* $k' = 1/1$ $\quad \frac{kl}{r} < 40$

راه‌اندی حدید

* $\lambda_e = \sqrt{(\frac{kl}{r})^2 + \lambda_1^2}$ لاغری معادل حول محور مورد بررسی جفته پشت چپ و راست

لاغری مربوط به عضو و راست‌ها

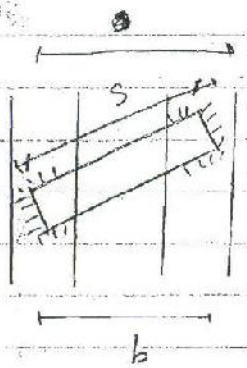
* $\lambda_1 = \sqrt{\frac{A}{2Ad} + \frac{S^2}{4b^2}}$

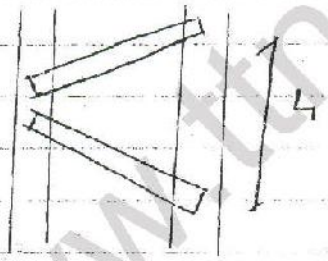
A سطح مقطع کل ستون مرکب

Ad سطح یک نیمه چپ و راست

S طول بین مراکز هندسی

L طول آزاد یک پر مثل بین بست‌ها

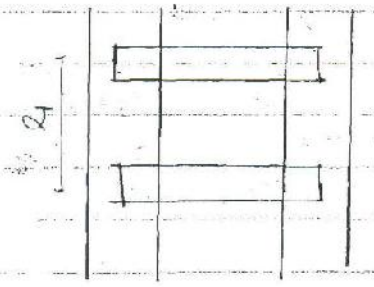


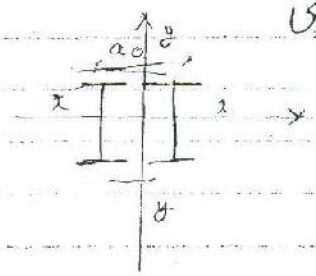


لاغری معادل

لاغری محور کنترل $\quad Max\left(\frac{kl}{r}x, \lambda_e\right) \longrightarrow Fa \longrightarrow FaA \geq P$ بارهای محوری

* مقطع‌های با بست موازی





www.tnar.ir

حول محور x مقطع پیوسته می‌باشد یعنی $r_x = r_x$ مقطع مرکب

حول محور y بسون به دلیل متقطع بودن بدن‌ها غیر پیوسته می‌باشد

لاغری در هر دو طراحی باید به هم نزدیک شود * r_y مرکب $= \sqrt{r_{y_{\text{یک}}}^2 + \frac{a_0^2}{4}}$

در طراحی ترجیح این است که

$$(\frac{kl}{r})_x \cong (k' \frac{kl}{r})_y$$

پس سعی می‌شود که a_0 را طوری انتخاب کرد که لاغری دو محور یکی شود

- حول محور x

$$\text{لاغری} = (k\frac{l}{r})_x$$

- حول محور y

$$\lambda e = \sqrt{(\frac{kl}{r})_y^2 + \lambda_1^2}$$ لاغری

* $\lambda_1 = \frac{L_1}{r_1}$

L_1 فاصله مرکز به مرکز بست‌ها

r_1 شعاع بسون حداقل یک مرحله

مقطع هر طبع $= Fa \times$ بارگذاری $\Rightarrow$ تنش مجاز $Fa \Rightarrow$ لاغری تعیین کننده $= \text{Max}((\frac{kl}{r})_x, \lambda e)$
سطون مرکب

www.ttnar.ir

ـ ضوابط هندسی بست ها 8

1 ـ بست های جانبی باید به تعدادی باشند که طول بدون مهاری حداکثر میلگردهای فشاری را حداقل به ۳ قسمت تقسیم کند

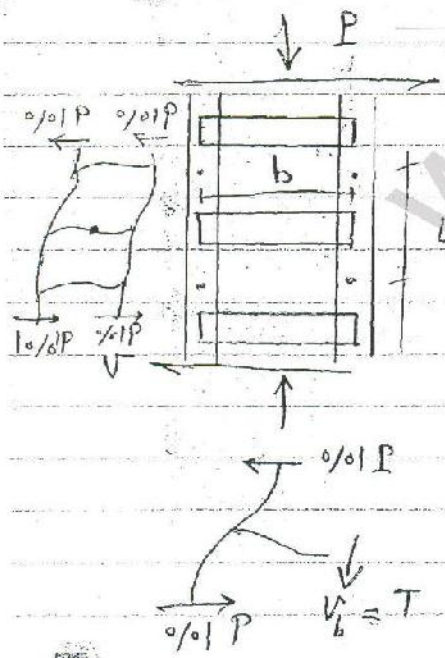
✓ میلگردهای فشاری

۲ ـ فاصله L_1 (فاصله مرکز به مرکز بست ها) باید رابطه زیر را ارضا کند

$$\frac{L_1}{r_1} \leq 40$$

$$\frac{L_1}{r_1} \leq \frac{2}{3}\left(\frac{kl}{r}\right)_y$$

* طراحی بست ها :



برش مدل تغییر شکل اولیه رابطه PG

برشی معادل 0/02 P در هر مقطع عرضی از طول ستون به وجود می آید

می به صورت یک تقابل برآیند معلوم خواهد کرد که یک سری نقاط عطف حداقل بست ها ایجاد خواهد شد

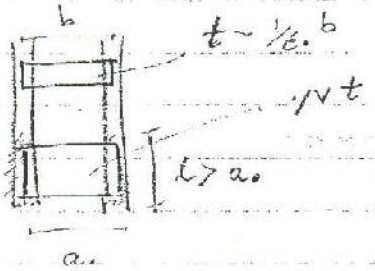
b فاصله مرکز به مرکز اتصال بست ها به میلگردها

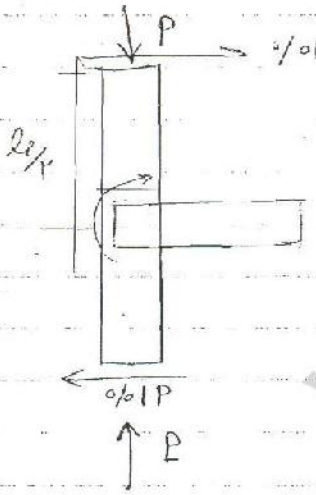
www.tnar.ir

$$\begin{cases} T\frac{b}{2} = 0/01\,P\,L_1 \\ T = \frac{0/01\,P\,L_1}{b/2} \end{cases}$$

نیروی عرضی یک
حلقه نسبت به فاصله
L_1

در اتصال $\rightarrow T\frac{b}{2} = M$





یک مدل حلقه از نیروی جوری
که در لنگر خمشی $0/01PL/2$
قرار دارد
این خمش حول محور خنثی خواهد بود

خمش حول یک مدل
است که عمود بر
صفحه کاغذ است
b لنگر است

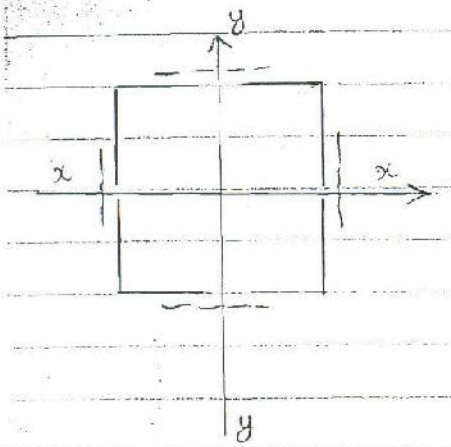
پس یک تنش خمشی خواهیم داشت

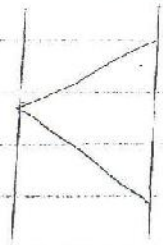
$$* \quad f_b = \frac{0/01PL/2}{S}$$

مدول مقطع
یک مدل

$$* \quad f_a = \frac{P/2}{A}$$

www.tmar.ir

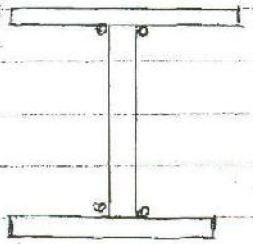


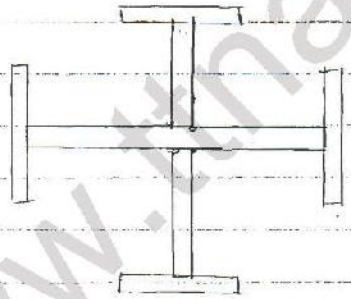


صفحه xz

صفحه yz

ستونهای ساخته شده با ورق





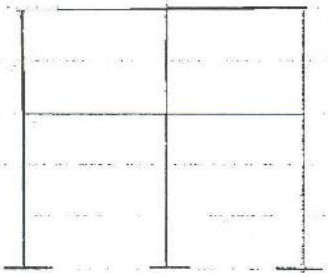
www.itnar.ir

- ضریب طول موثر k ؟

- تعیین فشارهای وارض به صورت مقاومت برای جلوگیری از کمانش موضعی ؟

ضریب k در برگیرنده اثرات قیدهای انتهایی دو سر عضو است، برای این که ستون‌ها را با یک عضو با یه تخمین

هر عضو را یک قاب با مشخص یک طول حقیقی l دارد که حاصله دو انتهای عضو است.



طول کمانشی $= k.l$

طول کمانشی یعنی طولی که کمانش در طول kl از آن روی

خواهد داد و مربوط به کمترین بار بحرانی است

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

$$\therefore F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l^2 A} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{l}{r})^2} \quad ; \quad l/r = \lambda \quad \text{لاغری عضو}$$

- طول کمانشی در واقع فاصله بین دو نقطه عطف متوالی در منحنی کمانشی عضو است ؟

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

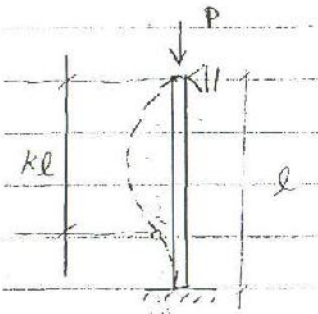
$$F_{cr} = \frac{4\pi^2 E}{(\frac{l}{r})^2} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{1}{2}\frac{l}{r})^2}$$

www.tmar.ir

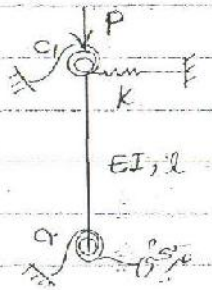
یعنی یک ستون گیردار مثل یک ستون دو سر مفصلی است که طول آن نصف شده است

این حدهای دو سر مفصل با یک اعتراض مختلفی مفهوم نبودن کمانش را معقید مرکزه است

$k\ell$ معرف طولی از ستون است که کمانش در دو سر آن عمل خواهد کرد ؟



$k = 0/7$ ← $0/7\ell$ ✓



اگر درجات آزادی مفصول را کم کنیم مثل

$k = 2$

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

$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{2\ell}{r})^2}$

نقطه عطف مجازی

ضریب کمانش این ستون تابعی از k, C_1, C_2 و EI و ℓ است و

$* \quad k = k\left[\frac{k}{\frac{EI}{\ell^3}}, \frac{C_1}{\frac{EI}{\ell}}, \frac{C_2}{\frac{EI}{\ell}}\right]$ نحوه تابعی از مقادیر

$k \to \infty$: تکیه گاه بدون اصطکاک مثل دو سر مفصل که باید دقیقا عمودی انتهای آن را مقید کردیم

k حداکثر : ضریب کمانش C_2, C_1 صفر در نظر گرفته شده

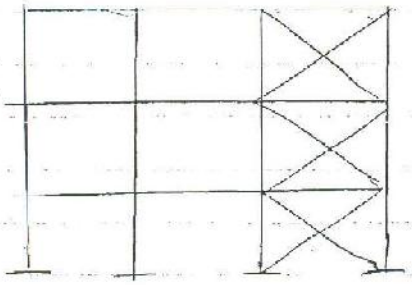
$k = 0/5$ حداقل : $C_1, C_2 = \infty$ دو سر گیردار

