

www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسين عمران

ارائه كتابها و جزوات رايجان مهندسي عمران

بهترين و برترين مقالات روز عمران

انجمن هاي تفصلي مهندسي عمران

خوشگاه تفصلي مهندسي عمران

فصل اول

۱-۱- اعضای کششی

اعضای کششی اعضائی هستند که تنشهای غالب در آنها ناشی از نیروی کشش باشد و بعنوان تیرهای کششی در سازه‌های خریایی، سازه‌های مهاربندی شده، بصورت تیرهای آویز در پلهای قوسی شکل (شکل ۱-۳ کتاب پل اهواز)، بعنوان میله‌های کششی در سقف‌های شیبدار، بعنوان میله مهار در اتصال پای ستونها به شالوده و هم چنین بعنوان ورقهای اتصال در اتصال قطعات ساختمانی به یکدیگر و یا به صورت دیگر مورد استفاده قرار می‌گیرد. برای باربری عضو، نوع مصالح فولاد و مساحت سطح مقطع و برای انجام اتصالات، شکل مقطع تعیین کننده می باشد.

۱-۲- انواع اعضای کششی

بعنوان عضو کششی هر نوع مقطعی که قابل اجرا در سازه بوده و براحتی قابل اتصال به عضوهای دیگر سازه باشد مناسب است. عوامل تعیین کننده در انتخاب نیمرخ عبارتند از:

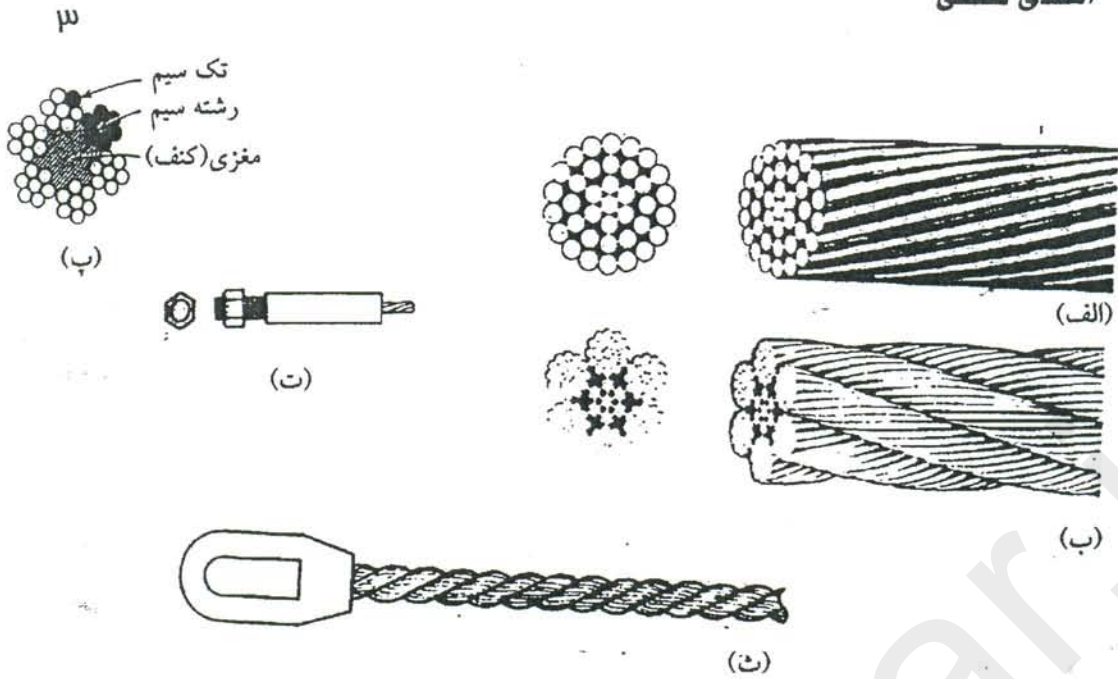
- میزان نیرو و نوع مصالح و مقاومت کششی آن

- ضریب لاغری

- میزان لنگرهای خمشی و یا سایر نیروها علاوه بر نیروی کششی

- نوع اتصالات

- ملاحظات معماری و زیبایی



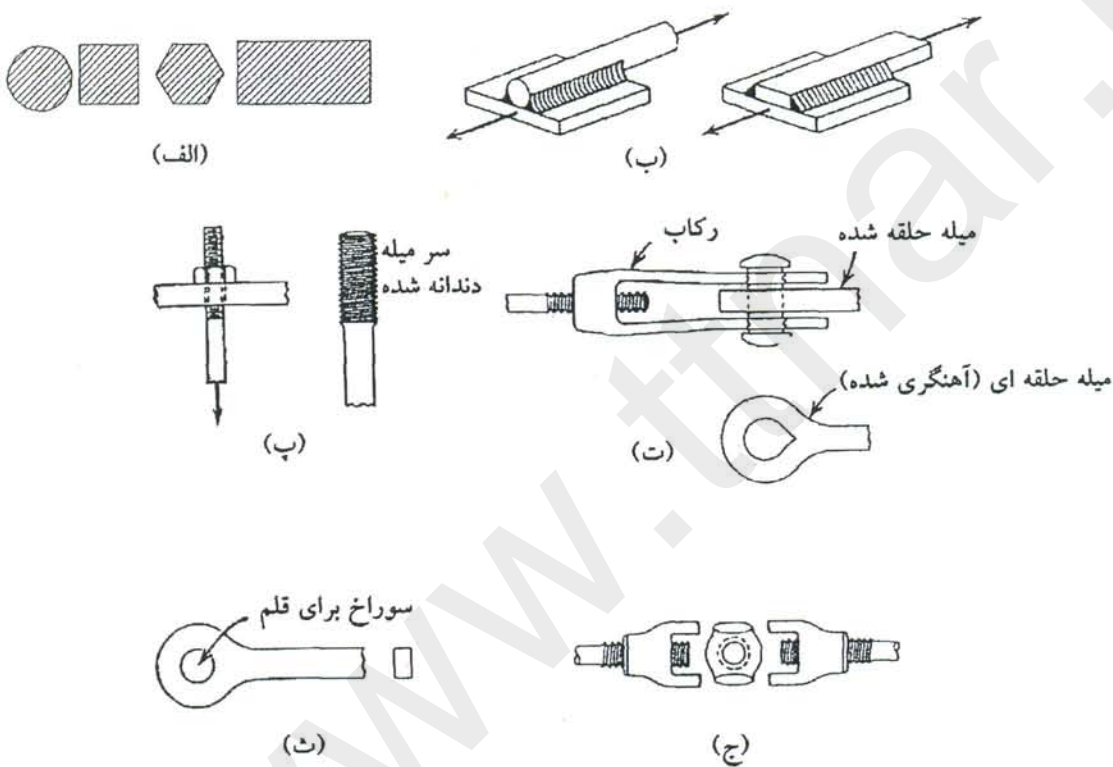
شکل ۱-۱- طناب‌های بافته شده - الف) طناب مفتولی - ب) طناب رشته‌ای - پ) مقطع

طناب رشته‌ای - ت) سه طناب پیچی - ث) سه طناب قلابی

ب) میله‌ها^۱ و تسمه‌ها^۲

میله‌ها با مقطع گرد، چهار گوش و شش گوش و هم چنین تسمه‌ها برای نیروهای کوچک بکار می‌روند. این مقاطع بعنوان مهاربندی (قطری) و یا میله‌های کششی در سازه‌های سبک استفاده شده و اگر طول قطعات زیاد باشد جهت کاهش خیز فقط در بخش‌هاییکه در صفحات قائم قرار دارند مورد استفاده قرار می‌گیرند. جنس مصالح معمولاً از فولادهای ساختمانی می‌باشد. در شکل ۱-۲ انواع مقطع و برخی از اتصالات متداول این اعضای نشان داده شده است. دندانه کردن سرمیله (شکل ۱-۲-پ) باعث کاهش سطح مقطع خالص و در نتیجه مقاومت می

گردد (بخش اتصالات - فصل ۵ کتاب اول). هزینه ساخت میله‌هایی که سر آنها پهن تر گردیده است زیاد بوده و در پروژه‌های خاص مورد استفاده قرار می‌گیرد. اتصال رکابی پیچی قابل تنظیم می‌باشد (شکل ت). تیرهای چشمه‌ای برای اتصالات قلمی بکار رفته و طرز محاسبه و طراحی آنها در فصل ۷ کتاب اول ذکر شده است.



شکل ۱-۲- عضوهای کشش میله‌ای و تسمه‌ای و اتصالات آنها - الف) میله‌ها و تسمه‌ها - ب)

اتصال جوشی - پ) اتصال پیچی سر میله - ت) اتصال رکابی پیچی - ث) تیر چشمه‌ای (پهن

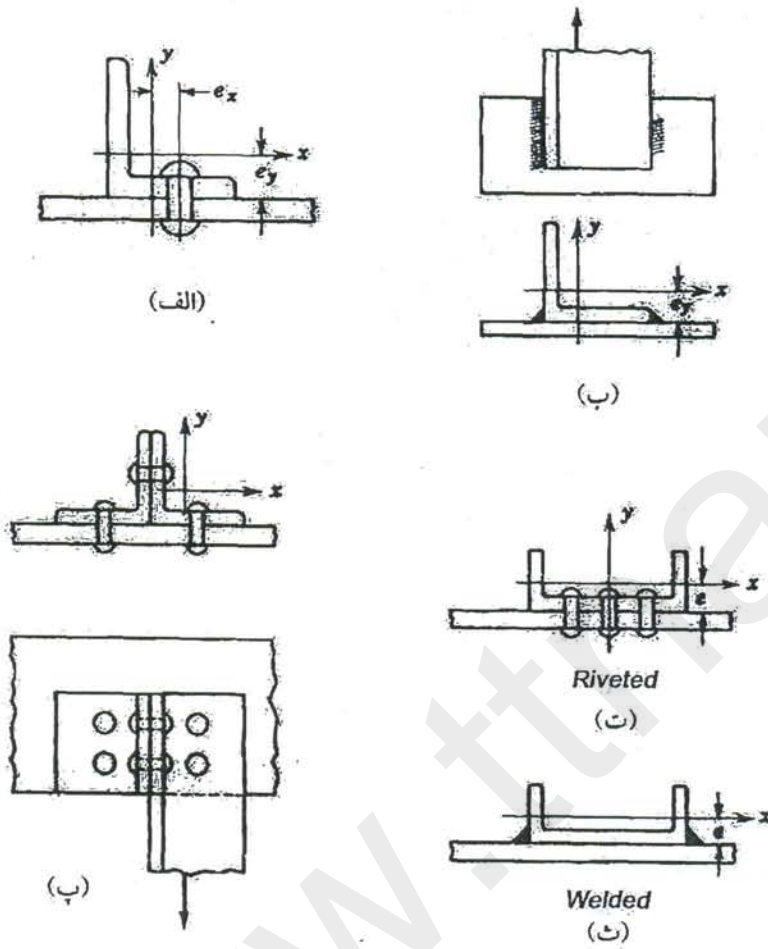
شده) - ج) اتصال قورباغه‌ای (بست قورباغه‌ای)

میله‌ها و تسمه‌ها بعلت داشتن سختی کم تحت اثر وزن خودشان خم شده و بخصوص در زمان نصب دارای خیز می‌باشند و جاسازی آن در سازه با مشکل روبرو می‌شود. در این گونه موارد از بست قورباغه‌ای استفاده می‌شود.

ت) تک نیمرخ^۱ نبشی ناودانی

نیمرخ نبشی و ناودانی نسبت به میله و تسمه دارای سختی بیشتری می‌باشد و بعنوان تک نیمرخ در مهاربندی‌هایی که دارای نیروی کوچک میباشد کاربرد زیادی دارند. این نیمرخها در مهاربندی‌هایی که جهت نیرو در آنها تغییر پیدا می‌کند (مثل اثر باد و زلزله که تغییر جهت می‌دهد) مناسبتر می‌باشند. (شکل ۱-۳) انواع اتصال نبشی و یا ناودانی را به سازه نشان می‌دهد. قابل توجه است اگر فقط یک بال نبشی اتصال یابد (شکل الف و ب) اتصال دارای دو خروج از مرکزیت نسبت به محور نبشی می‌باشد و باید اثر لنگرهای اضافی در محاسبه تنش مد نظر قرار گیرد و یا تنش‌های مجاز کاهش یابند. در اتصال نبشی با استفاده از نبشی بست (شکل پ) خروج از مرکزیت فقط نسبت به محور X (در نتیجه لنگر اضافی حول محور X) خواهد بود. بهمین ترتیب در اتصال ناودانی (شکل ت) چه به کمک پیچ یا پرچ و یا بوسیله جوش خروج از مرکزیت نسبت به محور X می‌باشد.

^۱Single structural shaps



شکل ۱-۳- اتصال نیمرخ نبشی و ناودانی - الف) اتصال به کمک پیچ یا پیچ - ب) اتصال

جوشی - پ) اتصال با نبشی بست - ت) اتصال ناودانی به کمک پیچ یا پیچ - ث) اتصال

ناودانی به کمک برش

ث) تک نیمرخهای دیگر

کلیه نیمرخهای دیگر بعنوان اعضای کششی در ساختن خرپا و بعنوان مهاربندی و یا اعضای

آویز کششی مورد استفاده قرار می گیرند. برای نیروهای کم، نیمرخهای سپری، IPE، INP،

لوله و قوطی و برای نیروهای زیاد، نیمرخهای IPB و لوله‌های بزرگ بکار می‌روند. (شکل ۲-۳ کتاب اول)

ج) نیمرخهای زوج و مرکب^۱

در سازه‌های خرپایی، مهاربندی شده و آویزها جهت انتقال نیروهای بزرگ، افزایش سختی خمشی، کاهش لنگرهای ناشی از خروج از مرکزیت نیروها در محل اتصال و به جهت کاهش سطح محل اتصال، از نیمرخهای زوج و یا نیمرخهای مرکب ساخته شده استفاده می‌شود. شکل ۱-۴ انواع نیمرخهای زوج نبشی و یا ناودانی را نشان می‌دهد. جهت اتصال نیمرخهای زوج به اعضای دیگر معمولاً از صفحات اتصال^۲ در محل اتصال استفاده می‌شود. برای دوختن اعضای به یکدیگر و تشکیل یک عضو با عملکرد یکپارچه اعضای بست بصورت موازی^۳ (بطور مثال صفحات بست شکل ۱-۱۶-ت) و یا بصورت مشبک^۴ (یعنی مشابه خرپا شکل ۱-۱۶) بکار می‌روند.

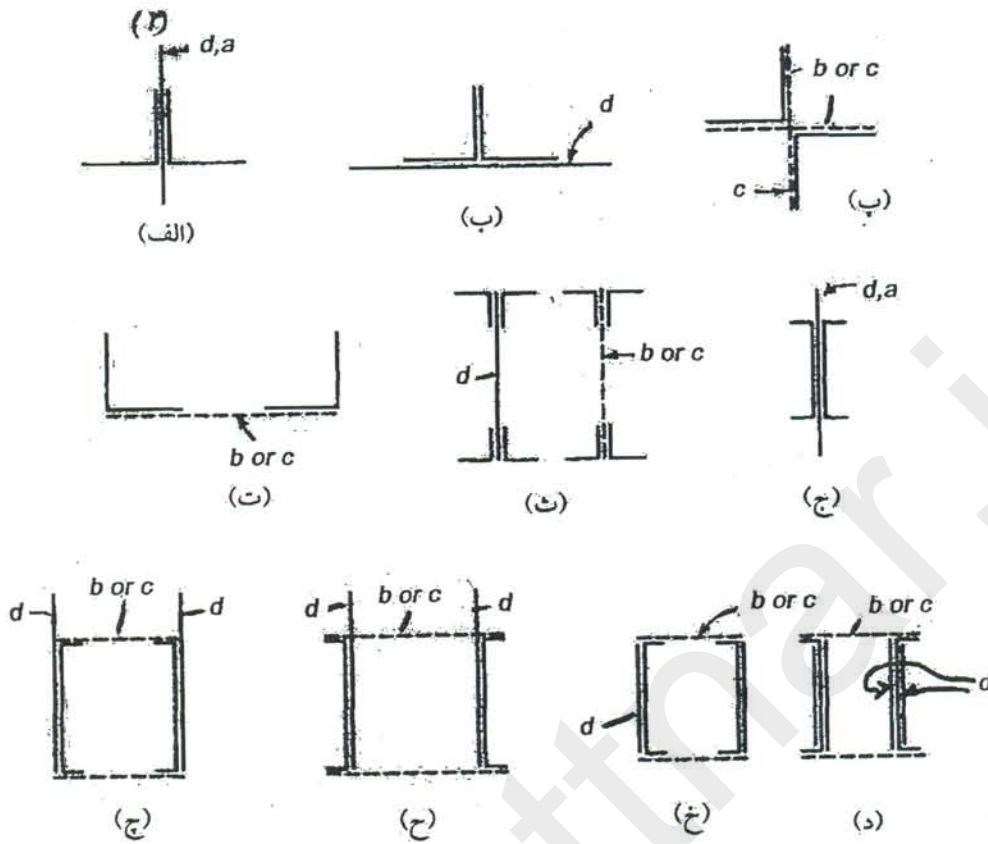
برای نیروهای خیلی بزرگ در سازه‌های سنگین و خرپا با دهانه بزرگ از نیمرخهای مرکب استفاده می‌شود. نیمرخهای مرکب با استفاده از ورق بدون نیمرخهای نورد شده و یا به‌همراه آنها ساخته می‌شود. شکل ۱-۵ نمونه‌هایی را نشان می‌دهد، شکل الف نیمرخ مرکب با استفاده از نبشی و تسمه‌های دوخت را نشان می‌دهد. بقیه شکلها نیمرخهایی را که از ورق ساخته شده اند و به آنها نبشی جوش شده است نشان می‌دهد.

¹ Built – up Members

² Gusset plates

³ Balter plates

⁴ Lacing



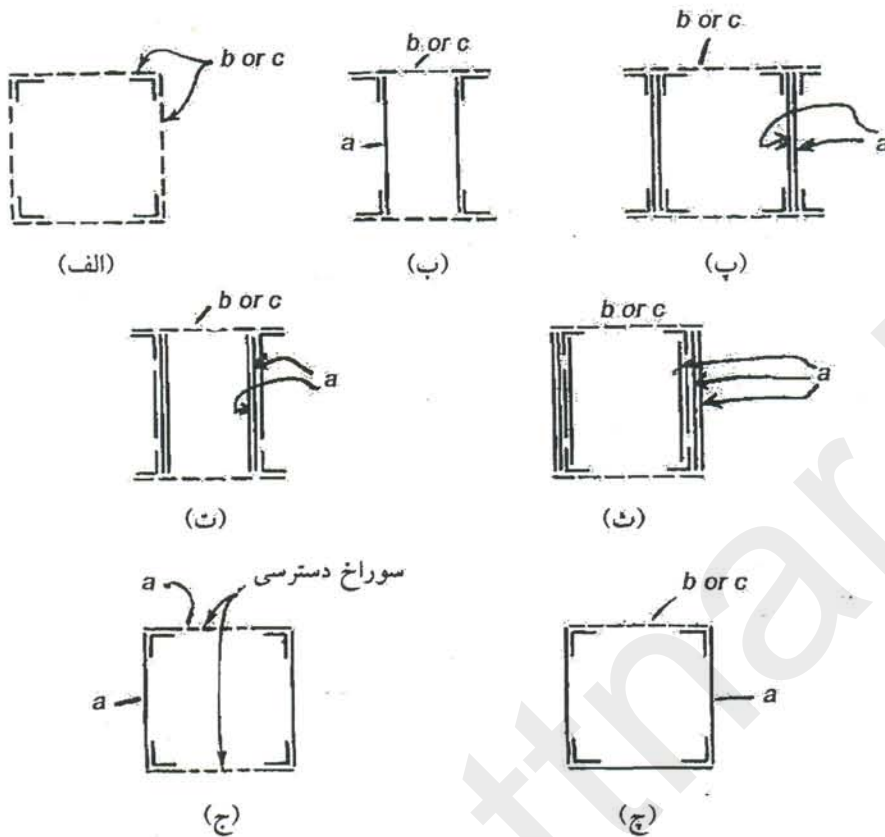
شکل ۱-۴- نیروهای زوج و مرکب متشکل از نبشی یا ناودانی - الف) دو نبشی با پشت بند -

ب) نبشهای چسبیده بهم با ورقهای بست در دو جهت - ت) نبشی‌های با فاصله و صفحات

مشبک - ث) چهار نبشی در محل اتصال و یا بست مشبک - ج) دو ناودانی با بست پشت بند

چ) تیرمشبک در محل اتصال - ح) تیر مشبک در محل اتصال - خ) تیر مشبک در محل

اتصال - د) تیر مشبک در محل اتصال با دو صغه اتصال



شکل ۱-۵- نیمرخهای مرکب ساخته شده از ورق و نبشی - الف) تسمه سرتاسری - ب) ورق

بست موازی - پ) ورق بست مشبک - ورق اتصال در محل اتصال

شکل مقطع نیمرخهای مرکب در تطابق با سازه و راحتی اتصال و با توجه به میزان سختیهای

مورد لزوم برای سازه و مسائل اقتصادی انتخاب می شود.

۱-۳- محاسبه و کنترل تنشها

الف) مقاطعات بدون سوراخ

اگر P نیروی وارد بر عضو بصورت کششی در جهت محور عضو و در مرکز ثقل مقطع آن باشد ،

تنش حاصله F_u در مقطع یکنواخت بوده و از رابطه ساده زیر محاسبه می گردد که در آن

$$f = \frac{P}{A} \quad (1-1)$$

سطح مقطع با A نشان داده شده است.

فرض پخش یکنواخت تنش در حالتی صحیح است که مقطع صاف ، پس از وارد شدن نیرو ،

صاف باقی مانده و هیچگونه اعوجاجی (ناشی از برش) در سطح مقطع حاصل نگردد. این

موضوع نه تنها برای محدوده ارتجاعی (الاستیک) مصالح بلکه برای حد خمیری (پلاستیک)

آن نیز صحیح است. پخش تنش روی مقطع تحت بار مرکزی در محدوده خمیری تا نزدیکی

حد گسیختگی F_u حدوداً یکنواخت می باشد.

در طراحی قطعات بدون سوراخ کششی در روش تنش مجاز از رابطه زیر استفاده می شود:

$$f_t = \frac{P}{A_g} \leq F_t \quad (2-1)$$

که در آن ، P : نیروی کششی ، A_g : سطح مقطع کل عضو کششی ، F_t : تنش کششی موجود و

f_t : تنش مجاز می باشد.

تنش کششی مجاز در آئین نامه های ساختمانی فلزی داده شده است و مقدار آن از تقسیم

مقاومت ماده به ضریب اطمینان FS حاصل می شود . (بخش ۳ کتاب اول)

باتوجه به اینکه فولاد ساختمانی یک جسم ارتجاعی - خمیری به همراه سخت شدگی مجدد

تاگسیختگی نهائی می باشد (شکل ۱-۶ الف) و دارای دو حد شاخص خمیری (جاری شدن) F_y

و گسیختگی F_u می باشد ، بعنوان بار نهائی میتوان بار حد جاری شدن یا بار گسیختگی را

انتخاب کرد . طبیعتاً ضریب اطمینان FS برای بار گسیختگی بزرگتر از ضریب اطمینان برای

بار حد خمیری خواهد بود. در آئین نامه‌ها به عنوان معیار بار نهائی اغلب بار حد خمیری مورد استفاده قرار می‌گیرد. یکی از علل آن تغییر شکلها می‌باشند. تناسب کرنشهای حد جاری شدن فولاد ساختمانی ϵ_y و کرنش حد گسیختگی ϵ_u حدوداً به شرح زیر می‌باشد (شکل ۱-۵ الف)

$$\epsilon_y / \epsilon_{pl} / \epsilon_u \approx 0.2 / 2.5 / 25 (\%) \quad (۳-۱)$$

یعنی موقعیکه بارگذاری فولاد از حد خمیری تجاوز نماید تغییر شکل آن بطور ناگهانی از ۰.۲٪ به ۲.۵٪ یعنی حدوداً به ۱۲.۵ برابر رسیده و در حد گسیختگی به ۱۲۵ برابر می‌رسد. یعنی تغییر شکل به حدی می‌رسد که سازه عملاً قابل بهره‌برداری نخواهد بود. در عمل بارهای وارد بر سازه چنان انتخاب می‌شوند که با در نظر گرفتن حاشیه اطمینان تغییر شکلها کوچکتر از ϵ_y باشند.

علت دیگر انتخاب حد خمیری به عنوان بار نهائی، امکان استفاده از محاسبات ساده برای تحلیل و طراحی سازه می‌باشد. محاسبات سازه برای حد گسیختگی بجز برای موارد خیلی ساده با مشکلات فراوانی همراه بوده و فقط در پژوهشهای علمی بکاررفته است و استفاده عملی از آنها هنوز مقدور نمی‌باشد. با توجه به مطالب ذکر شده و با انتخاب حد جاری شدن F_y به عنوان بار نهایی و با استفاده از نمودار ایده آل تنش و کرنش (شکل ۱-۶ ب) می‌توان تنش مجاز را بشرح زیر نوشت:

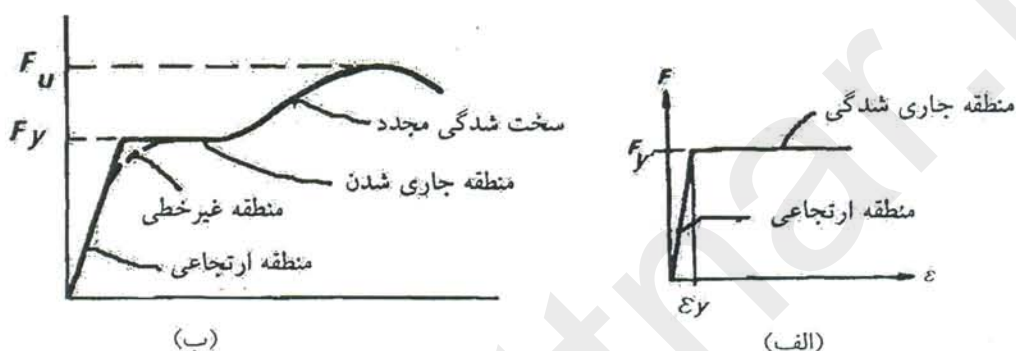
$$F_t = \frac{F_y}{FS} \quad (۴-۱)$$

مقدار ضریب اطمینان FS در کلیه آئین نامه‌ها یکسان نبوده و مقدار آن در محدوده ۱.۵-۱.۶۷ است و در گذشته براساس تجربه و امروزه با استفاده از روشهای آمار و احتمالات بدست می‌آید.

$$F_t = \frac{F_y}{1.67} \dots \frac{F_y}{1.5} = 0.60F_y \dots 0.67F_y \quad (۵-۱)$$

در آئین نامه مساف (آئین نامه وزارت مسکن و شهرسازی ایران مرجع λ) $FS=1.67$ و مقدار تنش مجاز برابر است با (مساف بند ۱۰-۱-۴-۱)

$$F_t = 0.60F_y \quad (۶-۱)$$



شکل ۶-۱- نمودار تنش و کرنش فولاد - الف) نمودار واقعی بطور شماتیک - ب) نمودار

ایده آل در محاسبات

اگر بار بصورت متمرکز در قسمت کوچکی از سطح مقطع وارد شود، پخش تنش در نزدیکی بار متمرکز یکنواخت نبوده و تغییر شکل موضعی بزرگ تمرکز تنش در محل بار متمرکز شده و با فاصله گرفتن از محل نیرو پخش تنش کم کم به حالت یکنواخت در می آید. شکل ۷-۱ این وضعیت را نشان می دهد. در محاسبات ساده شده می توان پخش نیرو را تحت زاویه ۳۰ درجه فرض کرد. بطور مثال اگر ورقی به ضخامت t در نظر گرفته شود سطح مقطع A و مقدار تنش در محل های مختلف مطابق شکل ۷-۱ بشرح زیر می باشد.

$$A_0 = b_0.t \quad , \quad f_{t0} = \frac{P}{A_0} \leq F_t$$

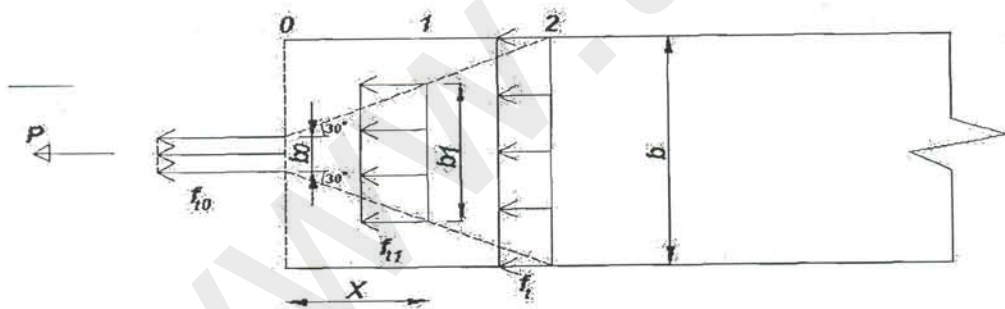
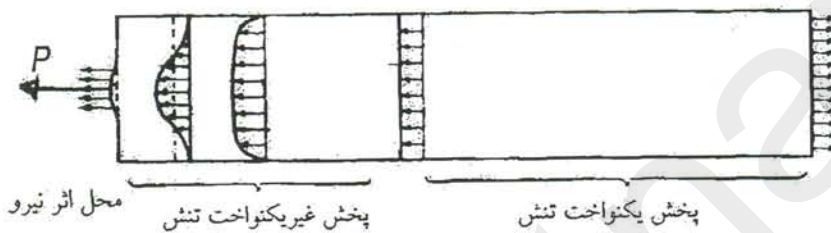
0 در محل (۷-۱)

$$A_1 = b_1.t = (b_0 + 2 \tan 30^\circ) \quad , \quad f_{t1} = \frac{P}{A_1} \leq F_t$$

1 در محل

$$A = b.t \quad f_t = \frac{P}{A} \leq F_t$$

2 در محل



شکل ۱-۷- پخش تنش ناشی از نیروی متمرکز (الف) پخش شماتیک (ب) پخش ساده شده

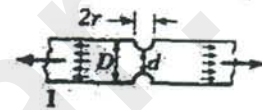
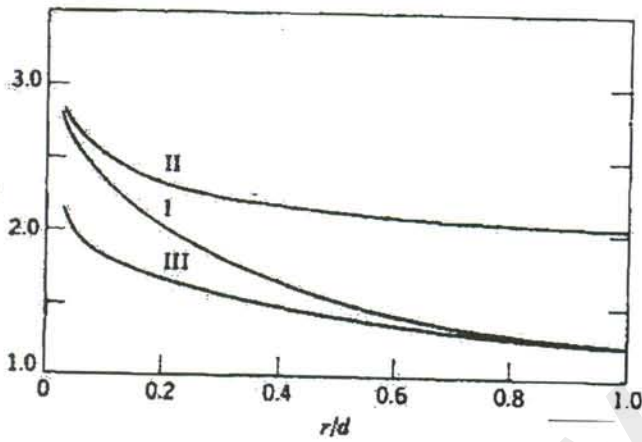
ب) قطعات سوراخدار

چنان که در بخش ۷-۲ و ۷-۴-۵ کتاب اول ذکر شد در اطراف سوراخهایی که در اعضای برای اتصالات پرچی یا پیچی و یا بنا به علل دیگر ایجاد شده اند، تمرکز تنش پیش می آید (شکل ۷-۱ ب). هم چنین در اطراف شیارهای تعبیه شده در قطعه (شکل الف) و یا در اطراف

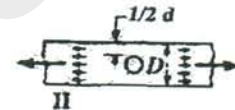
محل‌های تغییر جهشی ابعاد قطعه (شکل پ) و یا در اطراف محل‌های تغییر خواص ارتجاعی قطعه تمرکز تنش حاصل می شود. (روابط ۴۴ الی ۵۷)

جهت محاسبه تعداد تنش‌های متمرکز در بخش ۲-۷ کتاب اول ذکر شده است در محاسبات ساده می توان از نمودار شکل ۸-۱ نیز استفاده کرد و مقدار حداکثر تنش متمرکز برابر است با:

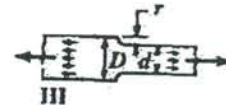
$$f = K \cdot \frac{P}{A_n} \quad (۸-۱)$$



دو شیار نیم گرد



سوراخ گرد در وسط



تغییر جهشی ابعاد

شکل ۸-۱ - ضریب تمرکز تنش - الف) تیر شیاردار - ب) تیر سوراخدار - پ) تیر با تغییر

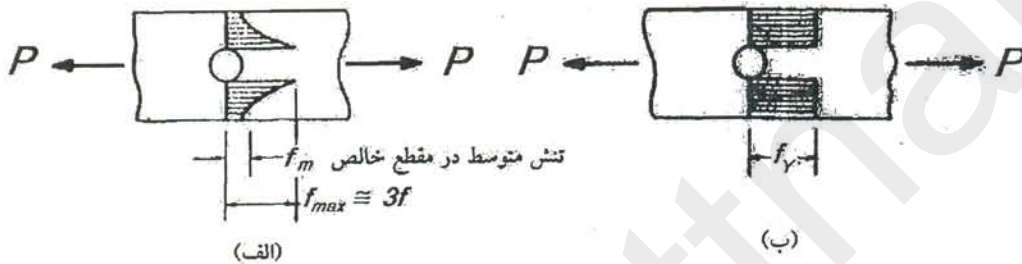
جهشی مقطع

K ضریب تمرکز تنش بوده و تناسب حداکثر تنش نسبت به تنش متوسط در مقطع خالص A_n

را می دهد. مقدار حداکثر آن برای قطعه سوراخدار حدوداً $K=3$ می باشد.

توزیع تنش در حالت ارتجاعی در شکل ۹-۱ الف بصورت شماتیک رسم شده است. در صورت افزایش بار تا حد خمیری پخش تنش خمیری را میتوان بصورت یکنواخت (شکل ۱-۸ ب) فرض کرد و بار نهائی برابر خواهد بود با :

$$P_u = F_y \cdot A_n \rightarrow P = \frac{P_u}{FS} = \frac{F_y}{FS} \cdot A_n = F_t \cdot A_n \quad (9-1)$$



شکل ۹-۱- پخش تنش در اعضای کششی سوراخدار - الف) در حالت الاستیک - ب) در حالت خمیری

آزمایشات نشان می دهند که مقدار ضریب اطمینان در رابطه فوق را میتوان کوچکتر از رابطه (۲-۱) انتخاب کرد. در برخی از آئین‌نامه‌ها خواسته شده است که باربری گسیختگی یک عضو در محل اتصال (سوراخدار) بایستی بزرگتر از باربری خمیری آن عضو در مقطع کل باشد و از رابطه زیر استفاده شده است :

$$\phi F_u A_n \geq F_y A_g$$

با تقسیم طرفین رابطه به ضریب اطمینان رابطه زیر بدست می‌آید :

$$\frac{\phi F_u}{FS} A_n \geq \frac{F_y}{FS} A_g$$

در آئین نامه مساف ضریب اطمینان برابر $FS=1.67$ و ضریب مقاومت $\phi=0.85$ انتخاب شده است و بدین ترتیب رابطه زیر حاصل شده است :

$$P = \frac{0.85}{1.67} F_u, \quad A_n = 0.30 F_u, \quad A_n = F_t \cdot A_n$$

$$F_t = 0.50 F_u$$

$$f = \frac{P}{A_n} \leq F_t = 0.50 F_u$$

پ) کنترل تنش طبق مساف

کنترل تنش در اعضای کششی براساس آئین نامه مساف در جدول شکل ۱-۱۰ ذکر شده است و مقدار تنش مجاز کششی برای فولادهای ساختمانی ST37 و ST52 در جدول ۱-۱۰ آمده است.

چنانچه مشاهده می گردد کنترل تنش در یک عضو کششی در سطح مقطع کل A_g^1 ، در محل سوراخها در سطح مقطع خالص A_n^2 ، در محل اتصالات سطح مقطع مؤثر A_e^3 ، انجام می گیرد. مفهوم مقطع کل و مقطع خالص و مقطع مؤثر در بخش ۴-۱۲ کتاب اول آمده است. توضیحات بیشتر در زیر آمده است.

