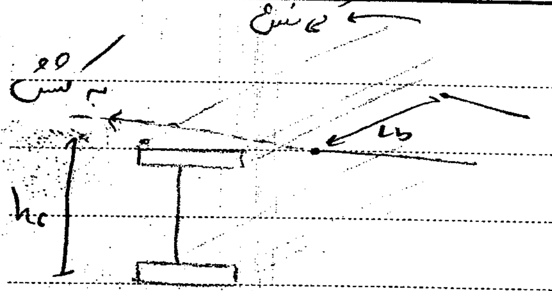


← عضو مشترک

۲ سپری شد

PAPCO

12 ـ 10   ص130


به فشار
به کشش
hc
Lb

محل مهارها؟

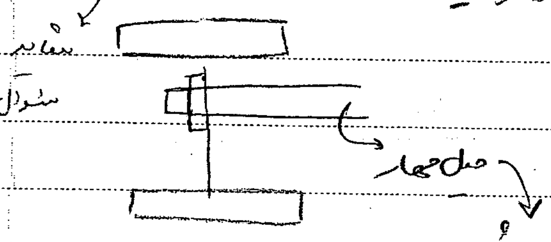
جهت پیچش عوض شد

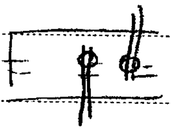
سمت راستش ← کشش

فاصله‌ی مهارها ← L_b

← که تواند تعیین کننده برای تیرهای IPE یا [illegible] باشد

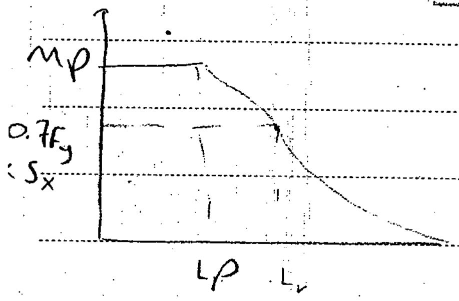
$F = \frac{M}{h_o}$


شاید
سئوال امتحان
محل مهار



همیشه سوراخ کاری نزدیک بال باشد

نمی باید بال را سوراخ کند ← چون که اساس مقطع تاثیر منفی دارد



ص163

$L_p = 52 r_y$

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:

Year. Month. Date. ( )

www.vepub.com
Publish Your Mind

www.vepub.com
Publish Your Mind

www.vepub.com
Publish Your Mind