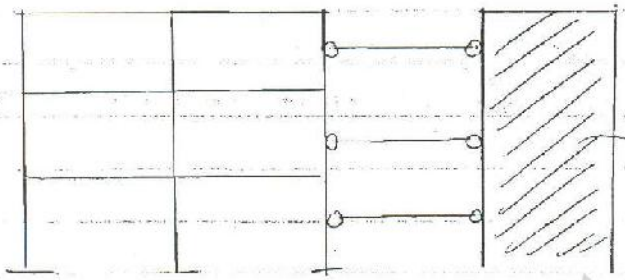
ستونهای با حرکت جانبی مقید

www.ttnar.ir

یکدسته از سازه ها ستونهای آن از این نوع اند یعنی سازه هایی که حرکت جانبی آن توسط یک سازه برروی همکار

شده باشد سازه های مهاربندی شده





- اگر دیوار برشی یا مهاربندها معنی تامل
در حرکت جانبی نسبت به سازه پایه
داشته باشند
k کلیه ستونها بین ۰/۵ و ۱ خواهد بود ؛

دیوار برشی

یعنی خود مهاربندها باید حرکت موج شکل سازه را تعیین
کنند.

$$\frac{G_A G_B}{4}\left(\frac{\pi}{k}\right)^2 + \frac{G_A + G_B}{2}\left(1 - \frac{\pi}{k}\cot\frac{\pi}{k}\right) + \frac{2}{\frac{\pi}{k}}\tan\frac{\pi}{2k} = 1$$

مقدار k که از این معادله بدست می آید ضریب طول موثر این ستون است

$$* \quad G_A = \frac{\sum (I/\ell)_{\text{ستونها در گره A}}}{\sum (I/\ell)_{\text{تیرها در گره A}}} \quad ; \quad G_B = \frac{\sum (I/\ell)_{\text{ستونها در گره B}}}{\sum (I/\ell)_{\text{تیرها در گره B}}}$$

مقدار $k = 1$ سازه قبل شکل کاملی در نظر گرفته و پایداری نمود ؛

اگر مقدار k را همیشه بیشترین مقدار بگیریم در حدود اطمینان عمل کردیم ، چون طول کمانشی ستون را بیشتر از طول واقعی

www.ttnar.ir

در نظر گرفتیم ؛ بند ۱۰-۱-۱-۱۴

- ممکن است یک ستون در صفحه باید مهاربندی نشده باشد اما در صفحه xz مهاربندی نداشته باشد که باید از یک مدل

دیگر رفت ؛ طبق بند ۱۰-۱-۱-۳ آیین نامه k را یک می گیریم

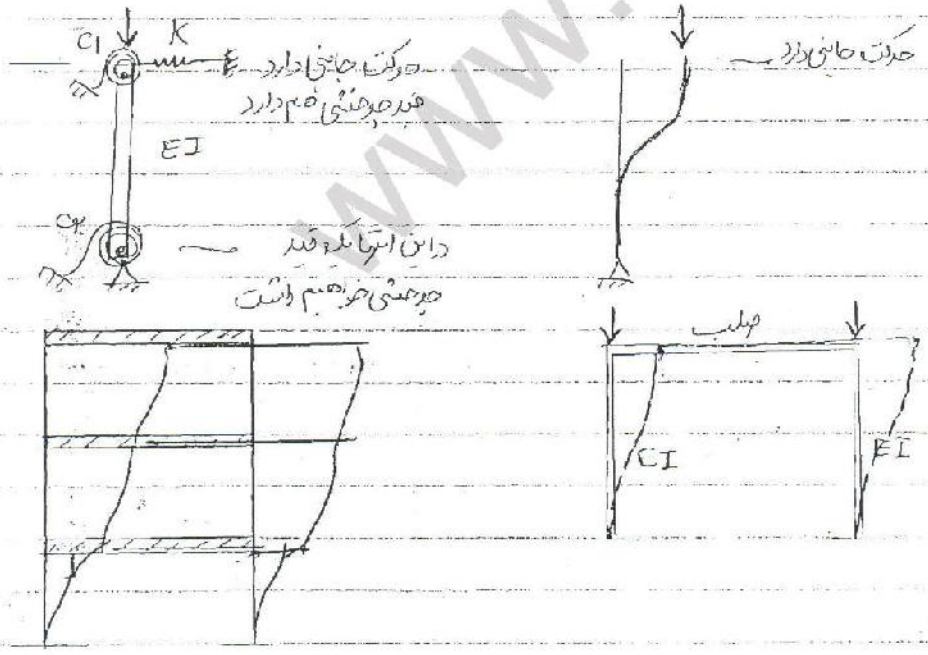
هر چقدر قید اضافی روی ستون بگذاریم طول آزاد ستون را کوتاه تر می گیریم گاهی لازم می شود که قید اضافی بگذاریم تا

طول آزاد کاهش یابد ؛ در این ستون هیچ تیری دیگر نداریم

* سازه های مهاربندی شده

تعادل این اعضا با نیروی برشی آنها

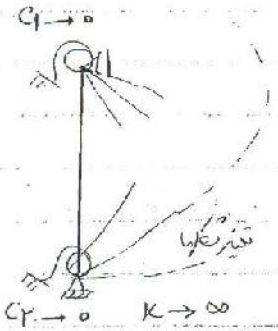
تأمین خواهد شد



www.ttnar.ir

www.tmar.ir

یعنی یک ستون داری پانل صلبیت جانبی اگر دوران آن مقید باشد $k=1$ خواهد بود.



معادله مشخصه این سازه

$$\left[C_{eA}C_{eB}\left(\frac{\pi}{k}\right)^2 - 36\right]\tan\frac{\pi}{k} - 6\pi k\left(C_{eA}+C_{eB}\right) = 0$$

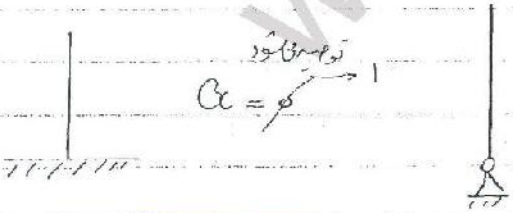
$$1 \leq K < \infty$$

در پایه اگر بخواهیم درجات آزادی حرکت کنسم باید k را ∞ بگیریم که در این صورت سازه پایدار نخواهد شد.

در این حالت هم است که C_{eA} و C_{eB} را به چه دقتی محاسبه کنیم؟ ۱۰ - ۱ - ۱ - ۴

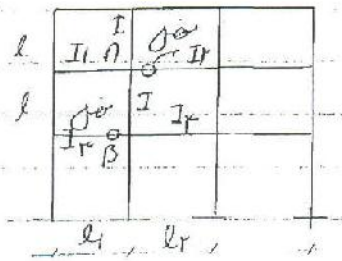
$$K = \sqrt{\frac{1.6\,C_{eA}C_{eB} + 4\left(C_{eA}+C_{eB}\right) + 7.5}{C_{eA}+C_{eB}+7.5}} \geq 1$$

$$* \quad C_{eA,B} = \frac{\sum \left(\frac{EI}{\ell}\right)_{\text{ستونها در } B \text{ و } A}}{\sum \left(\frac{EI}{\ell}\right)_{\text{تیرها در } B \text{ و } A}}$$



چون به دلیل اجبار هندسی هیچ حرکتی مجاز نیست آن را داخل است.

یک مدل ریاضی داریم

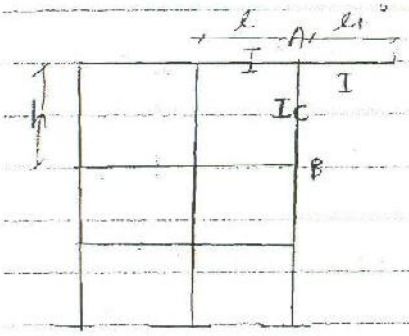


$$C_{eA} = \frac{I_1/\ell_1 + I_2/\ell_2}{\frac{I_1}{\ell_1} + \frac{I_3}{\ell_2}}$$

* I_2 داریم تحلیل یک مدل دارم که راحتی می‌دهد؟

$$C_{cB} = \frac{I_{/\ell} + I_{/\ell}}{\frac{I_{\ell}}{k_{\ell}} + \frac{I_{\ell}}{5\ell_1}}$$

چون یک سقف داریم !

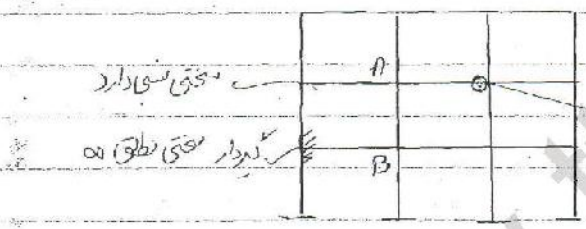


$$C_{cA} = \frac{I_c/h}{I/\ell}$$

کنون در امتدای ستون جدید واسبه به نقطه A هستیم !

در کتابهای خلف بودار C_{cA} ، C_{cB} ، k روی تکه که از روی آن ℓ را می یابند .

— حالت دیگری که داریم در انتهای مصنوع B

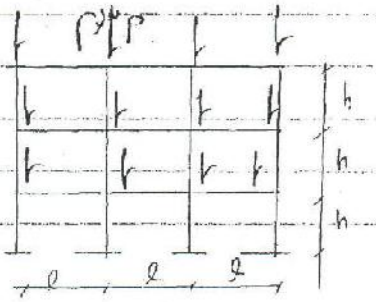


$$* \quad C_c = \frac{\sum (I_{/\ell}) \text{ ستونها}}{\sum \beta (I_{/\ell}) \text{ تیرها}}$$

β ضریب تصحیح سختی بدلیل شرایط انتهایی تیر

$\begin{cases} \beta = \frac{3}{4} & \text{انتهای مفصلی} \\ \beta = \frac{3}{3} & \text{گیردار} \end{cases}$

* در طراحی سازه‌های فولادی



www.itnar.ir

بارزنده مرده

- در طراحی سازه‌ها P ، h ، L و نوع سازه (حرکت جانبی مقید یا غیر مقید) معلوم اند ؟
- کدام یک از بارهای وارده معلوم نیست ؟
- بارهای مربوط به وزن سازه مجهول اند ؟
- مشخصات اعضای سازه نیز مجهول است ؟

در طراحی چون Lها را نداریم نمی‌توانیم C_m و در نتیجه K را محاسبه کنیم در نتیجه بار مرده ستون‌ها را نمی‌توان محاسبه کرد

قدم اول ـ تعیین اولیه مشخصات سختی و مقاومت برای تیرها و ستون‌ها

قدم دوم ـ تعیین C_m

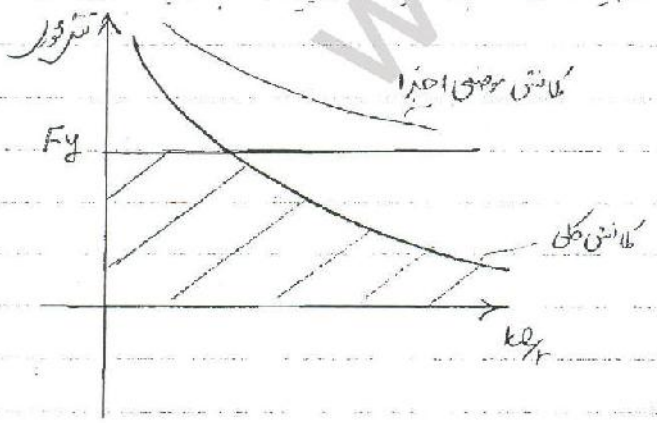
قدم سوم ـ تعیین K

قدم چهارم ـ تعیین F_o

قدم پنجم ـ تعیین بار محوری ستون که از طریق محاسبه آن سطح مقطع و دوران اعضا بدست می‌آید

- کنترل مهم این است که اعضای ستون پایداری کافی دارند ؟

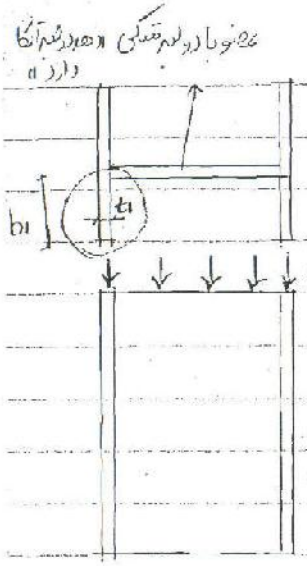
برای این که همه اعضای ستون متوسط در برابر بار محوری باشند باید کانش اعضاء در اطراف یک نقطه نسبت به کانش کلی



* اعضا $\frac{b}{t}$

اگر کانش موضعی را از F_y بزرگتر بگیریم در هنگ اطمینان خواهد بود

www.ttnar.ir



- برای جلوگیری از تسلیم

$$f_a < F_y$$

- برای جلوگیری از کمانش کلی

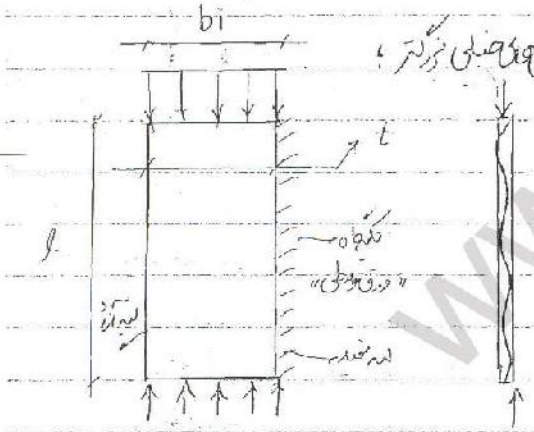
$$f_a < (F_{cr})_{\text{کمانش کلی}}$$

- برای جلوگیری از کمانش موضعی

$$f_a < (F_{cr})_{\text{کمانش موضعی}}$$

- از آنجا که $(F_{cr}) < F_y$ برای کمانش کلی $\frac{kl}{r} > C_c$

چنانچه $(F_{cr})_{\text{کمانش موضعی}} > F_y$ باشد معادله سوم برقرار است و بنابراین شرط جلوگیری از کمانش موضعی همواره برقرار می‌گردد؛ کمانش موضعی معمولاً انواعی از اعضاء را در بر می‌گیرد که ضخامت جداره‌های تشکیل دهنده آنها نسبت به ابعاد دیگر مقطع کوچک است.