^۱Gross cross sectional Area

^۲Net Area

^۳Effectiv Area

کنترل تنش	
$F_t = \frac{P}{A_g} \leq F_t = 0.60F_y$	۱- تنش در مقطع کل A_g
$F_t = \frac{P}{A_n} \leq F_t = 0.50$	۲- تنش در مقطع خالص A_n
$F_t = \frac{P}{A_e} \leq F_t = \begin{matrix} 0.60F_y \\ 0.50F_u \end{matrix}$	۳- تنش در مقطع موثر A_e کل خالص
$F_t = \frac{P}{A_n} \leq F_t = 0.45F_y$	۴- تنش در اتصالات با قلم در مقطع خالص
$F_t = \frac{P}{A_n} \leq F_t = 0.60F_y$	۵- تنش در اتصالات قلمی تسمه های سر پهن (ورقهای چشمه ای)
<p>توضیح راجع به مقطع کل A_g - کتاب اول بخش ۴-۱۲</p> <p>توضیح راجع به مقطع خالص A_n - کتاب اول بخش ۴-۱۲ و کتاب دوم ۱-۲</p> <p>توضیح راجع به مقطع موثر A_e - کتاب اول بخش ۴-۱۲ و کتاب دوم ۱-۲</p> <p>توضیح راجع به اتصالات قلم - کتاب اول بخش ۷-۱-۳</p> <p>توضیح راجع به اتصالات کلی تسمه های سر پهن - کتاب اول بخش ۷-۱-۳</p>	

شکل ۹-۱ کنترل تنش کششی براساس مساف

مصلح ساختمانی اعضای		رابطه تنش مجاز	تنش مجاز کششی در
ST52	ST37		
N/mm^2	N/mm^2		
215	145	$0.60F_y$	مقطع کل
		$0.50F_u$	مقطع خالص
260	185	$0.45F_y$	اتصالات با قلم در مقطع خالص
162	108		

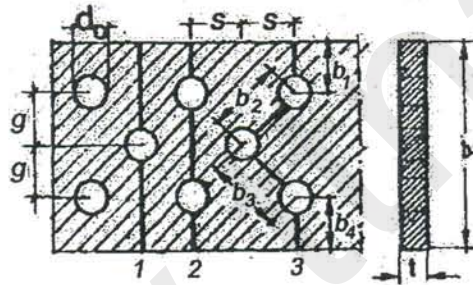
شکل ۱۰-۱ تنش مجاز کششی برای فولاد های ساختمانی

۱-۳- سطح مقطع خالص

اگر در اتصال اعضای کششی از پیچ یا پرچ استفاده شود سطح مقطع عضو به علت تعبیه سوراخهای لازم تضعیف می گردد. با کسر سطح مقطع سوراخها ΔA از سطح مقطع کل، سطح مقطع خالص بدست می آید.

$$A_n = A_g - \Delta A$$

در صورتیکه سوراخهای متعددی موجود باشد ΔA مجموع سطوح مقطع سوراخهایی است که در یک خط گسیختگی قرار دارند.



شکل ۱-۱۱- نمایش سطح مقطع ورق در محل‌های مختلف

در عضوهای که بصورت جابجا شده سوراخ شده اند سطح مقطع خالص طبق مساف بصورت

زیر تعریف شده است: (شکل ۱-۱۲ خط گسیختگی ۳)

$$A_n = A_g - \Delta A + m \frac{s^2}{4g} t$$

ΔA = سطح مقطع مجموع سوراخهایی که در خط گسیختگی مورب قرار می گیرند

m = تعداد خطوط مورب

s = فاصله سوراخها در جهت نیرو = فاصله طولی سوراخها

g = فاصله سوراخها در جهت عمود بر نیرو = فاصله عرضی سوراخها

t = ضخامت قطعه

در رابطه فوق مقدار افزایش $m \frac{s^2}{4g} t$ قابل اثبات نبوده ولی Σ محاسبه شده توسط رابطه فوق

به نتایج آزمایشات نزدیکتر است.

بطور مثال سطح مقطع محاسباتی در خطوط گسیختگی ۱ الی ۳ طبق شکل ۱-۱۲ بشرح زیر است:

$$A_g = b.t$$

سطح مقطع کل

$$A_{n1} = b.t - d_0.t$$

سطح گسیختگی ۱

$$A_{n2} = b.t - 2d_0.t$$

سطح گسیختگی ۲

$$A_{n3} = b.t - 3d_0.t - 2 \frac{s^2}{4g} t$$

سطح گسیختگی ۳

در رابطه فوق d_0 قطر محاسباتی سوراخ است. در سوراخکاری قطر سوراخ نسبت به قطر قلم

پیچ یا پرچ یک میلیمتر گشادتر انجام می‌گیرد. در صورت استفاده از پیچهای اصطکاکی ممکن

است سوراخ ۲ الی ۳ میلیمتر گشادتر از قلم پیچ باشد (کتاب اول - بخش ۵) قطر محاسباتی

سوراخ در سوراخکاری عادی بوسیله متر حدود ۰.۰۵ میلیمتر و در سوراخکاری با منگنه (پانچ)

به علت بروز ترک در اطراف سوراخ حدود ۲ میلیمتر بیشتر از قطر سوراخ d_1 در نظر گرفته

می‌شود. بنابراین در محاسبات بشرح زیر عمل می‌گردد:

$d_0 = d + 1.5mm = d_1 + 0.5mm$ سوراخکاری عادی بوسیله مته

$d_0 = d + 3.0mm = d_1 + 2.0mm$ سوراخکاری عادی بوسیله پانچ

$d_0 = d + 0.3mm$ سوراخکاری دقیق برای پیچهای کپ

$d_0 = d + 2.0mm$ سوراخکاری عادی برای پیچهای اصطکاکی

که d_0 قطر محاسباتی سوراخ و d_1 قطر سوراخ است .

طول بال نبشی‌ها در محاسبه A_n و A_g از لبه بال تا نصف ضخامت جان در نظر گرفته می شود .

(کتاب اول - بخش ۴-۱۲ شکل ۴-۱۱)

۱-۴- سطح مقطع مؤثر

در محل اتصال اعضای بهم‌دیگر و یا به اعضای دیگر سعی می‌شود که هر جزء مقطع نیم‌رخ با نیروی مربوط به خود بطور کامل اتصال یابد و مرکز ثقل اعضای ، قطعات اتصال و وسایل اتصال با هم منطبق باشد. در صورتیکه اعمال موارد فوق در طرح مقدور نباشد قدرت باربری عضو کاهش می‌یابد. جهت اعمال کاهش باربری به دو طریق می‌توان عمل کرد.

الف) روش دقیق : در روش دقیق باربری عضو و توزیع تنش در محل اتصال با استفاده از اطلاعات مقاومت مصالح مورد مطالعه قرار گرفته و نیروهای اضافی ناشی از خارج از مرکزیت نیروها در اتصال محاسبه شده و تنشهای اضافی ناشی از آن در کنترل تنش رعایت می‌شود. این روش برای کلیه سازه‌ها قابل اعمال می‌باشد. توضیحات بیشتر در مثالهای این بخش و در مثالهای بخش ۵ و ۶ کتاب اول داده شده است.

ب) روش ساده: در روش ساده اثر تنشهای اضافی بر افزایش تنشهای ناشی از نیروی مرکزی کششی با کاهش سطح مقطع انجام می‌گیرد و کنترل تنش با سطح مقطع مؤثر به دو صورت سطح مقطع مؤثر و سطح مقطع مؤثر خالص با استفاده از روابط زیر انجام می‌گیرد:

$$A_e = u.A_g \quad (\text{در محلهای بدون سوراخ})$$

$$A_e = u.A_n \quad (\text{در محلهای سوراخدار})$$

A_n سطح مقطع خالص عضو و u ضریب کاهش دهنده ($u \leq 1$) می‌باشد. توضیحات راجع به

A_e و u در بخش ۴-۱۲ کتاب اول آمده است و مقدار u طبق مساف در جدول شکل ۱-۱۳

ذکر شده است. مثالهای نمونه و مقایسه‌ای در این بخش و در بخش ۵ کتاب اول آمده است.

روش ساده برای موارد عادی و کم اهمیت به کار رفته و برای سازه‌های حساس و محاسبات

دقیق مورد استفاده قرار نمی‌گیرد. در این گونه موارد از روش دقیق استفاده می‌شود.

u	حداقل تعداد وسیله اتصال موارد نیرو	نوع عضو و اتصال آن	
1	۱ یا بیشتر	کل جزء به جزء نیمرخ برای انتقال نیروی کششی اتصال یافته است	۱
U=1 $A_n \leq 0.85 A_g$	۱ یا بیشتر	اعضای کششی کوتاه نظیر ورقهای اتصال و وصله	۲
0.85	۳ یا بیشتر	نیمرخهای I نورد شده و سپری T بریده شده از آنها و مقاطع مرکب ساخته شده	۳
0.75	۲	در تمام اعضای با اتصال پیچی و یا پرچی	۴
0.75 0.87 1.00		اتصالات تسمه و ورق با جوشهای طولی در دو لبه موازی (l طول جوش W پهنای ورق یاتسمه) برای $W \leq 1 \leq 1.5w$ برای $1.5w < 1 \leq 2w$ برای $2w < 1$	۵

شکل ۱-۱۳- ضریب کاهش دهنده u برای محاسبه مقطع مؤثر طبق مساف (به شکل‌های ۴-۱۲

الی ۴-۱۶ کتاب اول مراجعه شود)

۱-۵- ضریب لاغری

برای جلوگیری از تغییر شکل عضو خمشی تحت اثر وزن و خم شدن آن در ضمن حمل و نقل و نصب، لازم است اعضای دارای سختی کافی باشند. این سختی در اعضای کششی با اعمال حداکثر ضریب لاغری λ اعمال می شود.

$$\lambda = \frac{l}{r} \quad \text{ضریب لاغری} \quad r_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}} \quad \text{شعاع ژیراسیون}$$

l = طول آزاد قطعه کششی.

I_{\min} = ممان اینرسی حداقل سطح مقطع

A = مساحت سطح مقطع.

قطعات خیلی لاغر لرزان بوده و اگر غیر قائم وصل شوند دارای خیز (شکم دادگی) قابل ملاحظه خواهند بود.

حداکثر لاغری اعضای کششی بر اساس آئین‌نامه‌های مختلف به شرح جدول ۱-۱۴ می باشد (آئین‌نامه ساختمانهای فلزی آمریکا مرجع ۷ / آئین‌نامه AASHTO آئین‌نامه پلسازی آمریکا مرجع ۶- / DIN1050 آئین‌نامه ساختمان فلزی آلمان)

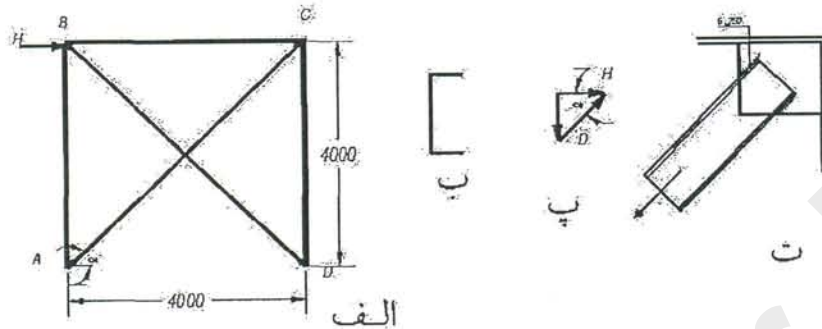
DIN1050	AASHTO	AISC	مساف	نوع عضو
250	200	240	300	اعضای اصلی کششی
	240	300		اعضای درجه دوم نظیر مهارهای جانبی

شکل ۱-۱۴ حداکثر ضریب لاغری λ بر اساس آئین‌نامه‌های مختلف

مقدار تقریبی I در جدول شکل ۱-۱۷ جهت طراحی اولیه داده شده است.

مثال ۱-

عضو مهاربندی قاب طراحی گردد ST37 نیروی زلزله $H=200KN$



شکل ۱۴-۱ قاب مهاربندی شده (الف) سازه- (ب) نیمرخ عضو مهاربندی- (پ) تعادل نیرو در

گره C- (ت) شکل اتصال در گره C

در مهاربندی های X فقط عضو کششی AC در نظر گرفته می شود و از انتقال نیرو به وسیله

عضو فشاری BD صرف نظر می شود

محاسبه نیرو

$$\tan \alpha = \frac{4.00}{4.00} = 1.0 \rightarrow \alpha = 45^\circ$$

$$D = \frac{H}{\cos} = \frac{200}{\cos 45^\circ} = 283KN$$

نیروی زلزله جزء بارگذاری فوق العاده بوده و تنش های مجاز ۳۳ درصد افزایش می یابد

(مساف بند ۱۰-۵۰-۱) تنش مجاز طبق جدول شکل ۹-۱

انتخاب اولیه و کنترل تنش

$$A_{g,ry} = \frac{D}{F_{t,c}} = \frac{283}{14.4 \times 1.33} = 14.8 \text{ cm}^2$$

$$[120 \rightarrow A_g = 170 \text{ cm}^2$$

$$F_t = \frac{283}{17.0} = 16.6 \text{ KN/cm}^2 \leq 14.5 \times 1.33 = 19.2 \text{ KN/cm}^2$$

$$d = \sqrt{400^2 + 400^2} = 565$$

$$t_{\min} = ry = 1.59 \text{ cm}$$

کنترل لاغری

طول قطری

$$\lambda_{\min} = \frac{d}{r_{\min}} = \frac{565}{1.59} = 355.3 < 300$$

جواب نمی دهد

جهت تامین ضریب لاغری طبق مساف شعاع ژیراسیون لازم عبارت است از :

$$r_{\min, \text{لازم}} = \frac{565}{300} = 1.88 \text{ cm} \rightarrow$$

$$[1.60, A = 24.0 \text{ cm}^2 > 17.0$$

$$r_{\min} = 1.89 \text{ cm} > 1.88$$

انتخاب شد

کنترل در محل اتصال : اتصال ناودانی به ورق اتصال در گره C به وسیله جوش دو طرف جان

انام می گیرد و کنترل بروش ساده و با استفاده از سطح مقطع موثر Ae انجام می گیرد و از اثر

لنگر ناشی از خارج ازز مرکز یک نیرو نسبت به سطح جوشها صرفنظر می گردد (شکل ت)

$$W = 16.0 \text{ cm}$$

پهنای ناودانی

$$L = 25 \text{ cm}$$

طول جوش

$$24.0 = 1.5 \times 16.0 \leq L : 25\text{cm} \leq 2.0 \times 16.0 = 32\text{cm}$$

با توجه به (جدول شکل ۱-۱۲)

$$A_e = U \times A_g = 0.87 \times 24.0 = 20.8\text{cm}^2$$

تنش در سطح مقطع

$$F_t = \frac{D}{A_e} = \frac{283}{20.8} = 13.6\text{KN/cm}^2 \leq 14.4 \times 1.33$$

توضیح ۱: در صورتیکه مهار بندگی تا چپ و راست در محل تلاقی (محل E) بهم وصل شوند

طول آزاد مهار بندگی نصف شده و ناودانی 120] از نظر ضریب لاغری جواب می دهد

$$\lambda = \frac{282.5}{1.59} = 177.7 \leq 300$$

$$2 \times 12.0 = 24 \leq L = 25\text{cm} \rightarrow U = 1.00$$

از نظر سطح مقطع موثر کنترل می شود

$$A_e = U \times A_g = 1.00 \times 17.0 = 17.0\text{cm}^2 \rightarrow F_t = \frac{283}{17.0} = 16.6\text{KN/cm}^2 \leq 19.1$$

www.ttn.ir

۱-۶- اثر توام نیروی کششی و لنگر خمشی در یک مقطع

اگر در مقطع یک عضو کششی علاوه بر نیروی کششی P لنگر خمشی M نیرو قرار گیرد مقدار تنش در مقطع از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} \times Y \quad (۱)$$

در رابطه فوق A = سطح مقطع، I = ممان اینرسی سطح مقطع، Y فاصله از تارخنتی می‌باشد رابطه فوق را میتوان بصورت زیر نوشت:

$$f = f_t = f_b \quad (۲)$$

$$f_t = \frac{P}{A} \quad (۳) \quad \text{تنش ناشی از نیروی کششی}$$

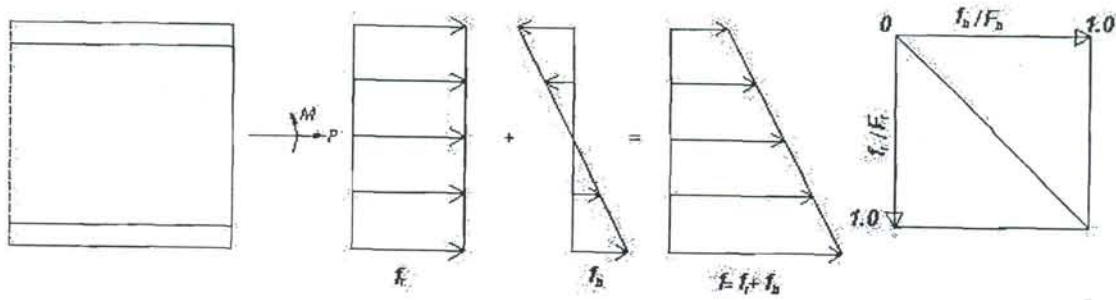
$$f_b = \frac{M}{I} \cdot y \quad (۴) \quad \text{تنش ناشی از لنگر خمشی}$$

در روش تنش مجاز خواسته می‌شود که تنش‌های موجود کمتر از تنش مجاز باشند، یعنی:

$$f = f_t + f_b \leq F \quad (۵)$$

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{F_b}{f_b} \leq 1.0 \quad (۶)$$

تنش‌های مجاز F برای اعضای کششی و اعضای خمشی یکسان نبوده و در محاسبات تئوریک و دقیق با در نظر گرفتن اثر توام کشش و خمش باربری نهایی با استفاده از روابط مقاومت مصالح عالی و تئوری خمیری محاسبه می‌گردد. انجام این نوع محاسبات به آسانی مقدور نبوده و برای کارهای عملی روزمره و سازه‌های معمولی دشوار می‌باشند. لذا در طراحیها از روشهای تجربی که نتایج آنها به نتایج آزمایشات نزدیک می‌باشد استفاده می‌گردد.



(الف)

شکل ۱۶-۱

(ب)

شکل ۱۵-۱ الف) تنشهای ناشی از نیروی P و لنگر M (ب) اندر کنش خطی تنش

یکی از روشها استفاده از روابط اندرکنش خطی مشابه رابطه زیر می باشد (شکل ۱۶-۱ ب)

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{F_b}{f_b} \leq 1.0$$

F_t = تنش مجاز کششی برای کنش خالص بدون لنگر (طبق جدول شکل ۹-۱)

F_b = تنش مجاز خمشی

رابطه فوق برای حالتی که یکی از تنشها F_t و یا f_b برابر صفر هستند و یا برای $f_t = f_b = F$

مقدار F_b به شرح زیر است :

- اگر حاصل تنشها در کل مقطع کشش باشد $f_b = 0.66 f_y$

- اگر حاصل تنشها در قسمتی از مقطع فشار باشد و مقطع فشرده و دارای تکیه گاه جانبی

باشد $f_b = 0.66 f_y$

در محل سوراخها از سطح مقطع خالص A_{ng} و ممان اینرسی خالص I_n و تنشهای مجاز مربوطه استفاده می شود:

$$f_t = \frac{P}{A_n} \quad \text{و} \quad f_b = \frac{M}{I_n} \cdot y$$

ممان اینرسی خالص I_n در فصل ۳ آمده است.

برای حالیکه لنگرهای خمشی حول دو محور X و Y باشد (شکل ۳-۱۰ کتاب) از رابطه زیر استفاده می شود :

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$$

$$f_t = \frac{P}{A} \quad \text{و} \quad f_{bx} = \frac{M_x}{I_x} \cdot y \quad \text{و} \quad f_{by} = \frac{M_y}{I_y} \cdot x$$

M_x و M_y لنگرهای خمشی و I_x و I_y ممان اینرسی حول محور X و Y مقطع می باشد، f_{bx} تنش کششی ناشی از لنگر خمشی M_x و f_{by} ناشی از M_y است.

در این بخش فقط کنترل تنش تحت اثر توام نیروی کششی و لنگر در یک مقطع مورد بررسی قرار گرفت . مباحث مربوط به اثر توام کشش و خمش در یک عضو مانند اثر کشش در تغییر شکل عضو خمشی و یا اثر تغییر شکل کششی بروی لنگر خمشی (بطور مثال در پلها و سقفهای آویزان) جزء مباحث تحلیل سازه و پایداری در تئوری درجه II (تعادل نیرو در سازه تغییر شکل یافته) می باشد و در کتب تخصصی آمده است. جهت کسب اطلاعات بیشتر به مراجع /۸۴/۷۱/۶۹/۶۸/۶۷/۶۶/ مراجعه شود.

۷-۱- اعضای مرکب کششی

اعضای مرکب کششی که مقطع آنها از نیمرخهای مختلف تشکیل یافته است با توجه به نیازهایی مثل شدت نیرو، ابعاد و اندازه ها، اجرای راحت اتصالات، تامین سختی (ضریب لاغری) لازم برای اعضای ، طراحی بهینه سازه و طراحی اقتصادی سازه ساخته می شوند. شکلهای ۱-۴ و ۱-۵ نمونه های مختلفی از این اعضای را نشان می دهند. عناصر مقاطع مرکب باید در فواصل معین بهم متصل شوند. (دوخته شوند) اتصال دو انتهای تیر مرکب باید قویتر از اتصالات وسطی و برای انتقال کل نیروهای وارد بر تیر شامل کشش و لنگر خمشی طراحی گردد. ضوابط مربوط به پیچها و پرچها و جوشها که در بخش ۵ و ۶ کتاب اول ذکر شده باید رعایت گردند. عناصر مقطع مرکب باید حداقل در دو انتها و نقاط یک سوم طول به همدیگر وصل شوند و ضوابط خواسته شده طبق بند ۱۰-۱-۴ مساف بشرح زیر است که در شکل ۱-۱۷ برای قطعات جوش شده رسم شده است و برای قطعات پرچ یا پیچ شده با رعایت فواصل پرچ و یا پیچ طبق بخش ۵ کتاب اول صادق است.

الف) در عناصری که به طور سرتاسری در تماس با یکدیگر به ورق متصل می شوند فاصله وسایل اتصال L_1 در اتصال (دوخت) یک ورق با یک نیمرخ و یا اتصال دو ورق به همدیگر نباید از مقادیر زیر بیشتر شود (شکل ۱-۱۷ الف)

- در قطعات رنگ شده و قطعاتی که رنگ نمی شود ولی احتمال زنگ زدگی و خوردگی ندارند

$$t \leq 24 t \leq 30 \text{ cm} \quad (t \text{ ضخامت نازکترین صفحه})$$

- در قطعات رنگ شده که تحت اثر زنگ زدگی و خوردگی (حاصل از عوامل جوی) قرار گیرند.

$$t \leq 14 t \leq 18 \text{ cm}$$

ب) در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتری) نیمرخ در تماس با یکدیگر تشکیل می شوند، فاصله محور به محور پیچها و پرچها و یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع (ℓ_1) که

$$\ell_1 \leq 60 \text{ cm} \quad \text{. (شکل ۱۷-۱ ب).}$$

پ) در اعضای کششی که از دونیمرخ و یا ورق تشکیل می شوند و بین آنها به فواصلی قطعات لقمه قرار گرفته و در این نقاط به همدیگر متصل می شوند، فاصله لقمه ها و اتصالات باید طوری اختیار شوند که ضریب لاغری هریک از عناصر تشکیل دهنده در فاصله آزاد از ۳۰۰

$$\lambda_1 = \frac{\ell_1}{r_1} \leq 300 \quad \text{(شکل ۱۷-۱ پ)}$$

ر۱ ضریب لاغری حداقل تک نیمرخ است. بطور کلی ضابطه ضریب لاغری برای کلیه حالت‌های الف الی ث رعایت گردد.

ت) در اعضای کششی مرکب به کار بردن ورقهای تقویتی سوراخدار و با قیده‌های موازی (ورق بست) (بدون چپ و راست) (شکل ۱۷-۱ ت) در طرف باز نیمرخ مرکب مجاز است. طول ضلع قیده‌های موازی L در امتداد طول عضو باید حداقل $2/3$ فاصله بین دو ردیف وسایل اتصالی

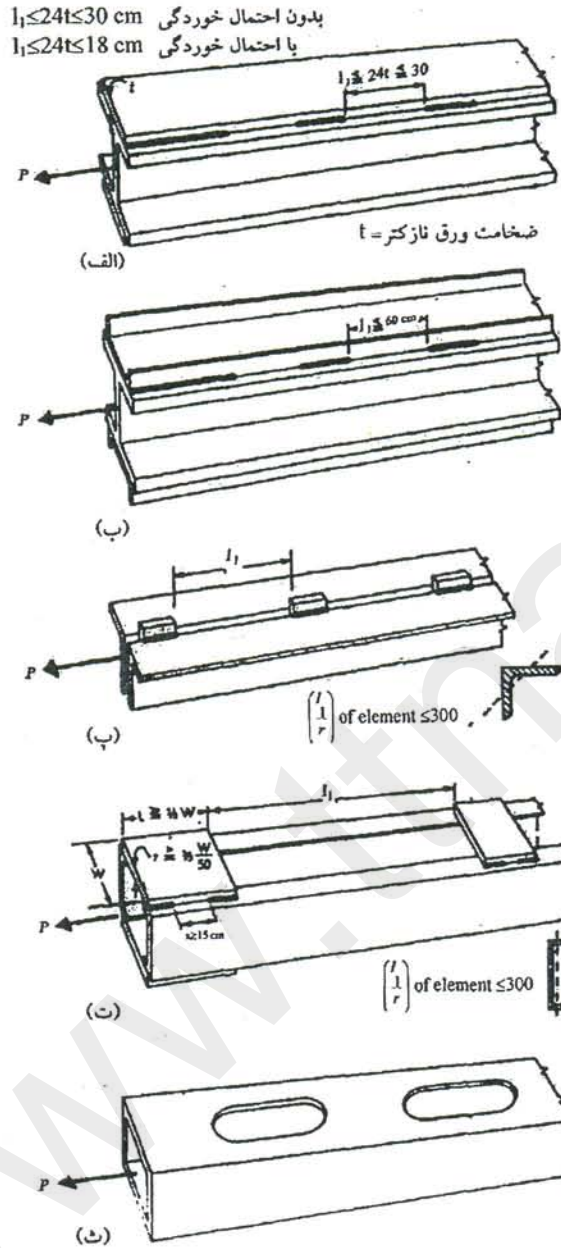
$$l \geq \frac{2}{3} w \quad \text{باشد که قید را به عناصر عضو کششی متصل می کند.}$$

در اتصال با جوش، این ضلع باید حداقل $2/3$ فاصله بین مراکز ثقل جوشهای اتصال دو سر باشد. ضخامت این قیدها نباید از $1/50$ فواصل یاد شده کمتر شود.

$$t \geq \frac{W}{50}$$

فاصله محور به محور پیچها یا پرچها و فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع در امتداد طولی،

در اتصال قیدها نباید از ۱۵ سانتیمتر تجاوز کند.



شکل ۱-۱۷- اعضای کششی مرکب ساخته شده از نیمرخها - الف) مقطع نوردشده با ورق

تقویتی سرتاسری - ب) دو مقطع نوردشده در تماس با یکدیگر - پ) دو مقطع نوردشده با

فاصله کم واتصال بالقمه - ت) دو مقطع نوردشده با فاصله زیاد و ورق بست (قید موازی) -

ث) عضو کششی با سوراخ بزرگ

فاصله قیدهای موازهای از یکدیگر باید به اندازه‌ای باشد که ضریب لاغری هریک از عناصر

$$\lambda = \frac{\ell_1}{r} \leq 300 \text{ بیشتر نباشد. از } 300 \text{ بیشتر نباشد.}$$

ث) در اعضای کششی که از ورقهای سورخدار استفاده شده است (شکل ۱-۱۷) کنترل تنش

در محل سوراخ و بدون سوراخ انجام می‌گیرد. اطراف سوراخ بصورت گرد بریده می‌شود و در صورت لزوم از ورقهای تقویت کننده استفاده می‌شود.

طراحی اعضای مرکب کششی

در مقاطعی که در آنها نیروی کششی مرکزی P اثر می‌کند سطح مقطع لازم کل برابر است با:

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

f_t مطابق جدول ۱-۱۱ بدست می‌آید و شعاع ژیراسیون I لازم با توجه به ضریب لاغری مورد

نظر λ برابر است با:

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

مقدار تقریبی شعاع ژیراسیون حول محورهای X, Y مقطع از جدول شکل ۱-۱۸ بدست می‌آید

و با در دست داشتن آن میتوان میزان تقریبی ابعاد را حدس زد. در اعضای کششی که در آنها

نیروی کششی به همراه لنگر اثر می‌کند ابعاد مقطع به روش آزمون و خطا بدست می‌آید.

مقطع	r_x/h	r_x/b	مقطع	r_x/h	r_x/b	مقطع	r_x/h	r_x/b
	0.250	0.250		0.40 0.45	0.19 0.22		0.40 0.44	0.38 0.42
	0.350	0.350		0.40 0.45	0.40 0.45		0.40 0.44	0.50 0.54
	0.294	0.294		0.25 0.30	0.19 0.22		0.37 0.40	0.48 0.52
	$0.5 \sqrt{\frac{3b+h}{3(b+h)}}$	$0.5 \sqrt{\frac{3h+b}{3(h+b)}}$		0.27 0.30	0.35 0.38		0.40 0.44	0.25 0.30
	0.38 0.42	0.22 0.25		0.20 0.25	0.20 0.25		0.39 0.44	0.30 0.33

مقطع	r_x/h	r_x/b	مقطع	r_x/h	r_x/b	مقطع	r_x/h	r_x/b
	0.20	0.40		0.38 0.40	0.19 0.23		0.33 0.36	0.52 0.54
	0.30 0.32	0.30 0.32		0.38 0.43	0.19 0.22		0.42 0.46	0.27 0.29
	0.28 0.31	0.31 0.33		0.40 0.45	0.20 0.25		0.49 0.52	0.30 0.33
	0.30 0.32	0.21 0.22		0.35 0.35	0.20 0.25		0.49 0.52	0.27 0.29
	0.31 0.33	0.19 0.21		0.35 0.37	0.42 0.46		0.46 0.49	0.27 0.30
	0.28 0.30	0.22 0.25		0.35 0.37	0.54 0.56		0.36 0.40	0.52 0.56
	0.21 0.22	0.21 0.22		0.33 0.36	0.52 0.54		0.36 0.40	0.23 0.26

شکل ۱-۱۷- شعاع ژیراسیون I_x و I_y بصورت تقریبی برای مقاطع مختلف (اگر دو عدد ذکر

شده است مقادیر حداقل و حداکثر هستند.)

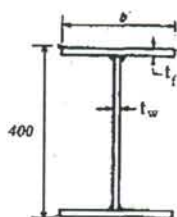
مثال ۱ -

عضو کششی بطول ۱۳۰۰۰ متر مربوط به یک پل با ارتفاع مقطع ۴۰ سانتیمتر از فولاد ST37

طراحی شود مقطع مرکب بوده و از ورق با کمک جوش ساخته می شود.

نیرو $p_{max} = 1600 \text{ KN}$ در کشش و $p_{min} = -250 \text{ KN}$ در فشار به عضو اعمال می شود.

ضریب لاغری عضو $\lambda = 200$. عضو مورد نظر مطابق AASHTO طراحی گردد.



شکل ۱-۸-۱- مقطع مرکب ساخته شده از ورق (تیر ورق)

نیروی وارد بر عضو دینامیکی است در نتیجه کنترل تنش برای دو حالت استاتیکی و دینامیکی

انجام می گیرد.

حالت استاتیکی: با تنش در مقطع کل $F_t = 0.60F_y = 14.4 \text{ KN/cm}^2$

در نتیجه سطح مقطع لازم برابر است با: $A_g = \frac{p_{max}}{F_t} = \frac{1600}{14.4} = 111.1 \text{ cm}^2$

حالت دینامیکی: جهت کنترل خستگی طبق بخش ۲-۸-۶ کتاب اول عمل کرده و از آئین

نامه AISC/1989 استفاده می شود $f_{max} - f_{min} \leq F_R$

طبق جدول شکل ۲-۱۰۹ کتاب اول وضعیت بار گذاری، با تکرار $N=2 \times 10^6$ بار شماره ۴

می باشد. جوش بال به جان در طول عضو بوده و رده بندی تنش خستگی از جدول

شکل ۱۰۷-۲ کتاب اول برابر B بدست می آید و مقدار مجاز دامنه تنش F_R با استفاده از

جدول شکل ۱۰۸-۲ بدست می آید.

بنابراین خواهیم داشت :

$$F_R = 110 \text{ N/mm}^2 = 11.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\frac{P_{\max}}{A} - \frac{P_{\min}}{A} \leq 11.0$$

$$\frac{1600}{A} - \left(-\frac{250}{A}\right) \leq 11.0 \rightarrow A = 168.2 \text{ cm}^2$$

توضیح : اگر جهت کنترل خستگی از آئین نامه ۵۱۹ استفاده شود (بخش ۵-۸-۲ کتاب اول

$$f_{\max} - \frac{3}{4}f_{\min} \leq \frac{2}{3}F_t \quad \text{مقدار سطح مقطع از رابطه زیر محاسبه می شود:}$$

$$\frac{1600}{A} - \left(-\frac{3}{4} \cdot \frac{250}{A}\right) \leq \frac{2}{3} \cdot 14.4 \rightarrow A = 186.2 \text{ cm}^2$$

ادامه مسئله براساس $A \geq 163.2 \text{ cm}^2$ انجام می گیرد.

جهت کنترل ضریب لاغری از شعاع ژیراسیون تقریبی براساس جدول شکل ۱۸-۱ استفاده می

شود.

$$\lambda = \frac{L}{r} = 200 \quad r = \frac{L}{200} = \frac{1300}{200} = 6.5 \text{ cm}$$

طبق جدول شکل ۱۸-۱ جهت تعیین

b_{\min} خواهیم داشت :

$$r \approx 0.25b \rightarrow b_{\min} = \frac{6.5}{0.25} = 26 \text{ cm}$$

$$b = 28 \text{ cm}$$

انتخاب شد .

ضخامت بال $t_f = 2.0 \text{ cm}$ انتخاب می شود.

$$A_f = 2.0 \times 28 = 56 \text{ cm}^2$$

$$A_w = A - 2A_f = 168.2 - 2 \times 5.6 = 56.2 \text{ cm}^2$$

$$t_w = \frac{56.2}{40 - 2.20} = 1.56 \text{ cm} \rightarrow t_w = 1.6 \text{ cm}$$

$$A = 2.0 \times 28.0 \times 2 + 1.6 \times (40 - 2 \times 2.0) = 169.6 \geq 168.2 \text{ cm}^2$$

۱-۱- اتصالات

اتصالات و وصله قطعات فولادی بهمدیگر در بخش ۵ و ۶ و ۷ کتاب اول مورد بررسی قرار گرفت. در این بخش نکاتی چند که در محل اتصال جهت جلوگیری از بروز لنگرهای اضافی ناشی از خارج از مرکزیت نیرو برای عضو، شامل اتصال و ورقهای اتصال لازم است و همچنین برای افزایش باربری و اتصالات در عضو مناسب می باشد مورد بررسی قرار می گیرد. در طراحی بایستی سعی کرد که:

۱. مرکز ثقل وسائل اتصال بر مرکز ثقل عضو قرار گیرد تا اتصال و عضو بدون لنگر اضافی

بماند. (اتصال مرکزی)

۲. هر جزء از مقطع با نیروی مربوط به خود متصل گردد تا از طویل شدن اتصال برای

تامین جریان انتقال نیرو خودداری گردد. (انتقال مستقیم)

- اتصال مرکزی در مقاطع با دو محور تقارن همیشه امکان دارد (شکل ۶-۷۹ کتاب اول) و در

مقاطع با یک محور تقارن جهت تامین مرکزیت اتصال انتخاب صحیح طول جوش لازم است

(شکل ۶-۷۸ کتاب اول) و یا در اتصالات پرچی میتوان از نبشی های کمکی استفاده کرد

(شکل ۵-۲۲ کتاب اول)

اگر تامین اتصال مرکزی در طراحی مقدور نباشد بایستی لنگرهای اضافی در کنترل تنش عضو و ورقهای اتصال و وسائل اتصال رعایت گردد (شکل ۶-۸۲ کتاب اول)

در اتصال نبشی بعنوان مهار بندی میتوان اثر لنگرهای اضافی را در مقطع خالص با کاهش تنش مجاز عضو با ورق اتصال با ضریب ۰.۸ رعایت کرد و از اثر لنگرهای اضافی در وسائل اتصال صرفنظر نمود (مثال ۱۵). ولی در سازه های حساس رعایت تنشهای ناشی از لنگرهای اضافی لازم است (مثال ۲).

بررسی دقیق وضعیت تنش و تغییر شکل یا بطور کلی باربری یک اتصال تحت نیرو و لنگرهای اضافی دشوار می باشد در کارهای عملی می توان تنشهای ناشی از نیرو و لنگر را با استفاده از روابط ساده مقاومت مصالح بطور تقریبی محاسبه کرد. (مثال ۲)

اگر انتقال مستقیم نیرو در یک اتصال مقدور نباشد می توان از نبشی های کمکی استفاده کرد.

(شکل ۱-۲۱)

مثال ۱-

اتصال نبشی $L 55 \times 6$ بعنوان عضو مهاربندی به صفحه اتصال PL8 کنترل گردد. (شکل

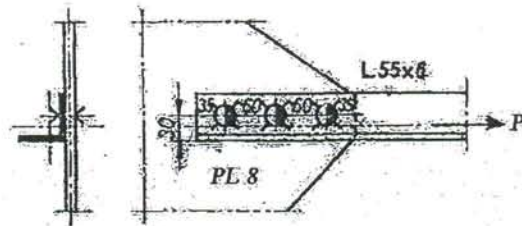
۱-۲۰) پیچهای خام M16 - 4.6، بارگذاری فوق العاده، ST 37، سوراخکاری بوسیله

مته، $P = 70 \text{ KN}$

$$L 55 \times 6 \longrightarrow A_g = 6.31 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 6.31 - 0.6 \times (1.6 + 0.1) = 5.29 \text{ cm}^2$$

۱- کنترل نبشی



شکل ۱-۲۰ اتصال نبشی مهاربندی به صفحه اتصال

در محاسبات اثر لنگرهای اضافی در نظر گرفته نمی شود و در عوض بطور تقریبی ، تنشهای مجاز در عدد 0.8 ضرب می شوند .

چون بارگذاری فوق العاده است تنشهای مجاز در 1.33 هم ضرب می شوند .