عضو با کمانش موضعی

$$* \quad F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{k\left(\frac{b_1}{t_1}\right)^2}$$

$$k = k\left(\frac{l}{b_1}, \text{شرایط مرزی}, \text{نوع بارگذاری}\right)$$

- پس باید $F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{k\left(\frac{b_1}{t_1}\right)^2} > F_y$ برقرار باشد تا کمانش موضعی به تأخیر بیفتد؛

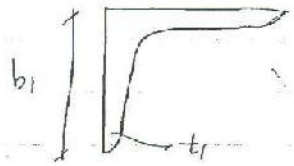
$$* \quad \frac{b_1}{t_1} \leq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{k F_y}}$$

وقتی $\frac{l}{b_1} \to \infty$ ، شرایط مرزی = مفصلی ، نوع بارگذاری فشاری خالص

www.tfnar.ir

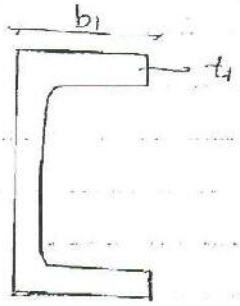
بند ۱۰-۱-۱-۹ ص ۱۸

عضو با یک لبه متکی آزاد در طول خود است این بدین معنی کمری دارد دیگر بحرانی کمانش موضعی بزرگتر است



$$\frac{b_1}{t_1} < \frac{۴۲۵}{\sqrt{F_y}}$$

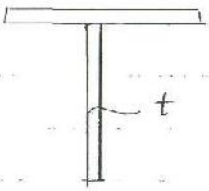
در اینجا عضو یک لبه متکی متکی حاصل است



$$\frac{b_1}{t_1} < \frac{۲۵۰}{\sqrt{F_y}}$$

در اینجا عضو یک لبه متکی است

بم عضوی محصل است که دو سر آن متکی دارد



$$\text{حالت } \frac{b}{t} \le \frac{۱۰۶۵}{\sqrt{F_y}}$$

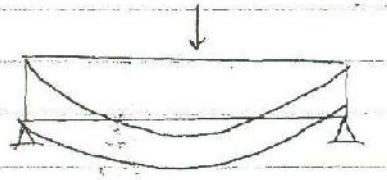
www.ttnar.ir

- اعضای خمشی :

تیرها جزء اعضای خمشی اند

یک عضو خمشی بار را به صورت خوری بکلیه باعث یک تغییر شکل می گردد ، برحسب اتفاق عمود بر محوری گردد

به صورت تولغه هایی که عمود بر محور عضو اعمال داده شده و به تکیه گاه می رود .

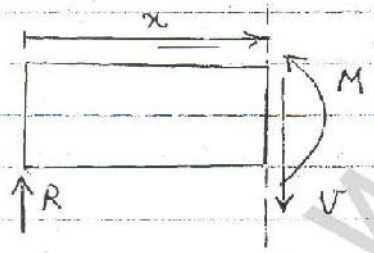


- در هر مقطع و داخل مقطع باید بدانم که مصالح چطور رفتار می کنند
باید در اعضای ماده تنش ها را بدانیم .

یکی از خصوصیات فولاد این خوب بودن آن است که در هر جهتی خاصیت یکسان از خود نشان می دهد

بتن نیز این خوب است خصوصیت آن در هر جهت یکسان است ، و ما مصالح را در یک جهت خاص بحثیم

در اعضای خمشی ، اعمال بار حتماً با یک تولغه عمود بر محور همراه خواهد بود



- لنگر M ، برای تا هر دو عمود بر خورند
هیچ تولغه in plane در آینده تیرهای نوکر
در مقطع نخواهد داشت

برای یک عضو کششی یک مشکل با مصالح A اگر روی محور بحثیم
مسئله تأمین خواهد شد یعنی لازم است عمود بر محور مصالح را
بحثیم اما در عضو خمشی اگر مصالح را فقط در راستای محور بگذاریم
خاصیت عمود بر محور را از دست داده ایم .

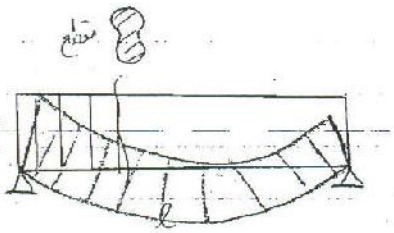
چون گاه M عمود بر محور عضو می باشد
باید عضو دارای مقاومت و سختی عمود بر عضو
باشد

این که خود V یا M نیاز دارد که بحثیم جدیدی مصالح تغییری کند .

www.tnar.ir

محل تلاقی max است برش باید حتماً کم باشد از تعادل داریم $V = \frac{dM}{dx}$

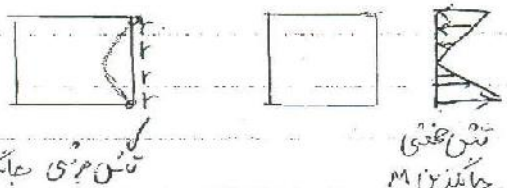
* به عبارتی مقادیر max لنگر و برش با هم اتفاق نمی افتد این
یکی از خواص سطوح (یا سطحی) است که نواحی لنگر زیاد و برش زیاد با هم نباشد.



(اصل سن ونان) صفحات معمود بر محور تیر
صفحه باقی می ماند

* تنش های قائم ناشی از تنش های خمشی در یک مقطع با
هم max می شوند

به دلیل آنکه S



۱- مقادیر M و V در طول عضو با هم دیگر حداکثر نمی شوند و

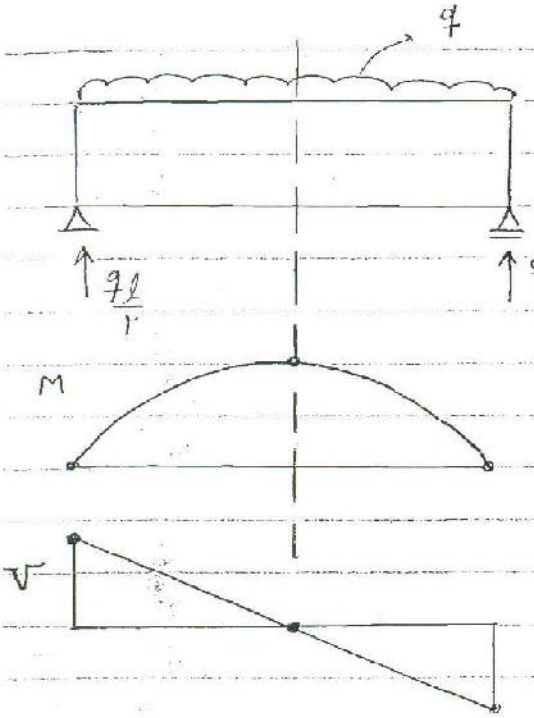
۲- مقادیر τ و σ در عمق مقطع با هم دیگر حداکثر نمی شوند ؛

- می توان یک بار تیر را برای برش در نظر گرفتیم و خمش را نادیده گرفتیم و برعکس ؛ اما به ازای هیچ نقطه دیگری از تیر حالت خمش و برش را با هم در نظر نگرفتیم .

- یکبار اجزای مقطع را به برش و یکبار را به خمش اختصاص می دهیم .

پس ؛ می توان طراحی تیر را برای خمش و برش به طور جداگانه انجام داد به عبارتی مسأله را به ۲ مسأله تک متغیره تبدیل می کنیم

www.ttnar.ir



تیرها در بازه معمولاً به صورت بار گسترده روی آن وجود دارند
مثلاً بار خاک در حرکاتی خلاف سقوط جمع شده و پایین می آید از طریق
یکسری اعضا

در نقاط واقع بین ... max ممکن است مقاطعی باشند
که برش و خمش باهم اندرکنشی داشته باشند

اعضایی شامل مقاومت و سختی است ؛
توزیع میادین مقاومت و سختی خمشی از صفر شروع شده به max
می رسند
اما در عمل در کنار ها demand زیاد داریم اما در وسط به صفر می رسد
دوباره در انتها تقاضا ایجاد خواهد شد

پس در کنار تقاضا باید سختی جانبی و مقاومت جانبی را بالا ببریم و در وسط مقاومت و سختی خمشی را بالا ببریم ؛

سختی خمشی ⟵ $\frac{EI}{\ell}$ میزان response در برابر جابجایی

مقاومت خمشی ⟵ $S.F_y \sim M$ میزان response در برابر نیروی وارده

تنش تسلیم

ممان اینرسی خمشی $\frac{I}{h/2}$

مقاومت برشی ⟵ $F_v A_w$

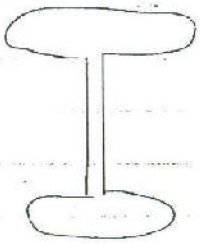
سختی جانبی ⟵ $\frac{EI}{\ell^3}$

ما اصولاً نداریم برای خمش مصالح در بازه پایین قرار بگیرند
تا متوانیم دیگر سختی را با مصالح بوجود بگیریم ؛ چون در وسط
هم تنش کمتر است هم بازوی آن
اگر در انتها بتوان هم مصالح بخرج داد $M = \int \sigma_y dA$
باشد مصالح کمالی برشی نیز خواهد داشت

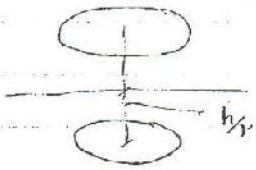
www.ttnar.ir

هرچه مصالح را از محور اصلی دورتر بچینیم I گنده تری خواهیم داشت

تأمین مقاومت و سختی مقاطع آن است که مصالح در سطح در فاصله دورتری از مرکز ثقل قرار گیرند



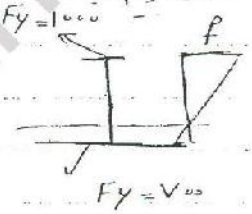
از نظر تئوری اگر هیچ ماده ای در وسط نداشته باشیم جالب ایده آل است



$M = h/۲۰ \cdot A/۲ \cdot F_y$

هرچه فاصله را کمتر و گنده تر بگذاریم بهتر است، چون اولاً ثوشبودن تنش بهتر است و h هم افزایش می یابد ، اما در هر حال یک جایی می خواهیم که این دو را از نظر تعیین شکل یکی کند تا سازه پیوسته باقی بماند

✳ چرا سطح را متوازن در نظر می گیریم ؟



اگر نا متوازن باشد توزیع تنش یکنواخت نمی باشد اگر Fy بالا باشد خیلی خوب است اما اگر جنس مصالح کششی باشد مصالحی که در بالا بکار رفته بیهوده بکار رفته است و از ظرفیت آن استفاده نشده است

اصولاً مقاطع خمشی اگر جنس مصالح در سطح یکی باشد بهتر است مصالح متوازن باشند

✳ در سطح متوازن چیدمان مصالح با فاصله هرچه بیشتر از مرکز ثقل قرار گیرد

✳✳ ویژگی های یک سطح خمشی :

۱- چیدمان مصالح در داخل سطح به صورت متوازن نسبت به مرکز سطح باشد

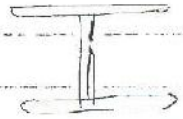
۲- چیدمان مصالح در سطح به صورتی باشد که بیشترین فاصله را مصالح از مرکز سطح داشته باشند

www.ttnar.ir

این مقطع کمترین فاصله را تا مرکز سطح دارد

متقارن است اما نسبت به قبلی بهتر است و ولی باز هم شرط دوم را برآورده نمی کند

این همان I شکل خواهد بود

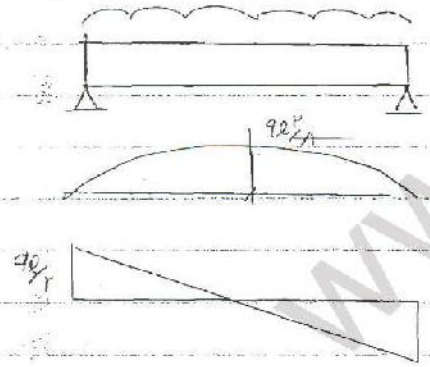


اما در برد مرتبا با زیاد شدن تنش و مصالح زیاد هستیم یعنی برای مرتبه بهترین مقاطع را همه دسته اول خواهند بود.

بهترین شکل مقطع شکلی است که از نحوه پخش تنش مرتبی بگیرد که اما در عین حال سختی مرتبی هم باید داشته باشد.

این مکرر اسکلی به این دارد که رفتار غالب در رفتار خمشی است یا برشی

— رفتار خمشی و رفتار برشی :



$$\star \quad \sigma = \frac{\frac{9}{8}ql^2}{S} < F_y$$

$$\star \quad \tau = \frac{7q/2}{A_w} < \tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}}$$

مقاومت برشی $\frac{F_y}{\sqrt{3}} \sim 0.57 F_y$

مقاومت خمشی $\frac{F_y}{2} \sim 0.5 F_y$

هرکدام از این‌ها که زودتر اتفاق افتد رفتار تیر تابع آن است

اگر σ زودتر مقدار شود رفتار تیر خمشی است.

تیر کوتاه مرتبی جزء تیرهای خمشی است.

— هرچه l کوچکتر باشد τ زودتر اتفاق می افتد هرچه l بزرگتر باشد σ زودتر اتفاق می افتد.

یک تیر کوتاه مرتبه رفتار غالب آن با مقاومتی است

www.ttnar.ir

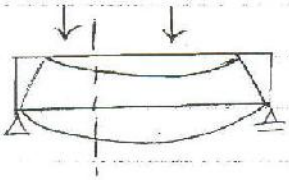
قوس ها : اجسامی هستند که حداقل اعضای محوری خالص و اعضای خمشی خالص هستند

وظیفه قوس در واقع جمع کننده بار در طول افق است اما با عملکرد عمدتاً محوری ؛

دسته بندی های قدیمی بوده سازه ها عملکرد خمشی شکل دارند ؟

* تیرها :

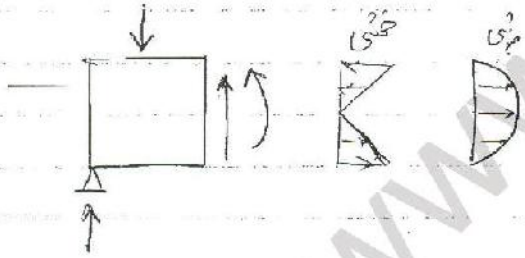
- وقتی تیرها خمشی می شوند که عمدتاً در خمش بدانند تغییر شکل صفحه باقی می ماند « در تئوری » در این نوع تیرها با این وقتها تیر مرنولی گویند .



* وقتی قابلیت سازه دارد :

- جدول مصالح شکل دهنده مقطع تیر به صورت متوازن نسبت به محور خنثی .

- قرار دادن مصالح با فاصله نسبت به محور خنثی



کمترین بار مرنی خنثی

بیشترین بار مرنی خنثی

* معایبهای طراحی تیرها

www.ttnar.ir

- تأمین سختی لازم برای کاهش تغییر شکل ؛

اگر یک تیر را دهانه 2 را تحت بار خارجی قرار دهیم

اگر طول را دو برابر کنیم نیاز خمشی تیر 2 برابر می‌شود

اما نیاز تغییر شکلی آن 16 برابر می‌شود یعنی از نظر خمشی تیر

شکل ندارد اما serviceability آن از بین می‌رود.

در اعضای فولادی این معیار تعیین کننده بوده چون سختی مصالح فولادی زیاد است

* تأمین I ، شرایط بهره‌برداری نیز را به قیدهای اضافه نگذارم "

هر چه قیدها را نگذارم سختی تیر بیشتر می‌شود.

- تأمین مقاومت خمشی ؛

یعنی در مقطع عرضی تیر باید یک ظرفیت خمشی موجود باشد که لنگر را تحمل کند ؟

* F_y ، S مدول خمشی ؛ عوامل دیگری هم به طور مستقیم مؤثرند مثل جنس مصالح و حتی شرایط بهره‌برداری

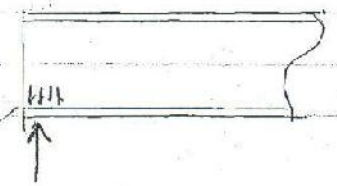
- تأمین مقاومت برشی ؛

* I_y ، A_v برشی ... به طور مستقیم شرایط بهره‌برداری

- اثرات موضعی در مقابل اعمال بار یعنی به صورت موضعی بار را به هندسه تیر منتقل کنیم بدانیم آن تیر بار را چگونه در داخل خود این کار را انجام می‌دهد.

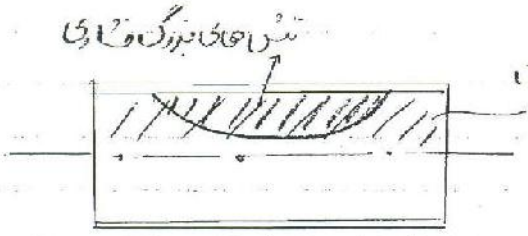
* تأمین مقاومت‌های موضعی برای محل بارهای متمرکز

دماغی تیر باید سوراخ را اصلاً هم چنین دیواری نباشد ؟

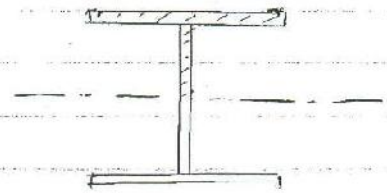


www.ttnar.ir

یکی از معیارها همان است ولی به دلیل تنش هایی که در تیر ایجاد می شود باعث ایجاد رفتار نامطلوب در تیر می گردند



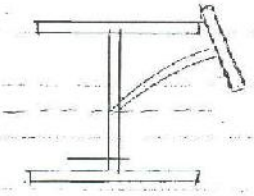
- این تنش های فشاری در بال های تیر به حداکثر خود می رسند؛ این اجزاء تحت فشار به دلیل اجزای تیر که ورق هستند در اثر تنش فاز پایداری دارند یا به صورت موضعی یا کلی



- تأمین سختی برای مقابله با کمانش موضعی اجزای فشاری

b/t

- باتنش عرض به ضخامت می توان طولی این ورقه را گرفت.



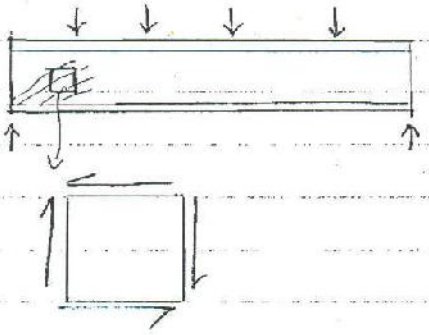
- تأمین سختی برای مقابله با کمانش جانبی ناحیه فشاری تیر

برای این کار باید تصمیم بگیریم که طول کمانش کاهش یابد یا یکدیگر های جانبی را طوری قرار دهیم که مقاومت آن را افزایش دهیم؟

- صفحات بالای جوش ضعفی می تواند از صفحه خارج شود. که در واقع کمانش جانبی است

* محدود نمودن b/t ناحیه فشاری

- تأمین سختی برشی برای مقابله با کمانش ناشی از برش



المان هم یک تکیه گاه ساده در جان تیر تنش های برشی وجود دارند

www.ttnar.ir

اگر جان تیر را خیلی نازک کنیم مثل یک کاغذ ؛ چه اتفاقی می افتد ؟

در صورتی که تکیه گاه مک یا جوش مشاری ایجاد می شود یعنی با وجود این که قطع تحت برش است اما یک باند مشاری داریم که می تواند را من را پایداری شود

* دیواره هایی که طول بلند دارند معیار تغییر شکل اهمیت بیشتر دارد .

کنترل تغییر مکان $\delta_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \delta_{مجاز}$

$q \leq \frac{384\,\delta_{مجاز}\,EI}{5l^4}$

کنترل خمشی $M_{max} = \frac{ql^2}{8} \leq \frac{S.F_y}{F.S}$

هر کدام که کمتر باشد حاکم است

$q \leq \frac{8SF_y}{F.S.l^2}$

باید بررسی کنیم که این روابط هم سنگ باشند

یعنی هم این معیارها به یک اندازه در باره ی نقش دخیل باشند

کنترل برش $V_{max} = \frac{ql}{2} \leq \frac{A_w.\tau_y}{F.S}$

تیرهای با طول مختلف عملکرد متفاوت دارند مثل

تیر کوتاه عملکرد برشی دارد ، طول زیاد عملکرد تغییر شکلی

$q \leq \frac{2A_w.\tau_{cr}}{F.S.l}$

در تیرهای بتنی معیار کنترل برشی اهمیت دارد .

در تیرهای با بعق کوتاه بتا فیبل کنترل برشی حذف شده کنترل

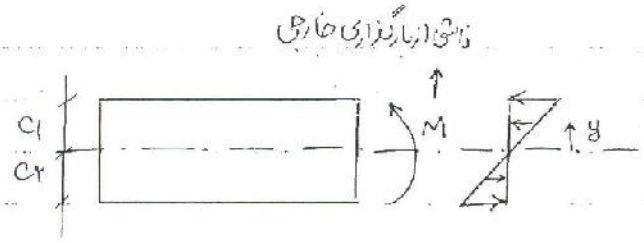
جانبی تعیین کننده است ؛

* نظریه خمش تیرها :

که تنشی است در مقطع تیر عرضی ؟

تنش خمشی $f_b = \frac{My}{I}$

www.ttnar.ir

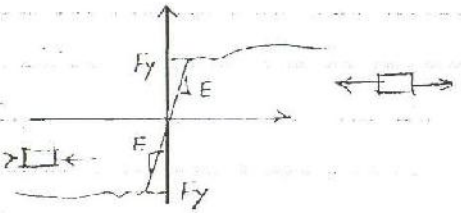


با افزایش M این تنش ها افزایش یافته و در دو تار انتهایی این تنش ها حداکثر شوند.

مقادیر تنش خمشی و مدکثر

تنش فشاری $f = \frac{Mc_1}{I}$ → تار فوقانی

تنش کششی $f = \frac{Mc_2}{I}$ → تار تحتانی



از طرفی در مصالح فولادی با توجه به خاصیت ایزوتروپی در مقاومت جزء تحتی، جزء تحدب در ناحیه فشاری و کششی با هم یکسان اند.