تنش در سطح مقطع کل:

$$f_t = \frac{70}{6.31} = 11.09 \text{ KN/cm}^2 \leq (0.6 F_y) \times 0.8 \times 1.33$$

$$= 0.6 \times 24.0 \times 0.8 \times 1.33 = 15.32 \text{ kN/cm}^2$$

تنش در سطح مقطع خالص

$$f_t = \frac{70}{5.29} = 13.23 \text{ KN/cm}^2 \leq (0.5 F_u) \times 0.8 \times 1.33$$

$$= 0.5 \times 37.0 \times 0.8 \times 1.33 = 19.68 \text{ KN/cm}^2$$

۲- کنترل پیچ های 4.6 (باربری مجاز از شکل ۵-۵ کتاب اول)

$$N_{v1} = 22.5 \text{ KN}$$

باربری برشی یک پیچ یک برشی

فصل اول - اعضای کششی

۴۰

$$N_{pl} = 44.8 \times t_{\min} = 44.8 \times 0.6 = 26.88 \text{ KN}$$

باربری فشار ارتکائی یک پیچ

$$P \leq (n \cdot N_{v1}) \times 0.8 \times 1.33$$

کنترل باربری برشی پیچها

$$P = 70 \leq (3 \times 22.5) \times 0.8 \times 1.33 = 71.82 \text{ KN}$$

کنترل باربری فشار ارتکائی (لهیدگی)

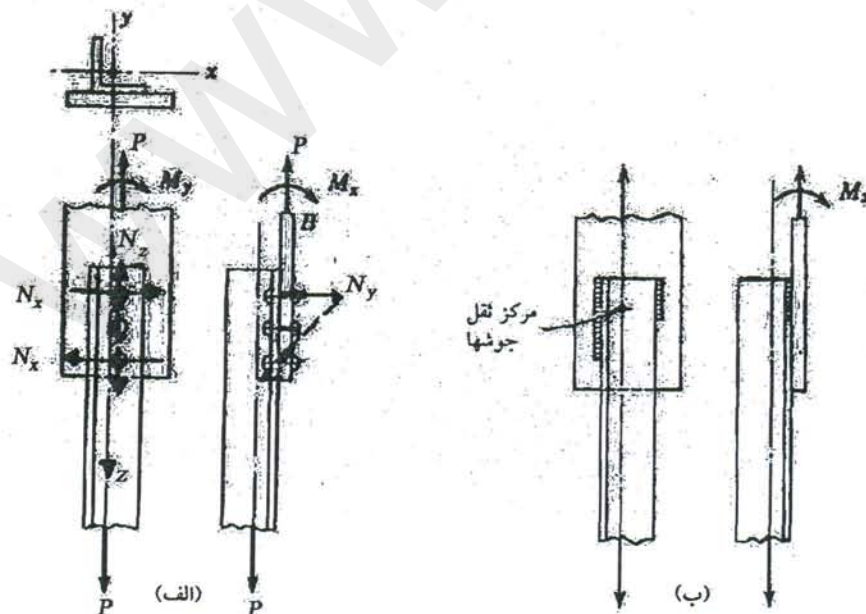
$$P \leq (n \cdot N_{pl}) \times 0.8 \times 1.33$$

$$P = 70 \leq 3 \times 26.88 \times 0.8 \times 1.33 = 85.8 \text{ KN}$$

مثال ۲-

اتصال یک نبشی به عنوان عضو اصلی یک خرپا با در نظر گرفتن لنگرهای اضافی ناشی از خارج از مرکزیت اتصال کنترل گردد. جهت مقایسه عضوی مشابه مثال ۱ انتخاب می شود.

M16 - 4.6 ، پیچهای ، بارگذاری فوق العاده ، ST 37 ، P = 60 kN



شکل ۱-۲ اتصال نبشی به یک صفحه - الف (اتصال پیچی - ب) اتصال جوشی

الف : محاسبه نیروها

$$L 55 \times 6 \longrightarrow e = 1.56 \text{ cm} \quad A = 6.31 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 17.3 \text{ cm}^4 \quad S_x = S_y = 4.40 \text{ cm}^3$$

P در واقع به مرکز سطح نبشی وارد می شود در حالیکه ما فرض کردیم به وسط آن وارد می شود. پس لنگر M_y جابجائی نیروی P را در نظر می گیرد.

$$P = 60 \text{ kN} \quad M_y = 60 (3.0 - 1.56) = 86.4 \text{ kN cm}$$

$$M_x = 60 \times 1.56 = 93.6 \text{ kN cm}$$

ب - محاسبه تنشهای نبشی در محل اتصال در مقطع خالص

$$A_g = 6.31 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 6.31 - 0.6 (1.6 + 0.15) = 5.26 \text{ cm}^2$$

$$I_{xn} = I_x - \Delta I_x = 17.3 - 0.6 \times (1.6 + 0.15) (1.56 - 0.3)^2 = 15.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{yn} = I_y - \Delta I_y = 17.3 - 0.6 \times (1.6 + 0.15) (3.0 - 1.56)^2 = 15.12 \text{ cm}^4$$

تنش ناشی از نیروهای محوری

$$f_t = \frac{p}{A_n} = \frac{60}{5.26} = 11.4 \text{ KN/cm}^2$$

تنش ناشی از لنگر M_y در محل ۱ و ۲ و ۳ محاسبه میشود چون لنگر خارج از مرکزیت برای

نیروی هر پیچ بطور جداگانه اتفاق می افتد .

پس از M_y $\frac{1}{3}$ استفاده می شود .

$$f_{by} = f_{by2} = \frac{86.4}{3} \times 1.56 = 2.97 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{کشش}$$

$$f_{by3} = -\frac{86.4/3}{15.12} \times (5.5 - 1.56) = -7.50 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{فشار}$$

تنش ناشی از لنگر M_x در محل ۱ و ۲ و ۳ محاسبه می شود. لنگر خارج از مرکزیت M_x برای نیروی دو پیچ جداگانه محاسبه می شود.

$$f_{bx1} = \frac{180/3}{15.6} \times (5.5 - 1.56) = 15.1 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{کشش}$$

$$f_{bx2} = f_{bx3} = \frac{-180/3}{15.6} \times 1.56 = -6.0 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{فشار}$$

پ - کنترل تنش تحت اثر مشترک نیروی کششی و لنگرهای خمشی M_x و M_y برای نبشی در محل اتصال با استفاده از روابط بخش ۱-۶ انجام می گیرد. تنش خمشی مجاز برای بار گذاری عادی برابر $F_b = 0.66 F_y$ است و در حالت بارگذاری فوق العاده در ضریب ۱.۳۳ ضرب می شود.

$$F_b = 0.66 F_y = 0.66 \times 240 = 158.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$$

در بارگذاری عادی

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.33$$

و در بارگذاری فوق العاده

در محل ۱

$$\frac{11.4}{18.5} + \frac{15.1}{15.8} + \frac{3.0}{15.8} = 0.616 + 0.956 + 0.19 = 1.76 \geq 1.33$$

بطوری که دیده می شود - اثر ناشی از لنگر M_x بیشتر از اثر نیروی کششی می باشد - در محاسبه فوق فرض شده است که ورق اتصال کاملاً سخت می باشد - در حالیکه در عمل ورق اتصال خم شده و بدین ترتیب از تغییر شکل نبشی کاسته شده و شدت لنگر M_x کاهش می یابد -

محاسبه دقیقتر بوسیله روش اجزاء محدود مقدور است و در اینجا از آن صرفنظر می شود -

کنترل تنش در محل های ۲ و ۳ بشرح زیر است -

$$\frac{11.4}{18.5} - \frac{6.0}{15.8} + \frac{3.0}{15.8} = 0.616 - 0.380 + 0.19 = 0.426 \leq 1.33 \quad \text{برای محل ۲ :}$$

$$\frac{11.4}{18.5} - \frac{6.0}{15.8} - \frac{7.50}{15.8} = 0.616 - 0.380 - 0.475 = |-0.239| \leq 1.33 \quad \text{برای محل ۳ :}$$

ت (کنترل پیچها 4.6 - M16) (تنش مجاز طبق جدول شکل ۵-۵۵ کتاب اول) _____

$$N_z = 60/3 = 20 \text{ kN} \quad \text{نیروی برشی تحت اثر P در جهت Z}$$

نیروی برشی تحت اثر لنگر M_x در جهت X

$$N_x = \frac{M_y}{h} = \frac{86.4}{12.0} = 7.2 \text{ kN}$$

$$N = \sqrt{20.0^2 + 7.2^2} = 21.3 \text{ kN}$$

$$\leq N_v = 22.5 \text{ kN} \quad \text{برش}$$

$$N_p = 44.8 \times 0.6 = 26.9 \text{ kN} \quad \text{فشار اتکائی}$$

تحت اثر لنگر M_x تنش کششی N_y در جهت محور پیچ بوجود می آید. محاسبه دقیق در بخش ۵-۱۲ کتاب اول گفته شد. در اینجا نیروی کششی در امتداد محور پیچ با فرض تار خنثی در زیر اولین ردیف پیچ محاسبه می شود.

نیروی کششی N_y در پیچ:

$$(2N_y + N_y) \times 6.5 = M_x \rightarrow N_y = \frac{180}{3 \times 6.5} = 9.2 \text{ KN} \leq 0.75$$

$$f_t = \frac{9.2}{\pi \times 1.6^2 / 4} = 4.6 \text{ KN/cm}^2 \leq 0.33 F_u = 0.33 \times 40 = 13.2 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_v = \frac{21.3}{\pi \times 1.6^2 / 4} = 10.59 \text{ KN/cm}^2$$

کنترل اثر مشترک برش و کشش در پیچ:

$$F_t = 0.43 F_u - 1.8 f_v \leq 14.0 \rightarrow F_t = 0.43 \times 40 - 1.8 \times 10.59 = 1.86 \text{ KN/cm}^2 \leq 4.6$$

جواب نمی دهد.

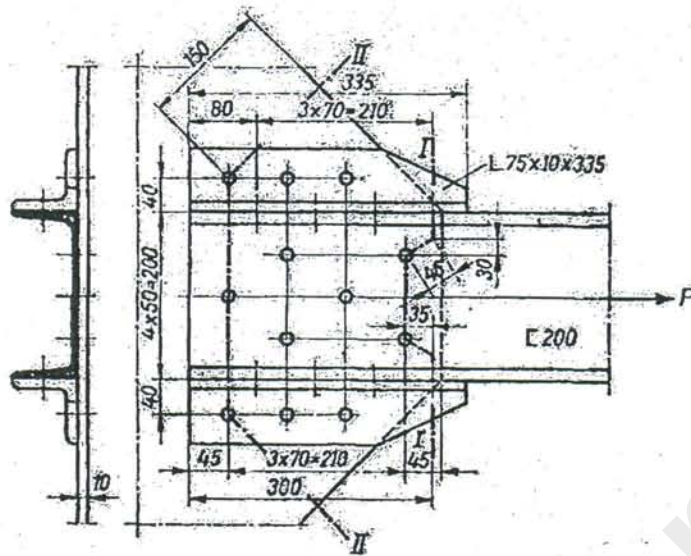
خواننده می تواند جهت تمرین بیشتر، اتصال نبشی به صفحه بکمک جوش را برای بعد ساق

جوش $b_w = 6 \text{ cm}$ محاسبه نماید.

مثال ۳-

اتصال ناودانی ۲۰۰ [مطابق شکل ۱-۲۲ با استفاده از نبشی های کمکی در سازه یک

جرثقیل (بار دینامیکی) کنترل گردد. $P = 300 \text{ kN}$ ، بار گذاری عادی، ST 37



شکل ۲۲-۱ اتصال ناودانی با استفاده از نبشی های کمکی

نبشی های کمکی نیروی مربوط به بال ناودانی را گرفته و بطور غیر مستقیم به صفحه اتصال انتقال می دهند. بنابراین سهم نیروی بال P_f و نیروی P_w محاسبه می گردد و کنترل تنش براساس آن انجام می گیرد. چون بارگذاری دینامیکی است علاوه بر تنش استاتیکی تنش خستگی نیز بر اساس ۵۸-۲ کتاب اول انجام می گیرد.

$$A = 32.2 \text{ cm}^2 \quad (\text{الف پخش نیرو (ابعاد نبشی در شکل داده شده است)})$$

$$A_f = 1.15 \times 7.5 = 8.6 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 0.85 \times (20 - 2 \times 1.15) = 15.0 \text{ cm}^2$$

$$P_f = 300 \times 8.6/32.2 = 80 \text{ kN}$$

نیروی هر بال

$$P_w = 300 \times 15.0/32.2 = 140 \text{ kN}$$

نیروی جان

ب) کنترل وسائل اتصال - پرچ ۲۱ Φ از 36-1 ust

نیروهای مجاز استاتیکی از جدول ۱۹-۵ کتاب ارسال استخراج می شود.

ب - ۱) کنترل استاتیکی

$$N_v = 48.5 \text{ kN}, N_p = 58.8 \text{ kN} (t = 10 \text{ mm})$$

$$[2800 \rightarrow t_f = 11.5 \text{ mm} \quad tw = 8.5 \text{ mm}$$

کنترل پرچهای جان ناودانی

$$N_1 = 140/6 = 23.3 \leq 58.8 \times 0.85 = 50 = N_p \leq 48.5 \text{ kN} = N_v$$

کنترل پرچهای بال به جهت رعایت جابجائی نیرو از یک بال نبشی به بال دیگر و انتقال غیر

مستقیم نیروی بال این نیرو در ۱۰۵ ضرب می شود.

$$N_1 = 80 \times 1.5/3 = 40 \text{ kN} \leq 58.8 \times 1.0 = 58.8 = N_p \leq 48.5 = N_v$$

ب - ۲) کنترل خستگی بر اساس آئین نامه ۵۱۹ و مطابق بخش ۲-۸-۵ انجام می گیرد.

$$f_{\max} - \frac{3}{4} f_{\min} \leq \frac{2}{3} F$$

در اینجا برای f_{\max} از نیروهای فوق و $f_{\min} = 0$ در نظر گرفته می شود.

$$23.3 - 0 \leq (2/3) \times 48.5 = 32.3 \text{ kN}$$

اتصال جان

$$40 - 0 \leq (2/3) \times 48.5 = 32.3 \text{ kN}$$

اتصال بال جواب نمیدهد

اتصال نبشی به بال ناودانی با ۴ پرچ و به ورق اتصال با ۳ پرچ انجام گرفته است ۴ پرچ جواب

می دهد و بنابراین باید اتصال نبشی به ورق اتصال هم با ۴ پرچ انجام گیرد.

پ) کنترل تنش در ناودانی (تنش مجاز طبق جدول شکل ۱-۱۰)

$$A_g = 32.2 \text{ cm}^2$$

مقطع کل

مقطع خالص در خط گسیختگی I-I

$$A_{n3} = A_g - \Delta A - \frac{s^2}{4g} \cdot t$$

$$A_n = 32.2 - 2 \times 0.85 \times 2.15 - 2 \times 1.15 \times 2.15 + 2 \times \frac{3.5^2}{4(5.0 - 1.15/2)} \times \frac{0.85 + 1.15}{2} = 25.0 \text{ cm}^2$$

$$A_e = A_n$$

سطح مقطع خالص مؤثر A_e طبق جدول ۱-

کنترل تنش در مقطع کل

$$f_t = \frac{P}{A_g} = \frac{300}{32.2} = 9.32 \text{ KN/cm}^2 \leq 14.4$$

کنترل تنش در مقطع خالص مؤثر

$$f_t = \frac{P}{A_e} = \frac{300}{25.0} = 12.0 \text{ KN/cm}^2 \leq 18.5$$

کنترل خستگی طبق آئین نامه ۵۱۹

$$9.32 - 0 \leq (2/3) \times 14.4 = 9.6 \text{ kN/cm}^2$$

در مقطع کل

$$12.0 - 0 \leq (2/3) \times 18.5 = 12.33 \text{ kN/cm}^2$$

مقطع خالص مؤثر

ت (کنترل ورق اتصال در خط گسیختگی II-II انجام می گیرد.

$$A_g = 1.0 \times (15.0 + 4.0 + 20 + 4.0 + 15.0) = 58 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 58 - 3 \times 1.0(2.1 + 0.05) = 51.6 \text{ cm}^2$$

کنترل استاتیکی

$$f_t = \frac{300}{58.0} = 5.17 \text{ KN/cm}^2 \leq 14.4$$

$$f_t = \frac{300}{51.6} = 5.81 \text{ KN/cm}^2 \leq 18.5$$

کنترل خستگی

$$5.17 - 0 \leq (2/3) \times 14.4 = 9.6 \text{ kN/cm}^2$$

$$5.81 \leq (2/3) \times 18.5 = 12.33 \text{ kN/cm}^2$$

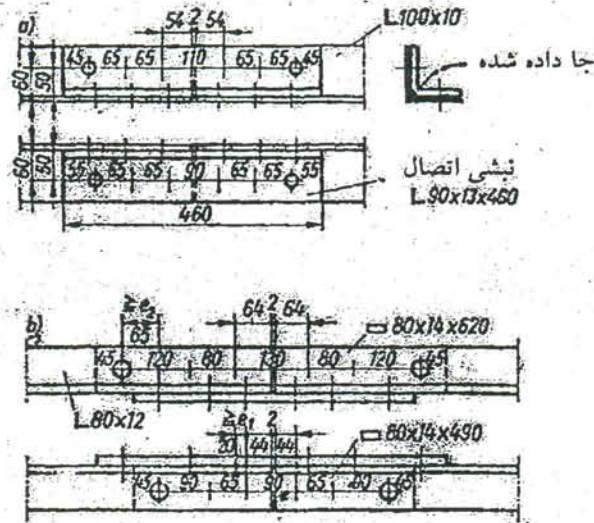
مثال ۴-

اتصال یک مقطع جعبه ای به ورقهای اتصال به کمک پیچهای M20 از مصالح فولاد خیلی اعلاء 10.6 انجام شده است. (شکل ۱-۲۲) نیرو $P = 1900 \text{ kN}$ ، بار گذاری عادی ،

ST 52 پیچها با نیروی بست P_v بسته نمی شود و در نتیجه اصطکاکی عمل نکرده و انتقال

نیرو بصورت اتکائی و فشار تماسی انجام می گیرد. تنشهای مجاز بر اساس جدول شکل ۵-۵۵

کتاب اول می باشد.



شکل ۱-۲۲ اتصال یک عضو با مقطع صندوقه ای به دو ورق اتصال در گره یک خرپا

در اتصال فوق چون جزء به جزء مقطع اتصال نمی یابد اتصال همراه با انتقال غیر مستقیم نیرو می باشد

$$N_v = 2.0^2 \times (\pi / 4) \times 24.0 = 75.4 \text{ kN}$$

الف) کنترل پیچ - برش

$$N_p = 2.0 \times 1.0 \times 42.0 = 84 \text{ kN}$$

فشار اتکائی

$$N_1 = (1900/28) = 67.9 \text{ kN} < 75.4$$

نیروی هر پیچ

$$A_f = 2 \times 22.0 \times 1.0 = 44.0 \text{ cm}^2$$

ب) کنترل عضو

$$A_w = 2 \times 23.0 \times 1.0 = 46.0$$

$$A_g = A_f + A_w = 90.0 \text{ cm}^2$$

- سطح مقطع خالص برای حالتیکه خط گسیختگی از دو پیچ اولیه می گذرد

$$A_n = 90.0 - 2 \times 2 \times 1.0 (2.0 + 0.15) = 81.4 \text{ cm}^2$$

A_n - برای خط گسیختگی که از سر پیچ اولیه بطور مورب می گذرد .

$$A_n = 90.0 - 2 \times 2 \times 1.0 (2.0 + 0.15) + 2 \times 2.0 \times \frac{3.25^2}{4 \times 5.5} \times 1.0 = 79.0 \text{ cm}^2$$

کنترل تنش در مقطع کل

$$f_t = 1900/90 = 21.1 \text{ kN/cm}^2 < 0.60 F_y = 0.6 \times 360 = 21.6$$

کنترل تنش در مقطع خالص : اگر جزء به جزء مقطع در محل اتصال متصل نشود اجزاء اتصال نیافته مقطع بایستی نیروی خود را به طور غیر مستقیم انتقال دهند . کنترل تنش اگر در مقطع خالص انجام گیرد لازم است که انتقال غیر مستقیم نیرو صورت گیرد و در غیر اینصورت از سطح موثر خالص طبق بند ۱-۴ استفاده می شود . در اینجا ابتدا باربری انتقال غیرمستقیم نیرو کنترل می شود .

فرض می شود که جان از محل شروع اولین پیچ کم کم نیروی خود را به بال داده و بال آن را به ورق اتصال انتقال میدهد . اگر انتقال نیرو از وسط جان از محل اولین پیچ جان تحت زاویه ۳۰ درجه فرض شود طول لازم برای انتقال نیرو از جان به بال برابر است با :

$$l = (23.0/2) \tan 30 = 19.9 \text{ cm} \leq l_w = 29.5 \text{ cm}$$

که از طول اتصال l_w کوچکتر است . جوش بعداً کنترل می شود .

بنابراین کنترل در مقطع خالص انجام می گیرد .

$$f_t = \frac{p}{A_n} = \frac{1900}{79} = 24.05 \text{ KN/cm}^2 \leq 0.5 F_u = 26.0$$

پ (کنترل جوش : جوشهای جان به بال در طول CW نیروی جان را به بال انتقال میدهند .

$$P_w = (46.0/2) \times 1900 \times (1/2) = 486 \text{ kN}$$

نیروی هر جان

$$a_w = 0.7 \times 0.8 = 0.56 \text{ cm}$$

کنترل جوش

$$A_w = 0.56 \times 29.5 \times 2 = 33.0 \text{ cm}^2$$

(تنش مجاز جوش طبق جدول ۶-۷۶ و ۶-۸۶ کتاب اول)

$$F_w = 486/33.0 = 14.71 \text{ cm}^2 \leq F_w = 15.3$$

۹-۱- وصله اعضای

اعضائیکه طول آنها زیاد بوده و برای حمل و نقل مناسب نمی باشند یا با توجه به مسائل اجرایی نصب، احتیاج به طولهای کوچکتر است در کارخانجات و یا در کارگاههای آهنگری در طول مناسب ساخته شده و به کارگاه ساختمانی حمل گردیده و در آنجا بهم وصل می گردند. معمولاً روش ساخت اعضای را در کارخانه چنان انتخاب می کنند که وصل آنها بهمدیگر در کارخانه کمتر پیش آید. در وصل اعضای همان ملاحظاتی که در مورد اتصال اعضای در بخش ۱-۸ داده شده مورد رعایت قرار می گیرند. هر جزء مقطع بایستی بطور مجزا وصل گردد تا بدین ترتیب از افزایش تنش در اجزا دیگر خودداری گردد.

وصل اعضای بوسیله جوش اغلب در کارخانه آهنگری پیش می آید و می تواند به کمک جوش شیاری (لب به لب) انجام گیرد (مثال ۵ و ۶ در بخش ۶-۱۳ کتاب اول). از آنجائیکه تنش مجاز جوش در جوش شیاری (لب به لب) کمتر از تنش مجاز فولاد می باشد (در صورت عدم کنترل کیفیت با اشعه گرافی) لذا وصله قطعات بوسیله جوش لب به لب امکان استفاده کامل از باربری عضو را نمی دهد. در این مواقع با استفاده از صفحه سر جوش گوشه میتوان باربری را افزایش داد (مثال ۱). در این حال کنترل صفحه سر بوسیله الترامونیک لازم است که

بدون عیب و عاری از لایه لایه شدن باشد. وصله های کارگاه ساختمانی اغلب به کمک پیچ و بندرت پرچ انجام می گیرد. وصله به کمک ورقهای اتصال انجام می گیرد و از باربری کامل عضو می توان استفاده کرد. هر جزء مقطع به کمک یک ورق اتصال به نیروی مربوط خودش اتصال می یابد.

ورقهای اتصال چنان انتخاب می گردند که خارج از مرکزیت بوجود نیاید.

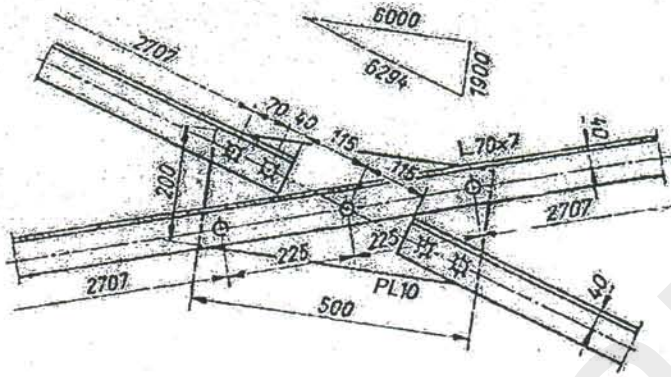
در اتصال متقارن نیروی هر جزء بوسیله ورق اتصال مربوطه اش مستقیماً منتقل می شود (مثال ۲) در غیر اینصورت نیروها و تنشهای اضافی ناشی از خارج از مرکزیت رعایت می شود. (مثال ۳) معمولاً ابعاد قطعات اتصال چنان انتخاب می گردند که مرکز ثقل قطعات اتصال و مقطع عضو بروی هم منطبق گردد (شکل ۱-۲۴ الف)



شکل ۱-۲۴: تنظیم قطعات اتصال

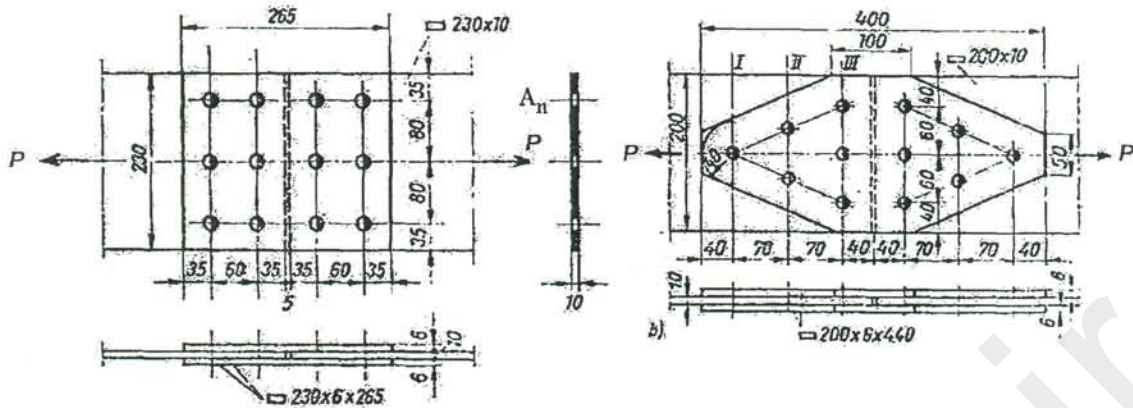
نمونه های دیگر وصله نبشی ها را شکل ۱۲-۲۳ ب نشان می دهد. جهت جادادن نبشی اتصال در داخل نبشی عضو باید گوشه تیز برونی نبشی اتصال، تراشیده شود، تا بتواند در داخل نبشی دیگر جا بگیرد. جهت جلوگیری از بیرون آمدگی بال نبشی و افزایش امکان رنگ زدگی، بهتر است نبشی داخلی با طول اضلاع کوچکتر وضخامت بیشتر انتخاب گردد (مثال ۴) در مهاربندیها جهت وصل نبشی ها به همدیگر از ورق اتصال یک طرفه (شکل ۱-۲۵) استفاده می شود و در این حالت عملاً تقارن از بین می رود. این نوع اتصال استثنائی بوده و فقط برای

نیروهای کم و در مهاربندیها بکار می رود و از آن باید در طراحی اجتناب کرد. (نیروهای اضافی ناشی از اتصال قابل ملاحظه است مثال ۲ بخش ۱-۸)



شکل ۱-۲۵: وصله نبشی های مهاربندی بوسیله ورق اتصال

جهت کاهش تضعیف مقطع بهتر است که سوراخها جابجا شده انتخاب گردند (مثال ۳ و ۴) سوراخکاری باتصویر لوزی شکل (شکل ۱-۲۶ ب) تضعیف مقطع را نسبت به تصویر مستطیلی (شکل الف) کاهش می دهند. بطور مثال در خط گسیختگی I که ۱۰۰٪ نیروی عضو حاکم است یک سوراخ موجود بوده و در مقطع III که فقط ۱۰/۳ نیروی باقی مانده است سه سوراخ موجود است. در این اتصال برای عضو کنترل تنش در مقطع I (۱۰۰٪ نیرو) و برای ورق اتصال مقطع III (۱۰۰٪ نیرو برای ورق اتصال) حاکم است. ولی از آنجائیکه بار وارده به اولین پرچ در عضو بیشتر از سایر پیچها (بعلت کش آمدن فولاد) می باشد لذا عملکرد سوراخکاری مستطیلی (شکل ۱-۲۶ الف) بهتر است و از آن استفاده می شود.

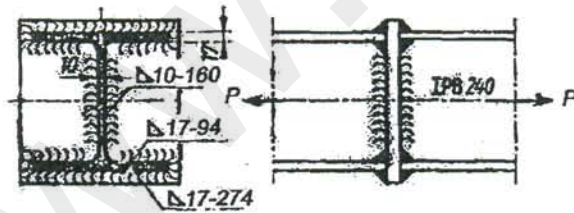


شکل ۱-۲۶: وصله تسمه - الف (سوراخکاری مستطیلی ب) سوراخکاری لوزی

مثال ۱ -

وصله عضو کششی IPB240 از فولاد ST 37 برای باز مجاز به کمک صفحه سر طراحی

گرد . بار گذاری عادی (شکل ۱-۲۷)



شکل ۱-۲۷: وصله عضو کششی بکمک صفحه بند

بعد ساق جوش برای کلیه قسمت‌ها برابر $b_w = t_{min}$ انتخاب می شود

مشخصات مقطع تیر:

$$IPB\ 240 \longrightarrow A = 106\text{cm}^2, \quad t_f = 17\ \text{mm}, \quad t_w = 10\ \text{mm}$$

$$P = A_g \cdot F_t = 106 \times 14.4 = 1526.4\ \text{kn}$$

کنترل جوش

$$a_w = 0.7 t_{\min}$$

$$a_w = 0.7 \times 1.0 = 0.7 \text{ cm} \rightarrow A_{ww} = 2 \times 0.7 \times 16.0 = 22.4 \text{ cm}^2 \quad \text{جان}$$

$$a_w = 0.7 \times 1.70 = 1.19 \text{ cm} \quad \text{بال}$$

$$\rightarrow A_{wf} = 2 \times (24.0 + 18.8 + 2 \times 1.7) \times 1.19 = 110.0 \text{ cm}^2$$

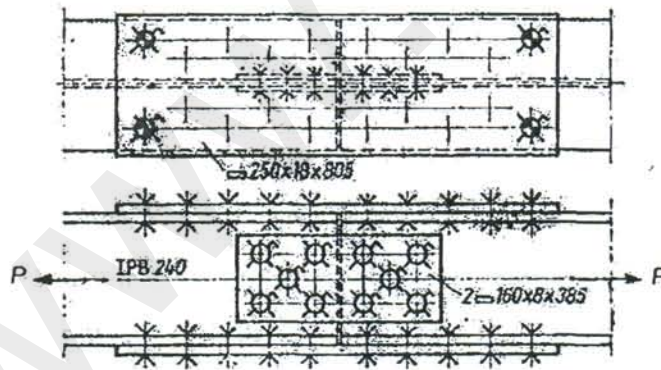
$$A_w = A_{ww} + A_{wf} = 22.4 + 110 = 132.4 \text{ cm}^2$$

$$f_w = 1526.4 / 132.4 = 11.53 \text{ kN/cm}^2 \leq 13.0 \quad (\text{جدول ۶-۶۸})$$

مثال ۲-

وصله عضو کششی IPB240 از فولاد ST 37 برای بار مجاز به کمک ورقهای اتصال و پیچ

کیپ نوع 4.6 (شکل ۱-۲۸)



شکل ۱-۲۸: وصله عضو کششی به کمک ورقهای اتصال و پیچ

الف) محاسبه نیروی مجاز IPB240

$$A_g = 106 \text{ cm}^2, t_f = 17 \text{ mm}, t_w = 10 \text{ mm}$$

$$A_n = 106 - 4(2.4 + 0.15) \times 1.7 = 88.6 \text{ cm}^2$$

$$P = 106 \times 14.4 = 1526 \text{ kN} \rightarrow P = 1526 \text{ kN}$$

$$P = 88.6 \times 18.5 = 1639 \text{ kN}$$

(با مثال ۲ مقایسه شود)

ب (محاسبه اتصال جان با پیچ کیپ M 20 (SLP)

$$A_w = 1.0 \times 20.6 = 20.6 \text{ cm}^2$$

$$P_w = (20.6/106) \times 1526 = 296 \text{ kN}$$

انتخاب شد : 2PL 160×8 و پیچ M 20 - 4.6

$$A_g = 2 \times 0.8 \times 16.0 = 25.6 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 25.6 - 2 \times (2.0 + 0.15) = 21.3 \text{ cm}^2 \quad \text{سطح مقطع خالص}$$

اعضای کششی کوتاه طبق جدول شکل ۱-۱۳

$$A_n \leq 0.85 A_g = 0.85 \times 25.6 = 21.8 \text{ cm}^2$$

$$A_e = A_n = 21.3 \text{ cm}^2 \quad \text{سطح مقطع خالص مؤثر}$$

$$f_t = 296/25.6 = 11.6 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.4$$

$$F_t = 296/21.3 = 13.9 \text{ kN/cm}^2 \leq 18.5$$

کنترل پیچ کیپ M 20 - 4.6 (تنش مجاز از جدول شکل ۵-۵۵)

$$F_p = 32.0 \text{ kN/cm}^2 \text{ و } F_v = 14.0 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_1 = 296/5 = 59.2 \text{ kN}$$

در پیچ کیپ قطر میله یک میلیمتر بیشتر از قطر اسمی است .

$$N_v = 12 \times (2.12/4) \times 14.0 \times 2 = 97 \text{ kN} \geq 59.3$$

پیچ دو برشی

$$N_p = 2.1 \times 1.0 \times 32.0 = 67.2 \text{ kN} \geq 59.3$$

پ (محاسبه اتصال بال با پیچ 4.6 - M24) (SLP)

$$P_f = 0.5(1526 - 296) = 615 \text{ kN}$$

انتخاب شد : PL 250 × 18

$$A_g = 25.0 \times 1.8 = 45 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 45 - 2 \times 1.8 (2.4 + 0.15) = 35.8 \text{ cm}^2 \leq 0.85 A_g = 38.3 \text{ cm}^2$$

$$f_t = 618/45.0 = 13.7 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.4 \quad \text{مقطع کل}$$

$$f_t = 618/35.8 = 17.3 \text{ kN/cm}^2 \leq 18.5$$

کنترل پیچهای بال 10 M 24

$$N_1 = 615/10 = 61.5 \text{ kN}$$

$$N_v = 12 \times (2.5^2/4) \times 14.0 = 68.7 \text{ kN} > 61.5$$

$$N_p = 2.5 \times 1.7 \times 32.0 = 136 \text{ kN} > 61.5$$

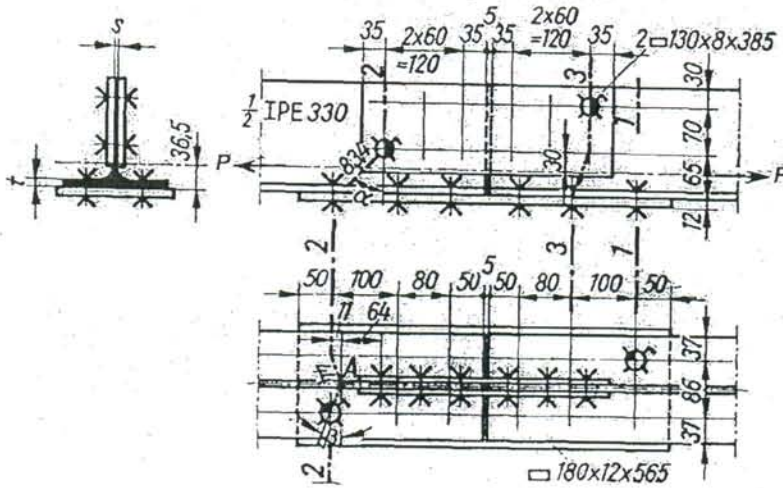
مثال ۳-

وصله بال کششی یک خرپا IPE 330 فولاد ST 37 با پیچ سیاه 4.6 نیرو $P = 40 \text{ kN}$

و بارگذاری عادی کنترل گردد. (شکل ۱-۲۹)

۱- کنترل تیر $\frac{1}{2}$ I PE 330

$$A_n = (1/2) \times 62.6 = 31.3 \text{ cm}^2 , \quad t_f = 11.5 \text{ mm} , \quad t_w = 7.5 \text{ mm}$$



شکل ۱- ۲۹: وصله یک عضو کششی با پیچ سیاه

$$A_n = 31.3 - 2 \times (2.2 + 0.15) \times 1.15 = 25.9 \text{ cm}^2 \quad \text{خط گسیختگی I}$$

خط گسیختگی II (به شکل ۱۱-۴ کتاب اول توجه شود)

$$A_n = 25.9 - 2 \times (1.6 + 0.15) \times 0.75 + \frac{7.5}{4 \times (6.5 - 0.575 + 4.3 - 0.375)} \times \left(\frac{1.15 + 0.75}{2} \right) = 25.9 - 2.6 + 1.4 = 24.7 \text{ cm}^2$$

$$f_t = 400 / 31.3 = 12.8 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.4 \quad \text{تنش در مقطع کل}$$

$$f_t = 400 / 24.7 = 16.2 \text{ kN/cm}^2 \leq 18.5$$

۲- کنترل اتصال جان تیر ۲PL 130 × 8 با ۶ M16 - ۴.۶

$$A_g = 2 \times 0.8 \times 13.0 = 20.8 \quad \text{ورق اتصال}$$

$$A_n = 20.8 - 2 \times 0.8 (1.6 + 0.15) \times 2 = 15.2 \text{ cm}^2 \leq 0.85 A_g = 17.7 \text{ cm}^2$$

$$P_w = \frac{0.75(16.5 - 1.15)}{31.1} \times 400 = 147 \text{ KN} \quad \text{نیروی جان}$$

فصل اول - اعضای کششی

۵۹

$$f_t = 147/20.8 = 7.1 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.4$$

تنش در مقطع کل

$$f_t = 147/15.2 = 9.7 \text{ kN/cm}^2 \leq 18.5$$

تنش در مقطع خالص موثر

6 M16 - 4.16

پیچهای جان

$$N_1 = 147/6 = 24.5 \text{ kN}$$

$$N_v = 2 \times 22.5 = 45.0 \text{ kN} \geq 24.5$$

$$N_p = 44.8 \times 0.75 = 33.6 \text{ kN} \geq 24.5$$

6M 22 یا PL 180 × 12

۳- کنترل اتصال بال تیر

$$P_f = 400 - 147 = 253 \text{ kN}$$

$$A_g = 18.0 \times 1.2 = 21.6 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 21.6 - 2 \times 1.2 + (2.2 + 0.15) = 16.0 \text{ cm}^2 \leq 0.85 \times 21.6 = 18.4 \text{ cm}^2$$

$$f_t = 253/21.6 = 11.7 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.4$$

$$f_t = 253/16 = 15.8 \text{ kN/cm}^2 \leq 18.5$$

$$N_1 = 253/6 = 42.2 \text{ kN}$$

پیچهای بال

$$N_1 \leq N_v = 42.6 \text{ kN}$$

$$N_1 \leq N_p = 61.6 \times 1.15 = 70.8$$

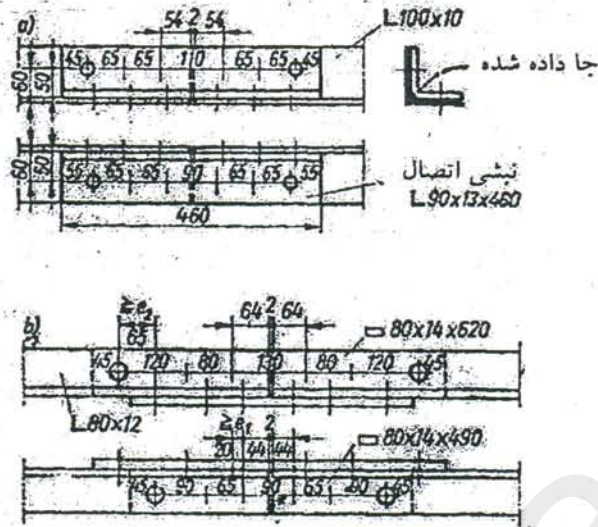
مثال ۴-

وصله عضو کششی از نبشی L100×10 با پرچ ST 37, P = 240 KN, Φ21 - UST36

و بارگذاری عادی کنترل گردد. (شکل ۱-۳۰)

الف) کنترل اتصال الف

- کنترل نبشی L100×10 بدون جابجائی کافی سوارخها (شکل الف)



شکل ۱-۳۰: وصله یک نبشی - الف) بدون جابجائی سوراخها و اتصال با نبشی، ب) با

جابجائی سوراخها و اتصال با ورق

$$A_g = 19.2 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 19.2 - 2 \times 1.0 \times 2.15 = 14.9 \text{ cm}^2$$

$$f_t = 240/19.2 = 12.5 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.4$$

$$f_t = 240/14.9 = 16.1 \text{ kN/cm}^2 \leq 18.5$$

• کنترل نبشی اتصال $L 90 \times 13$

$$A_g = 21.8 \geq 19.2 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 21.8 - 2 \times 1.3 \times 2.15 = 16.2 \geq 14.9 \text{ cm}^2$$

• کنترل پرچ 21 - UST 36 - 1

$$N_1 = 240/6 = 40 \text{ kN} \leq N_v = 48.4$$

$$N_1 \leq N_p = 58.8 \times 1.0 = 58.8$$

ب) کنترل اتصال ب

• کنترل نبشی $L80 \times 12$

$$A_g = 17.9 \text{ cm}^2$$

$$e = 6.5 \geq 3d = 3 \times 2.0 = 6.0 \text{ cm}$$

چون فاصله سوراخها از همدیگر بزرگتر از $3d$ می باشد احتیاج به کنترل در خط گسیختگی مورب نمی باشد.

$$A_n = 17.9 - 1.2 \times 2.15 = 15.3 \text{ cm}^2$$

$$f_t = 240/17.9 = 13.4 \leq 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_t = 240/15.3 = 15.7 \leq 18.5 \text{ kN/cm}^2$$

کنترل ورق اتصال $PL 80 \times 14$

$$A_g = 1.4 \times 8.0 = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 11.2 - 1.4 \times 2.15 = 8.2 \text{ cm}^2 \leq 0.85 \times 11.2 = 9.5 \text{ cm}^2$$

$$P = (1/2) \times 240 = 120 \text{ t}$$

$$f_t = 120/11.2 = 10.7 \leq 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_t = 120/8.2 = 14.63 \leq 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

۱-۱-۱- کنترل خستگی

کنترل خستگی تحت اثر نیروهای دینامیکی نوسانی می تواند بر اساس بخش ۲-۸-۵ کتاب

اول (آئین نامه ۵۱۹) و یا بخش ۲-۸-۶ کتاب اول (آئین نامه AISC) انجام گیرد. به مثال ۱

بخش ۱-۷ و مثال ۳ بخش ۱-۸ مراجعه شود.

۲- قطعات فشاری

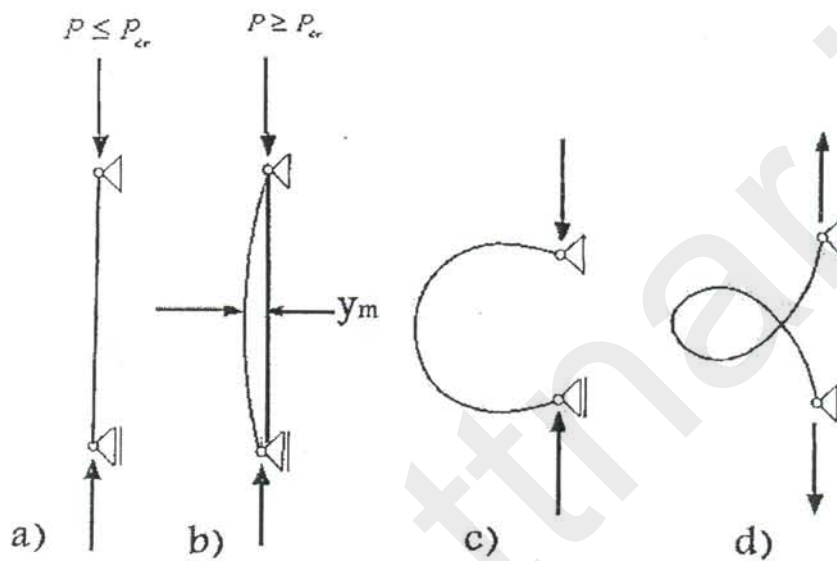
قطعات فشاری در سازه‌ها معمولاً بصورت ستون، پای قابها، تیرهای فشاری خریاها و مهاربندیها و غیره مورد استفاده می‌باشند. در طرح قطعات فشاری مسائل کمانش خمشی، کمانش خمشی پیچشی و کمانش موضعی نقش مهمی بازی می‌کنند و مسائل پایداری موضعی و کلی را پیش می‌آورند. لذا در این بخش سعی می‌شود در قسمت اول مسائل پایداری در تئوری نشان داده شده، سپس با استفاده از این معلومات پایداری طرح قطعات فشاری ساده و مرکب، قطعات فشاری با نیمرخ نازک و پایداری کلی دستگاههای ساختمانی ارائه شود. آیین نامه کشورهای اروپایی و آمریکایی در کنار هم مورد بحث قرار گرفته و طرز استفاده از آنها و تفاوت‌هایشان بیان خواهد شد. اتصال قطعات فشاری با همدیگر و با سایر اعضا ساختمان و همچنین اتصال آنها با شالوده در تئوری و عمل نشان داده خواهد شد.

۱-۲- کمانش

۲-۱- مسئله کمانش

حالتی بعنوان کمانش تعریف می‌شود که یک تیر مستقیم تحت بارهای مرکزی فشاری ناپایدار شده و خم می‌شود. شکل ۱-۲ این موضوع را نشان میدهد. در شکل ۱-۲-۱ تیر ایده آل مستقیم تحت نیروی P قرار گرفته است و نیروی P بتدریج افزایش می‌یابد. وقتی که نیرو به حد F_{cr} که نیروی کمانش ایده آل نامیده می‌شود رسید تیر شروع به خم می‌کند. (شکل ۱-۲-۱) و در نتیجه یک خیز معادل Y_m در وسط تیر ایجاد می‌گردد. هرگاه نیرو باز هم افزایش یابد در اثر جزیی بار بر مقدار خیز افزوده می‌شود تا اینکه برای بار $P = 2P_{cr}$ مقدار خیز به مقدار $Y_m = .45l$ میرسد. در اثر ازدیاد مجدد بار در سر تیر از کنار هم گذشته و حالت

شکل ۲-۱-۲ بوجود می آید. حالت $P = P_{cr}$ را حالت بی تفاوت می نامند. چون در مسائل راه و ساختمان تغییر شکلهای کوچک مجاز هستند لذا در طراحی دانستن بار P_{cr} بیشتر مورد نظر می باشد.

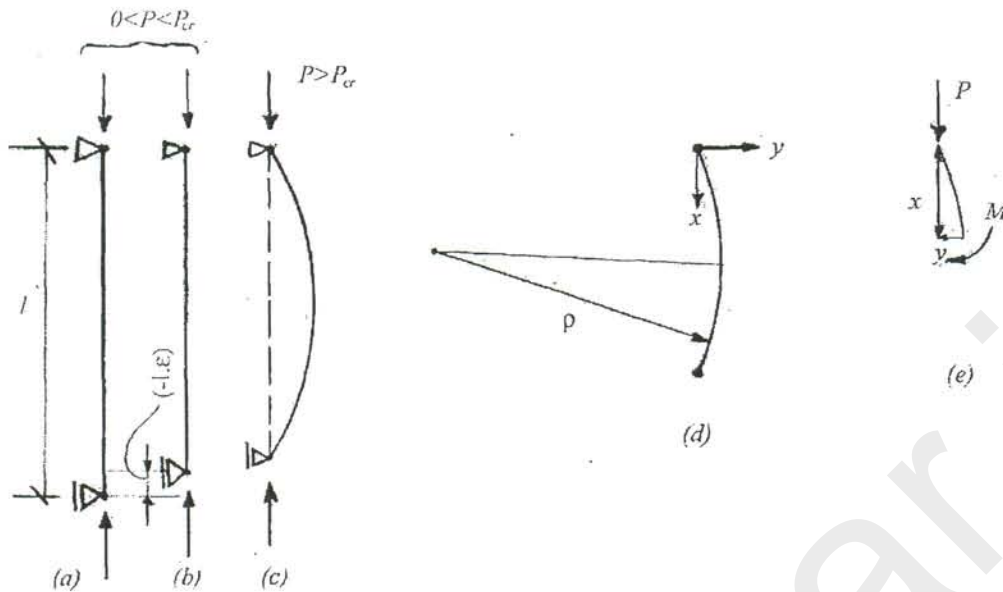


شکل ۲-۱-۲: تعریف کمانش - الف) λ موجود کمتر از بار کمانش - ب) بار موجود کمی کمتر از بار کمانش - ج) بار موجود خیلی بیشتر از کمانش - د) کمانش یک مصالح کاملاً ارتجاعی.

۲-۱-۲- کمانش تیر ساده دو سر مفصل تحت نیروی مرکزی:

تیر ساده و مستقیم ارتجاعی با ممان اینرسی یکسان در تمام طول تیر تحت یک بار مرکزی فشاری P قرار می گیرد (از وزن خود تیر فعلاً صرف نظر می گردد) در اثر تأثیر بار از $P = 0$ تا $P = P_{cr}$ تیر کاملاً مستقیم باقی می ماند و فقط از طول تیر کاسته می گردد.

(شکل ۲-۲-۲ b)



شکل ۲-۲: نمایش مراحل مختلف کمانش
 (d) تعریف شعاع خمش - (e) پیکره آزاد برای تعادل نیروها

بررسی P_{cr} که نیروی کمانش ایده آل نامیده می شود به این مفهوم است که این نیرو قسمت فرضیه های ایده آل چون مستقیم و ارتجاعی بودن کامل تیر و همچنین تأثیر مرکزی P بدست می آید. اگر $P > P_{cr}$ گردد در اثر کوچکترین نقصان در حرکت و یا نوسان و لرزش، تیر شروع به خم شدن می کند (شکل ۲-۲ - c). خمش تیرها (شکل ۲-۲ - d) را میتوان بوسیله شعاع خمش تیر تعریف نمود که مقدار آن بطوریکه از استاتیک و مقاومت مصالح معلوم است مساوی با:

$$\frac{1}{P} = -\frac{y'''}{(1+y'^2)^{1.5}} \quad (1-2)$$

که در آن P شعاع خمش و $\frac{1}{p}$ خمش و y مقدار خیز می باشد و y' مشتق اول و y'' مشتق

دوم خیز در طول تیر می باشد. در محاسبات (غیر از محاسبات تئوری درجه سوم) می توان

$$\frac{1}{p} = -y'' \quad (2-2) \quad \text{رابطه فوق را ساده نمود:}$$

و بطوریکه از مقاومت مصالح به یاد داریم معادله دیفرانسیل خیز به این صورت می باشد:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = y'' = -\frac{M}{EI} \quad (3-2)$$

برای تعیین مقدار P_{cr} معادله تعادل نیروها و لنگر در سیستم تغییر شکل یافته (شکل ۲-۲)

(e) نوشته می شود

$$M - Py = 0 \quad (4-2)$$

$$EIy'' + Py = 0 \quad (5-2) \quad \text{و پس از جاگذاری } M \text{ خواهیم داشت:}$$

برای سادگی در محاسبه مقدار زیر تعریف می شود:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad (6-2)$$

$$y'' + \varepsilon^2 y = C \quad (7-2)$$

رابطه (۲-۷) معادله دیفرانسیلی تیر ساده مستقیم را تحت نیروی مرکزی در تئوری درجه دوم

نشان میدهد. اگر تعادل نیروها در سیستم تغییر شکل یافته نوشته شود تئوری مربوطه،

تئوری درجه اول نامیده می شود که تمام محاسبات معمولی بر مبنای آن بنا شده است.

در صورتیکه تعادل نیروها در سیستم تغییر شکل یافته برقرار شود تئوری مربوطه را تئوری

درجه دوم می نامند (محاسبه خمش از رابطه (۲-۲) . تئوری درجه سوم موقعی است که خمش از رابطه (۱-۲) محاسبه گردد.

منظور از مسائل پایداری ، تعادل نیروها در سیستمهای تغییر شکل یافته می باشد . برای حل معادله دیفرانسیلی ۲ - ۷ راه های مختلفی رایج است و ما در اینجا از روش تعریف رابطه استفاده می کنیم و رابطه زیر را بعنوان جواب معادله مذکور برای خیز تیر می نویسیم .

$$y(x) = C_1 \sin \epsilon x + C_2 \cos \epsilon x \quad (۸-۲)$$

برای تعیین C_1, C_2 از شرایط تکیه گاهی استفاده می کنیم :

$$y(0) = y(L) = 0 \quad (۹-۲)$$

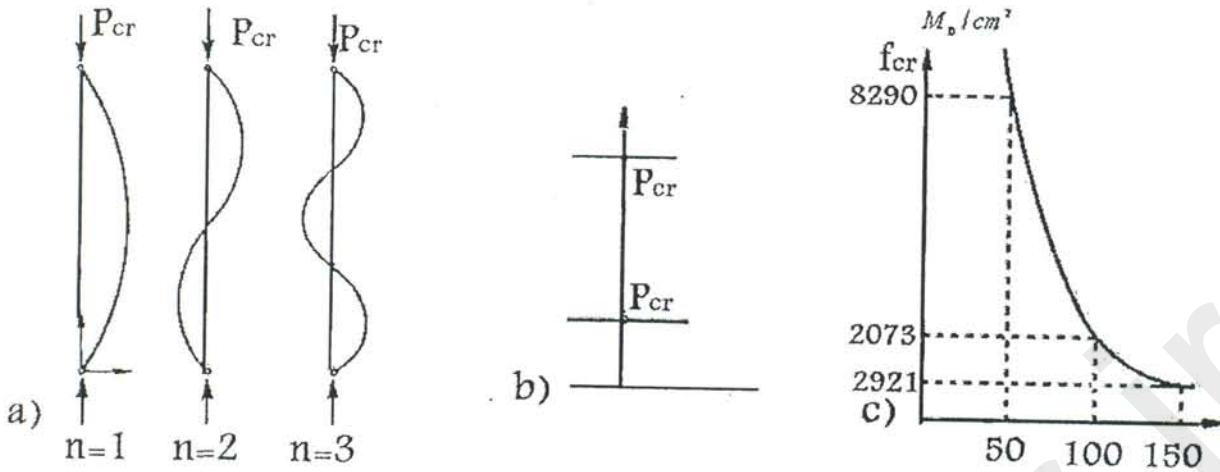
$$\left. \begin{aligned} x=0 \rightarrow y(0) = 0 = C_2 \rightarrow C_2 = 0 \\ x=L \rightarrow y(L) = 0 = C_1 \sin \epsilon L \end{aligned} \right\} \quad (۱۰-۲)$$

$$\sin \epsilon L = 0 \rightarrow \epsilon L = n\pi \quad (۱۱-۲)$$

با استفاده از روابط (۲-۶) و (۲-۱۱) بدست می آید .

$$\frac{n^2 \pi^2}{L^2} = \frac{P}{EI} \rightarrow P_{cr} = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad (۱۲-۲)$$

در شکل ۲ - ۳ - a برای $n = 1, 2, 3$ تغییر شکل تیر مربوطه نشان داده شده است .



شکل ۲-۳: (a) حالت‌های مختلف کمانش تیر دو سر مفصلی - (b) نیروی کمانش ایده آل برای $n=1$ و $n=2$ - (c) رابطه میان ضریب لاغری و تنش کمانش ایده آل

چون کوچکترین نیروی کمانش به ازای $n=1$ بدست می آید لذا رابطه (۲ - ۱۲) به صورت رابطه (۲ - ۱۳) در می آید که بنام نیروی کمانش اولر (EULER) P_E معروف است.

$$P_{cr}(1) = P_E = \frac{\pi^2 EI}{S_K^2} \quad (2-13)$$

$S_K=1$ طول کمانش است که برای تیر شکل (۲-۳-۱) داریم

شکل ۲-۳-۱: نیروهای کمانش $P_{cr}(1), P_{cr}(2)$ را در آبک خیز - نیرو نشان میدهد.

تنش کمانش ایده آل عبارت است از:

$$f_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \pi^2 \cdot \frac{E}{S_K^2} \cdot \frac{I}{A} = \pi^2 \cdot \frac{E}{S_K^2} \cdot r^2 = \pi^2 \cdot \frac{E}{\lambda^2}$$

$$f_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E}{\lambda^2} \quad (2-14)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (۱۵-۲) \quad \Gamma = \text{شعاع ژیراسیون}$$

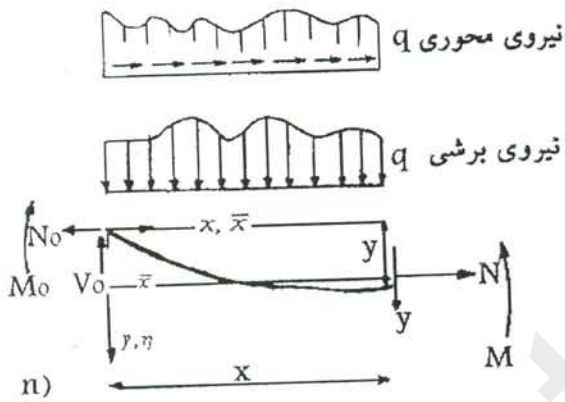
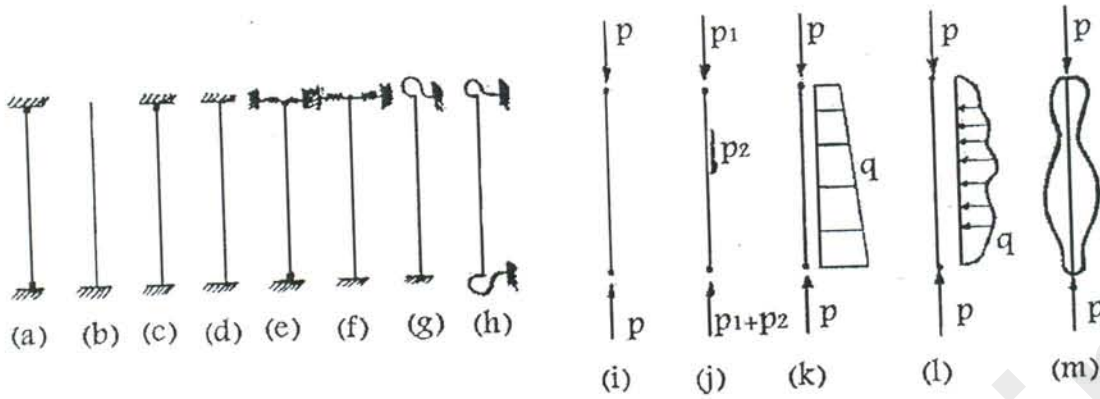
$$\lambda = \frac{Sk}{r} \quad (۱۶-۲) \quad \lambda = \text{ضریب لاغری}$$

رابطه بین f_{cr} و λ را شکل (۲-۳-۲) نشان میدهد که بنام یمی اولر معروف است.

رابطه (۲-۱۴) بیان می کند هر چه تیر لاغرتر باشد مقدار تنش کمانش ایده آل کمتر است. یعنی تیرهای لاغرتر با نیروی کمتری کمانش می کنند.

۲-۱-۳ معادله دیفرانسیل کلی کمانش تیرهای ساده :

در بخش ۲-۱-۲ معادله دیفرانسیل تیر ساده دو سر مفصل بیان گردید. ممکن است شرایط تکیه گاهی حالت دیگری چون دو سر گیردار یا یک سر آزاد و سر دیگر گیردار داشته باشد و یا تیر بوسیله فنرهای نیرو (شکل ۲-۴-۱ و e) و یا فنرهای لنگر (۲-۴-۲) نگهداشته شده باشد. از جهت چگونگی تأثیر نیرو، ممکن است نیروهای مختلف در طول تیر (شکل ۲-۴-۳) بر تیر وارد شود، یا اینکه نیروی محوری در طول تیر گسترده باشد (شکل ۲-۴-۴) و یا علاوه بر نیروی P نیروی گسترده برشی q هم (شکل ۲-۴-۱) بر تیر تأثیر کند و یا اینکه ابعاد تیر در طول تیر یکسان نباشد (شکل ۲-۴-۵)



شکل ۲-۴: نمایش چندین حالت مختلف تیرهای فشاری ساده:

a تا h) تیرهای فشاری با شرایط مختلف تکیه گاهی مفصلی، گیردار، فنر نیرو و فنر لنگری

i تا k) تیر با نیروی فشاری متمرکز و گسترده (l-1) تیر فشاری همراه با بار گذاری جانبی
 m- تیر فشاری با ابعاد متغیر (n) پیکره آزاد تیر تغییر شکل یافته در حالت عمومی

برای این موضوع معادله دیفرانسیلی کلی را بدست می آوریم و سپس برای حالت‌های مختلف آن

را عمل می کنیم.

در شکل ۲-۴ تیری تحت نیروهای گسترده محوری P و برشی q قرار گرفته و در تکیه گاه نیروهای M_o, N_o, V_o تأثیر دارند. تعادل نیرو در تیر تغییر شکل یافته با فرض تغییر شکل کوچک عبارت است از:

$$V - V_o - \int_k q dx = 0$$

تعادل نیروهای عمودی

$$N - N_o + \int_k P dx = c$$

تعادل نیروهای افقی

$$M - M_o - V_o x + \int_0^x q(x - \bar{x}) d\bar{x} + N_o y - \int_0^x P \bar{x} d\bar{x} = 0$$

تعادل لنگر

رابطه (۲-۲) در رابطه فوق جاگذاری می گردد.

$$EIy'' + M_o - N_o y + V_o x - \int_0^x q(x - \bar{x}) d\bar{x} + \int_0^x P \bar{x} d\bar{x} = 0 \quad (۱۷-۲)$$

از رابطه (۱۷-۲) دو بار نسبت به x مشتق می گیریم پس داریم:

$$(EIy'')'' - N_o y'' + \left[\int_0^x P \bar{x} d\bar{x} \right]'' = q \quad (۱۸-۲)$$

درحالیکه مقطع تیر در طول تیر ثابت باشد (یعنی: ثابت $EI =$) میتوان نوشت:

$$y^{(4)} - N_o y'' + \frac{1}{EI} \left[\int_0^x P \mu d\bar{x} \right]'' = q \quad (۱۹-۲)$$

رابطه (۱۸-۲) معادله دیفرانسیلی تیرهای ساده در تئوری درجه دوم می باشد. به کمک این معادله میتوان با استفاده از شرایط اتصال و تکیه گاهی، هر عضو ساختمانی را بررسی کرد. اما استفاده کردن از این معادله دیفرانسیل در سیستمهای پیچیده مشکل است. اگر چه می توان آنرا بوسیله متد ریاضیات عددی برای تمام سیستمها حل کرد. در سیستمهای پیچیده

روشهای مختلف دیگری که توسعه و تکمیل معادله بالا می باشد رایج هستند که در فصلهای بعدی ذکر خواهد شد.

۲-۱-۴ - تیرهای ساده و کاملاً ارتجاعی تحت اثر نیروهای مرکزی:

۲-۱-۴-۱ - تکیه گاههای آزاد و گیردار:

جدول ۲-۱ - ۱ حالت‌های مختلف تیرهای ساده را نشان می دهد که در آنها با گذاشتن:

$$P(x) = q = 0, N_o = -P_{cr} \quad (20-2)$$

در رابطه (۲-۱۹) معادله دیفرانسیل مربوط حاصل میگردد.

$$y'''' + \frac{P_{ki}}{EI} y'' = 0, \varepsilon = \sqrt{\frac{P_{cr}}{EI}}$$

$$y'''' + \varepsilon^2 Y'' = 0 \quad (21-2)$$

حل عددی معادله (۲-۲۱) عبارتست از:

$$y = C_1 \sin \varepsilon x + C_2 \cos \varepsilon x + C_3 + C_4 x \quad (a-22-2)$$

$$y' = \varepsilon C_1 \cos \varepsilon x - \varepsilon C_2 \sin \varepsilon x + C_4 \quad (b-22-2)$$

$$y'' = -\varepsilon^2 C_1 \sin \varepsilon x - \varepsilon^2 C_2 \cos \varepsilon x \quad (c-22-2)$$

$$y''' = -\varepsilon^3 C_1 \cos \varepsilon x + \varepsilon^3 C_2 \sin \varepsilon x \quad (d-22-2)$$

$$y'''' = \varepsilon^4 C_1 \sin \varepsilon x + \varepsilon^4 C_2 \cos \varepsilon x \quad (e-22-2)$$

جدول شماره ۲-۱ ضریب طول کمانش و نیروی کمانش								
	a	b	c	d	e	f	g	h
							در ساختمانهای عملی	
$K = \frac{S_k}{L}$	2	1	0.706	0.5	2	1	≥ 0.7	≥ 1.3
$\frac{P_{cr}}{P_E}$	0.25	1	2.046	4	0.25	1	≤ 2.046	≤ 0.59
کتابچه و جدول	موجود نیست				موجود نیست		موجود است	

جدول ۱-۲

بعد از حل هر حالتی رابطه زیر بدست می آید :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{S_K^2} = \frac{\pi^2 EI}{(\beta L)^2} \quad (2-23)$$

که در آن $K = \frac{S_K}{L}$ ضریب طول کمانش بوده و مقدار آن در جدول ۱-۲ ذکر شده است .

جدول ۱-۲ برای هر حالتی نسبت نیروی کمانش (P_{cr}) بر نیروی کمانش اولر (P_E) را یعنی

$\left(\frac{P_{cr}}{P_E}\right)$ را نشان می دهد. مشاهده می شود ، تیر دو سرگیردار میتواند ۴ برابر تیر دو سر مفصل و

۱۶ برابر تیر کنسول (حالت a) نیرو تحمل کند .

شرایط تکیه گاهی برای حالات جدول ۱-۲										
- انتهای $x=0$						انتهای $x=l$				
	y	y'	y''	y'''	y''''	y	y'	y''	y'''	y''''
a	0	0						0	0	
b	0		0			0		0		
c	0	0				0		0		
d	0	0				0	0			
e	0		0				0		0	
f	0	0					0		0	

جدول ۲-۲

۲-۱-۴ تکیه گاههای فنری :

روابط مربوط به شرائط کمانش تیرهای فشاری با تکیه گاههای فنری از حل معادله دیفرانسیلی (۲-۱۷) با در نظر گرفتن شرائط تکیه گاهی فنری بدست می آید که در زیر شرح داده می شود:

معادله دیفرانسیلی از ساده کردن رابطه (۲-۱۷) بدست می آید یعنی :

$$y'' + \varepsilon^2 y = -\frac{M_0}{EI} - \frac{V_0 x}{EI}$$

$$y'' + \varepsilon^2 y = -\frac{d_1 + d_2}{EI} \alpha + \frac{d_1 + d_2}{EI} \cdot \frac{\alpha}{L} x \quad (2-24) \quad \text{برای فنرهای لنگری :}$$

با تعریف رابطه زیر معادله دیفرانسیلی قابل حل است.

$$y = C_1 \sin \varepsilon x + C_2 \cos \varepsilon x - \frac{d_1 + d_2}{EI} + \frac{d_1 + d_2}{EI} \cdot \frac{x}{l}$$

$$y'' + \varepsilon^2 y = \frac{C \cdot f}{EI} x \quad (2-25) \quad \text{برای فنرهای نیرو :}$$

برای حل داریم :

$$y = C_1 \sin \varepsilon x + C_2 \cos \varepsilon x + \frac{C \cdot f}{EI} \cdot \frac{x}{\varepsilon^2}$$

در این روابط d_1, d_2 سختی فنری فنرهای لتگری هستند که لنگر M حاصل از دوران زاویه α

برابر است با :

$$M = d \cdot x$$

C عبارت از سختی فنری فنرهای فشاری و کششی میباشد و نیروی حاصل از تغییر طول f در

این فنرها عبارت است از :

$$P = cf$$

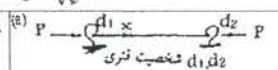
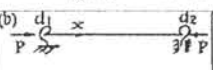
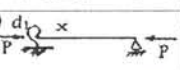
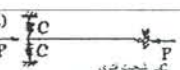
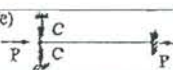
شرایط تکیه گاهی حالت‌های مختلف مربوط به جدول (۲-۴) عبارتند از :

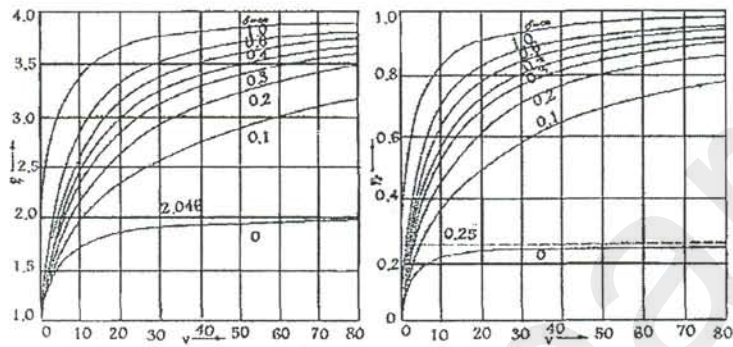
شرایط تکیه گاهی برای حالات جدول ۲-۳										
انتهای $x=0$						انتهای $x=l$				
	y	y'	y''	y'''	y''''	y	y'	y''	y'''	y''''
a	0		$d_{1\alpha}$			0		$d_{2\alpha}$		
b	0		$d_{1\alpha}$					$d_{2\alpha}$		0
c	0		$d_{1\alpha}$			0		0		
d	f		0			0		0		
e	f		0			0				

نتایج حاصله بعد از حل معادله دیفرانسیلی در جدول ۲-۳ ذکر شده است و نیروی

کمانش P_{cr} برای حالت‌های مختلف را می توان از این جدول بدست آورد.

جدول ۱-۲ شرایط کماتش و نیروی کماتش و ضریب طول کماتش نیروهای ساده با تکیه گاه های فنری

نوع تکیه گاه	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 
شرایط کماتش	$\frac{1}{y} \frac{d}{dx} \left[(d_1 x)^2 \sin \epsilon x + \frac{1+\epsilon}{y \cdot p} (d_2 x)^2 \cos \epsilon x \right] - \epsilon \sin \epsilon x + \epsilon \cos \epsilon x + 2 \cos \epsilon x - 2 = 0$ $p_{cr} = P_{cr} \phi_1, \kappa = \frac{S_2}{S_1} \sqrt{\frac{1}{\phi_1}}$	$\frac{1}{y} \frac{d}{dx} \left[\frac{1}{\epsilon} (d_1 x)^2 \sin \epsilon x \right] - \frac{1+\epsilon}{y} \frac{d}{dx} \left[\frac{1}{\epsilon} (d_2 x)^2 \cos \epsilon x \right] - \epsilon \cos \epsilon x + \epsilon \sin \epsilon x = 0$ $p_{cr} = P_{cr} \phi_2, \kappa = \frac{S_2}{S_1} \sqrt{\frac{1}{\phi_2}}$	$\frac{1}{y} \frac{d}{dx} \left[\frac{1}{\epsilon} (d_1 x)^2 \sin \epsilon x \right] - \frac{1+\epsilon}{y} \frac{d}{dx} \left[\frac{1}{\epsilon} (d_2 x)^2 \cos \epsilon x \right] - \epsilon \cos \epsilon x + \epsilon \sin \epsilon x = 0$ $\kappa = \sqrt{\frac{d_1}{d_2}} \cdot \sqrt{\frac{1+\epsilon}{\epsilon}}$	$p = C \epsilon$	$\kappa \epsilon = \epsilon \left(1 - \frac{p}{C \epsilon} \right)$ $C = \frac{p_{cr}}{\epsilon}$
شرایط حدی	$d_1 = d_2 = 0$ $\kappa = 0$	$d_1 = d_2 = 0$ $\kappa = 0$	$d_1 = d_2 = 0$ $\kappa = 0$	$c = \infty$	$c = 0$

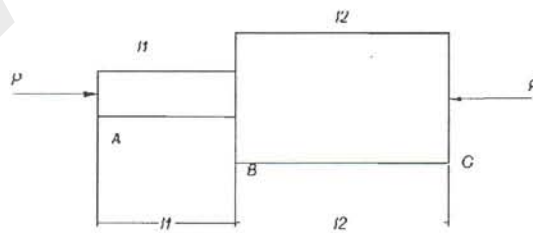


جدول ۲-۴

۲-۱-۳ تیر ساده با تغییر جهش ابعاد:

هر گاه ابعاد تیری در طول تیر با جهش تغییر کند. معادلات دیفرانسیلی عیناً مثل رابطه ۲-۲-

۲۱ میباشند و شرایط تکیه گاهی برای شکل مقابل عبارتند از:



شکل ۲-۵

نقطه	A	B _{چپ}	B _{راست}	C
y	0	$y_1(l_1) = y_2(0)$		0
y'		$y'_1(l_1) = y'_2(0)$		
y''	0		$y''(l_1) = y''_a(0)$	0
y'''			$y'''(l_1) = y'''_a(0)$	
y''''				

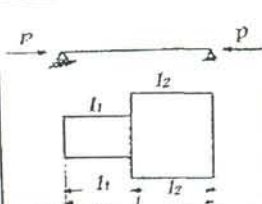
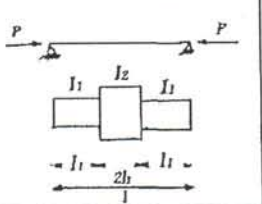
جدول ۲-۵

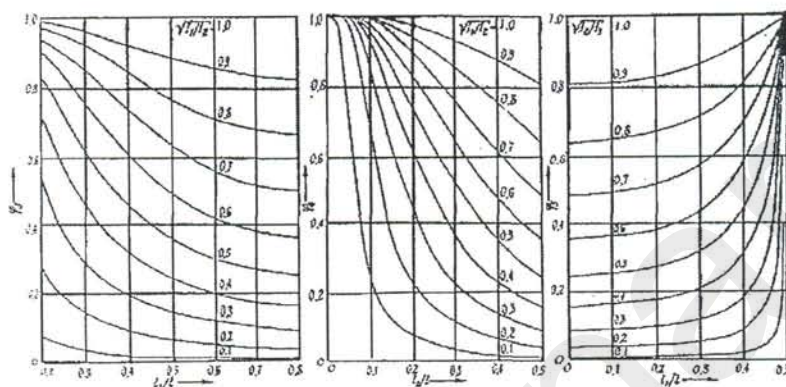
که با قرار دادن در معادله دیفرانسیل و حل کردن آن شرایط کمانش بدست می آیند.