$\frac{Mc_1}{I} < Fy$

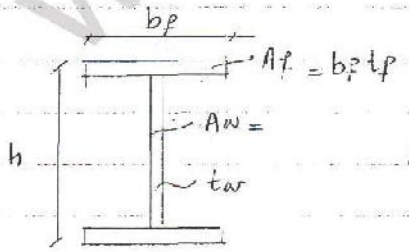
$\frac{Mc_2}{I} < Fy$

- برای بهره جوی مقوله تر از تیر بهتر است $c_1 \simeq c_2$ باشد؛

یعنی جدیدان مقطع به صورت متقارن نسبت به محور خنثی باشد؛

از طرف دیگر باید $M < \frac{I}{c} Fy$ باشد ؛ در یک عضو خمشی مرکب اعضای قابلیت تحمل خمش می توان (Fy) را بالا برد که راضی این کار می رود راه دیگر این است که $(\frac{I}{c})$ را بالا ببریم ؛ با استفاده از مصالح پرمقاومت مقطع تولید

S



* حال چنانچه تیر دارای مقطع A باشد

$A = 2Af + Aw$

یک طراحی مناسب این است

$\begin{cases} Mn = 2Af + Aw = 2bftf + htw \\ \text{بیشینه } S \text{ Max } S \end{cases}$

www.tnar.ir

$$I \cong \frac{t_w h^3}{12} + 2 b_f t_f \left(\frac{h}{2}\right)^2 \quad \text{تقریباً}$$

$$* \quad S = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{t_w h^2}{6} + b_f t_f h$$

$$\cong \left(A_f + \frac{A_w}{6}\right) h$$

— S گشتاور نسبت به محور ① برای بال و $\frac{1}{6}$ برای جان) است، یعنی بال‌ها ۶ برابر مؤثرتر از جان‌اند.

— حدود خمشی مقطع مستقیماً به h وابسته است؛

— A_w پارامتر نزاعی است از مقاومت مقطع احتمالاً کم می‌کند، مقاومت جان کم‌تر بار می‌ماند بهترین مقاومت را برای خود ایجاد خواهد کرد، A_f بزرگ. $A_f = b_f t_f$

— b_f بزرگ، t_f کوچک بهترین حالت است ولی باید $\frac{b_f}{t_f}$ هم باید خوب باشد.

— A_w هم برای سنگینی بین بال محتاطی و وقتی است هم برای محتمل شدن؛ یا تغییر نگاری بین بال و جان راهنمایی کند؛

— اولین تارهای که به تنش تسلیم رسید فرض می‌کنیم که سازه از همین بارهای خارج شده است؛ این طرح، بسیار غیر اقتصادی است چون فقط یا تسلیم ۱ یا دو نقطه از بار بری را قطع می‌کنیم؛

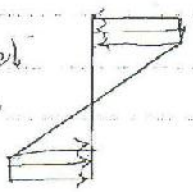
$M_{max} \ll F_y \cdot S$ حداکثر تنش‌ها از مقدار

می‌توان مقطع را در طول نیروی تغییر داد متناسب با لنگر، که نقطه بعدی به تسلیم برسد همیشه این کار عملی نیست به لحاظ محاسباتی که روی آن انجام می‌گیرد؛

راه حل دیگر این است که اجازه بدهیم تارهای بیرونی از مقطع وارد تسلیم شوند

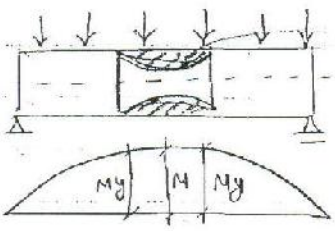
$M_y = F_y \cdot S$ لنگر تسلیم مقطع

— با افزایش بارگذاری تارهای بیرونی از همین مقطع به تسلیم می‌رسند و لنگر خمشی تنش به جریان الاستیک به مقطع وارد می‌شود؛ $M > M_y$

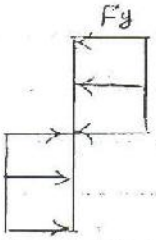


www.tnar.ir

این ناحیه از مقطع پلاستیک شده است

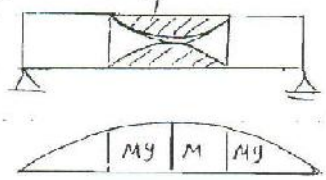


با افزایش بیشتر بارگذاری مقطعی که لنگر max دارد
همه تارهای آن به تسلیم می رسند:

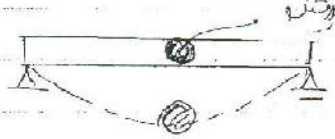


$M = M_P >> M_y$
لنگر پلاستیک

وقتی تمام تارهای مقطع محتوا خود را از دست داده اند



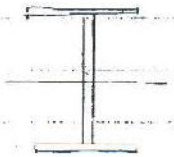
در اینجا هیچ جزئی در مقطع وسطا باقی نمی ماند که yield
نکرده باشد این نقطه وسط را مفصل پلاستیک می گویند



مفصل پلاستیک ⟵ معنی ندارد

$* \quad M_P = Z_P F_y$

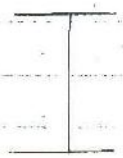
Z_P مازری لنگر
ماکزیمم گشتاور مقطع
معنی بیشتر مقاومتی



$\frac{M_P}{M_y} = \frac{Z_P}{S}$ ضریب شکل مقطع

مستطیلی $Z_P/S = 1$

$Z_P/S = 1.5$



$Z_P/S \simeq 1.1 - 1.2$

در واقع یک امنی درونی در سازه وجود دارد بعد از اولین تاری که به تسلیم رسید Z_P/S وجود دارد

www.ttnar.ir

اعضای خمشی :

_ معیار تنش تسلیم خمشی

_ معیار تنش تسلیم برشی

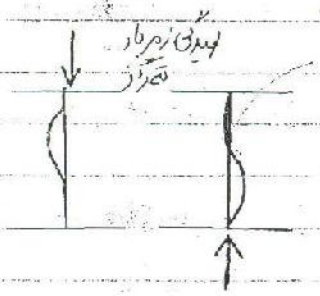
_ معیار تغییر شکل

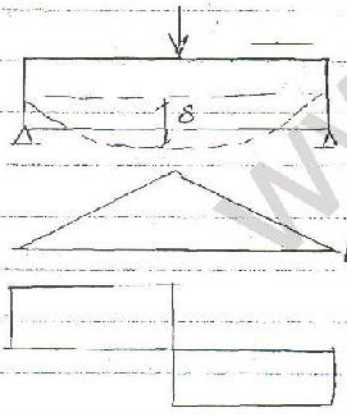
_ معیار کمانش موضعی اجزای فشاری مقطع خمشی

_ معیار کمانش جانبی مقطع

_ معیار کمانش پیچشی مقطع

_ معیار تنش لهیدگی زیر بارهای متمرکز

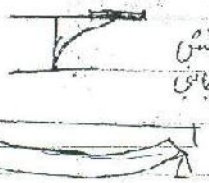


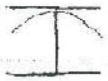


معیار خمشی $\sigma = \frac{M}{S} < \frac{Fy}{F.s}$

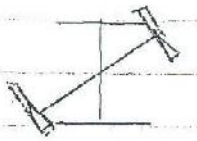
معیار برشی $\tau = \frac{V}{A} < \frac{\tau_y}{Fs}$

تغییر شکل $\delta < \delta_j$ یا





$M/S < \sigma_{cr}$ کمانش موضعی



کمانش خمشی

www.tnar.ir

به لحاظ طراحی ما باید از بین این معیارها معیار یا معیارهایی را به خاصیت کلی سازه دست پیدا کنیم

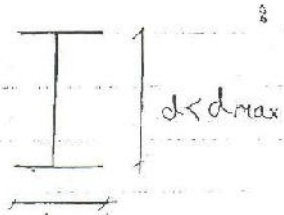
چون در یک خاصیه کوچک هم احتمال خرابی سازه وجود دارد :

۳ معیار اول تمام ظرفیت را برای ما مداهم می کنند و بقیه معیار فراحم اند

* یک طرح مناسب طرحی است که ۳ معیار اول زودتر طرح حاکم شوند :

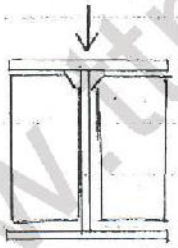
- یکی معیارهای زیبایی معماری هم وجود دارد (عملاً معیار حداکثر اندازه های مقطع :

طراحی می شود opt کردن ابعاد (اندازه ها) است یعنی تابع هدف



می شود min کردن وزن سازه یا هزینه کار

* معیار لهیدگی :



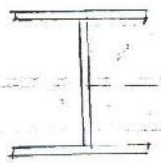
برای کنترل باید جان تیر را تقویت کرد چون هم تنش برشی زیاد می شود هم تنش فشاری آید بخش می شود بدون آن کانش می یابد

معمولاً تنش لهیدگی را حذف می کنم

* معیار کانش جانبی پیچشی :

برای جلوگیری از تغییر کانش این دو معیار دو راه وجود دارد :

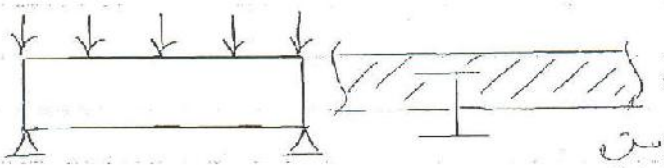
۱- ابعاد مقطع را تغییر دهیم :



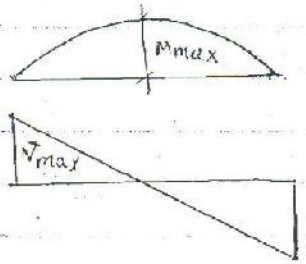
اگر بار عضای زیاد شود می خواهد کانش کند

- اعضایی که باندازه کافی آنها را در برابر کاهش مقاومت کردیم و default شده این است که کاهش مقاومت و روسیدگی برای ما حل شده اند

- معیار کاهش مقاومت بعضی حذف شده اند فقط معیارهای تسلیم خمشی و برشی و تغییر شکل باقی میمانند



تیر داخل سقف قفل است
به هیچ وجه نمی تواند حرکت کند
مثلاً مجموعه زیادی از سازه های ما این وضعیت را دارند
سختی تیر چه بلوک و یا دال ها، با اصم فرض می کنیم کاملاً صحیح است



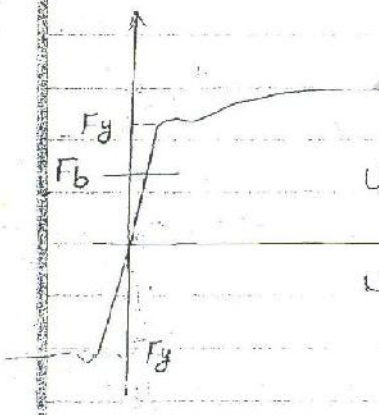
* $f_{max} = \frac{M_{max}}{S} < \frac{F_b}{S.F}$ تنش خمشی ماکزیمم از خمش

* $f_{v_{max}} = \frac{V_{max}}{A_v} < \frac{\tau_y}{F.S}$ تنش برشی

* $\delta_{max} <$ تغییر مکان مجاز

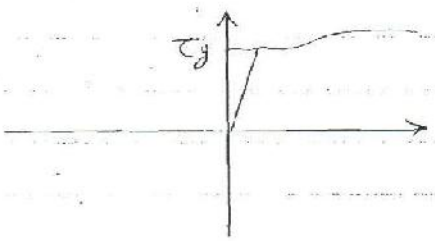
- معیار خمشی :

$$(f_b)_{max} = \frac{M_{max}}{S} \leq F_b$$ تنش مجاز خمشی



در بعضی مطالعات دقیق فشاری
دکتری بر اساس
با این شرط که کاهش مقاومت

* $F_b = \frac{F_y}{S.F}$ — $0.6F_y$ — $\frac{5}{3}$ یا 1.67



- معیار برشی :

www.ttnar.ir

* یکی راه این است که برعکس آن را اقدامش دهیم تا کانش به تأخیر بیفتد ؛

۲- * دال کانش را کوچک کنیم یا تعبیه تکیه گاه های جانبی ؛

* معیار کانش موضعی ؛

اجزایی که دچار بی ثباتی می شوند باید خود جدا را حاق کنیم ؛

* با این ترتیب این معیار هم در بین محدوده نوردها خواهد بود. * $\frac{b}{t}$ اجزای مقطع را کوچک کنیم ؛

تا جایی که تنش کانشی آنها از تنش تسلیم خارج رود ؛

* ۳ معیار اول به طور طبیعی وجود دارند در تیرهای کوتاه معیار تسلیم مرزی رودتر اتفاق می افتد اگر کمی مهارتر شود خیلی بهتر می شود

تیرهای بلند اول معیار تغییر شکل بعد معیار جانبی بعد مرزی ؛

- همیشه باید زمینا را متمرکز روی تیر برای تنش های لهیدگی را نگ فکری ایجاد شود ؛ و بطور کلی آن را وارد مسئله نمی کنیم

- در تیرهای نورد شده یا ورقی $\frac{b}{t}$ را همان اول کنترل می کنیم

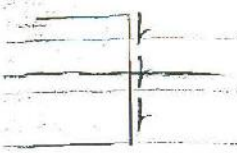
- در مورد تکیه گاه های جانبی و کنترل کانش باید کمان آن وجود داشته باشد از همه جهت این کار

- در هنگام ستونها همیشه مقاومت به صرفه نیست کانش را عقب بیندازیم از ضریب اطمینان کافی برخوردار می کنیم ، ACI 8 می گیریم

* اعضای خمشی با تکیه گاه جانبی کافی ، و مقطع غیر فشرده

www.tnar.ir

- جایی که تنش کششی جهت برش است. — وصف مقطع تنش برشی در حضور تنش عمودی در وصف دیگر در حضور تنش کششی است.



- در تمام طول تیر

اما اگر مقطع تحت برش را فشار دهیم؟

احتمال کمانش موضعی جان زیاد شده و دیگر تحمل

اقدام بر بارگی اتفاق خواهد افتاد کمش شود

$H.Tey =$

- میزان کاهش تنش برشی را تابعی از تنش کششی از دامنه مورد باید حساب کرد

مثل مقابل دو فولاد A با تنش احتمالی آن ۱۳۰ با تنش آن است هر چه بیشتر نا اضافی داشته باشیم H باریکتر می‌شود؟

$$(f_v)_{max} = \frac{V_{max}}{A_v} \leq \frac{F_y}{F.S} \rightarrow \begin{cases} 0.4F_y \\ 1.5 \end{cases}$$

علت کاهش ضریب اطمینان این است که تنش برشی در حضور فشار rate آن به برش بیشتر از کشش است.

- معیار تغییر شکل S

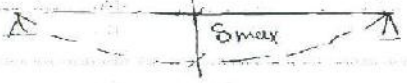
این معیار به خودی خود یک معیار آسایش است. اگر یک تیری خیلی زیاد دانسته باشد ممکن است از لحاظ باربری مشکلی نداشته باشد اما به لحاظ ایمنی می‌تواند احساس عدم آسایش کند.

این معیار به ما کمک می‌کند فاکتورهای اضافی تعیین می‌شود.

- یک معیار خدمت پذیری — Service ability

- یک فاکتور اضافی - معیار آسایش — comfort

- آب انبار بتنی نباید از قوس سقف باکف خیز دار



$$\delta_{max} \leq \frac{l}{180} \text{ یا } \frac{l}{240}$$

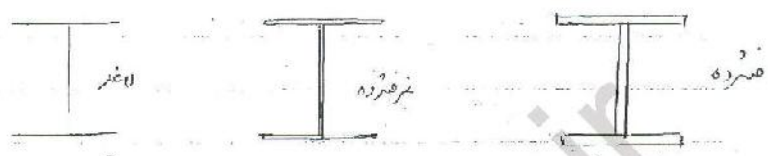
۱۸۰ یا ۲۴۰ یا ... از یک محاسبه آماری بدست می‌آید

همیشه تیرهایی که معیار تغییر آن در آن حاکم است خیز معکوس ایجاد می‌کنند تا وقتی بارهای زنده قرار می‌گیرد آن را جبران کند.

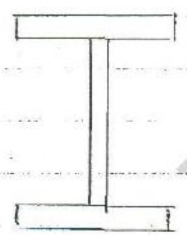
www.ttnar.ir

* مقاطع اعضای فشاری

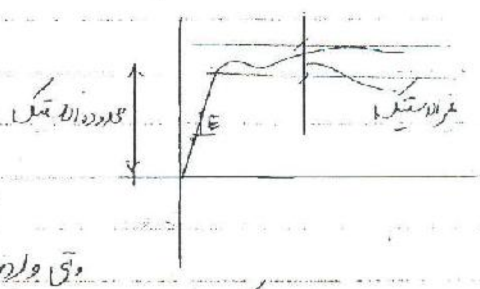
۳ دسته اند :
مقاطع فشرده
مقاطع غیر فشرده
مقاطع لاغر



- مقاطع فشرده : مقاطعی هستند که تنش کمانشی موضعی اجزای آن با فرض کمانش الاستیک از F_y بیشتر است.
- مقاطع غیر فشرده " " " تنش کمانشی اجزای آنها در حوزه غیر الاستیک از F_y بیشتر است.
- مقاطع لاغر " " " " موضعی اجزای آنها در حوزه الاستیک از F_y کمتر است.



$$* \quad f_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{(\frac{b}{t})^2}$$



وقتی وارد حوزه غیر الاستیک می‌شوم
E کاهش می‌یابد اگر از یک تئوری انتظار رفتار غیر الاستیک
داشته باشیم اجزای تیر تا شکل کمانش آن خیلی بیشتر است
اگر بخواهیم یک مقطع اجزای آن در حوزه غیر الاستیک کمانش موضعی بکند باید نسبت ابعادی
را چاق‌تر بگیریم

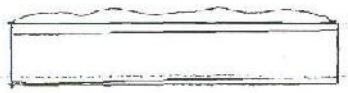
در جدول ص ۱۸ ابعاد مقاطع فشرده و غیر فشرده است

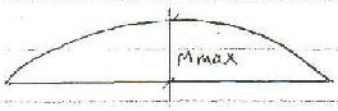
- در مقاطع غیرفشرده اتصال بال به جان یا اجزای مقطع به یکدیگر در تمام طول به طور پیوسته باشد.

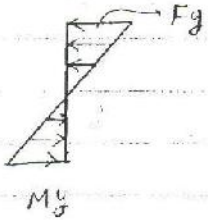
اگر اتصال به صورت متقطع باشد
در حالتی که اتصال دو سر بال
می‌تواند از جان بیرون بزند.

- در غیرفشرده حسن الزامی نداریم.

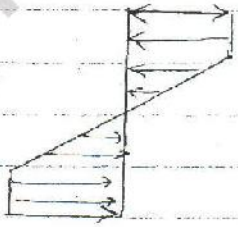
* اگر مقطع به صورت فشرده باشد







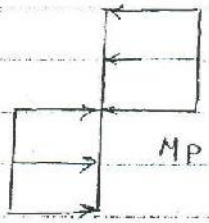
با اضافه کردن بار و خروج
آن که کاهشی مانع بارپذیری نشود



- حدفاصل My تا Mp ناحیه بارپذیری دارد

در این حالت بارپذیری مقطع را می‌توان با اندازه $\frac{Mp}{My}$ اندازه‌گیری داد

$\frac{Mp}{My} \simeq 1/1$



* $\frac{Zp\,Fy}{S\,Fy} = \frac{Zp}{S} \simeq 1/1$ مقاطع I شکل

- یعنی ۱۰٪ از توان بارپذیری مقطع را در حالتی که مقاطع ما جان فشرده

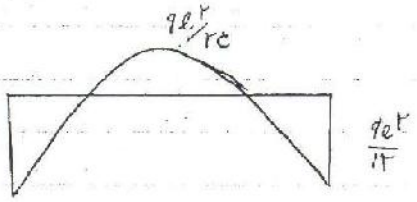
$F_b = (0/6\,Fy) \cdot 1/1 = 0/66\,Fy$

www.itnar.ir

- با تکیه تحت بار ستیک سازه باربری خود را از دست می دهد

$$(f_b)_{max} = \frac{M_{max}}{S} \leq F_b = 0.66\, F_y$$

تیر ناصین



اگر این مقاطع تکیه گاه حانبی کافی داشته باشد و فشرده باشد

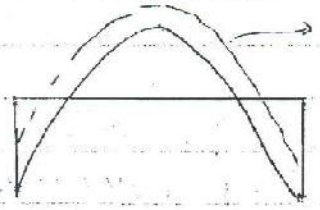
از دو انتهای تیر این اتفاق می افتد و در انتهای آن مفصل پلاستیک تشکیل می شود

در این حالت باز هم می توان بار را افزایش داد تا در وسط هم تنش به تنش پلاستیک تبدیل شود

با تکیه گاه جانبی کامل

- معنی خاصیت مقطع فشرده و تیر ناصین آنالیز پلاستیک می شود تا از باربری بیشتر استفاده کنیم یعنی علاوه بر لنگر اقدامی تنش مجاز از $\frac{Mp}{My}$ یک قابلیت دیگر قابلیت باز توزیع است.

- مقدار باز توزیع چقدر خلقی دارد؟



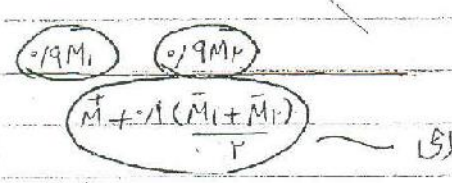
محل جابگذین لنگر خمشی با فرض باز توزیع

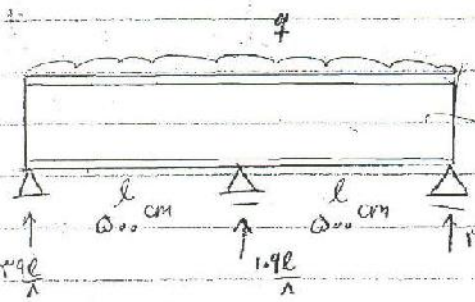
www.ttrar.ir

- باید یک حد بالایی برای بار توزیع در نظر بگیریم ؛ در این فرآیند توان مقاوم لنگر مثبتی روی تکیه‌گاه را به میزان ۱۰ درصد کاهش داد و به لنگر مثبت اضافه کرد ؛

- ۱۰٪ تنش مجاز را افزایش داده و ۱۰٪ نیاز را demand را با این آوردیم حدود ۲۰٪ باربری را افزایش دادیم

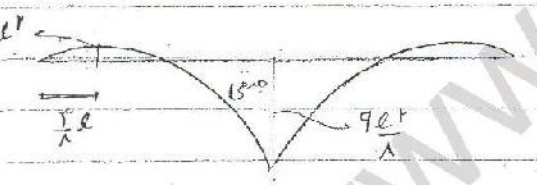
بار توزیع





- حداکثر مقدار q ؟
  - الف - بدون در نظر گرفتن شرایط فشردگی
  - ب - با در نظر گرفتن شرایط فشردگی مقطع

تیر دارای تکیه‌گاه جانبی کافی است ؛ $F_y = 2400$



IPE 240 ⟶ $S = 324$

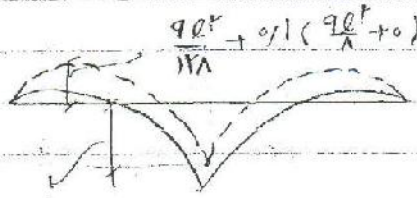
الف -

$F_b = 0.9 F_y$

$= 1440 \ kg/cm^2$

$F_b = 0.947 F_y = 1514 \ kg/cm^2$ ب -

$f_{b\,max} = \frac{M_{max}}{S} = \frac{q(500)^2}{\frac{8}{324}}$



$\rightarrow q \leq \frac{1440 \times 324 \times 8}{(500)^2}$

$q \leq 14.91 \ kg/cm$

$\leq 1.493 \ t/m$

$\frac{9\ell^2}{8} * 0.9 = 0.1139\ell^2$

$(f_b)_{max} = \frac{0.1139(500)^2}{324} \leq 1514$

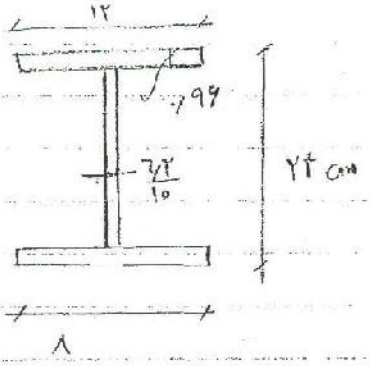
$\rightarrow q \leq 1.889 \ t/m$

www.ttner.ir

در حالت ۲ باید شرایط فشردگی برقرار باشد :

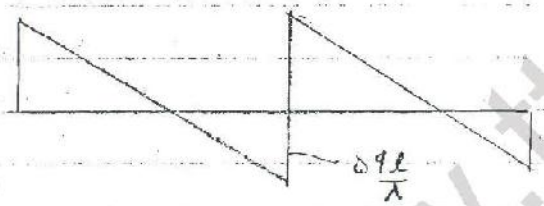
۱- پیوستگی اتصال اعضای مقطع در طول تیر ← برقرار است

۲- نسبت $\frac{b}{t}$ ...