جدول ۲-۶ شرایط کمانش و نیروی کمانش و هم چنین ضریب طول کمانش را برای دو حالت

مختلف نشان میدهد.

جدول 3-6 شرایط کماتش تیرهای ساده با تغییر جهشی ابعاد

$\kappa = \frac{P}{EI} = \sqrt{\frac{1}{EI}}$ 	$\frac{E_2}{E_1} \epsilon_1 \lambda_1 + \epsilon_2 \lambda_2 = 0$ $P_{cr} = \phi_3^2 \frac{E I_2}{\lambda^2}$		$\frac{E_2}{E_1} \epsilon_1 \lambda_1 \cdot \epsilon_2 \lambda_2 - 1 = 0$ <p>اگر $I_1 < I_2$ $P_{cr} = \phi_1 \pi^2 \frac{E I_2}{\lambda^2}$</p> <p>اگر $I_1 > I_2$ $P_{cr} = \phi_3 \frac{\pi^2 E I_1}{\lambda^2}$</p>	<p>تذکر:</p> <p>اگر $\lambda_1 = \sqrt{\frac{P}{EI_1}}$</p> <p>اگر $\lambda_2 = \sqrt{\frac{P}{EI_2}}$</p>
--	---	---	---	--

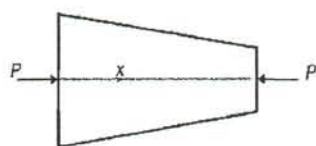


جدول ۲-۶

۲-۱-۴ - تیر ساده با ابعاد متغیر:

اگر ابعاد تیر متغیر باشد ممان اینرسی در تمام طول تیر ثابت نبوده و روند I باید در رابطه (۲) -

(۱۸) منظور گردد. (I ثابت نیست)



شکل ۲-۶

اگر برای I یک معادله شبیه :

$$I(x) = I_c (1 + \mu x)^\alpha \quad (26-2)$$

قرار دهیم که در آن I_c یک معان اینرسی فرضی ثابت بوده و μ و α براساس آهنگ تغییر $I(x)$ تعیین می گردند رابطه به شکل زیر در می آید.

$$y''' + \frac{4\mu}{1 + \mu x} y'' + \frac{2\mu^2 + X^2}{(1 + \mu x)^2} y' = 0 \quad (27-2)$$

که در آن :

$$X^2 = \frac{P}{EI_c} l^2 \quad (28-2)$$

رابطه (۲۷ - ۲) طبق رابطه زیر حل می شود.

$$y(\delta) = C_1 \frac{(\delta)^{\frac{1+\mu}{2}}}{(x/\mu)^2} + C_2 \frac{(\delta)^{\frac{1-\mu}{2}}}{(x/\mu)^2} + C_3 \delta + C_4 \quad (29-2)$$

که در آن :

$$\delta = 1 + \mu x \quad (a-30-2)$$

$$\mu = \sqrt{1 - 4X^2 / \mu^2} \quad (b-30-2)$$

نتایج بعضی از تحقیقات در جداول ۲-۷ و ۲-۸ ذکر شده اند.

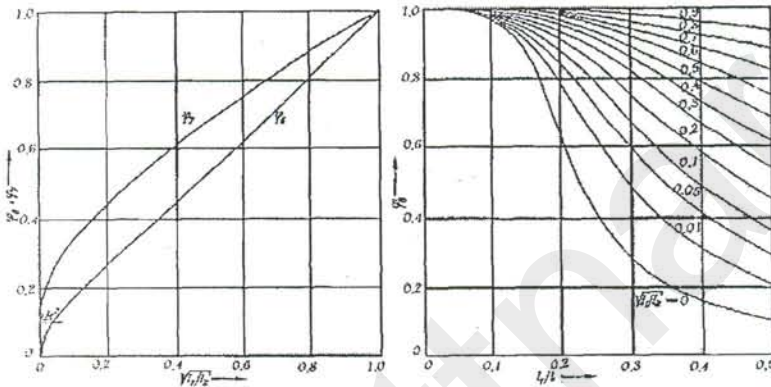
از این جداول میتوان ممان اینرسی معادل I و بار ضریب طول کمانش K را بدست آورد.

<p>جدول ۲-۴: تیرهای ساده با ابعاد متغیر تحت نیروهای مرکزی و سطح مقطع ثابت در طول تیر^۱</p> <p>تعیین ممان اینرسی معادل تیرهای ساده با ابعاد متغیر (ضریب طول کمانش = β)</p> <p>$I = c \cdot \max I$ و $I_0 \geq 0.01 I_1$</p> <p>$K = \sqrt{\frac{1}{c}}$ و $\nu = \sqrt{\frac{I_0}{I_1}} = \sqrt{\frac{\min I}{\max I}}$</p>	
<p>تیر دو سر مفصل</p> <p>$l_1 \geq 0.8l \rightarrow c = 1$</p> <p>$l_1 \leq 0.5l, 0.1 \leq \nu \leq 1$</p> <p>$c = (0.17 + 0.33\nu + 0.5\sqrt{\nu} + \frac{l_1}{l}(0.62 + \sqrt{\nu} - 1.62\nu))$</p> <p>$0.5l < l_1 < 0.8l \rightarrow$</p> <p>برای c یک مقدار ما بین دو حد بالا تعیین می گردد.</p>	
<p>$0.1 \leq \nu \leq 1 \rightarrow$</p> <p>$c = 0.48 + 0.02\nu + 0.5\sqrt{\nu}$</p>	
<p>$l_1 \geq 0.8l \rightarrow c = 1$</p> <p>$l_1 \leq 0.5l, 0.1 \leq \nu \leq 1 \rightarrow$</p> <p>$c = (0.08 + 0.92\nu) + (\frac{l_1}{l})^2 \times (0.32 + 4\sqrt{\nu} - 4.32\nu)$</p> <p>$0.5l < l_1 < 0.8l \rightarrow$</p> <p>برای c یک مقدار ما بین دو حد بالا تعیین می گردد.</p>	
<p>$0.1 \leq \nu \leq 1$</p> <p>$c = 0.18 + 0.32\nu + 0.5\sqrt{\nu}$</p>	

^۱ بطور مثال نیمرخهای I با جان نازک و بال پهن و ضخیم و یا خریاها

جدول 5-6- شرایط کمانش - نیروی کمانش و ضریب طول کمانش نیروهای ساده با ابعاد متغیر (مثلا پروفیل با جان نازک و بالهای یکنواخت یا شریک‌ها یا با ابعاد متغیر)

$P_{cr} = \left[\frac{1}{2\pi^2} \left(\frac{1}{\ln \frac{r_2}{r_1}} \right)^2 - \frac{1}{\ln \frac{r_2}{r_1}} \right] \frac{E I_2}{l^2} \approx \frac{K^2 E I_2}{l^2}$	$ig \left[\sqrt{\frac{E_1 E_2}{E_1 - E_2}} - 1 \cdot \ln \sqrt{\frac{E_2}{E_1}} - \sqrt{\frac{E_1 E_2}{E_1 - E_2}} - 1 \right] = 0$	$\frac{2E_1 E_2}{E_1 - E_2} \ln \left[\frac{r_2}{r_1} \left(\frac{r_2}{r_1} - \epsilon_2 \right) \epsilon_1 \right] - 1 - \frac{\sqrt{1 - \frac{2E_1 E_2}{E_1 - E_2}}}{\ln \left[\frac{1}{2} \ln \frac{r_2}{r_1} \sqrt{1 - \frac{2E_1 E_2}{E_1 - E_2}} \right]} = 0$
<p>تذکر: $\epsilon_1 = \sqrt{\frac{P}{E I_2}}$, $\epsilon_2 = \sqrt{\frac{P}{E I_1}}$</p>	$P_{cr} = \phi_1 \pi^2 E I_2 l^2$	$P_{cr} = \phi_2 \pi^2 \frac{E I_2}{l^2}$



جدول ۲ - ۸

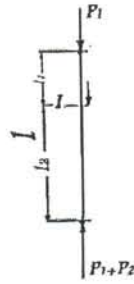
۲- ۱ - ۴ - ۵ تیر ساده با تغییر جهشی نیروی محوری:

در اینجا از رابطه (۲- ۲۱) و راه حل (۲- ۲۲) استفاده می شود.

و شرایط حدی بین دو قسمت L_1 و L_2 مثل بخش ۲ - ۱ - ۴ - ۳ می باشد. فقط در اینجا

بجای I_1, I_2 ، نیرو متغیر است و در نتیجه دو ϵ لازم می شود.

$$\epsilon_1 = \sqrt{\frac{P_1}{EI}} \quad , \quad \epsilon_2 = \sqrt{\frac{P_2}{EI}}$$



شکل ۲ - ۷

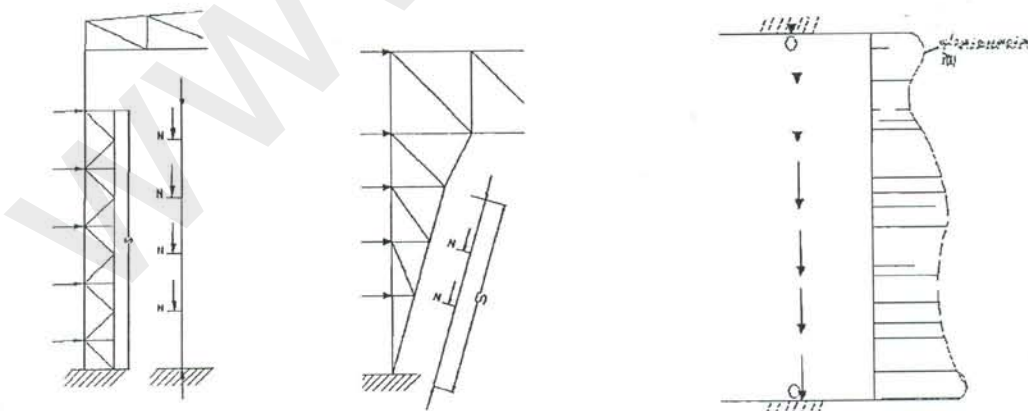
برای حالت تیر ساده دو سر مفصل نتیجه در جدول ۲ - ۹ ذکر شده است .

۱ - ۲ - ۳ - ۴ - ۶ - تیر ساده با نیرو محوری متغیر :

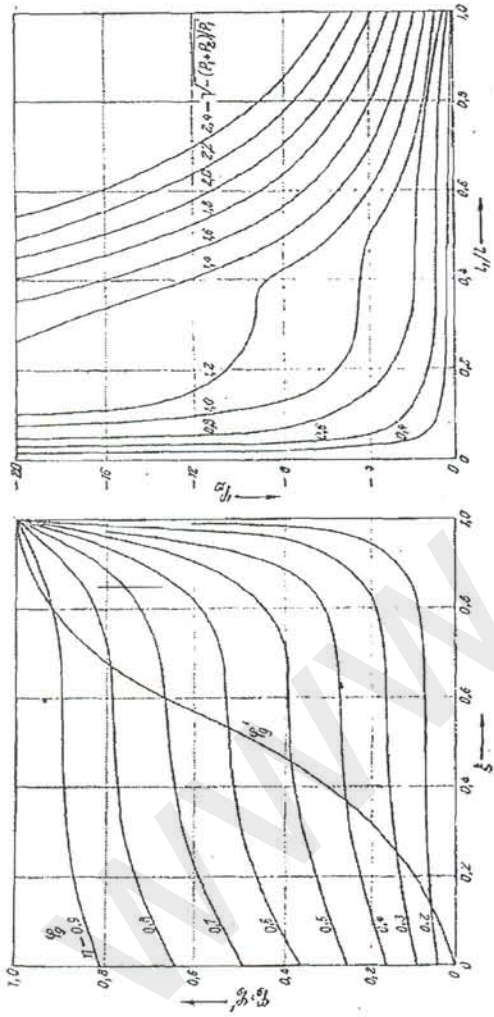
اگر نیروی محوری متغیر باشد معادله دیفرانسیل مربوط از رابطه (۲ - ۱۷) بدست می آید .

$$y'' + \frac{1}{EI} \int_0^x p(x) \cdot \mu d\bar{x} = c \quad (۲-۳۱)$$

حل این معادله هم مثل معادلات بالایی است . بعضی از نتایج در جدول ۲ - ۱۰ ذکر شده اند .

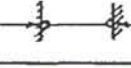
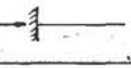
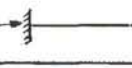



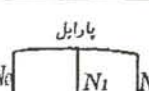
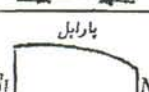



$K = \sqrt{\frac{1}{\phi}}$ $E_1 = \sqrt{\frac{P_1}{EI}}, \quad E_2 = \sqrt{\frac{P_2}{EI}}$ $E_3 = \sqrt{\frac{P_1 + P_2}{EI}}$ $P_E = \frac{\Pi^2 EI}{l^2}$	<p>جدول ۲-۶ - شرایط کماتش - نیروی کماتش ایده ال و ضریب طول کماتش برای نیر ساده با نیروی محوری جهشی</p> $\left(\frac{E_2}{E_1}\right)^2 - \left(\frac{E_2}{E_3}\right)^2 - \frac{E_1^2 l + E_2^2 l_1}{E_1 \tan(E_1 l_1)} - \frac{E_3^2 l - E_2^2 l_2}{E_3 \tan(E_3 l_2)} = 0$ <p>و قیاسه $\zeta = \frac{l_1}{l}, \eta = \sqrt{\frac{P_1}{P_1 + P_2}}$</p> <p>اگر $0 < P_1 < P_1 + P_2$ $\Rightarrow P_{cr} = \phi_0 P_E$ و قیاسه $\zeta = \frac{l_1}{l}, \eta = \sqrt{\frac{P_1 + P_2}{P_1}}$</p> <p>اگر $0 < P_1, P_1 < P_1 + P_2$ $\Rightarrow P_{cr} = \phi_0 P_E$ و قیاسه $\zeta = \frac{l_2}{l}, \eta = \sqrt{\frac{P_1 + P_2}{P_1}}$</p> <p>اگر $P_1 > 0, P_2 < 0, P_1 < P_2$ $\Rightarrow (P_1 + P_2)_{cr} = \phi_{10} P_E$ و قیاسه $\zeta = \frac{l_2}{l}$</p> <p>اگر $P_1 = 0$ $\Rightarrow \frac{l_1^2}{3} E_2^2 - \frac{l_1}{l} - \frac{l_1 E_2^2}{\tan E_2 l_2} - 1 = 0 \Rightarrow P_{cr} = \phi_0 P_E$ و قیاسه $\zeta = \frac{l_1}{l}$</p>
---	---





جدول 6-7 مقدار k برای تیرهای ساده با نیروی محوری متغیر

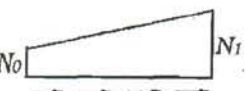

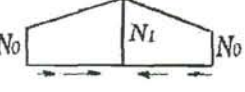
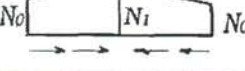
توضیح: نیروی کماتش ایده ال $P_e = \frac{\pi^2 EI}{S_i^2}$ و ضریب طول کماتش $\beta = \frac{S_e}{S_i}$ ، $\eta = \frac{N_0}{N_1}$

تیر بار				
	$\sqrt{\frac{1 + 0.88\eta}{1.88}}$		$\sqrt{\frac{1 + 0.51\eta}{3.09}}$	$\sqrt{\frac{1 + 0.93\eta}{7.72}}$
	$\sqrt{\frac{1 + 2.18\eta}{3.18}}$			$\sqrt{\frac{1 + 0.93\eta}{7.72}}$
	$\sqrt{\frac{1 + 1.09\eta}{2.09}}$			$\sqrt{\frac{1 + 0.35\eta}{5.40}}$
		$2\sqrt{\frac{1 + 1.09\eta}{2.09}}$		
		$2\sqrt{\frac{1 + 2.18\eta}{3.18}}$	$\sqrt{\frac{1 + 1.65\eta}{5.42}}$	

روابط فوق در حالتی متغیر هستند که:
 الف) کماتش در حالت ارتجاعی باشد.
 ب) جهت نیرو ضمن تغییر شکل ثابت بماند.

تیر:   قبل از تغییر شکل / بعد از تغییر شکل

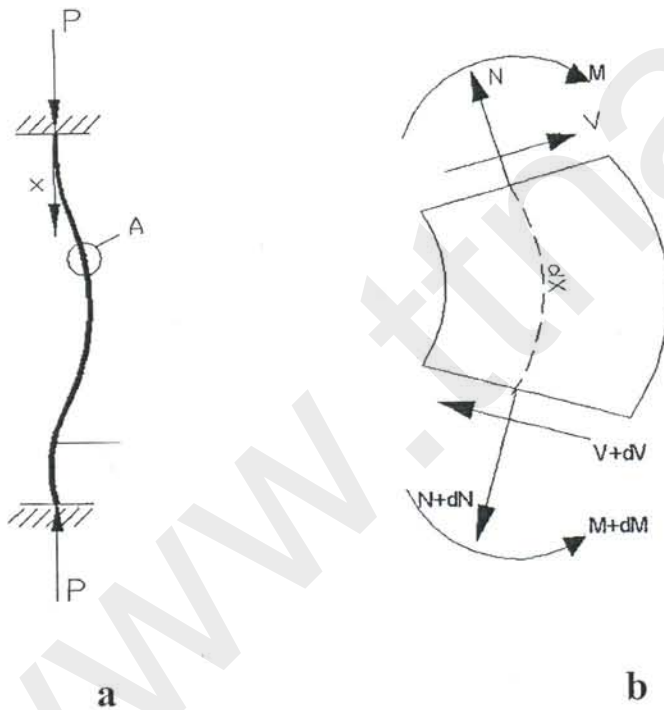
هر گاه جهت نیرو مماس بر تغییر شکل یا نه تغییری پیدا کند روابط زیر برقرار می باشد.

	$K = \sqrt{\frac{1 + 0.92\eta}{1.92}}$	
	$K = \sqrt{\frac{1 + 0.40\eta}{1.40}}$	
	$K = \sqrt{\frac{1 + 0.14\eta}{1.14}}$	

۲-۱-۴ - تأثیر تغییر طول در نیروی کمانش :

تا بحال از کاهش طول تیر تحت فشار صرف نظر کرده بودیم . اکنون تأثیر این موضوع بررسی می شود . از تیر فشاری شکل (۲-۱-۴) عنصری به طول dx جدا می شود . نیروهای موجود عبارتند از :

$$N = -P \cos \varphi, V = P \sin \varphi$$



شکل ۲-۱-۴ : (a) حالت کمانش (b) تعادل نیروها در تیر تغییر شکل یافته

تعادل نیروها در جهت N, Q عبارتند از ؛ $(\bar{\varepsilon} = \text{کرنش ستون})$

$$EA\bar{\varepsilon} + P \cos \varphi = 0 \quad (a-۳۲-۲)$$

$$(EI\varphi'')' + P(1 + \bar{\varepsilon}) \sin \varphi = 0 \quad (b-۳۲-۲)$$

هرگاه ابعاد تیر در تمام طول تیر یکسان باشد با فرض تغییر مکانهای کوچک ($\sin \varphi \approx \varphi$) داریم:

$$EI\varphi''' + P(1 + \varepsilon)\varphi = 0 \quad (2 - 33)$$

حل این معادله دیفرانسیلی از رابطه زیر عملی می گردد.

$$\varphi = C_1 \sin \varepsilon(1 + \varepsilon)x + C_2 \cos \varepsilon(1 + \varepsilon)x \varepsilon^2 = \frac{P}{EI_c} \quad (2 - 34)$$

با استفاده از شرایط تکیه گاهی : $\varphi'(0) = \varphi(L) = 0$ میتوان شرایط کمانش را بدست آورد.

$$\varepsilon l(1 + \varepsilon) = 0 / \pi / 2\pi / \dots n\pi$$

که از اینجا نیروی کمانش حساب می گردد. $\left(\varepsilon = \sqrt{\frac{P}{EI}} \right)$

$$P_{cr}^* = \pi^2 \cdot \frac{EI}{L^2} \cdot \frac{1}{1 - \frac{P_{cr}^*}{EA}} \quad (2 - 35)$$

برای ضریب لاغری $\lambda = 100$ این مقدار عبارت است از :

$$\frac{P_{cr}^*}{EA} = \frac{1.92}{2100} \cong 0.0009$$

و در مقایسه با نیروی کمانش اولر افزایش زیر بدست می آید.

$$p_{cr} = 1.0009 P_E$$

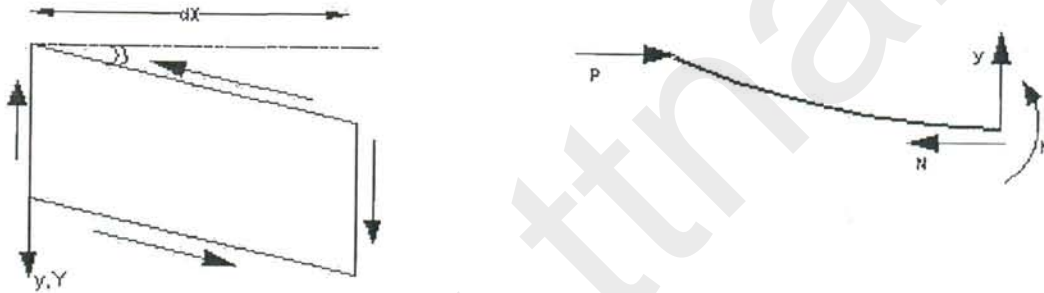
یعنی با مراعات کاهش طول در اثر فشار، نیروی کمانش ایده آل تقریباً در حدود 0.09%

افزایش می یابد و معمولاً از این افزایش صرفنظر می گردد. رعایت کاهش طول در سیستمهای

ساختمانی باعث کاهش نیروی کمانش ایده آل می گردد که بعداً راجع به آن صحبت خواهد شد.

۲-۱-۴ - تأثیر تغییر شکل برشی در نیروی کمانش :

برای نشان دادن مقدار تأثیر تغییر شکل در نیروی کمانش در حالت الاستیک، یک عنصر تغییر شکل یافته در اثر برش طبق شکل ۲-۸ از تیر جدا می گردد.



شکل ۲-۸ - تأثیر تغییر شکل برشی در نیروی کمانش

بطوریکه از مقاومت مصالح می دانیم تغییر زاویه برشی عبارت است از :

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{1}{G} \cdot R \cdot \frac{V}{A}$$

که در آن R ضریبی برای تقسیم تنش برشی بر روی سطح مقطع است. (برش ماکزیمم)

در اثر تغییر نیروی برشی به مقدار dV_Q تغییر زاویه برشی γ_{xy} را می توان بشرح زیر نوشت :

$$\frac{dy_v}{dx} = \gamma_{xy} = R \frac{V}{GA}$$

و یا بعد از یکبار مشتق گرفتن:

$$y_v'' = -R \frac{V'}{GA} = -\frac{R.q}{G.A}$$

$$y_{cs}'' = y_{\text{تکرف}}'' + y_{\text{نیروی برشی}}'' = y'' + y_v''$$

از تعادل لانگرها داریم:

$$EI(y'' - \frac{Rq}{GA}) + Py = c$$

و از اینجا با توجه به $\mu^2 = \frac{P}{EI} \cdot \frac{1}{1 - \frac{Rq}{GA}}$ معادله دیفرانسیلی زیر بدست می آید:

$$y'' + \mu^2 y = 0$$

و حل این معادله مثل بخشهای پیش نیروی کمانش زیر را بدست می دهد:

$$P_{cr}^* = P_E \frac{1}{1 + P_E \frac{R}{GA}} \quad (۳۶-۲) \quad P_E = \pi^2 \frac{EI}{L^2}$$

$$F_{cr}^* = \frac{P_{cr}^*}{A} = \frac{\pi^2}{Al^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EI}{l^2} \cdot \frac{R}{GA}} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{l}{r})^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{(\frac{l}{r})} \cdot \frac{R}{G}} = \frac{\pi^2 E}{(\alpha \frac{kl}{l})^2}$$

$$\alpha = \sqrt{1 + 2(1 + \mu) \frac{\pi^2 R}{(\frac{kl}{r})^2}}$$

بطوریکه رابطه (۲ - ۳۶) نشان می دهد نیروی کمانش ایده آل در اثر تغییر شکل برشی

کاهش می یابد. برای $G = 800 \text{ t/Cm}^2$ و $R = 2.5$ نیروی کمانش زیر بدست می آید:

$$P_{cr}^* = 0.994 P_{cr}$$

بطوریکه دیده می شود می توان در ستونهای لاغر از تغییر شکل برشی صرفنظر کرد ولی در ستونهای مشبک که در آنها چند تیر بوسیله صفحات بست به یکدیگر وصل شده اند ، تغییر شکل برشی زیاد می باشد و نمی توان از تأثیر تغییر شکل برشی در مقدار بار کمانش صرفنظر کرد . ستونهای مشبک در بخش ۲ - ۱ - ۵ مورد مطالعه قرار خواهند گرفت .

۲-۱-۵ تیرهای فشاری ساده با لنگر خمشی برای مصالح کاملاً ارتجاعی :

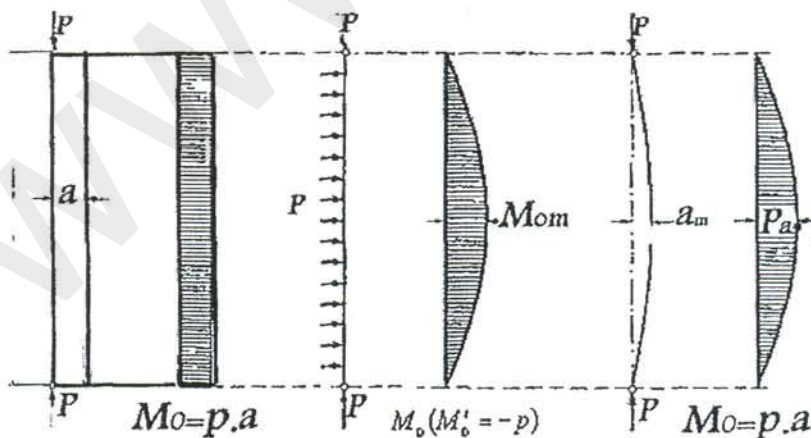
۲-۱-۵-۱ بروز لنگر خمشی :

شکل ۲-۹ بعضی از عوامل بروز لنگر خمشی را نشان میدهد که عبارتند از :

(a) لنگر خمشی در اثر نیروی فشاری غیر مرکزی

(b) لنگر خمشی در اثر نیروهای برشی

(c) لنگر خمشی بعلت قوس دار بودن تیر



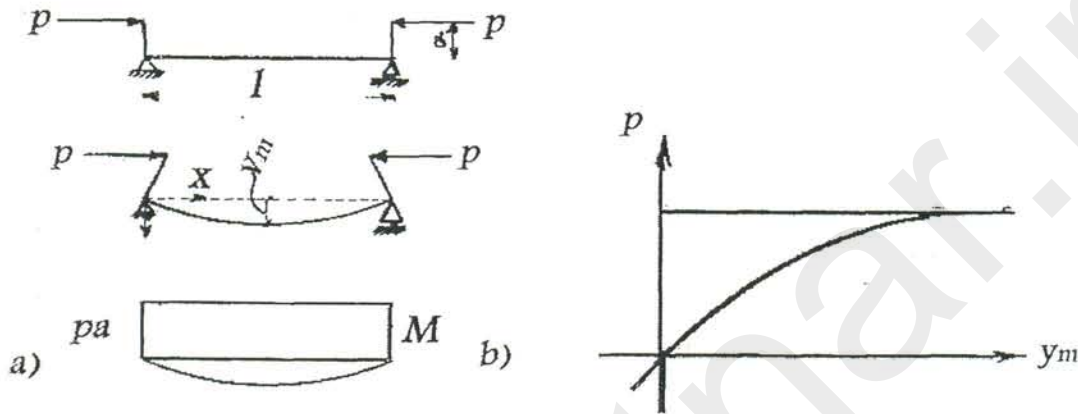
شکل ۲-۹: تیر فشاری تحت اثر لنگر a لنگرناشی از خارج از مرکزیت نیروی فشاری

(b) لنگر ناشی از نیروهای برشی (c) لنگر ناشی از خمیدگی تیر

۲-۱-۵- تیر ساده فشاری تحت فشار غیر مرکزی:

الف) در اثر فشار غیر مرکزی یک لنگر خمشی برابر Pa در تیر بوجود می آید.

(شکل ۲-۹-ا)



شکل ۲-۱۰: تیر ساده تحت فشار غیر مرکزی، (a) تیر همراه با تغییر شکل و روند لنگر، (c) خیز وسط تیر در اثر افزایش بار

معادله دیفرانسیل تیر طبق شکل ۲-۸-ا از رابطه ۲-۱۷ بدست می آید که با قراردادن

شرایط حدی $M_0 = Pa, N_0 = -P$ در آن معادله دیفرانسیل مطلوب بدست می آید:

$$y'' + \varepsilon^2 y = -\varepsilon^2 a \quad (\varepsilon^2 = \frac{P}{EI}) \quad (2-37)$$

جواب معادله دیفرانسیل فوق بصورت زیر می باشد:

$$y = C_1 \sin \varepsilon x + C_2 \cos \varepsilon x - a$$

$$y(0) = y'(l/2) = 0$$

با توجه به شرایط تکیه گاهی

می توان C_1, C_2 را بدست آورد و معادله نهایی بشرح زیر بدست می آید:

$$y = a \left(\sin \varepsilon x \cdot \tan \frac{\varepsilon l}{2} + \cos \varepsilon x - 1 \right)$$

خیز تیر در وسط دهانه عبارت است از :

$$y_m = a \left[\frac{1}{\cos \frac{\epsilon l}{2}} - 1 \right] \quad (۳۸ - ۲)$$

برای $\epsilon l = \pi$ خیز به سمت بی نهایت میل می کند که با فرض کوچک بودن تغییر شکل و خیز مغایرت دارد. در این حالت نیروی کمانش ایده آل عبارت است از :

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

منحنی $y_m - P_{cr}$ در شکل ۲ - ۱۰ - b رسم شده است.

تنش موجود در تیر عبارت است از (y فاصله از بار خنثی است) :

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

در رابطه فوق لنگر M برابر $M = -EIy''$ جایگزین شده و مقدار حداکثر لنگر بشرح زیر می

باشد.

$$M_{\max} = \frac{Pa}{\cos \frac{\epsilon l}{2}} = \frac{Pa}{\cos \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}} = Pa \operatorname{Sec} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}} \quad (۳۹ - ۲)$$

$$f = \frac{P}{A} + \frac{Pa}{I} y \operatorname{Sec} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}} = \frac{P}{A} \left(1 + ay \frac{A}{I} \operatorname{Sec} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}} \right)$$

$$f = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{ay}{i^2} \operatorname{Sec} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}} \right) \quad (۴۰ - ۲) \quad \text{و یا}$$

چون $\frac{P}{P_E} \ll 1$ میباشد میتوان فرمول تقریبی زیر را نوشت:

$$\operatorname{Sec} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}} = \frac{1}{\cos \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}} \cong \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}}$$

که با قرار دادن آن در رابطه تنش خواهیم داشت :

$$f \cong \frac{P}{A} \left(1 + \frac{ay}{i^2} \cdot \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} \right) \quad (41-2)$$

$$f = \frac{P}{A} + \frac{My}{I} \cdot \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} \quad (42-2)$$

ب) برای یک حالت دیگر طبق شکل ۲ - ۱۱ - a معادله دیفرانسیل به صورت زیر است :

$$EIy'' + Py + Pa - \frac{2Pa}{l}x = 0$$

$$y'' + \varepsilon^2 y = -\varepsilon^2 a + 2 \frac{\varepsilon^2 a}{l} x \quad (43-2)$$

که حل آن از رابطه زیر بدست می آید:

$$y = C_1 \sin \varepsilon x + C_2 \cos \varepsilon x + \frac{2a}{l}x - a$$

C_2, C_1 بوسیله شرایط تکیه گاهی $y(0) = y(l) = 0$ بدست می آیند.

$$y = a \left[\cos \varepsilon x - (1 + \cos \varepsilon l) \sin \frac{\varepsilon x}{l} - 1 \right] \quad (44-2)$$

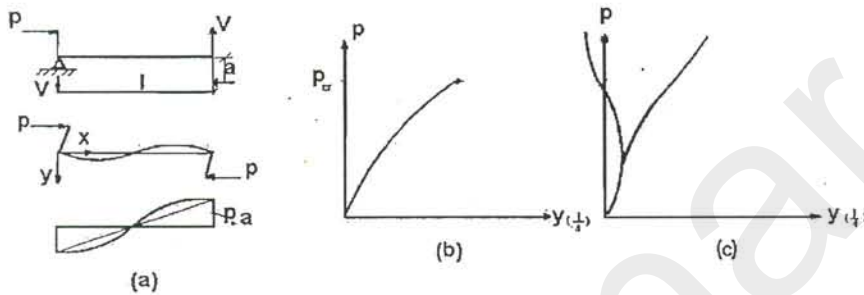
برای نیروی کمانش اولر $\varepsilon l = \pi$ این رابطه بینهایت نشده بلکه مبهم میشود. شکل ۲ - ۱۱ -

b، منحنی نیرو - تغییر شکل را برای تئوری خطی نشان می دهد ولی بطوریکه تئوریهای

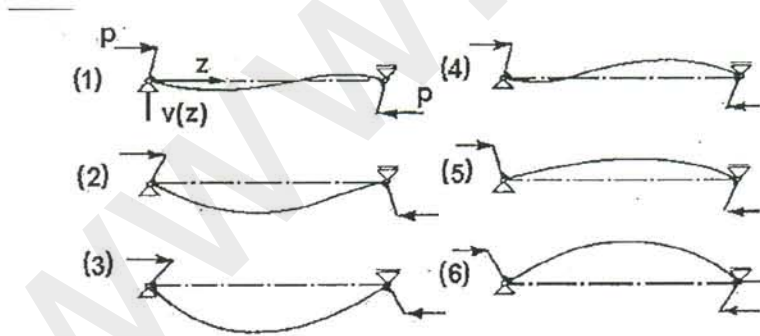
دقیق طبق CORNELIUS نشان می دهند برای این حالت منحنی نیرو - تغییر شکل از

آغاز $(P_{cr} = 0, y = 0)$ دو شاخه شده و دو حالت تعادل می تواند موجود باشد (شکل ۲

آزمایشات صحت این موضوع را نشان می‌دهند و شکل ۲-۱۲ روند این تغییر شکل را نشان می‌دهد. در تحقیقات به جای استفاده از رابطه (۲-۲) برای خمش از رابطه (۲-۱) استفاده می‌گردد. در دو ردیف بالای جدول ۲-۱۰ روابط مربوط به تغییر شکل و لنگر برای نیروی فشاری و کششی ذکر شده است.



شکل ۲-۱۱: تیر ساده تحت فشار و لنگر ضد قرینه



شکل ۲-۱۲: روند تغییر شکل تحت اثر افزایش فشار غیر مرکزی پس از افزایش مقدار تغییر شکل و خیز در وسط شکل ۳ دهانه ناگهان خیز تغییر جهت می‌دهد (شکل ۴).

۲-۱-۵-۳ تیر ساده فشاری با لنگرهای دلخواه در دو سر آن :

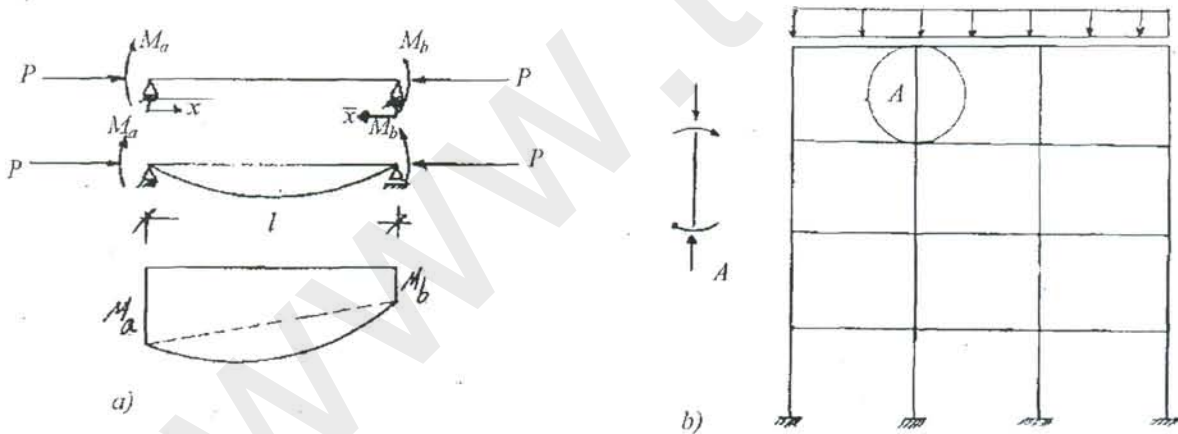
شکل ۲-۱۱-ا یک تیر ساده فشاری را نشان می دهد که در دو سر آن دو لنگر M_a و M_b تأثیر دارند. این نوع تیرهای فشاری به عنوان ستونهای قابها و در تور تیرها و غیره زیاد پیش می آید : (شکل ۲-۱۱-ا, b).