$$* \quad \frac{\frac{b_f}{2}}{t_f} = \frac{12}{2\times 1.96} < \frac{0.56}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{22-2(1.96)}{0.92} \leq \frac{5.76}{\sqrt{F_y}}$$



$$\frac{\frac{9l}{8}}{24\times 0.92} \leq 1.4F_y \rightarrow q \leq 49.27 \frac{kg}{cm} \text{ یا } 4.927 \frac{t}{m}$$

پس جنس کنترل کننده است :

www.itnar.ir

اگر بتوانیم مهاربندی تیر را از بین ببریم می توانیم تا محدوده تسلیم و حتی غیر الاستیک از آنها بهره ببریم ؟

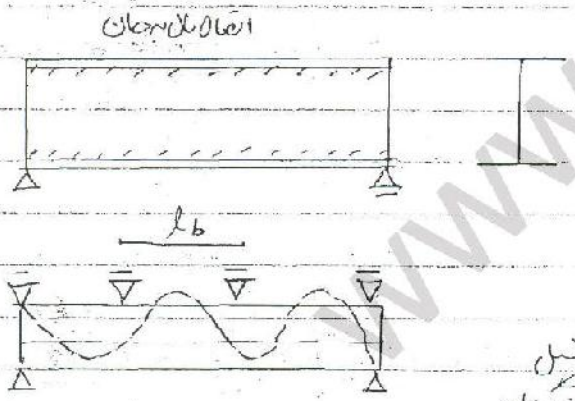
* تیرهای با مقطع فشرده دارای تکیه‌گاه جانبی کافی

- مقطع فشرده :
۱- انحنا و تغییر مکان پلاستیک بین ابتدای مقطع
۲- پتانسیل چرخش به مقدار حداقل

- تکیه‌گاه جانبی کافی :

* $L_b < L_c$ ← طول آزاد بال های فشاری

طول آزاد بین دو بال های فشاری که کمانش های جانبی و جابجایی دیگر از تسلیم به وقوع می پیوندد

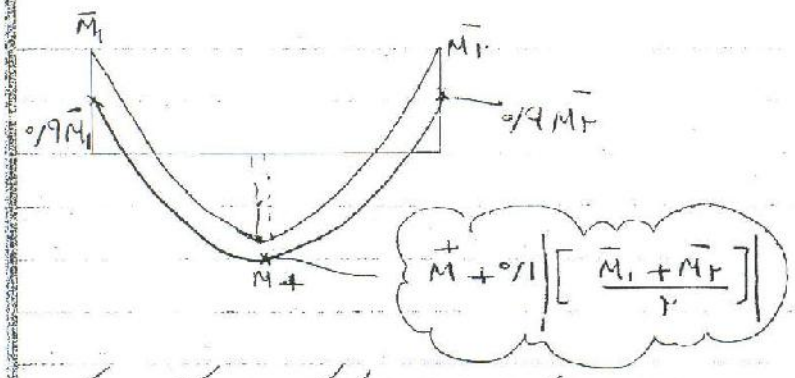


* در مقاطع غیر فشرده که ۱٫۲۷ داریم چون پتانسیل کمانش الاستیک داریم ضریب اطمینان بزرگتر بود

ضریب اطمینان را پایین تر اختیار می کنیم از ۱٫۲۷ به ۱٫۵

$f_b < F_b = 0.66 F_y = \frac{F_y}{1.5}$ در این صورت f_b موضوعی

* در ۱٫۲۷ امکان رفتن به حوزه غیر خطی را نداشتیم چون پتانسیل کمانش الاستیک بیشتر مفاهیم بود .
بعلاوه امکان باز توزیع در لنگرهای خمشی ؛



مجموع این عوامل موجب افزایش ظرفیت حدود ۱۰٪ است که میتوانیم تیرهای کوچکتر و درنتیجه کمتر وزن کمتر را با اندازه تیرهای ضرگیر و وزن بیشتر بکاربریم.

مرحله طراحی

در ساختمان‌های بتونی که حتمی نامشناخته داریم این ضریب اطمینان بدلیل عدم شناخت کافی است اما در یک ساختمان موجود را میخواهیم تحلیل کنیم که هم بار آن هم روش ساخت آن معلوم است تنش‌های ناشی از بارگذاری را بدست می‌آوریم نیازی هست که ضریب اطمینان بزرگتری بکار ببریم؛ چون عدم اطمینان است نه مصالح نداریم از طرفی نسبت به بارگذاری هم شناخت داریم ولی کاهش هست معلوم نباشد پس ضریب اطمینان مربوط به آن را بررسی می‌کنیم؛ پس یک ضریب اطمینان کم می‌توان بکار برد؛

* لنگری که باعث ناپایداری تیر شده است را M_{cr} می‌نامیم

$M_{cr} >> M_y$

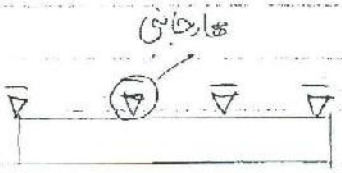
$\downarrow$

۱۳ تن‌متر >> ۱۲ تن‌متر

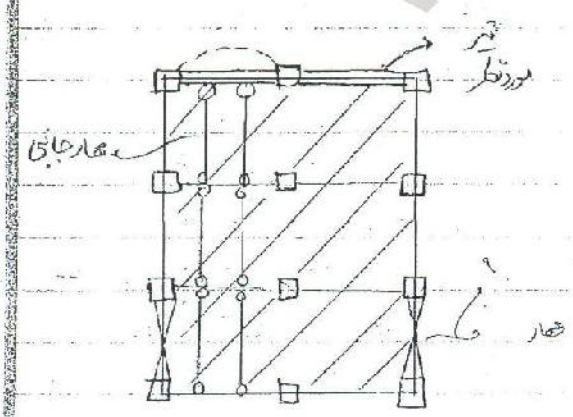
یعنی از لنگر تسلیم به مراتب بزرگتر است؛ در مرحله قبل؛

ساده‌ها از مرحله تسلیم خراب رفته است

تکیه‌گاه‌ها یا ستون یا دیوار است که مشخص است؛



مهاربندی می‌گذارد تیر از صفحه خارج شود



www.tnaf.ir

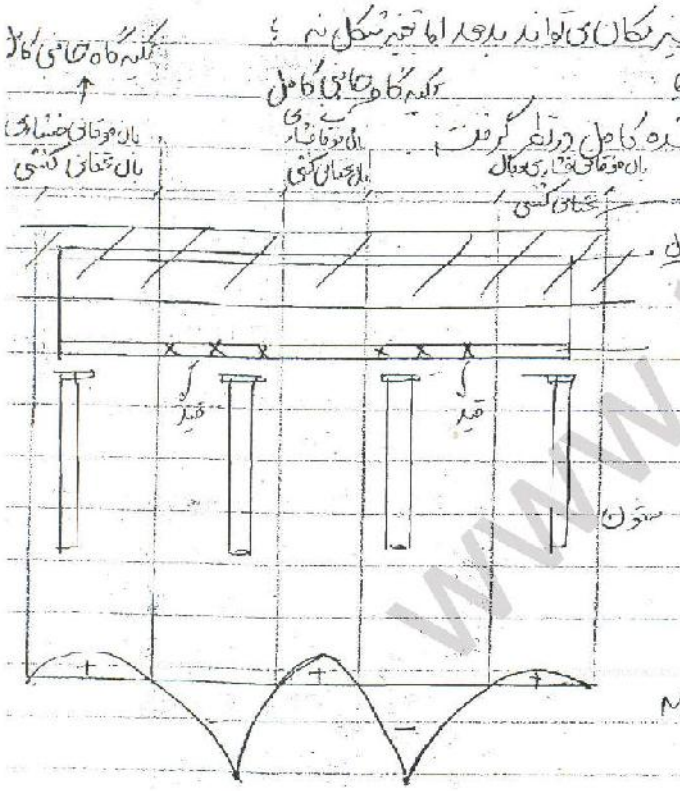
اگر این ۲ تا تیر را با هم جابجا نکنیم هنوز هم می‌توانند با هم به جلو و عقب حرکت می‌کنند

هگر این که تکیه‌گاه جابجایی به یک سازه سخت دیگر متصل شده باشد ؛ مثلاً یک هاردیگ شده باشد :

* بال تیر داخل سقف
* خود سقف می‌تواند یک هاردی
را می‌توان هاردنده
تیرها باشد ؛
کامل در نظر گرفت
و اگر خود سقف صلب باشد ؛

دینامیک است

و لازمه آن این است که خود سقف تغییر شکل ندهد ؛ تغییر مکان می‌تواند بدهد اما تغییر شکل نه ؛
سقف نمی‌تواند داخل صفحه خمش کند پس صلب می‌ماند ؛
پس بحثی از این که داخل سقف است را می‌توان هاردنده کامل در نظر گرفت



نگرشیت جایی است که فشار در ناحیه فوقانی و کشش در ناحیه تحتانی است

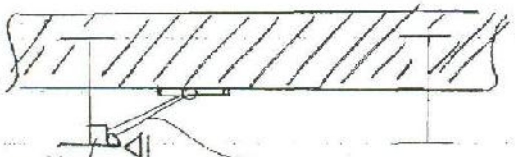
بال فوقانی در بین سقف صلب است پس در ناحیه M^+ تکیه‌گاه جابجایی کامل وجود دارد ؛ پس برای بال فشاری

در ناحیه نگر منفی بال فوقانی تحت کشش است فلذا به هاردنده دیگر بال تحتانی فشاری است که بیرون از سقف و آزاد است
پس باید یکپری قیود را آن گذاشت . تا حرکت خارج صفحه نداشته باشیم .

www.ttnar.ir

این تکیه گاه های جانبی را باید به یک المان صلب بدهیم ؛

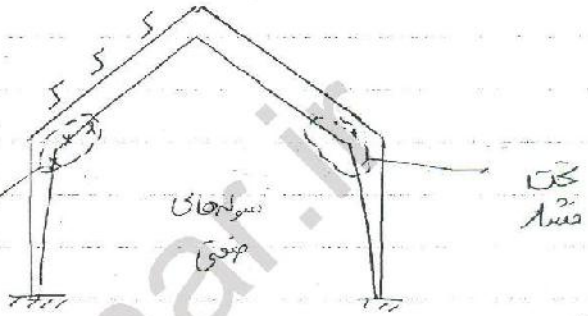
* مقطع عرضی :



تکیه گاه جانبی
به این صورت
عمل می کند

تکیه گاه جانبی
برای بال فشاری
پایین

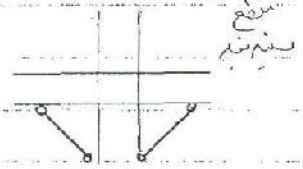
تکیه گاه جانبی باید در فاصله کافی باشد ؛



المان های
بال آزاد را به سقف می بندند ← به این المان ها
بست بند گویند

بست
فشار

سوله های
صنعتی

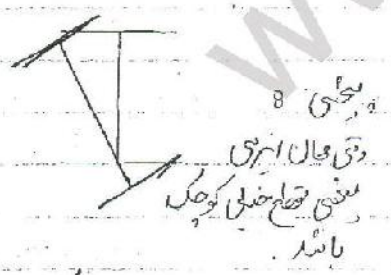


مقطع
بست بند

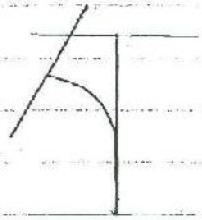
* اگر این کار را نکنیم و این شرایط را ایجاد نکنیم اول کانش اتفاق می افتد و سوله تسلیم ؛

* برج هایی که پتانسیل کانش جانبی بخش تحت اثر بارهای وارده دارند 8

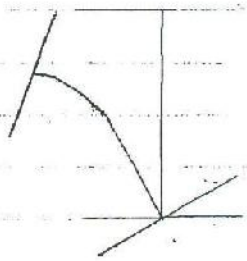
عم کانش جانبی دارند هم می پیچند ؛



پیچشی 8
دقیقا مثال اینجا
یعنی مقطع خیلی کوچک
باشد .



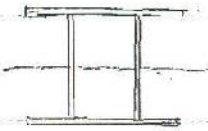
کانش جانبی



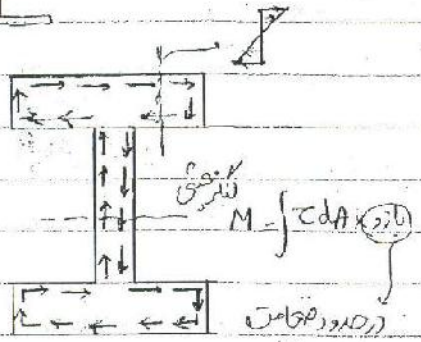
جابجایی پیچشی

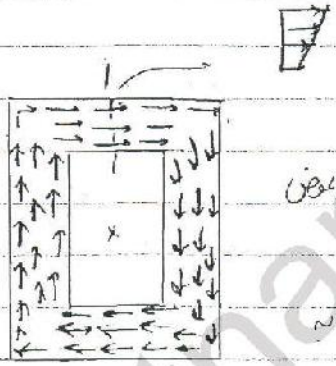
www.tnar.ir

اگر یک جان دیگر برای مقطع بگذاریم



این مقطع برای لنگر
یکجا برای مجموعی دارد
یک مقطع بسته برای لنگر
پیچشی بالا خوبی دارد





تنش های حاصل
می شود:

در اینجا بازوی لنگر خمشی نسبت به
مرکز مقطع خیلی مرتفع است
نسبت به مقطع باز؛
پس برآمد تنش ها در این
حالت لنگری در حدود ۱۰۰۰ برابر
مقطع باز به بالا دهد

در حدود ضخامت
اجزای مقطع
است.
چون اثر حدود
برش همگن را تا حدودی از بین می برند

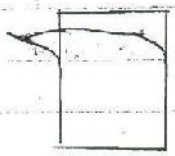
مقطع باز «حدود برش»

گاهی یک مقطع طوری شکل بخواهد کاتش کند در مقابل پیچش، مقاومت زیادی در مقابل پیچش خواهد داشت

* مقاطع I شکل به دلیل کم بودن مقاومت پیچشی یک مقطع خیلی ضعیف است بنابراین زیادی برای پیچیدن دارد؛

* پس یکی از راه های جلوگیری از کاتش پیچشی آن است که مقطع را از حالت باز به بسته تبدیل کنیم؛

* برای کاتش خاص خیلی می توان کاری کرد؛ حتی مقطع فولی هم می تواند کاتش خاصی کند



مقطع I شکل یک مقطع خوب است؛ برای کاتش آن را در نظر بگیرم؛

www.tthar.ir

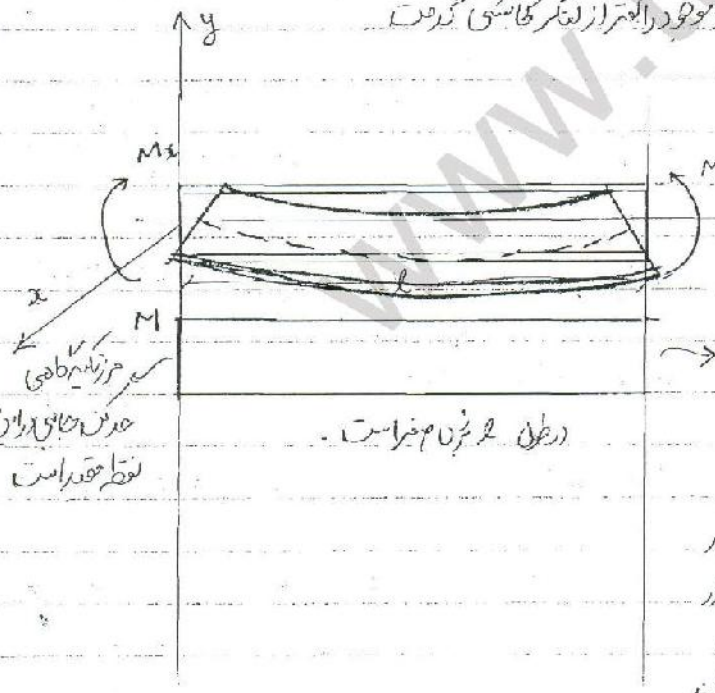
* در مقاطع سنگین به دلیل :
۱- بازوی بسیار زیاد در حدود ابعاد کل مقطع ← تا مرکز ثقل
۲- توزیع تنش عرضی یکنواخت در تمامی اجزاء

مقاومت کافی ← یعنی بسیار زیاد وجود دارد .

* در مقاطع باریک دال :
۱- بازوی بسیار کم (در حدود ضخامت) « کمتر از ضخامت اجزاء »
۲- توزیع تنش بسیار غیر یکنواخت و از صفر (ماکزیمم) به صفر (مینیمم) در ضخامت اجزاء

مقاومت کافی ← یعنی بسیار کم دارند ؛
که باعث آسیب پذیری مقاطع باز در تحمل کافی پیچشی است .

* در تیر مورد نظر ، تنش های فشاری ناشی از خمش یکدیگر را خنثی می کنند و تیر دارای تعادل است . حال آن که این اعداد قبل از تسلیم ایجاد شوند . اگر سازه با اندازه کافی قدرتمند باشد مانع کاهش قبل از تسلیم می شوند در این صورت باید مقدار تنگر کافی را بدست آورد و با یک ضریب اطمینان لنگر موجود را کمتر از لنگر کافی گرفت .

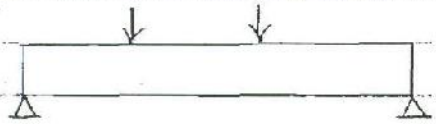


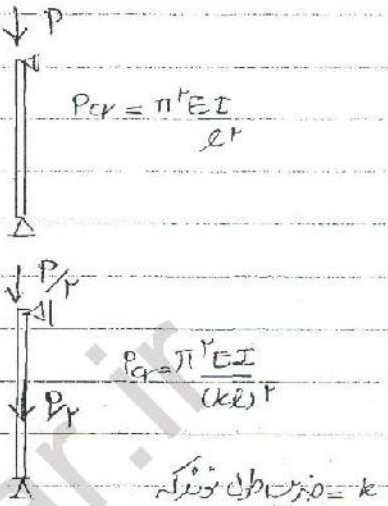
« کاملاً جدا از طرفین »
« خمش خالص »
« pure bending »

انتظار مطلوب آن است که حرکت تیر تحت خمش وارده در صفحه z-y صورت گیرد ، یعنی تمام تارهای در محور خنثی تحت کشش و تارهای بالای محور خنثی تحت فشار قرار گیرند به طوریکه مقطعات عمود بر محور خنثی قبل از خمش به صورت صفحه و هم چنین عمود بر محور خنثی بعد از خمش قرار گیرند .

هر سیر برنولی

اگر یک ستون یک طرف و یک ستون یک طرف دیگر با شرایط حالت تکی یکپارچه داریم.

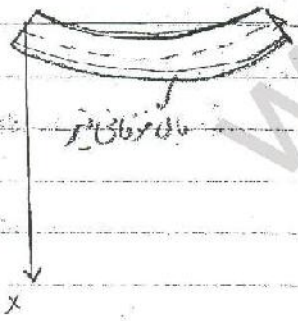




k = ضریب طول موثر که در گام بعدی نحوه تعیین آن را خواهیم دید.

حالا ما معادلات را برای ساده‌ترین حالت یعنی حالت مفصلی خالص می‌کنیم و بقیه حالات را به صورت کسری از حالت مفصلی خالص می‌گیریم.

* در ستون‌های بلند که رفتار خرپشی حاکم است فرضیه برنولی نقض می‌شود یعنی هر صفحه‌ای عمود بر محور ستون که قبل از تغییر شکل عمود بر محور ستون بود پس از تغییر شکل دیگر عمود بر محور ستون نیست.



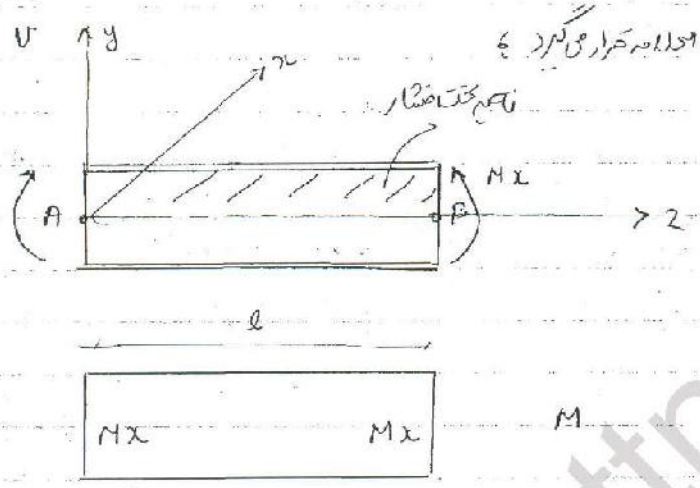
اما معمولاً این نیرو از صفحه YZ خارج می‌شود.

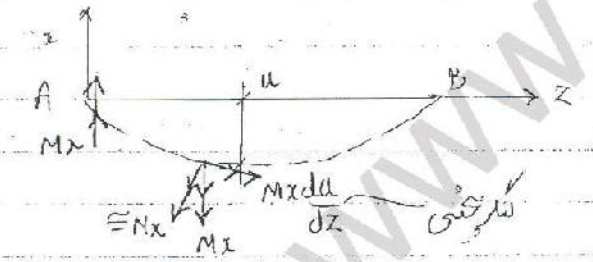
www.ttnar.ir

نقش های متداول ناشی از جنس در اثر ای تغییر تانسیل کاهش را در عضو ایجاد می کند

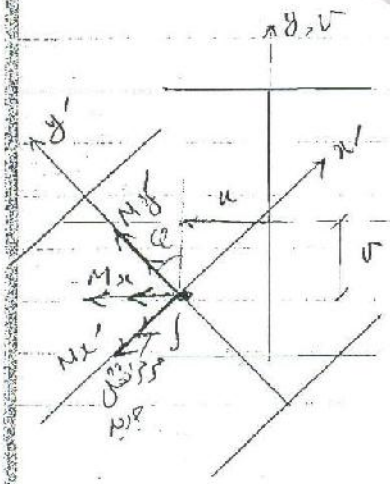
- نقاط A و B به B و A ثابت جابجا شده اند ؛

در نقاط B و A تحت اثر دو لنگر مساوی و مخالف همواره قرار می گیرد ؛





Mx لنگر خمشی
و یک مؤلفه عمود بر مقطع
نیز ظاهر خواهد داشت



$$\begin{cases} My' = Mx \sin\Phi \\ Mx' = Mx \cos\Phi \cong Mx \end{cases}$$

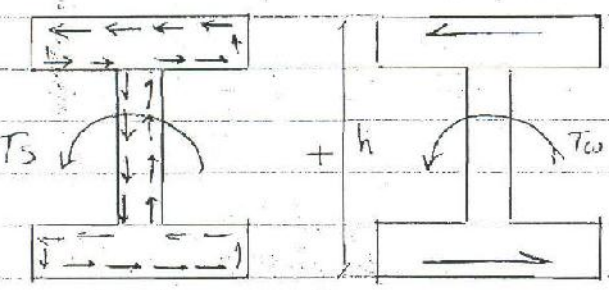
از طرفی $Mx = -EI_x \dfrac{d^2v}{dz^2}$ ایجاد تغییر شکل حول y می کند

$$* \quad My' = Mx\,\Phi = -EIy\,\frac{d^2u}{dz^2}$$

بازای گشتاور خمشی ایجاد شده در مقطع داریم

$$T = Mx\,\frac{du}{dz} = Ts + Tw$$

Ts: بخش خالص — Tw: بخش ناشی از نابعدلی



گردیان کرنش در مقطع
داخل و بیرون مقطع
یکسان نیست.

$$My' = Mx\,\Phi = -EIy\,\frac{d^2u}{dz^2} \qquad (1)$$

$$Tw = Vf\,h = -EI_f\,\frac{d^3u_f}{dz^3}\,h$$

I_f ممان اینرسی بال

$$Ts = GJ\,\frac{d\theta}{ds}$$

$$* \quad Mx\,\frac{du}{dz} = GJ\,\frac{d\theta}{dz} - EI_f\,\frac{d^3u_f}{dz^3}\,h$$

$$* \quad Mx\,\frac{d^2u}{dz^2} = GJ\,\frac{d^2\theta}{dz^2} - EI_f\,h\,\frac{d^4u_f}{dz^4}$$

با مشتق گیری از (1) $\Longrightarrow$

$$* \quad ECw\,\frac{d^4\theta}{dz^4} - GJ\,\frac{d^2\theta}{dz^2} - \frac{M_x^2\theta}{EIy} = 0$$

www.ttnar.ir