معادله دیفرانسیل مربوط از رابطه (۲-۱۸) بدست می آید :

$$EIy'' + M_o + V_{ox} - N_{oy} = 0$$

$$M_o = M_a, \quad V_o = \frac{Mb - Ma}{L}, \quad N_o = -P$$

$$y'' + \varepsilon^2 y = (-Ma - \frac{Mb - Ma}{L}x) \frac{1}{EI}$$



شکل ۲-۱۱-ا : تیر فشاری ساده با لنگرهای انتهایی، (b) نمونه‌ای از موارد تیرهای فشاری با لنگرهای انتهایی به عنوان ستون قابها

حل این رابطه عبارت است از :

$$y = c_1 \sin \varepsilon x + C_2 \cos \varepsilon x + \frac{Ma - Mb}{P} \cdot \frac{x}{l} - \frac{Ma}{P}$$

که با در نظر گرفتن شرایط تکیه گاهی $y(0) = y(l) = 0$ ، C_1 ، C_2 تعیین می شوند.

$$y = \frac{Ma}{p} \left(\frac{\sin \varepsilon x}{\sin \varepsilon l} - \frac{x}{l} \right) + \frac{Mb}{p} \left(\frac{\sin \varepsilon x}{\sin \varepsilon l} - \frac{x}{l} \right) \quad (۴۵-۲)$$

لنگر از رابطه $M = -EIy''$ بدست می آید که مقدار حداکثر آن عبارت است از :

$$M_{\max} = M_b \text{CSC} \varepsilon l \cdot \sqrt{\left(\frac{Ma}{Mb}\right)^2 - 2\frac{Ma}{Mb} \cos \varepsilon l + 1} \quad (۴۶-۲)$$

تنش موجود در تیر عبارت است از :

$$\varepsilon l = \sqrt{\frac{P}{EI}} = l, P_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

(l فاصل از تار خنثی می باشد)

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_{\max}}{I} y$$

$$\varepsilon^2 l^2 = \frac{Pl^2}{EI} = \frac{P}{P_E} \pi^2 \rightarrow \varepsilon l = \pi \sqrt{\frac{P}{P_E}}$$

$$f = \frac{P}{A} + \frac{Mb}{I} y \sqrt{\left(\frac{Ma}{Mb}\right)^2 - 2\frac{Ma}{Mb} \cos \pi \sqrt{\frac{P}{P_E}} + 1} \cdot \text{csc} \pi \sqrt{\frac{P}{P_E}}$$

برای $M = M_a = M_b$ رابطه (۴۱-۲) بدست می آید.

در حالتیکه $M_b > M_a$ باشد آن وقت $\frac{Ma}{Mb} < 1$ بوده و در این صورت می توان رابطه بالا را

ساده کرد:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_b y}{I} \cdot \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_E}} \quad (48-2)$$

که در آن:

$$C_m = \left(1 - \frac{P}{P_E}\right) \sqrt{\left(\frac{M_a}{M_b}\right)^2 - 2 \frac{M_a}{M_b} \cos \pi \sqrt{\frac{P}{P_E}} + 1} \cdot \csc \pi \sqrt{\frac{P}{P_E}} \quad (49-2)$$

(در مورد C_m برای حالت‌های دیگر بار گذاری به جدول ۲-۹ مراجعه شود)

روشهای تقریبی برای C_m رابطه زیر را به دست می دهند:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_a}{M_b} \geq 0.4 \quad (50-2)$$

۲-۱-۵-۴ تیر ساده فشاری تحت نیروی برشی

هر گاه تیر فشاری تحت نیروی برشی A قرار گیرد معادله دیفرانسیل کلی از رابطه (۲-۱۸)

بدست می آید. مثلاً برای شکل ۲-۱۲ معادله دیفرانسیل عبارت خواهد بود از:

$$y'' + \varepsilon^2 y = -\frac{A}{2EI} x \quad (51-2)$$

که حل آن از رابطه زیر صورت می گیرد:

$$y = c_1 \sin \varepsilon x + c_2 \cos \varepsilon x - \frac{A}{2P} x$$

برای بدست آوردن C_1 و C_2 از شرایط تکیه گاهی بشرح زیر استفاده می شود.

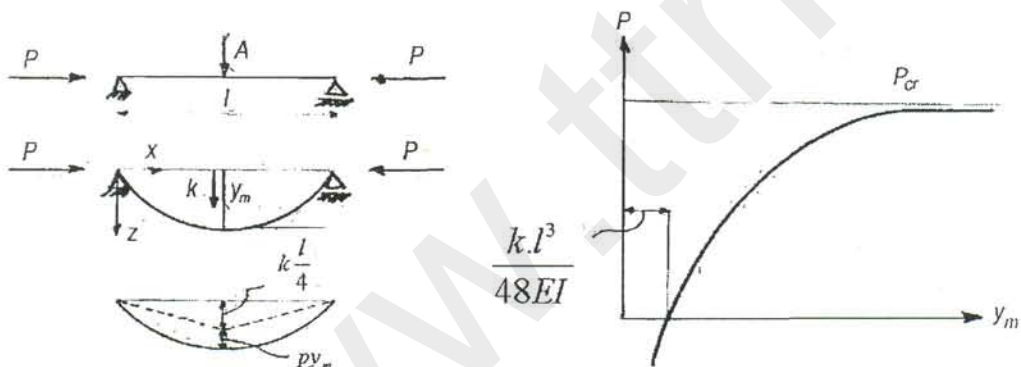
$$y(0) = y(l/2) = c \quad \text{رابطه خیز عبارت است از:}$$

$$y = \frac{Al}{2P} \left(\frac{\sin \varepsilon x}{\varepsilon l \cos \frac{\varepsilon l}{2}} - \frac{x}{l} \right) \quad (52-2)$$

و خمش وسط تیر عبارت خواهد بود از (با $M_0 = \frac{Al}{4}$)

$$y_m = \frac{Al}{4P} \left(\frac{\tan \frac{\varepsilon l}{2}}{\frac{\varepsilon l}{2}} - 1 \right) = \frac{M_0}{P} \left(\frac{\tan \frac{\varepsilon l}{2}}{\frac{\varepsilon l}{2}} - 1 \right) \quad (53-2)$$

برای $\varepsilon l = \pi$ مقدار y_m بینهایت می شود و برای این مقدار $\varepsilon l = \pi$ نیروی کمانش اولر بدست می آید :



شکل ۲-۱۲- (a) تیر ساده فشاری با بار متمرکز (b) - منحنی میان خیز و نیروی

فشاری

لنگر حداکثر عبارت است از :

$$M_{\max} = \frac{Al}{4} \cdot \frac{\tan \frac{\varepsilon l}{2}}{\frac{\varepsilon l}{2}} = M_0 \frac{\tan \frac{\varepsilon l}{2}}{\frac{\varepsilon l}{2}}$$

که در آن M_0 عبارت است از لنگر سیستم تیر ساده بدون نیروی محوری فشاری.

تنش در تیر عبارت است از:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_0 y}{I} \cdot \frac{\text{tg } \frac{\epsilon l}{2}}{\frac{\epsilon l}{2}} \quad (۵۴-۲)$$

حالت‌های دیگر نیروی برشی در جدول ۲-۸ ذکر شده اند.

هر گاه رابطه برای تنش به فرم زیر نوشته شود:

$$F = \frac{P}{A} + \frac{M_0 y}{I} \cdot \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_E}} = f_N + f_m \frac{C_m}{1 - \frac{F_N}{F_E}}$$

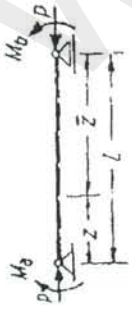

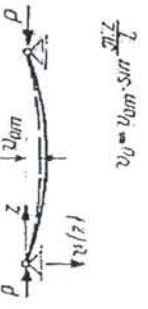
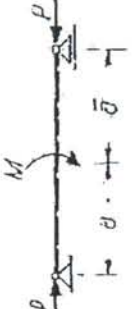
$$f_N = \frac{P}{A}, f_E = \frac{P_E}{A}, f_M = \frac{M_0 y}{I}$$

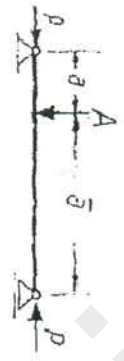
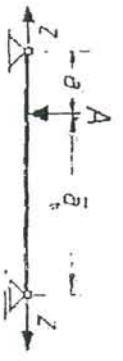


مقدار C_m برای حالت‌های مختلف در جدول ۲-۹ ذکر شده است.

جدول ۲-۹ - تیرهای فشاری و کششی تحت لنگر خمشی - نیروی برشی - دوران زاویه و تغییر

مکان

¹ در آئین نامه ایران به جای f_N از f_a و به جای f_M از f_b استفاده شده است.

	$V(z) = M_a \left(\frac{\sin \epsilon z}{\sin \epsilon L} - \frac{z}{L} \right) + \frac{M_b}{P} \left(\frac{\sin \epsilon z}{\sin \epsilon L} - \frac{z}{L} \right)$ $M(z) = M_a \frac{z}{L} \left(\frac{\sin \epsilon z}{\sin \epsilon L} - \frac{z}{L} \right) + M_b \frac{z}{L} \left(\frac{\sin \epsilon z}{\sin \epsilon L} - \frac{z}{L} \right)$	$\epsilon = \sqrt{\frac{P}{EI}}, K_0 = L \sqrt{\frac{P}{EI}}$ $\dot{P}_\epsilon = \Pi^2 \frac{EI}{L^2}$
	$V(z) = \frac{M_a}{Z} \left(\frac{z}{L} - \frac{\sinh \epsilon z}{\sinh \epsilon L} \right) + \frac{M_b}{Z} \left(\frac{z}{L} - \frac{\sinh \epsilon z}{\sinh \epsilon L} \right)$ $M(z) = M_a \frac{z}{L} \left(\frac{\sinh \epsilon z}{\sinh \epsilon L} - \frac{z}{L} \right) + M_b \frac{z}{L} \left(\frac{\sinh \epsilon z}{\sinh \epsilon L} - \frac{z}{L} \right)$	$\epsilon = \sqrt{\frac{P}{EI}}$ $z = -P$
	$V(z) = V_{0m} \frac{P_\epsilon}{P_\epsilon - P} \sin \frac{\Pi z}{L}$ $M(z) = P V_{0m} \frac{P_\epsilon}{P_\epsilon - P} \sin \frac{\Pi z}{L}$	$V(z) = V_{0m} \frac{P_\epsilon}{P_\epsilon + Z} \sin \frac{\Pi z}{L}$ $-M(z) = z V_{0m} \frac{P_\epsilon}{P_\epsilon + Z} \sin \frac{\Pi z}{L}$
	$V(z) = \frac{M}{P} \left(\frac{z}{L} - \frac{\cos \epsilon z}{\cos \epsilon L} \right)$ $M(z) = -\frac{Mz}{L} \left(\frac{\cos \epsilon z}{\cos \epsilon L} - \frac{\sin \epsilon z}{\sin \epsilon L} \right)$	$V(z) = \frac{M}{z} \left(\frac{\cosh \epsilon z}{\sinh \epsilon L} - \frac{\cosh \epsilon z}{\sinh \epsilon L} \right)$ $M(z) = -\frac{Mz}{L} \left(\frac{\cosh \epsilon z}{\sinh \epsilon L} - \frac{\cosh \epsilon z}{\sinh \epsilon L} \right)$

	$V(z) = \frac{AL}{P} \left(\frac{\sin \frac{z}{L} \sin \frac{a-z}{L}}{\sin \frac{a}{L}} \right)$ $M(z) = \frac{Aaz}{L} \left(\frac{\sin \frac{z}{L} \sin \frac{a-z}{L}}{\sin \frac{a}{L}} \right)$	$V(L/2) = \frac{AL}{4P} \left(\frac{\tan \frac{L}{2}}{\frac{L}{2}} - 1 \right)$ $M(L/2) = \frac{AL}{4} \cdot \frac{\tan \frac{L}{2}}{\frac{L}{2}}$
	$V(z) = \frac{AL}{P} \left(\frac{\sin \frac{z}{L} \sin \frac{a-z}{L}}{\sin \frac{a}{L}} \right)$ $M(z) = \frac{Aaz}{L} \left(\frac{\sin \frac{z}{L} \sin \frac{a-z}{L}}{\sin \frac{a}{L}} \right)$	$V(L/2) = \frac{AL}{4z} \left(1 - \frac{\tanh \frac{L}{2}}{\frac{L}{2}} \right)$ $M(L/2) = \frac{AL}{4} \cdot \frac{\tanh \frac{L}{2}}{\frac{L}{2}}$
	$V(z) = a_1 \left(\frac{\sin \frac{z}{L} \sin \frac{a_2-z}{L}}{\sin \frac{a_2}{L}} \right) + a_2 \left(\frac{\sin \frac{z}{L} \sin \frac{a_1-z}{L}}{\sin \frac{a_1}{L}} \right)$ $M(z) = \frac{Pqz}{L} \left(\frac{\sin \frac{z}{L} \sin \frac{a_2-z}{L}}{\sin \frac{a_2}{L}} \right) + \frac{Pqz}{L} \left(\frac{\sin \frac{z}{L} \sin \frac{a_1-z}{L}}{\sin \frac{a_1}{L}} \right)$	$V(L/2) = a \left(\frac{1}{\cos \frac{L}{2}} - 1 \right)$ $M(L/2) = P \cdot a \cdot \frac{1}{\cos \frac{L}{2}}$
	$V(z) = \frac{q_0 L^2}{z} \left[\frac{1}{\epsilon^2} \left(\frac{\sinh \frac{z}{L} \sin \frac{L-z}{L}}{\sinh \frac{L}{L}} \right) - \frac{1}{6} \omega_D' \right] +$	$M(z) = \frac{q_0 L^2}{6} \omega_D' \left[\frac{z}{L} \frac{\sinh \frac{z}{L}}{\sinh \frac{L}{L}} \right] \frac{6}{\omega_D' \cdot \epsilon^2}$ $+ \frac{q_0 L^2}{6} \omega_D \left[\frac{z}{L} \frac{\sin \frac{z}{L}}{\sin \frac{L}{L}} \right] \frac{6}{\omega_D \cdot \epsilon^2}$

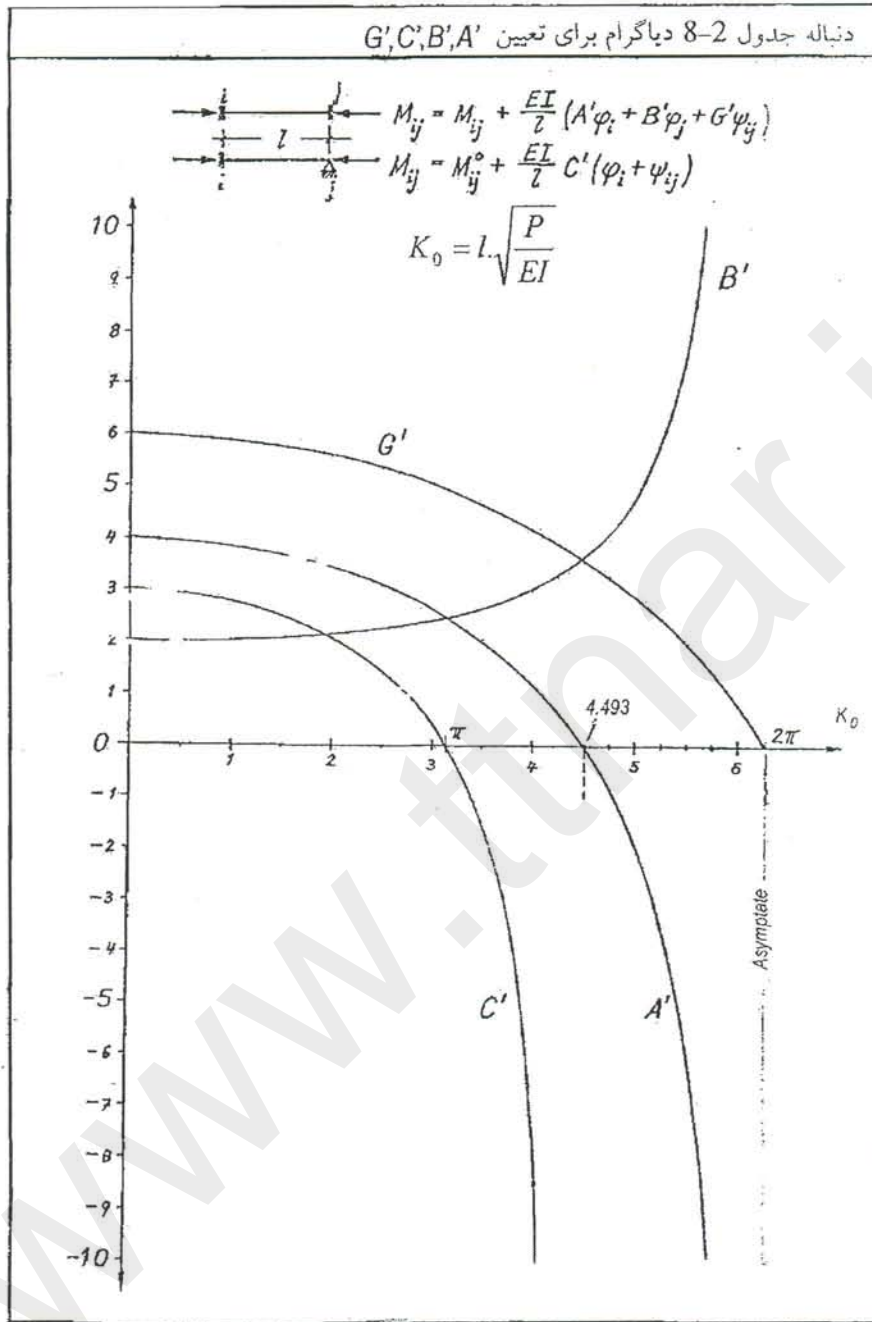
	$\frac{q_b \cdot L^2}{z} \left[\frac{1}{\epsilon^2} \left(\frac{\sinh \epsilon z}{\sinh \epsilon L} - \frac{z}{L} \right) + \frac{1}{6} \omega_D \right]$	
	$V(z) = \frac{q_b \cdot L^2}{P} \left[\frac{1}{k^2} \left(\frac{\sin \epsilon z}{\sin \epsilon L} - \frac{z}{L} \right) - \frac{1}{6} \omega'_D \right] + \frac{q_b \cdot L^2}{P} \left[\frac{1}{k^2} \left(\frac{\sin \epsilon z}{\sin \epsilon L} - \frac{z}{L} \right) - \frac{1}{6} \omega_D \right]$	$M(z) = \frac{q_b \cdot L^2}{6} \omega'_b \cdot \left[\frac{\sin \epsilon z}{\sin \epsilon L} - \frac{z}{L} \right] \frac{6}{\omega'_b \cdot \epsilon^2} + \frac{q_b \cdot L^2}{6} \omega_D \cdot \left[\frac{\sin \epsilon z}{\sin \epsilon L} - \frac{z}{L} \right] \frac{6}{\omega_D \cdot \epsilon^2}$
	<p style="text-align: center;">آسیک در صفحه بعد</p>	$M_{ij} = \frac{EI}{L} C' (\varphi_i + \varphi_j)$ $C' = \frac{k_0^2 \cdot \sin k}{\sin k_0 - k_0 \cos k_0}$
	<p style="text-align: center;">آسیک در صفحه بعد</p>	$M_{ij} = \frac{EI}{L} (A' \cdot \varphi_i + B' \cdot \varphi_j + G' \cdot \varphi_{ij})$ $M_{ji} = \frac{EI}{L} (A' \cdot \varphi_j + B' \cdot \varphi_i + G' \cdot \varphi_{ij})$

آبی A, B, G, C در صفحه بعد

$$A' = \frac{k_0 (\sin k_0 - k_0 \cos k')}{2(1 - \cos k_0) - k_0 \sin k_0}$$

$$B' = \frac{k_0 (k - \sin k_0)}{2(1 - \cos k_0) - k_0 \sin k_0}$$

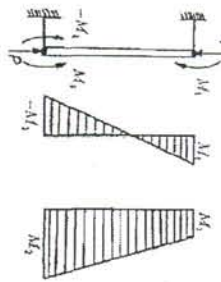
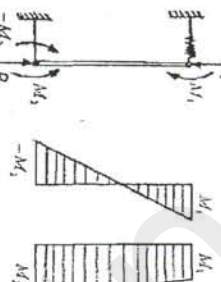
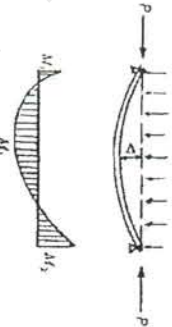
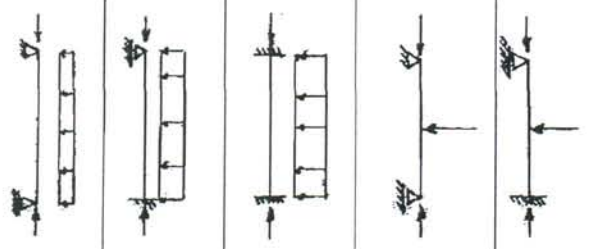
$$G' = A' + B'$$



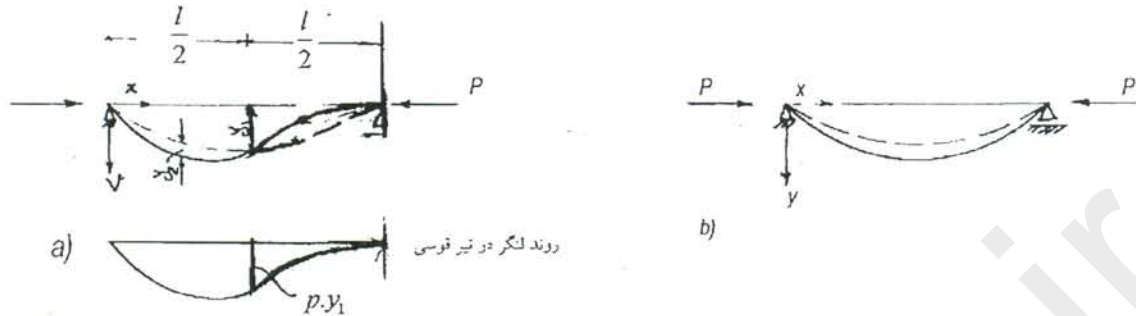
این جدول برای محاسبه دستگاههای ساختمانی با روش دوران طبق تئوری درجه دوم (یعنی

تعادل نیروها در سیستم تغییر شکل یافته) مورد استفاده قرار می گیرد.

جدول ۹-۶ مقادیر C_m در تیر ساده فشاری با لنگر خمشی

<p>الف) تیرهایی که در دو سر آن لنگر حسابی M_1, M_2 تاثیر دارند و تغییر مکان و تغییر مکان سر تیر ممکن است (یا جابجایی دو سر ستون) ولی بارگذاری برشی موجود نیست و داریم $M_2 > M_1, M = M_2$</p>	<p>ب) تیرهایی که در دو سر آن لنگر حسابی M_1, M_2 تاثیر دارند و تغییر مکان سر تیر امکان پذیر نیست (بدون جابجایی دو سر ستون) و بارگذاری برشی موجود نیست و داریم $M_2 > M_1, M = M_2$</p>	<p>ج) تیر با بارگذاری برشی تغییر مکان در دو سر تیر ممکن نیست (بدون جابه جایی دو سر ستون نسبت به هم دیگر) $M = \max(M_1, M_2, M_3)$</p> <p>مقدار M حداکثر سه مقدار M_1, M_2, M_3 می باشد.</p> <p>انتهای با دوران $C_{m1} = 0.5$</p> <p>انتهای بدون دوران $C_{m1} = 1$</p>
		
<p>$C_m = 0.85$</p>	<p>$C_m = 0.6 - (0.4) \times \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$</p>	<p>$C_m = 1 + \frac{\Psi}{F_c' E}$</p> <p>$f_c' =$ تنش تحت اثر نیروی محوری (علامت منفی برای فشار و مثبت برای کشش)</p> <p>$F_c' = \frac{10500000}{\lambda^2}$</p> <p>$\Psi = \frac{\pi^2 E I \Delta}{M l^2} - 1 \rightarrow$ راز جدول رودرود هم می توان بدست آورد</p> <p>$\Delta =$ غیر حداکثر در اثر بارگذاری برشی</p>
<p>Ψ</p>	<p>نوع بارگذاری</p>	
<p>0.0</p>	<p>0.3</p>	<p>0.4</p>
<p>0.4</p>	<p>0.2</p>	<p>0.4</p>
<p>0.4</p>	<p>0.6</p>	<p>0.6</p>

۲-۵-۵- تیر ساده فشاری با محور قوسی



شکل ۲-۱۳ تیرهای فشاری قوسی (a,b) تیرهای فشاری با قوسهای مختلف (c)

روند لنگر برای حالت a در اثر نیروی محوری، و قوسی بودن تیر

اگر محور تیر فشاری قوسی باشد در این تیر لنگری قبل از تغییر شکل بوجود می آید (شکل

۲-۱۳c) برای حل عمومی، شکل قوس را طبق رابطه زیر تعیین می کنیم:

$$y_0(x) = y_1 \sin \frac{\pi x}{l} + y_2 \sin \frac{2\pi x}{l}$$

که از این جا منحنی خیز بدست می آید.

$$y = \frac{y_1 \varepsilon^2}{\varepsilon_1^2 - \varepsilon^2} \sin \frac{\pi x}{l} + \frac{y_2 \varepsilon^2}{\varepsilon_2^2 - \varepsilon^2} \sin \frac{2\pi x}{l} \quad (2-56)$$

که در آن $\varepsilon_2^2 = \frac{4\pi^2}{l^2}$ و $\varepsilon_1^2 = \frac{\pi^2}{l^2}$ و $\varepsilon^2 = \frac{P}{EI}$ می باشد. برای $P = P_{cr}$ قسمت اول رابطه

بالایی بینهایت می شود و برای $y_1 = 0$ قوس اولیه به وسیله یک منحنی ضد قرینه داده شده

است.

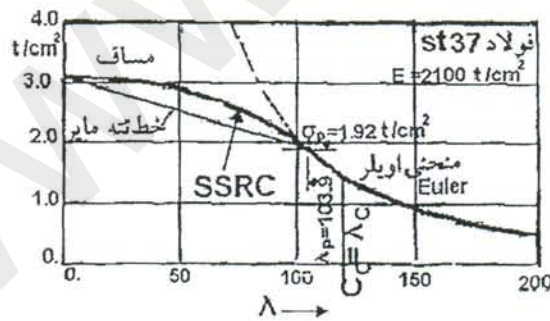
۲-۱-۶- تیر ساده فشاری تحت نیروی مرکزی برای مصالح ارتجاعی - خمیری

۲-۱-۶-۱- دیاگرام تنش کمانش اولر

در مسائل مقاومت مصالح در کنترل تنش معمولاً تنشهای موجود (f_v, f_a, f_b) با تنشهای مجاز مقایسه می شوند. در مسائل کمانش هم برای یکسان نمودن کنترل به جای مقایسه نیروی کمانش معمولاً تنش کمانش f_{cr} با تنش مجاز مقایسه می شود و در آن $f_{cr} \leq F_{cr}$ خواسته می شود.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \text{طبق رابطه (۲-۱۴) تنش کمانش ایده آل عبارت است از:}$$

بطوریکه دیده می شود تنش کمانش ایده آل برای یک مصالح ساختمانی به مدول الاستیسیته E و ضریب لاغری λ بستگی دارد. سهمی اولر که در آن منحنی $\sigma_{ki} - \lambda$ رسم می شود، رای فولاد ST 37 در شکل ۲-۱۴ نشان داده شده است.



شکل ۲-۱۴

شکل ۲-۱۴

این منحنی حد صادق بودن منحنی اولر را هم نشان می دهد. چون رابطه اولر برای حالت ارتجاعی خطی می باشد یعنی برای حالتی که در آن رابطه تنش و کرنش طبق رابطه

$\sigma = E \cdot \varepsilon$ رابطه داده شده است یعنی وقتیکه (۲-۵۷) $F_p \leq f$ موجود می باشد و در آن σ_p

تنش حد خطی می باشد (شکل ۲-۱۸)

برای تعیین ضریب لاغری حدی اولر از رابطه $F_p = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ استفاده می کنیم و حدود زیر را به

دست می آوریم:

$$\text{ST 37 فولاد} \rightarrow F_p = 1.92 \frac{t}{cm^2} = 19.2 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow \lambda_p = 103.9$$

$$\text{ST 52 فولاد} \rightarrow F_p = 2.88 \frac{t}{cm^2} = 28.8 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow \lambda_p = 84.8$$

یعنی رابطه اولر برای ضریب لاغری $\lambda > \lambda_p$ ارزش دارند. بعبارت دیگر اگر ضریب لاغری

بیشتر از λ_p باشد منحنی اولر صادق است. برای حالت $\lambda < \lambda_p$ که در تیرهای درشت

(کوتاه) پیش می آید نیاز به محاسبه نیروی کمانش در منطقه غیر خطی و خمیری مصالح لازم

است. جهت محاسبه نیروی کمانش در منطقه غیر خطی می توان به دو طریق عمل نمود:

۱- محاسبه باربری کمانش بوسیله انجام آزمایشهای کمانش ۲۰ - محاسبه باربری کمانش به

کمک تئوریهای غیر خطی و خمیری.

آزمایشهای اولیه توسط V. TETE MAYER (تته مایر) انجام گرفت و نتیجه آزمایشها در

سال ۱۹۸۹ بوسیله یک رابطه خطی به نام خط تته مایر منتشر شد و برخی از آئین نامه ها از

این رابطه تا این اواخر استفاده می کردند.

با پیشرفت ریاضیات امکان محاسبه تئوریک نیروی کمانش در منطقه غیر خطی ممکن گردید

که یکی از پیش کسوتان محققى به نام انگسر (Engesser) (حدود سال ۱۹۰۰) بود. این

تئوری توسط شانلی Shanly حدود سال ۱۹۴۵ اصلاح و تکمیل گردید و رابطه ای بنام

تئوری انگسر - شانلی ثبت گردید که آئین نامه های امریکایی از آن استفاده می کنند. آخرین آزمایشها در این زمینه در دهه های ۱۹۷۰ و ۱۹۸۰ انجام گرفت که در آئین نامه های جدید اروپایی بخصوص در آئین نامه اروپا 3-ENV مورد استفاده قرار گرفته است. در بخشهای بعدی محاسبه نیروی کمانش با توجه به تاریخچه تکامل آن ذکر می گردد و نهایتاً آئین نامه مساف (ایران) مورد بررسی قرار می گیرد.

V. TETEMAYER ۲-۱-۶-۲ خط تته مایر

الف) تته مایر برای حالت غیر ارتجاعی و برای مصالح ساختمانی مختلف آزمایشات جامعی در مورد کمانش انجام داد و در سال ۱۸۹۶ نتیجه این آزمایشات را در شمر زوریخ منتشر ساخت. برای فولاد ST 37 نتیجه این آزمایشات را می توان به وسیله یک خط نمایش داد که رابطه آن به شرح زیر است که حال بجای تنش کمانش ایده آل F_{cr} تنش بحرانی کمانش F_c تعریف می شود.

$$F_c = 31.0 - 0.114\lambda \quad (\lambda < \lambda_p) \quad (2-58)$$

مثلاً برای $F_p = 1.9 \frac{kN}{cm^2}$ ضریب لاغری حدی $\lambda_p = \frac{3.10 - 1.96}{0.0114} = 105.3$ بدست می آید

که برای ضریب کشسانی $E = 2130 \frac{t}{cm^2}$ ارزش دارد. خط تته مایر در شکل ۲-۱۴ رسم

شده است. تته مایر آزمایشات خود را بعد از خراب شدن چندین پل انجام داد، نتایج این آزمایشات بلافاصله در آئین نامه های بعضی از کشورها، حدوداً در اواخر قرن نوزدهم میلادی منعکس شدند ولی بودند ممالک دیگری که پس از طی سالیان دراز در آئین نامه های جدید خود اقدام به این کار نمودند. مهندس و دانشمند فرانسوی L.NAVIER در سال ۱۸۲۶ به

این موضوع پی برده بود که تنش بحرانی در تیرهای لاغر، عبارت از تنش کمانش بوده و در تیرهای درشت برابر تنش جاری شدن می باشد و باتوجه به نتایج آزمایشات معدودی که در آن زمان موجود بودند یک فرمول خطی را پیشنهاد نمود که متاسفانه خیلی دیر به ارزش این

$$F_E = 30.3 - 0.129 \lambda \quad \text{رابطه پی برده شد}$$

و اگر به موقع به این موضوع توجه شده بود از انهدام پلها و ساختارهای متعددی جلوگیری بعمل آمده بود. برای قسمت غیر ارتجاعی رابطه های زیر هم پیشنهاد شده اند.

ب) رابطه پارابلیک از OSTENFELD

$$F_c = a - b\lambda^2 = F_y \left(1 - \frac{\lambda^2}{2C_c^2} \right) \quad (59-2)$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad (60-2)$$

ج) رابطه زیر از VIERNDEEL

$$F_c = \frac{Q}{b + \lambda^2} \quad (61-2)$$

د) رابطه زیر از SCHWARZ و RANKINE

$$F_c = \frac{a}{b + c\lambda^2} = \frac{f_{\max}}{1 + c\lambda^2} \quad (62-2)$$

۲-۱-۳-۶ تحقیقات دقیق برای تیرهای کوتاه در حالت غیر ارتجاعی

هر چند که خط تته مایر برای عمل پایه خوبی را تشکیل می دهد و نتایج نسبتاً دقیقی بدست می دهد ولی در اینجا برای نشان دادن طرز بدست آوردن منحنی تنش کمانش در قسمتهای

غیر ارتجاعی، مسئله از نقطه نظر تئوری مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای این کار رابطه بین تنش و کرنش را در قسمتهای بالای حد خطی (شکل ۲-۱۵) به وسیله مدول مماس T که

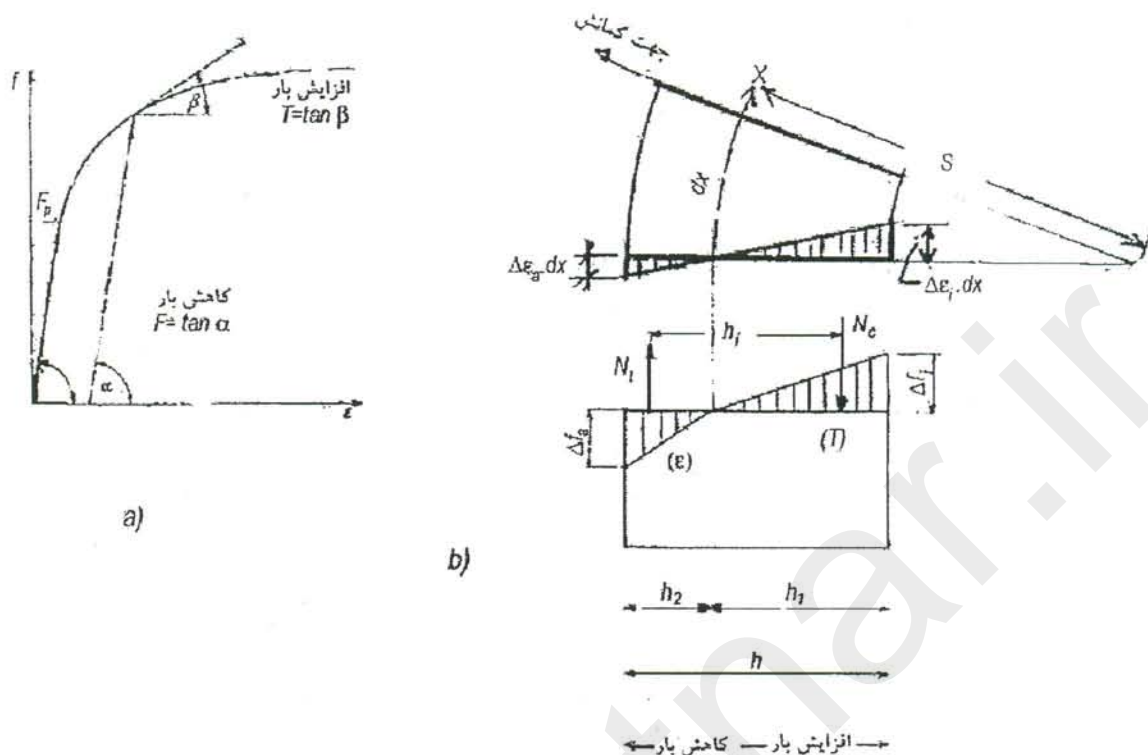
$$T = \operatorname{tg} \beta \quad (2-63) \quad \text{تائزانت زاویه مماس در نقطه مطلوب است نشان می‌دهیم:}$$

به طوریکه شکل ۲-۱۵ - a نشان می‌دهد:

$$\left(\frac{df}{d\varepsilon}\right)_+ = T \quad (\text{تنش صعودی}) \text{ داریم}$$

$$\left(\frac{df}{d\varepsilon}\right)_- = E \quad (\text{تنش نزولی}) \text{ داریم}$$

اولین تحقیقات تئوریک در حالت غیر ارتجاعی به وسیله F.ENGESSER به سال ۱۸۹۵ انجام یافت که در همان سال به وسیله F. JASINSKY به اشتباهات موجود در این تئوری اشاره شد و بلافاصله توسط F.ENGESSER تصحیح گشته و به نام تئوری دوم بیرون داده شد. این تئوری به وسیله آزمایشات V. KARMAN به سال ۱۹۱۰ تصدیق یافت و سپس تا مدت نیم قرن بدون هیچ گونه تغییر و تکمیلی مورد استفاده قرار گرفت تا این که به سال ۱۹۴۷ شخصی به نام SHANLEY این تئوری را تکمیل تر کرد ولی چون نتایج عملی هر دو تئوری یکسان است لذا تئوری به نام این دو محقق SHANLEY یا ENGESSER نامیده می‌شود.



شکل ۱۵-۲ - a) منحنی کرنش و تنش فولاد (b) بخش تنش اضافی $\Delta \sigma$ بر روی سطح مقطع، برای رابطه تنش و کرنش، طبق منحنی a و با فرض صاف ماندن سطوح مقاطع کمانش یافته.

(۱) تئوری ENGESSER - KARMAN

تیر - طبق این تئوری - تا رسیدن مقدار نیرو به P_{cr} مستقیم می ماند و خمش تیر بعد از

گذشتن نیرو از این مقدار آغاز می شود. اگر کمانش تحت تنش $f_c = \frac{P_{cr}}{A}$ انجام پذیرد علاوه

بر تنشهای اصلی $f = f_c$ تنشهای ثانوی Δf در اثر خمش هم به وجود می آید که لنگر داخلی

M_i را ایجاد می کنند $M_i = \int_A \Delta f \cdot y \cdot dA$ و این لنگر با لنگر خارجی M_a در اثر خیز y در

تعادل است $M_o = P \cdot y$

نکته مهم این است که تنشهای تارهای کناری بیرونی در حالت کمانش که در آنجا کشش تولید می شود به اندازه Δf_a کاهش یافته و در تارهای داخلی کمانش به اندازه Δf_i افزایش می یابند (شکل ۲-۱۵-b) مقادیر این تنشها عبارتند از:

$$\Delta f_i = T \Delta \varepsilon_i \quad (\text{T بعلت افزایش بار})$$

$$\Delta f_a = E \cdot \Delta \varepsilon_a \quad (\text{E بعلت کاهش بار})$$

تحت فرضیه مقاومت مصالح که سطوح صاف بعد از خمش صاف باقی می مانند می توان روابط زیر را برای پیدا کردن Δf نوشت (شکل ۲-۸-b)

$$\frac{\Delta \varepsilon_i \cdot dx}{h_2} = \frac{\Delta \varepsilon_a \cdot dx}{h_1} = \frac{dx}{\rho}$$

که در آن ρ شعاع خمش طبق روابط ۲-۱ یا ۲-۲ می باشد. تنشهای اضافی Δf در تارهای کناری عبارتند از:

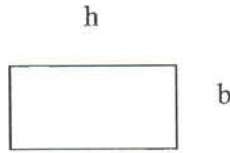
$$\Delta f_i = T \cdot \Delta \varepsilon_i = T \frac{h_2}{\rho}$$

$$\Delta f_a = E \cdot \Delta \varepsilon_a = E \frac{h_1}{\rho}$$

$$N_c = N_t, N_c \cdot h_i = M_i$$

تعداد نیروها عبارتند از:

که برای محاسبه آنها باید شکل مقطع معلوم باشد که در پایین سطوح مقاطع مختلف مورد محاسبه قرار می گیرند.



الف) سطح مقطع مستطیل

$$N_c = \frac{1}{2} \Delta f_i b h_2 = \frac{1}{2} T \frac{b h_2^2}{6}$$

$$N_t = \frac{1}{2} \Delta f_a b h_1 = \frac{1}{2} E \frac{b h_1^2}{6}$$

از $N_c = N_t$ داریم:

$$T h_2^2 = E h_1^2 \rightarrow T(h - h_1)^2 = E h_1^2$$

$$h_1 = h \frac{\sqrt{E}}{\sqrt{E} + \sqrt{T}}, h_2 = h \frac{\sqrt{E}}{\sqrt{E} + \sqrt{T}}$$

و از این جا محل خط صفر معلوم می گردد:

و از اینجا نیروهای N_t , N_c بدست می آیند:

$$N_t = N_c = \frac{1}{2} \cdot \frac{b h^2}{2} \cdot \frac{TE}{(\sqrt{E} + \sqrt{T})^2}$$

و چون فاصله نیروهای N_c , N_t معلوم است می توان لنگر را محاسبه کرد.

$$M_i = N_c h_i = \frac{2h}{3} \cdot \frac{b h^2}{2\rho} \cdot \frac{TE}{(\sqrt{E} + \sqrt{T})^2} = \frac{b h^3}{3\rho} \cdot \frac{TE}{(\sqrt{E} + \sqrt{T})^2}$$

هرگاه در رابطه بالا $I = \frac{b h^3}{12}$ را قرار دهیم و مدول کمانش T_k انگسر - کارمن را طبق این

$$T_k = \frac{4TE}{(\sqrt{E} + \sqrt{T})^2}$$

(۶۴ - ۲)

رابطه تعریف کنیم.

$$M_i = \frac{T_x \cdot I}{\rho} = T_k \cdot I \cdot y''$$

از رابطه فوق خواهیم داشت:

که فرمی شبیه حالت ارتجاعی $M = -EIy''$ دارد. لنگر تنشهای داخلی M_i با لنگر نیروی خارجی $M_a = -Py$ در تعادل است.

$$M_i + M_a = 0$$

و از اینجا معادله دیفرانسیلی زیر برای کمانش غیر ارتجاعی بدست می آید:

$$T_k \cdot Iy'' + py = 0 \quad (۶۵-۲)$$

که حالت عمومی رابطه (۲-۵) را نشان می دهد و حل این معادل نیروی کمانش زیر را به دست می دهد:

$$P_c = \frac{\pi^2 T_k I}{S_k^2} \quad (۶۶-۲)$$

که عیناً مثل رابطه (۲-۱۳) است و در آن به جای مدول الاستیسیته E مدول کمانش T_k وارد شده است و تنش کمانش بحرانی F_c نیز از رابطه زیر بدست می آید:

$$F_c = \frac{\pi^2 T_k}{\lambda^2} \quad (۶۷-۲)$$

مدول کمانش T_k به شکل سطح مقطع ارتباط داشته و می تواند برای سطوح مقاطع دیگر هم محاسبه گردد.

(ب) سطح مقطع به شکل I

اگر در مقطع I از قسمت جان صرفنظر گردد می توان آنرا به طور تقریب مانند شکل (۲-۱۶)

نشان داد. برای تعیین محل محور صفر معادله تعادل نیروها را می نویسیم:

$$N_t = N_c \rightarrow \Delta f_a \cdot A_1 = EA_1 \frac{h_1}{\rho} = \Delta f_i \cdot A_2 = TA_2 \frac{h^2}{\rho} \rightarrow h_1 E \cdot A_1 = (h - h_1) TA_2$$

$$h_1 = h \frac{TA_2}{EA_1 + TA_2}$$

$$h_2 = h \frac{EA_1}{EA_1 + TA_2}$$

لنگر داخلی M_i عبارت است از

$$M_i = N_e \cdot h = h^2 \frac{EA_1 \cdot TA_2}{EA_1 + TA_2} \cdot \frac{1}{\rho}$$

اگر ممان اینرسی I طبق این رابطه تعیین شود:

$$I = \frac{A_1 A_2}{A_1 + A_2} h^2$$

بدست می آید:

$$M_i = ET \frac{A_1 + A_2}{EA_1 + TA_2} \cdot I \cdot \frac{1}{\rho} = T_k \frac{I}{\rho}$$

مدول کمانش عبارت است از:

$$T_k = \frac{ET(A_1 + A_2)}{EA_1 + TA_2} \quad (۶۸ - ۲)$$

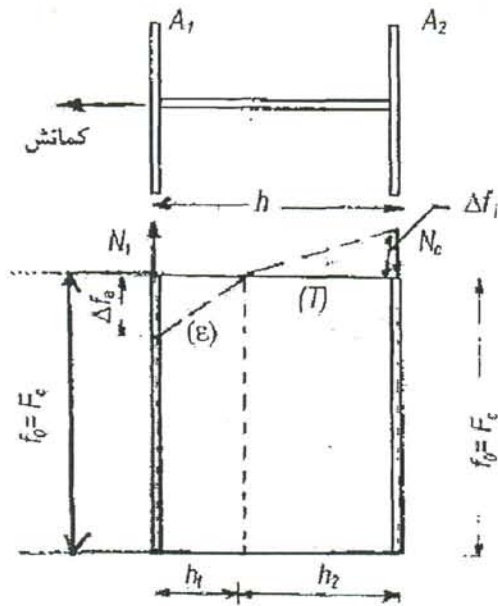
و اگر $A_1 = A_2$ باشد داریم:

$$T_k = \frac{2ET}{E + T} \quad (۶۹ - ۲)$$

بطوریکه دیده می شود مدول کمانش برای پروفیل I کمی کمتر از مدول کمانش برای پروفیل

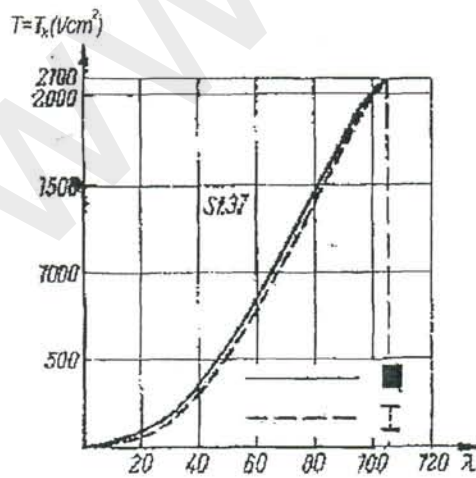
مستطیلی است ولی در کارهای عملی از این تفاوت صرفنظر می شود و در عوض ضریب

اطمینان بیشتر گرفته می شود. مدول کمانش برای پروفیل‌های مستطیلی و I در شکل



شکل ۲-۱۶: مقطع I تحت اثر تنش بحرانی کمانش f_c و تنشهای ثانوی Δf_0 در اثر

خمش تحت کمانش



شکل ۲-۱۷: منحنی ضریب لاغری و حدود مماس کمانش T_k

۲) تئوری انگسر - شانلی ENGESSER-SHANLEY

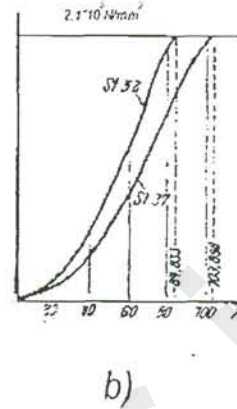
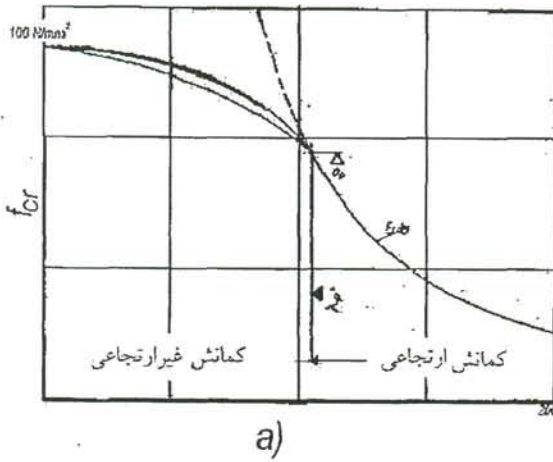
تفاوت این تئوری با تئوری قبلی در این است که می‌گویند تیر قبل از رسیدن نیرو به نیروی کمانش P_{cr} شروع به خمش نموده و ضمن آن تنشهای خمشی کوچک Δf_0 بوجود آمده و در نتیجه بر تنش اصلی f_0 به اندازه Δf_0 اضافه می‌گردد. کاهش تنش ضمن کمانش بوسیله $\Delta \sigma_0$ خنثی میشود و در تارهای خارجی هیچ کاهش تنشی بوجود نمی‌آید و لذا برای تمام ارتفاع تیر رابطه $\Delta \sigma = T \Delta \varepsilon$ برقرار است و مقدار صلبیت خمشی برابر $T \cdot I$ می‌باشد. نیروی کمانش بحرانی در این حالت عبارت است از:

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 T \cdot I}{S_k^2} \quad (۷۰ - ۲)$$

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2} \quad (۷۱ - ۲) \quad \text{و تنش کمانش بحرانی}$$

و چون مدول مماس T کمتر از مدول کمانش T_k است. تنش کمانش هم کمتر می‌باشد. بطوریکه آزمایشات نشان می‌دهند نیروی کمانش انگسر - کارمن حد بالایی و نیروی کمانش انگسر - شانلی حد پایینی نیروی کمانش را نشان می‌دهند و نتایج آزمایشات بین این دو مقدار قرار دارند. شکل ۲-۱۸ برای فولاد ST37 منحنی تنش کمانش را طبق تئوریهای ذکر شده نشان می‌دهد.

چون نیروی مماس انگسر - شانلی حد پائین مقاومت کمانش را نشان می‌دهد لذا در طراحی می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. به طوریکه قبلاً گفته شد فولاد بعد از رسیدن به حد جاری شدن σ_y جاری شده و دوباره سفت می‌گردد مثلاً در آغاز سفت شدن که کرنش $\varepsilon = 20\%$



شکل ۲-۱۸: (a) منحنی $\sigma_{cr}-\lambda$ برای فولاد ST37 (b) منحنی $\lambda-T$ برای ST37 و

ST52

است و مدول مماس $T=100\text{KN/Cm}^2$ می باشد طبق تئوری انگسر-کارمن $\lambda = 60$ می باشد و طبق تئوری انگسر-شانلی $\lambda = 110.3$ می باشد (برای مقطع مستطیلی شکل) در عمل معمولاً مقادیر $F_c > F_y$ هیچ نقش مهمی را بازی نمی کند. قسمت سفت شدن هم در شکل ۲-۱۱ نشان داده شده است. شکل ۲-۱۸-b یک توصیه مهم طراحی دارد و آن این که چون با $\lambda > \lambda_p$ نیروی کمانش بشدت کاهش می یابد لذا از نظر اقتصادی حتی الامکان $\lambda < \lambda_p$ قابل توصیه می باشد و فقط در قطعات سبک و غیر مهم از ضریب لاغری بخش اولر استفاده گردد. شکل ۲-۱۸-b مقادیر مدول مماس T را به عنوان رابطه ضریب لاغری λ برای فولاد ST37 و ST52 نشان می دهد.

۲-۱-۷ تیرهای فشاری با لنگر خمشی برای مصالح ارتجاعی - خمیری :

مطالعه تیرهای فشاری با لنگر خمشی برای مصالح ارتجاعی خمیری به مراتب پیچیده تر بوده و برای اولین بار تحقیقات تئوریک به وسیله KARMAN در سال ۱۹۰۸ انجام یافت. تعیین روابط ریاضی برای نیروی کمانش به علت خطی نبودن مدول الاستیسیته برای همه حالت‌های دلخواه ممکن نبود ولی به وسیله متد انتگراسیون ترسیمی تعیین این نیروی کمانش امکان پذیر است لذا در این جا متد انتگراسیون ترسیمی نشان داده می‌شود که جنبه تئوریک و تحقیق دارد و برای کارهای عملی طرح، روابط تقریبی به دست آورده خواهند شد.

به طوریکه در بخش پیش اثبات شد کمانش مرکزی تیر طبق تئوری انگسر - شانلی به وسیله رابطه (۲-۴۵) داده شده است. $II.Py'' + Py = 0$ این رابطه معادله دیفرانسیلی مسئله پایداری را نشان می‌دهد. در صورت وجود لنگر و نیروی برشی برای مصالح ارتجاعی رابطه (۲-۱۸) بدست می‌آید و در صورت صرفنظر از نیروی گسترده فشاری حالت زیر را خواهیم داشت :

$$EIy'' - Ny + \overline{M}_0 + \overline{V}_0 x - \int q(x - \bar{x}) dx = 0$$



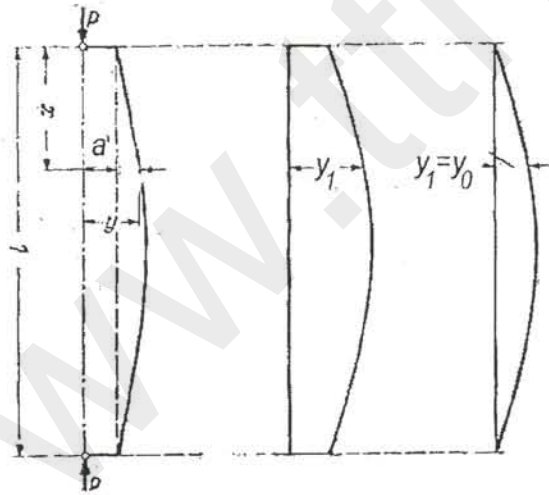
برای P به عنوان نیروی فشاری یعنی $N = -P$ خواهیم داشت :

$$EIy'' + Py + M_0 = 0 \quad (۲-۷۲)$$

برای حالت غیر ارتجاعی می‌توانیم یک صلبیت خمشی $T_{eff} \cdot I$ تعریف کنیم که معادله دیفرانسیلی زیر را به دست می‌دهد (T_{eff} - مدول مماس مؤثر)

$$T_{eff} I y'' + P y + M_0 = 0 \quad (۷۳-۲)$$

تفاوت دو رابطه (۷۳-۲) و (۴۵-۲) فقط در مقدار M_0 می باشد. حل این معادله برای روند دلخواه دیاگرام تنش کرنش و یا روند دلخواه سطح مقطع و یا روند دلخواه دیاگرام لنگر M_0 ، هیچ گونه نیروی حدى کمانش نمى دهد زیرا صلیبت خمشی $I T_{eff}$ نه تنها به مقدار تنش نقطه ثقل حالت فشاری مرکزی بستگی داشته بلکه به تقسیم تنش و تغییر شکل بر روی تمام سطح مقطع مربوط می شود و غیر از این نیروی حد کمانش به خیز Δ تیر فشاری هم بستگی دارد لذا حل این معادله برای حالت عمومی یا به وسیله ریاضیات ترسیمی و یا ریاضیات عمومی امکان پذیر است این روش پرکار بوده ولی برای هر حالتی قابل اجرا است.



شکل ۲- ۱۹

$$۱-۷-۱-۲ \text{ حل عمومی معادله دیفرانسیل } T_{eff} I y'' + P y + M_0 = 0 \quad (۷۳-۲)$$

راه حل عمومی در مثال تیرهای فشاری تحت فشار غیر مرکزی نشان داده می شود. لنگر

$$M_0 = P(a + v_0) = p y \quad \text{در تیر خم شده عبارت است از:}$$

که در آن a خارج از مرکزیت بوده و y_0 خیز مرحله اول تغییر شکل می باشد. شکل (۲-۸۹)

لنگر M_0 در تیر تغییر شکل یا خیز y_1 را به وجود می آورد که مقدار آن عبارت است از:

$$y_1'' = -\frac{M_0}{T_{eff} \cdot I} = -\frac{P(a + y_0)}{T_{eff} \cdot I}$$

طبق تعادل نیروها

$$M_i = y_1'' IT_{eff} = -M_0$$

باید y_0, y_1 مساوی همدیگر باشند. هر گاه مقداری صلبیت خمشی IT_{eff} معلوم باشد معادله دیفرانسیلی (۲-۷۳) برای حالت های ساده زود قابل حل است یعنی در این حالت با حدس تقریبی y'' مقدار y حساب می گردد که هر گاه نتیجه در معادله (۲-۷۳) صدق کند حدس y'' درست است وگرنه می بایست y'' دوباره حدس زده شده و y حساب گردد و این کار تا پیدا شدن جواب صحیح ادامه داده می شود. در این حالت مثال بالا علاوه بر حدس y'' می بایستی مقدار Py هم حدس زده بشود. شکل ۲-۲۰ این موضوع را نشان می دهد. هر گاه از این فرض که سطح مقطع مسطح بعد از خمش دوباره مسطح باقی می ماند استفاده کنیم با معلوم بودن کرنشهای تارهای کناری ϵ_a, ϵ_i می توان مقدار تنشها را از دیاگرام تنش-کرنش بدست آورده و برروی سطح مقطع (طبق شکل ۲-۲۰) رسم کرد و از محتوای این دیاگرام مقدار Py را حساب نمود و برای مقادیر $P \cdot y$ یک مقدار معین y'' می شود حساب کرد که طبق رابطه زیر به دست می آید.

$$y'' = \frac{d\alpha}{dx} = \frac{\epsilon_i - \epsilon_a}{h} = \frac{\epsilon_i}{a}$$

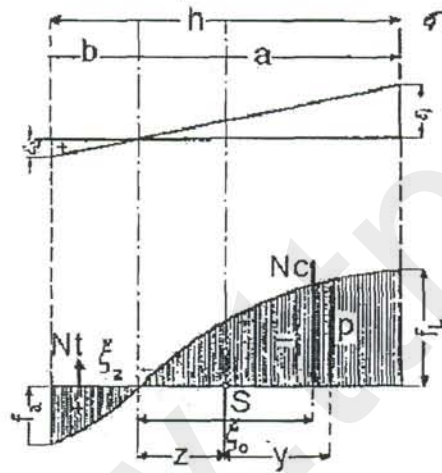
طرز عمل به شرح زیر است :

الف : انتخاب مقدار ϵ_i

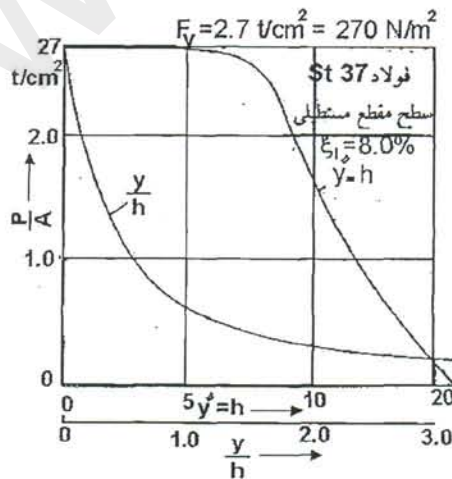
ب : برای مقادیر ϵ_a مقدار y, P, Y حساب می شوند و در دیاگرامی طبق شکل ۲۱-۲ رسم

می شوند . شکل ۲۱-۲ برای یک سطح مقطع مستطیلی و کرنش $\epsilon_i = 0.8\%$ رسم شده

است .

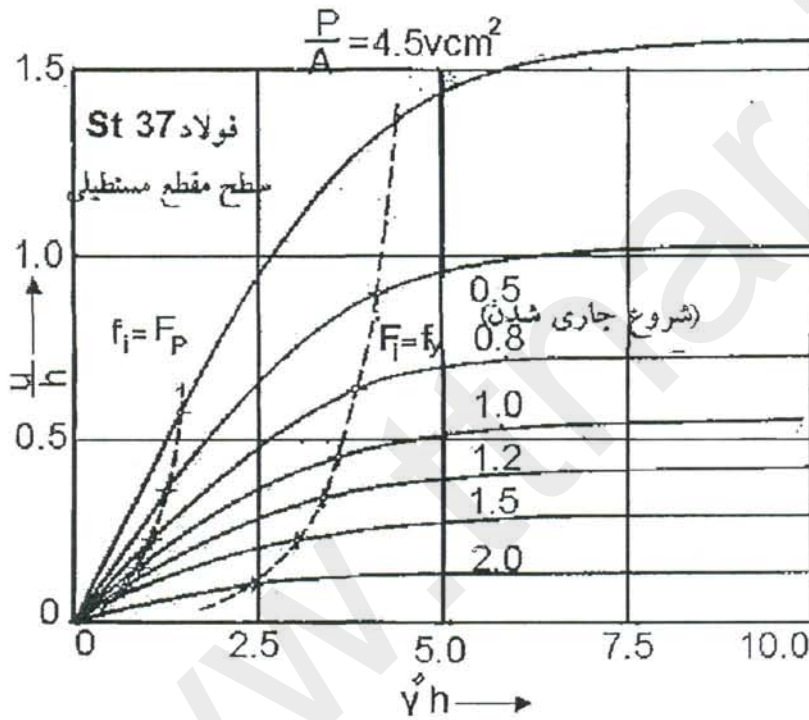


شکل ۲۰-۲ روند کرنش و تنشها بر روی ارتفاع نیمرخ برای مصالح غیر خطی



شکل ۲۱-۲ - محاسبه ترسیمی معادله دیفرانسیل مماس برای مصالح غیر خطی

پ: با تغییر ε_i مراحل الف و ب برای مقادیر مختلف ε_i محاسبه می گردند و در نتیجه می توان دیاگرامی طبق شکل ۲۲-۲ رسم نمود که در آن منحنی P به عنوان رابطه ای از γ رسم شده است.



شکل ۲۲-۲ ادامه محاسبه ترسیمی معادله دیفرانسیلی

$$\frac{t}{cm^2} = 100N/mm^2$$

ت: اکنون مدارک لازم برای محاسبه معادله دیفرانسیل بدست آمده و میتوان بوسیله ریاضیات

عددی مقدار معادله دیفرانسیل (۲-۷۳) را حساب نموده و مقدار P را بدست آورد

۲-۱-۷-۲ راه حل‌های تقریبی

در راه حل‌های تقریبی بجای استفاده از معادله (۷۳-۲) از معادله زیر استفاده می‌کنیم

$$EIy'' + Py + M_0 = 0$$

برای نشان دادن میزان دقیق بودن این معادله بطور مثال یک تیر ساده فشاری تحت فشار غیر مرکزی طبق شکل ۸-۲ را بررسی می‌کنیم که معادله آن طبق رابطه ۴۱-۲ به این شرح می‌باشد.

$$f = \frac{p}{A} + \frac{My}{I} \cdot \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}}$$

که در آن با قرار دادن

$$F_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \quad \frac{I}{y} = W = K.A, \quad f = \frac{P}{A}, \quad f = F_y$$

و غیر مرکزیت $m = \frac{a}{k}$ و لنگر $M = a + y_m = a + \frac{Pal^2}{8EI}$ رابطه زیر بدست می‌آید:

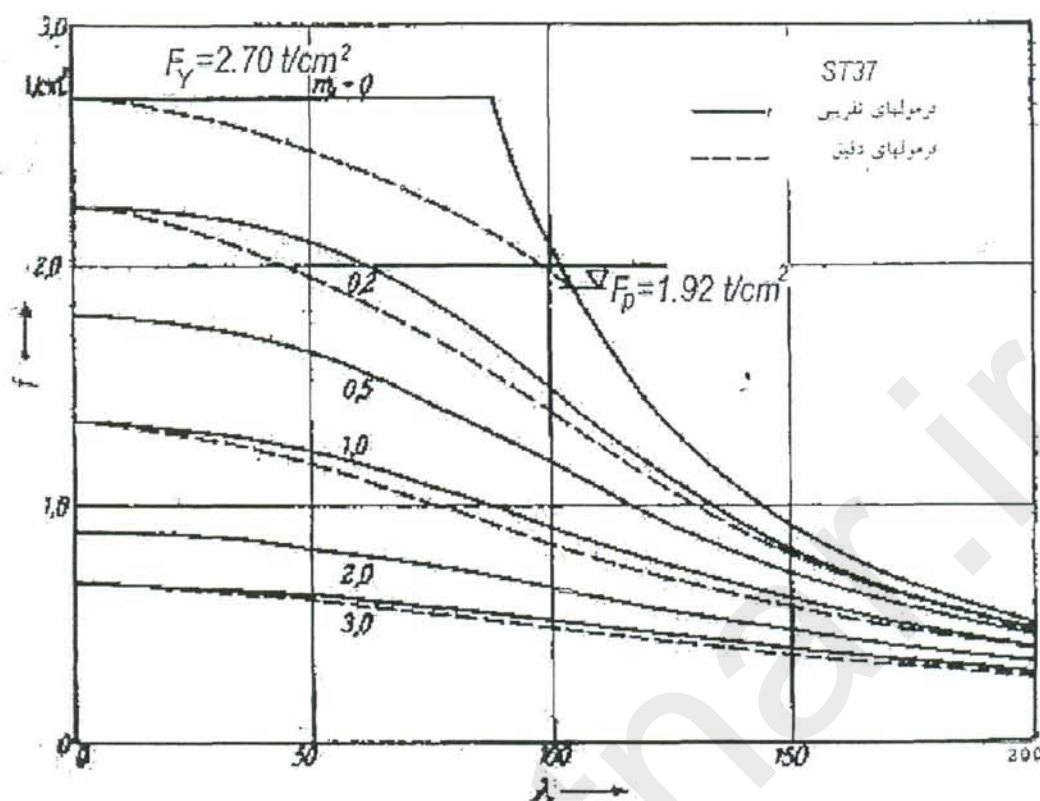
$$F_y = f \left(1 + m \frac{F_E + 0.234f}{F_E - f} \right) \quad (۷۵-۲)$$

معادله اخیر را بصورت زیر نیز می‌توان نوشت

$$f^2 (1 - 0.234m) - f[F_y + (1+m)F_E] + F_E F_y = 0 \quad (۷۶-۲)$$

این معادله برای مقادیر مختلف غیر مرکزیت $m=0.0, 0.2, 0.5, 1.0, 3.6$ در شکل ۲۳-۲

رسم شده است.



شکل ۲-۲۳- روند تنش در ارتباط با ضریب لاغری λ در راه حل تقریبی (خط پر) و راه حل دقیق (خط چین)

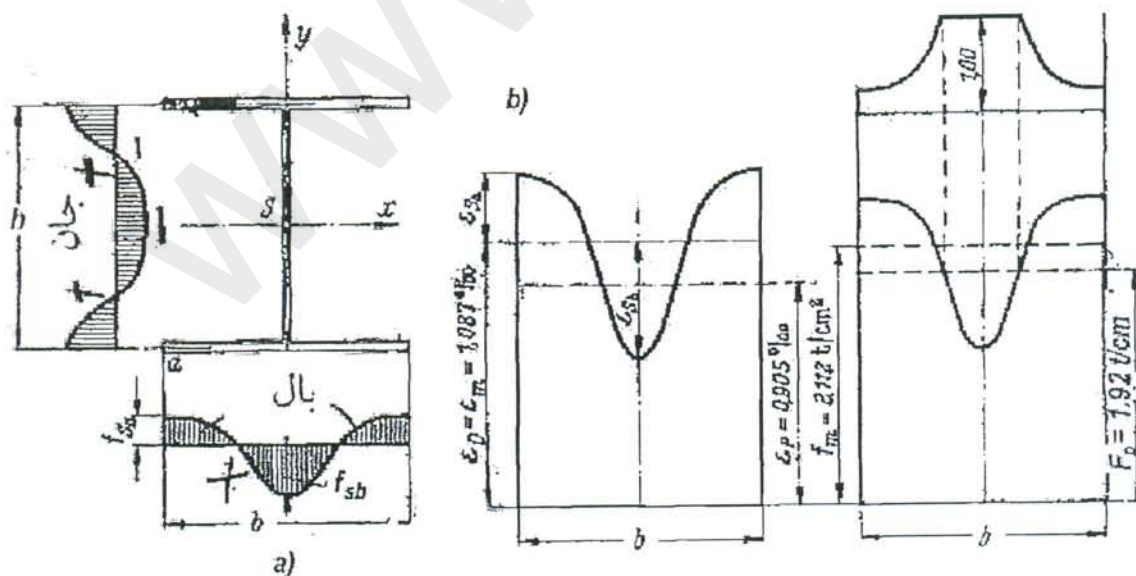
بطوریکه دیده می شود برای مقادیر بزرگ m این رابطه تنشهای f بزرگی نسبت به تئوری دقیق می دهد و علتش اینست که در اینجا بجای استفاده از دیاگرام تنش - کرنش در قسمت بالای حد خطی F_P که بصورت منحنی است باز هم تا F_y مصالح ارتجاعی فرض شده اند و می توان گفت که برای غیر مرکزیت‌های بزرگ بررسیهای حد ارتجاعی جواب نسبتاً دقیقی را می دهند یا به عبارت دیگر با غیر مرکزیت کم عامل تعیین کننده نیروی فشاری است که در آن نیروی فشاری طبق روش ارتجاعی - خمیری مثل بخش ۲-۱-۶ حساب می گردد و اثر لانگر می تواند بوسیله ضریبی مراعات شود که راجع به آن بعداً صحبت خواهد شد.

۲-۱-۸ تاثیر تنشهای داخلی

در پروفیل‌های نورد شده بعلت سرد کردن غیر یکسان و همچنین در تیرهایی که جوش داده می‌شوند بعلت انقباض موضعی در نزدیکی جوش، تنشهای داخلی F_s بوجود می‌آیند که بر مقدار P_c تأثیر دارند مقدار تنش موجود f حد خطی F_p را زودتر از حالتی که تنشهای داخلی موجود نیستند پشت سر می‌گذارند. در نتیجه مدول کمانش کوچکتر می‌شود. برای یک نیمرخ متقارن با تنشهای داخلی که هیچ مؤلفه خارجی ندارد، داریم $\int_A f_s dA = 0$ پخش تنشهای داخلی F_s بر روی پروفیل I در شکل ۲-۲۴ نشان داده شده است.

طبق تئوری ساده کمانش و تئوری ارتجاعی خمیری (انگسر-شانلی) فرض می‌شود که در اثر تنشهای فشاری F_c کرنشهای حاصله ϵ_c بر روی سطح مقطع به طور یکسان پخش می‌شوند چون سطح مقطع طبق فرضیه مسطح می‌ماند. ثابت $\epsilon_c = const$

کرنش مجموع عبارت است از : $\epsilon = \epsilon_c + \epsilon_s$



شکل (۲-۲۴)

هر گاه کرنش زیر حد ارتجاعی باقی بماند یعنی $\varepsilon \leq \varepsilon_p = \frac{F_p}{E}$ آن موقع تنش کمانش عبارت

خواهد بود از : $F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ برای $\varepsilon_c \leq \varepsilon_p - \varepsilon_{sa}$ تنشهای داخلی هنوز بر تنش کمانش

F_c اثری ندارند ولی اگر کرنش یک قسمت از مقطع به بالای حد خطی F_p برسد و تنشهای مربوط F بیشتر از F_p باشند آن موقع به جای مدول ارتجاعی E مدول مماس T در مقاومت وارد می شود.

$$T = \frac{dF}{d\varepsilon} \quad \text{شکل (۲-۲۴-ب)}$$

برای کمانش در صفحه Y-Z صلبیت خمشی عبارت خواهد بود :

$$T_x I_x = \int_A T y^2 dA \rightarrow T_x = \frac{\int_A T y^2 dA}{I_x}$$

$$F_c = \frac{P_c}{A} = \frac{T_x}{\lambda_x^2} \quad \text{و تنش کمانش مربوط عبارت است از : (۲-۷۶)}$$

$$F_c = \frac{\pi^2 T_y}{\lambda_y^2} \quad \text{و برای کمانش در صفحه X-Z عیناً خواهیم داشت : (۲-۷۷)}$$

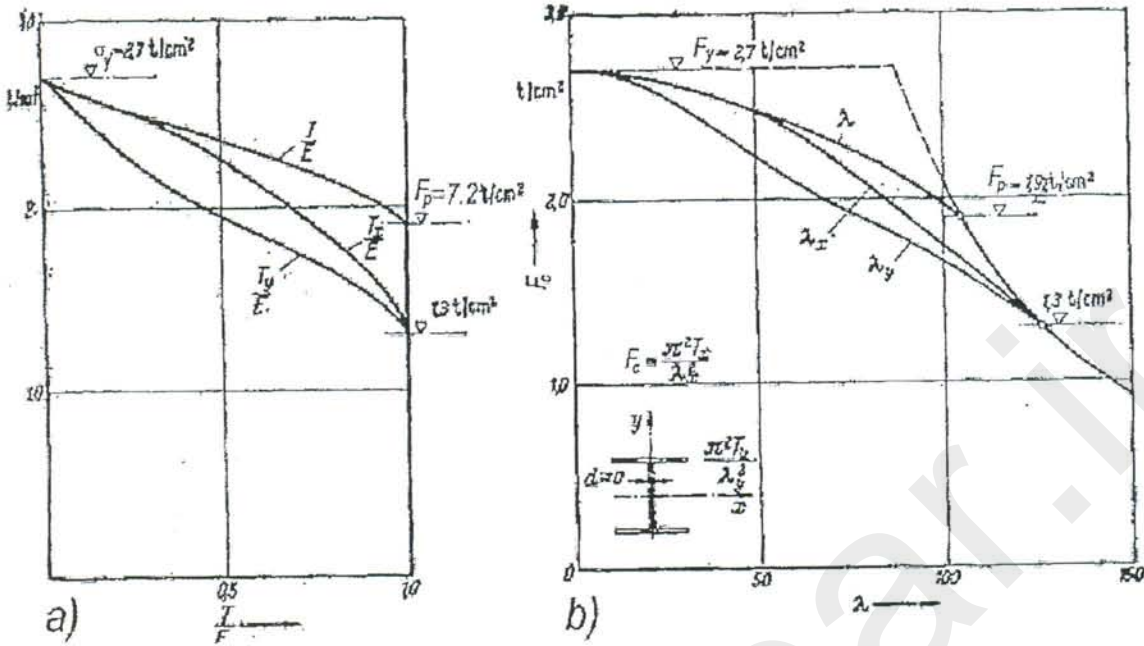
در شکل ۲-۲۵ نتایج یک مثال ذکر شده است که در آن برای پروفیل I با جان قابل اغماض و

$$\text{برای } F_{sa} = 0.6 t/cm^2, F_{sb} = 1.0 t/cm^2 \text{ منظور شده است.}$$

قسمت ارتجاعی برای یک تنش متوسط F_m به $F_m = F_p - F_{sa} = 1.9 - 0.6 = 1.3 t/cm^2$ ختم

می شود . حالا می پردازیم به بحث راجع به این مثال : به طوریکه شکل ۲-۲۵-ب نشان می

دهد در اثر تنشهای داخلی مقدار تنش کمانش کاهش می یابد . در پروفیلهای نوردیده کوچک



شکل ۲-۲۵- اثر تنشهای ثانوی در مقاومت کمانش (a) کاهش مدول مماس کمانش

(b) کاهش مقاومت در رابطه λ - F_c

تقریباً تا ارتفاع ۶۰۰ mm چون مقدار تنشهای داخلی نوردیده کمتر از $F_{sb} = 1.0 \frac{t}{cm^2}$ هستند لذا مراعات آنها لازم نمی باشد ولی در پروفیل‌های بزرگتر که تنش داخلی در آنها زیادتر می باشد باید این تنشها مراعات شوند مخصوصاً در پروفیل‌های جوش داده شده چون تنشهای داخلی جوش به مراتب بیشتر از $1.0 \frac{t}{cm^2}$ می باشد مایه این تنشهای داخلی مراعات شوند و مقدار تقریبی آنها می تواند از شکل ۲-۲۵- b حدس زده شود. محقق سوئیسی THÜRLIMANN توصیه می کند که در پروفیل‌های جوش داده شده مقدار تنش مجاز

کمانش کاملاً مورد استفاده قرار نگیرد تا این اثر مراعات شود.

۲-۱-۹- تحقیقات پایه ای برای طراحی تیرهای فشاری

۲-۱-۹-۱- تیرهای فشاری با نیروی مرکزی

برای بدست آوردن نیروی کمانش در حالت ارتجاعی P_{cr} و ارتجاعی خمیری P_c فرض شد که نیرو دقیقاً مرکزی تأثیر می کند و محور تیر کاملاً مستقیم می باشد اما چون این فرضیه های ایده آل در عمل قابل اجرا نیستند لذا یک خارج از مرکزیت غیر قابل جلوگیری a تعریف می شود. (یعنی نیرو به اندازه a خارج از مرکزیت دارد.) که در اغلب آیین نامه ها برای طراحی تیرهای فشاری با نیروی مرکزی مراعات شده است. حدس مقدار a نسبتاً مشکل بوده اما آنچه می توان گفت این است که مقدار a با ارتفاع و سطح مقطع تیر و یا بطور خلاصه با ضریب لاغری تیر ارتباط داشته با افزایش لاغری بر مقدار آن افزوده می گردد. یعنی:

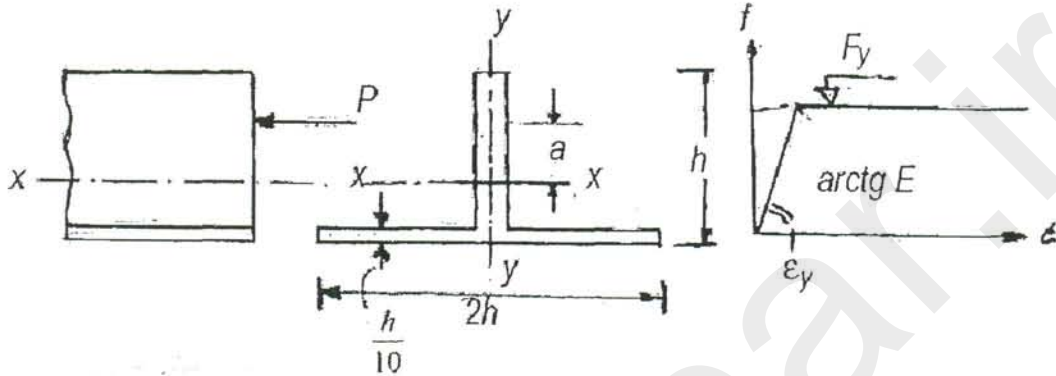
$$\frac{a}{R} = f(\lambda) \quad R = \frac{S}{A} = \frac{\text{اساس مقطع}}{\text{مساحت مقطع}} \quad (2-78)$$

برای خارج از مرکزیت کشورهای مختلف مقادیر مختلفی تعیین نموده اند که در جدول زیر ذکر شده اند:

آلمان	امریکا	انگلستان	اتریش	سوئیس	چکسلواکی
DIN4114	AISC	BSS449	ONORM B43004	SIN	CSNO50110
$a = \frac{l}{500} + 0.05r$	$a = \frac{l}{1000}$	$\frac{R}{a} = 0.003\lambda$	$a = \frac{l}{1000}$	$a = \frac{l}{500}$	$\frac{a}{R} = 0.0025\lambda$

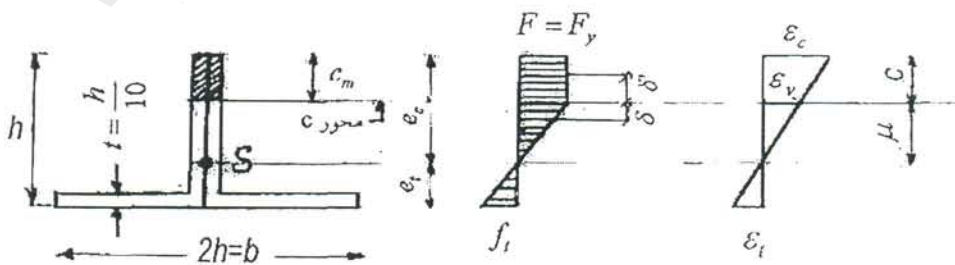
$r =$ شعاع ژیراسیون

در این جا تحقیقات برای پروفیلی انجام می گیرد که نا مناسب ترین تنش کمانش را می دهد یعنی با استفاده از نتایج این بررسی ، برای پروفیل های دیگر ضریب اطمینان بیشتر می گردد و برای این منظور پروفیل شکل ۲-۲۶-۲ در نظر گرفته می شود .



شکل (۲-۲۶)

نقطه S مرکز ثقل بوده و نیروی P به فاصله خارج از مرکزیت غیر قابل جلوگیری a از مرکز ثقل تأثیر می کند دیاگرام تنش - کرنش مثل شکل ۲-۲۶-۲ فرض می شود که از یک شاخه ارتجاعی و یک شاخه کاملاً خمیری تشکیل یافته است . در محاسبه فرض می کنیم که خمیری شدن در منطقه فشاری مقطع پیش می آید و هر گاه مقطع تا فاصله C_{kr} از کنار بالایی خمیری شد (شکل ۲-۲۷) تیر به مقاومت نهایی خود رسیده است .



شکل (۲-۲۷)

تعداد نیروهای داخلی و خارجی عبارت است از :

$$P = \int_A f dA = AF_y - \int_{\sigma=0}^{\sigma=h-c} f \delta dA$$

تعداد لنگرهای حول کناره پایین مقطع

$$M + Pe_t = F_x Ae_t - \int_0^{h-c} f \delta (h-c-\delta) dA$$

ممان استاتیکی Q و ممان اینرسی سطوح بالا و پایین حول محور C عبارتند از :

$$Q_{2c} = \int_0^{h-c} \delta dA, I_{2c} = \int_0^{h-c} \delta^2 dA$$

$$-Q_{1c} = \int_0^c \delta' dA = -A(e_c - c) + Q_{2c}$$

$$I_{1c} = \int_0^c \delta'^2 dA = I_x - I_{2c} + A(e_c - c)^2$$

$$P = AF_y - \frac{F_y}{\mu} \int_0^{h-c} \delta dA = AF_y - \frac{F_y}{\mu} \theta_{2c} \quad \text{و چون } f_s = \frac{F_y}{\mu} \delta \text{ می باشد پس}$$

$$\mu = \frac{Q_{2c} F_y}{AF_x - P} = \frac{Q_{2c} F_y}{A(F_x - F_m)}$$

و با گذاشتن $M = P\bar{y}_m = P(y_m + a)$ از تعادل لنگرها به دست می آید :

$$P\bar{y}_m + Pe_t = F_y Ae_t - \int_0^{h-c} \frac{F_y}{\mu} \delta (h-c-\delta) dA =$$

$$= F_y Ae_t + [Q_{1c} + A(e_c - c)](c-h) \frac{f_y}{\mu} + [I_x + A(e_c - c)^2 - I_{1c}] \frac{F_y}{\mu}$$

از اینجا مقدار \overline{y}_m را به دست می آوریم .

$$\overline{y}_m = -\frac{F_y}{A\mu F_m} \left[I_x - I_{1c} - Q_{1c}e_c - s_{1c}e_t + Q_{1c}.c - A\frac{F_m}{F_y}e_t\mu + Ae_t\mu - Ae_c.(c+h) + A.c.h + A.e_c^2 \right]$$

هر گاه از این رابطه تعادلی استفاده کنیم

$$\frac{F_m}{F_y} = 1 - \frac{Q_{2c}}{1 - \mu}$$

و در رابطه بالا قرار دهیم و از عضوهای آخر رابطه بالا صرف نظر کنیم خواهیم داشت :

$$\overline{y}_m = \frac{F_y}{A\mu F_m} [I_x - I_{1c} - Q_{1c}(e_c - c)]$$

اگر منحنی خیز تیر را سینوسی فرض کنیم شکل (۲۸-۲)



شکل (۲۸-۲)

$$y = y_m \sin \frac{\pi^2}{l} = (\overline{y}_m - a) \sin \frac{\pi Z}{l} \quad \text{داریم:}$$

$$\frac{1}{\rho} = -(\overline{y}_m - a) \frac{\pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi Z}{l} \quad \text{خمش تیر عبارت خواهد بود از:}$$

$$-\frac{1}{\rho_m} = (\overline{y}_m - a) \frac{\pi^2}{l^2}$$

از سوی دیگر با استفاده از کرنش و تنش خواهیم داشت :

$$-\frac{1}{\rho} = \frac{F_y}{E\mu}$$

که با تساوی این دو رابطه به دست می آید :

$$\frac{F_y}{E\mu} = (\bar{y}_m - a) \frac{\pi^2}{l^2} \rightarrow \mu(\bar{Y}_m - a) - \frac{F_y L^2}{E\pi^2} = 0$$

در این رابطه \bar{Y}_m گذاشته می شود

$$\frac{F_y L^2}{E\pi^2} = \frac{F_y}{AF_m} [I_x - I_{1c} - (e_c - c)Q_{1c}] - \frac{a[Q_{1c} + A(e_c - c)]\sigma_y}{AF_y F_m}$$

که با گذاشتن مقدار خارج از مرکزیت $m = \frac{a}{K_c} = \frac{aA}{S_c}$ که در آن S_c اساس مقطع تارکناری

فشاری است بدست خواهد آمد:

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{I_x F_m} \left\{ I_x - I_{1c} - \frac{m S_c F_m}{F_y - F_m} (e_c - c) - Q_{1c} \left[e_c - c + \frac{m S_c F_m}{A(F_y - F_m)} \right] \right\}$$

با گذاشتن $I_{1c} = \frac{2t_c^3}{12} + 2t_c \frac{C^2}{4}$, $Q_{1c} = tc^2$ در رابطه بالا برای λ میتوانیم ماکزیم رابطه بالا را

بدست آوریم که در اینجا نتیجه نهایی ذکر می گردد که در آن یک بسط سری هم انجام می گیرد.

$$\lambda_{cr}^2 = \frac{\pi^2 E}{F_c^*} \left[1 - \frac{m F_c^*}{F_y - F_c^*} + 0/25 \left(\frac{m F_c^*}{F_y - F_c^*} \right)^2 - 0/005 \left(\frac{m F_c^*}{F_y - F_c^*} \right)^3 \right] \quad (79-2)$$

F_c^* عبارت از تنش کمانش با مراعات خارج از مرکزیت غیر قابل جلوگیری می باشد رابطه

(79-2) ضریب لاغری کمانش را نشان می دهد مقدار خارج از مرکزیت m طبق رابطه داده

شده است که در آن مقدار a طبق جدول بالا در رابطه λ گذاشته شده و از اینجا میتوان

تنشهای کمانش را حساب کرد:

تنش کمانش ایده ال F_c برای $\lambda \geq \lambda_p$

تنش کمانش نیروی نهایی مقاوم F_{cr} برای $\lambda \leq \lambda_p$

این منحنی در شکل‌های ۲-۲۹-ا، b برای فولادهای ST37 و ST52 نشان داده شده است

بطوریکه دیده می شود برای $\lambda = \lambda_p$ تنش کمانش ایده ال F_{cr} و تنش کمانش مقاوم نهایی

* F_c یک جهش دارند و این جهش در اثر اینست که F_{cr} برای تاثیر مرکزی نیرو و F_c برای

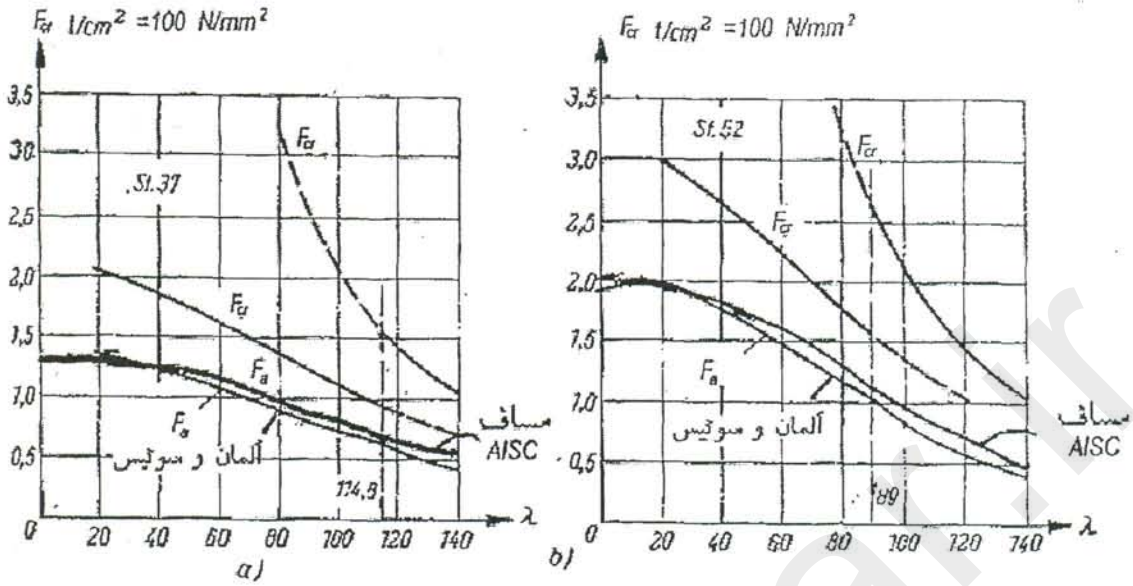
خارج از مرکزیت غیر قابل جلوگیری رسم شده است. برای خارج از مرکزیت در شکل ۲-۲۹-

a, b از رابطه

$$\frac{a}{r} = 0.05 + \frac{\lambda}{500} \rightarrow a = \frac{r}{20} + \frac{L}{500}$$

استفاده شده است که نسبتاً یک خارج از مرکزیت بزرگ است و نسبت به سایرین بیشتر می

باشد.

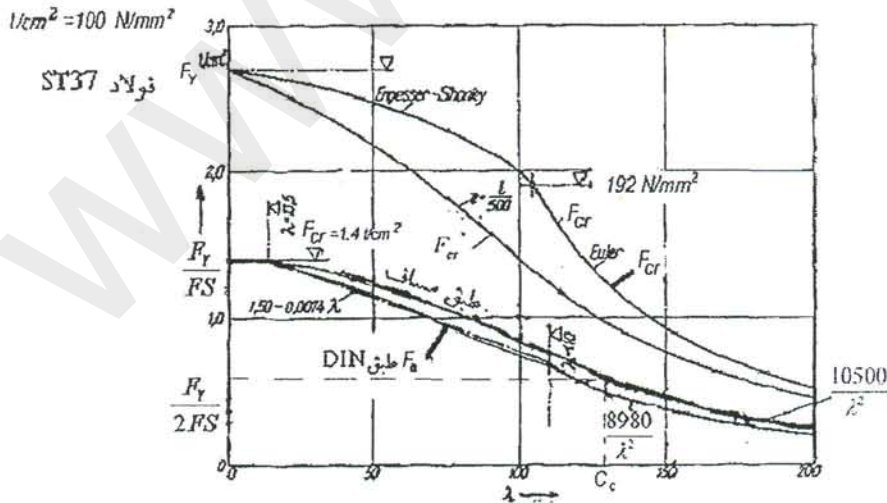


(شکل ۲-۲۹) منحنی تنش کمانش ایده ال F_{cr} برای مصالح ارتجاعی و تنش کمانش

بحرانی برای مصالح ارتجاعی خمیری با تاثیر خارج از مرکز نیرو و تنش کمانش مجاز

F_a در رابطه با ضریب لاغری تیر

برای ضریب لاغری λ از صفر تا ۲۰۰ این دو منحنی در شکل ۲-۳۰ رسم شده است.



شکل (۲-۳۰) F_y = حد جاری شدن و F_s = ضریب اطمینان

۲-۱-۹-۲- نقش تنشهای پس ماند در نیروی کمانش بر اساس

آیین نامه‌های آمریکایی:

با توجه به این که در آیین نامه سازه های فولادی ایران (مساف) از استدلال مشابه آیین نامه های آمریکائی (آیین نامه سازه های فولادی آمریکا) استفاده شده است، لذا روابط اساسی که مورد آیین نامه فوق قرار گرفته است مورد بررسی قرار می گیرد. در آیین نامه های فوق از معادله نیروی کمانش که توسط شورای Structural Stability research Council (SSRC) توصیه شده است استفاده می شود که عمدتاً توسط هوبر و بیدل تنظیم شده است. دو روش کلی برای تعیین استحکام ستونها وجود دارد. به صورت تحلیلی بایستی با استفاده از نحوه توزیع تنش پس ماند (که ممکن است مقدار آن اندازه گیری شده و یا به نوعی فرض شود) به همراه دیاگرام تنش - کرنش فولاد معادله استحکام ستون را به صورت تابعی از لنگر سختی قسمت جاری نشده مقطع ستون و ضریب لاغری آن بدست آورد. روش دیگر این است که به صورت تجربی منحنی تنش - کرنش متوسط را برای مقطعی کوتاه از نیمرخ نورد شده که دارای تنش پس ماند می باشد معین کرد. سپس می توان منحنی استحکام ستون را با استفاده از ضریب مماسی منحنی تنش - کرنش متوسط و ضریب لاغری برای دو محور قوی و ضعیف خمشی ستون بدست آورد. در هر دو روش توزیع تنش پس ماند در مقطع ستون به صورت متقارن در نظر گرفته می شود. یو^۱ و تال^۲ این دو روش را با جزئیات لازم مورد دقت قرار

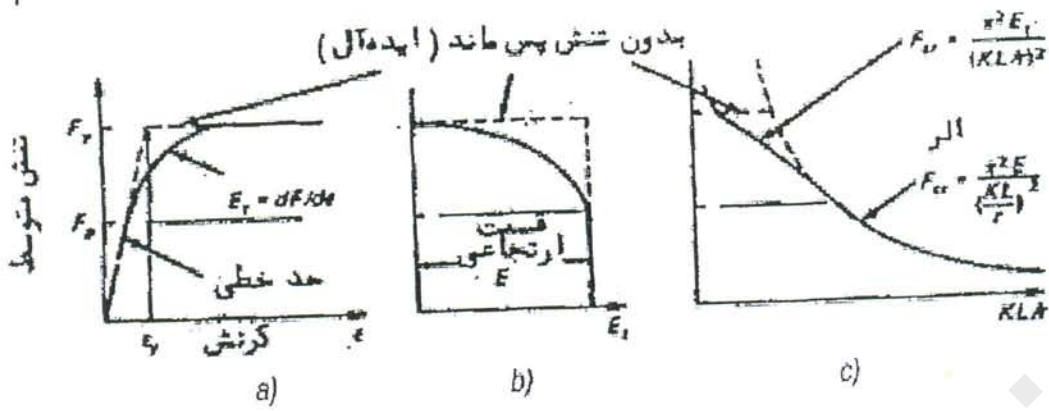
Yu^۱Tall^۲

داده اند. جانستن^۱ و بترمن^۲ و جانستن روش اعمال ضریب مماسی را در کمانش غیر ارتجاعی ستونها ارائه کرده اند. روشی که در زیر ارائه می شود به منظور تعیین رابطه ای فی مابین تنش متوسط اعمالی خارجی و ضریب لاغری قطعه می باشد. پس از آن می توان ظرفیت قطعه را با حاصلضرب ساده تنش ایمن باربری در سطح مقطع ناخالص قطعه به دست آورد بدون این که توجهی به چگونگی تغییرات واقعی تنش در مقطع ستون که می تواند به علت وجود تنش های پس ماند باشد بشود.

جهت شروع این بررسی فولاد را ماده ای کاملاً ارتجاعی تا کرنش ϵ_y در نظر خواهیم گرفت و فرض خواهیم کرد که اگر کرنش فولاد به ϵ_y برسد فولاد کلاً به صورت خمیری عمل خواهد کرد (با تنش ثابت کرنش افزایش خواهد یافت). اگر نمونه ای آزمایشی از فولاد جان نیمرخهای نورد شده تهیه کنیم منحنی تنش - کرنش آن بمانند منحنی نقطه چین شکل (۲-۳۰) خواهد بود. منحنی با خط پر در آن شکل منحنی تنش - کرنش نیمرخ H شکلی است که دارای تنش پس ماند می باشد.

به منظور در نظر گرفتن اثر زود جاری شدن فولاد که به علت وجود تنش پس ماند می باشد. تاری را که در فاصله X از محور کرنش صفر حاصل از خمش قرار دارد در نظر بگیرید (شکل ۲-۳۱ - الف) خمش ستون بی نهایت کوچک در نظر گرفته شده و ستون تحت بار ضریب مماسی تعادل دارد. سهم لنگر در شدت تنش روی تارهای مقطع به صورت زیر خواهد بود:

$$dM = (\Phi E_t x) (dA) (x) = (\text{بازوی لنگر}) (\text{سطح مقطع}) (\text{تنش}) \quad (a)$$



شکل (۲-۳۱) مقایسه نمونه آزمایشی نیمرخ H شکل با تنش پس ماند

در مورد کل مقطع خواهد شد :

$$M = \int_A \phi E_i x^2 dA = \phi \int_A E_i x^2 dA$$

(b)



شکل (۲-۳۱-الف): تنش دو تاراری به فاصله X از محور کرنش صفر تحت اثر خمش

از نظریه ابتدایی خمش مقدار شعاع انحنا به صورت زیر داده شده است :

$$R = \frac{1}{\phi}$$

$$\phi = \frac{1}{R} = \frac{M}{EI} = \frac{M}{E'I} \quad \text{(c)}$$

بدین ترتیب داریم :

$$E'I = \frac{M}{\phi} = \int_A E_t x^2 dA \quad (d)$$

$$E' = \frac{1}{I} \int_A E_t x^2 dA \quad (e)$$

$$F_{cr} = \frac{P_t}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E_t}{\lambda^2} \quad (f)$$

مقدار E' را می توان ضریب مؤثر^۱ نامیده و در رابطه (f) به عنوان معادل E_t به کار برد . اگر از منحنی ایده آل فولاد الاستو-پلاستیک $\epsilon - f$ مطابق شکل (۲-۳۱ - الف) استفاده شود (برای $E_t = E, f < F_y$ و برای $E_t = 0, f = F_y$) سختی خمش قسمت های جاری شده مقطع صفر بوده و استحکام کمانشی ستون برابر با استحکام ستونی خواهد بود که لنگر سختی مقطع آن I_e ، لنگر لختی قسمت ارتجاعی مانده سطح مقطع می باشد . در این صورت معادله (d) خواهد شد

$$E' = \frac{E}{I} \int x^2 dA = \frac{I_e}{I} \quad (g)$$

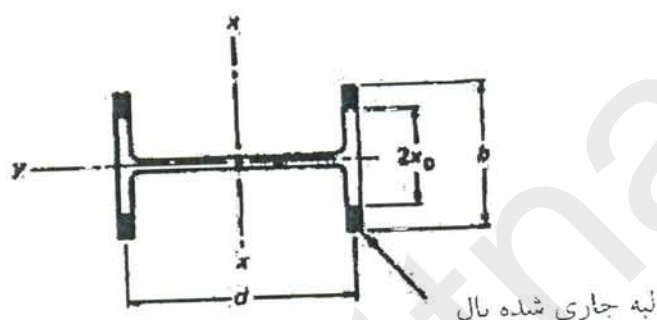
تنشی که بر طبق (سطح قسمت ارتجاعی) A سبب خمش ستون خواهد شد به صورت زیر معین می شود :

$$F_{cr} = \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E \left(\frac{I_e}{I} \right)}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (h)$$

برای این که بتوان از معادله (h) استفاده عملی نمود بایستی رابطه فی ما بین F_{cr} و I_e معین شده باشد .

حالت (الف) - کمانش حول محور ضعیف

منطق حکم می کند که فرض کنیم بال های نیمرخ قبل از جان نیمرخ کلاً جاری شوند (شکل ۲-۳۱ ب)



شکل (۲-۳۱ ب) قسمتی از مقطع جاری شده است .

$$K = \left(\text{قسمتی از بال نیمرخ که ارتجاعی باقی مانده است} \right) = \frac{2X_0}{b} = \frac{A_e}{A_f}$$

معادله (g) خواهد شد :

$$E = \frac{I_e}{I} = E \frac{t_f (2x_0)^3}{I_2} \left(\frac{I_2}{t_f b^3} \right) = EK^3 \quad (i)$$

اگر از لنگر لختی جان در محاسبه I صرف نظر کنیم و تعریف ضریب مماسی را در نظر بگیریم،

خواهیم داشت :

$$E_t = \text{افزایش کرنش ارتجاعی} / \text{افزایش تنش اسمی} = \frac{\frac{dp}{A}}{\frac{A_e E}{A}} = \frac{dp}{A_e E} \quad (j)$$

$$E_t A = A_e E = E(A_w + 2KA_f) \quad (k)$$

در این روابط داریم :

$$A_w = \text{سطح جان}$$

$$A_f = \text{سطح ناخالص یک بال}$$

$$A = \text{سطح ناخالص کل مقطع ستون}$$

اگر معادله (K) را بر حسب K حل نموده و از دو معادله (i) و (h) استفاده کنیم خواهیم داشت

$$K = \frac{E_t A}{2EA_f} - \frac{A_w}{2A_f} \quad (l)$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EK^3}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \left[\frac{AE_t}{2A_f E} - \frac{A_w}{2A_f} \right]^3 \quad (m)$$

این رابطه اثر جان ارتجاعی مقطع را در کمانش حول محور ضعیف نیمرخ (Y-Y) نشان می دهد.

حالت (ب) - کمانش حول محور قوی ستون

بار دیگر با فرض این که جان نیمرخ ارتجاعی باقی مانده است ولی از اثر آن در محاسبه لنگر

لختی صرف نظر کنیم به صورت تقریبی خواهیم داشت :

$$E = \frac{I_e}{I} \approx E \frac{2\Delta_e \left(\frac{d}{2}\right)^2}{2A_f \left(\frac{d}{2}\right)^2} = EK \quad (m)$$

اگر تنش جان ارتجاعی در نظر گرفته شود خواهیم داشت :

$$E \frac{I_e}{I} = E \left[\frac{2kA_f \left(\frac{d^2}{4}\right) + t_w \frac{d^3}{12}}{2A_f \left(\frac{d^2}{4}\right) + t_w \frac{d^3}{12}} \right] = E \left[\frac{2KA_f + \frac{A_w}{3}}{2A_f + \frac{A_w}{3}} \right] \quad (m')$$

با در نظر گرفتن تعریف ضریب مماسی و رابطه k خواهیم داشت :

$$2KA_f = \frac{E_t A}{E} - A_w$$

اگر این مقدار را در رابطه m' قرار دهیم خواهیم داشت :

$$E \frac{I_e}{I} = \left[\frac{\frac{E_t A}{E} - 2\frac{A_w}{3}}{2A_f + \frac{A_w}{3}} \right] E \quad (n)$$

بدین ترتیب خواهیم داشت:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EK}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (o)$$

اگر در این رابطه مقدار تقریبی (k) را از رابطه (l) قرار دهیم مقدار F_{cr} بدست خواهد آمد در

غیر اینصورت می توان مقدار دقیق (n) را در معادله (h) قرار داده مقدار دقیق F_{cr} را به صورت

زیر برای کمانش ستون حول محور قوی (X-X) بدست آورد.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \left[\frac{E_t A - 2A_w}{E} - \frac{2A_w}{3} \right] \quad (p)$$

از آنچه قبلاً گفته شد واضح می شود که دو معادله جهت تعیین استحکام کمانشی ستون لازم است یکی کمانش ستون را حول محور قوی آن معین می کند و دیگری حول محور ضعیف آن. گر چه مقدار $\frac{Ie}{I}$ بشرطی که شرایط هندسی شکل (۲-۳۱ ب) تامین شده باشد تابعی از توزیع تنش پس ماند نمی باشد، با وجود این تنش بحرانی F_{cr} که حاصل تقسیم بار کمانشی بر سطح مقطع ناخالص ستون می باشد به $\frac{KL}{r}$ که خود بستگی به تنش پس ماند دارد مربوط می شود بایستی توجه شود که اگر مصالح ستون الاستو-پلاستیک نمی باشد (به عبارت دیگر مقدار E_t نه E است و نه صفر) در این صورت معادله کلی (d) بجای معادله (g) باید بکار برده شود.

مثال ۱- :

مطلوبست رسم منحنی مقاومت ستون (F_{cr} بر حسب $\frac{KL}{r}$) برای کمانش حول محور ضعیف یک نیمرخ H شکل که از نوع فولاد نرمه با تنش تسلیمی برابر با $F_y = 2333$ (بار) می باشد فولاد را کاملاً الاستو-پلاستیک فرض خواهیم کرد (شکل ۲-۳۱ ت) تنش پس ماند فولاد نیمرخ مانند فولاد دارای تغییراتی نظیر شکل (شکل ۲-۳۱ ت) می باشد. از مقاومت جان در برابر کمانش صرف نظر می نمایم.

حل:

تا زمانی که کرنش تاری به ϵ_y نرسیده باشد تحت اثر بار خارجی کرنش کلیه تارها برابر خواهد بود. بار خارجی در این حالت برابر خواهد بود با:

$$P = \int_A f dA = fA$$

پس از آنکه قسمتی از مقطع خمیری شد، بار خارجی خواهد شد:

$$P = (A - A_e)F_y + \int_{A_e} f dA$$

در این مسئله برای حالت $F_{cr} = \frac{P}{A} < \frac{2}{3}F_y$ کل مقطع ارتجاعی باقی می ماند یعنی $(E_t = E)$

است و $I_e = I, E'' = \frac{EI_e}{I}$ است پس:

$$F_{cr} = \frac{2F_y}{3} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$\frac{KL}{r} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{2}{3}\right)(2333)}} = 112.7$$

(نقطه ۱ شکل ۲-۳۱ ت)

وقتی $F_{cr} = \frac{P}{A} > \frac{2}{3}F_y$ است، نوک های بال نیمرخ جاری شده و مقدار I_e کمتر از I خواهد

شد. لذا خواهیم داشت:

$$\frac{I_e}{I} = \frac{\left(\frac{b}{2}\right)^3}{b^3} = \frac{1}{8}$$

$$F_{cr} = \frac{2F_y}{3} = \frac{\pi^2 E \left(\frac{I_e}{I}\right)}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{8\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

(نقطه ۲ شکل ۲-۳۱ ت) $\frac{KL}{r} = 39.8$

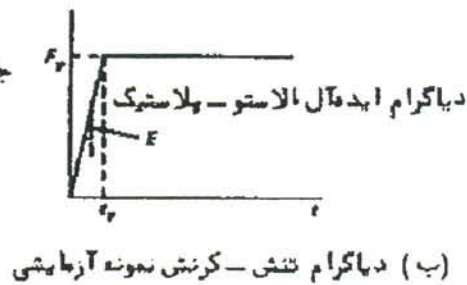
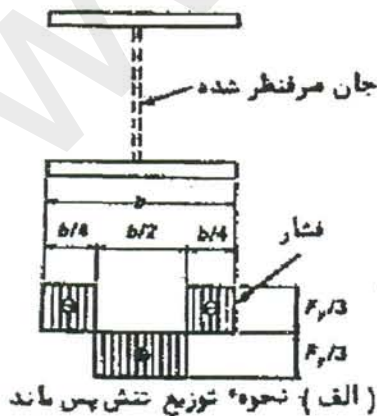
برای تنش متوسطی که به مقدار بی نهایت اندکی از $\frac{2}{3}F_y$ بزرگتر باشد وقتی $F_{cr} = \frac{P}{A}$ است داریم :

$$F_{cr} = F_y = \frac{\pi^2 E}{8\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

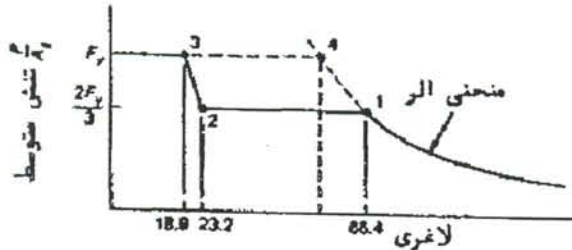
(نقطه ۳ شکل ۳-۳۱ ت) $\frac{KL}{r} = 32.5$

در این حالت بار نهایی $P = F_y A$ خواهد بود. اگر نیمرخ دارای تنش پس ماند نبود برای $F_y = F_{cr}$ داشتیم :

(نقطه ۴ شکل ۴-۳۱ ت) $\frac{KL}{r} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_y}} = 92$



شکل (۲-۳۱پ) مشخصات عددی مثال (۲-۱)

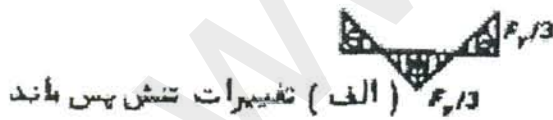
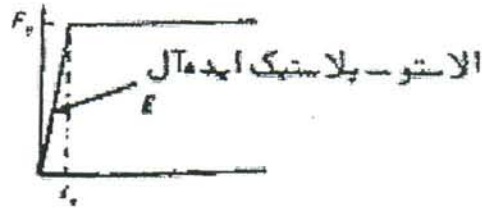


شکل (۲-۳۱ت) منحنی مقاومت ستون مثال (۱)

مثال (۲)

منحنی نسبتاً حقیقی مقاومت ستون را با تغییرات تنش پس ماند مطابق شکل (۲-۳۱ث) رسم نمایید. کماتش ستون حول محور ضعیف مد نظر می باشد. مسئله را برای دو تنش تسلیم (بار) $F_y = 2333$ و $F_y = 6900$ حل کنید. از تأثیر جان در مقاومت ستون صرف نظر می شود.

فرض می شود تنش پس ماندی نداشته باشد



(ب) دیاگرام تنش - کرنش نمونه آرمایشی

شکل (۲-۳۱ث) مشخصات عددی مسئله (۲)

حل:

اگر تنش اعمالی بر ستون $f = \frac{P}{A} < \frac{2}{3} F_y$ باشد، کل مقطع ارتجاعی عمل خواهد نمود.

(شکل ۲-۳۱ ج) در این حالت خواهیم داشت: $E_t = E$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E \frac{I_e}{I}}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$\frac{I_e}{I} = \frac{2\left(\frac{1}{12}\right)(2x_0)^3 t}{2\left(\frac{1}{12}\right)b^3 t} = \frac{8x_0^3}{b^3}$$

اگر از تأثیر جان صرف نظر کنیم خواهیم داشت:

$$F_{cr} = \frac{8\pi^2 E \left(\frac{x_0}{b}\right)^3}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

(الف)

دیده می شود که این رابطه F_{cr} را تابعی از $\frac{x_0}{b}$ ، $\frac{KL}{r}$ معین کرده است. رابطه دیگری نیز لازم

خواهد بود. کل بار وارد در حیطة عملکرد الاستو-پلاستیک نیمرخ خواهد بود:

$$P_{cr} = 2 \left[fbt - 2\left(\frac{1}{2}\right)\left(f - \frac{2F_y}{3}\right)\left(\frac{1}{2} - \frac{x_0}{b}\right)bt \right] \quad (\text{ب})$$

که سطح قسمت هاشور خورده تنش در شکل (۲-۳۱ ج) می باشد. از تشابه مثلث های با اصلاح

نقطه چین در شکل (۲-۳۱ ج) خواهیم داشت:

$$\frac{f - \frac{2}{3}F_y}{\left(\frac{1}{2} - \frac{x_0}{b}\right)b} = \frac{\frac{2}{3}F_y}{\frac{b}{2}}$$

اگر این رابطه را نسبت به f حل کنیم خواهیم داشت:

$$f = \left[1 - \frac{x_0}{b} \right] \frac{4F_y}{3} \quad (\text{ج})$$

اگر از دو رابطه (ج) و (ب) f را حذف کنیم خواهیم داشت :

$$P_{cr} = 2bt \left\{ \left(1 - \frac{x_0}{b} \right) \frac{4F_y}{3} - \left[\left(1 - \frac{x_0}{b} \right) \frac{4F_y}{3} - \frac{2F_y}{3} \right] \left(\frac{1}{2} - \frac{x_0}{b} \right) \right\} = A_y F_y \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x_0}{b} \right)^2 \right] \quad (\text{د})$$

لذا داریم :

$$F_{cr} = \frac{P}{A_g} = F_y \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x_0}{b} \right)^2 \right]$$

این رابطه به همراه رابطه (الف) به کار می رود . نتایج آن در شکل (۲-۳۱) نشان داده شده است .

اگر می خواستیم که اثر جان را در محاسبات منظور کنیم ، نسبت $\frac{I_e}{I}$ می توانست این عمل را

اجرا کند . معادله (ب) دارای عبارت مربوط به جان می شد . در این صورت عبارت $\frac{A_w}{A_f}$ در

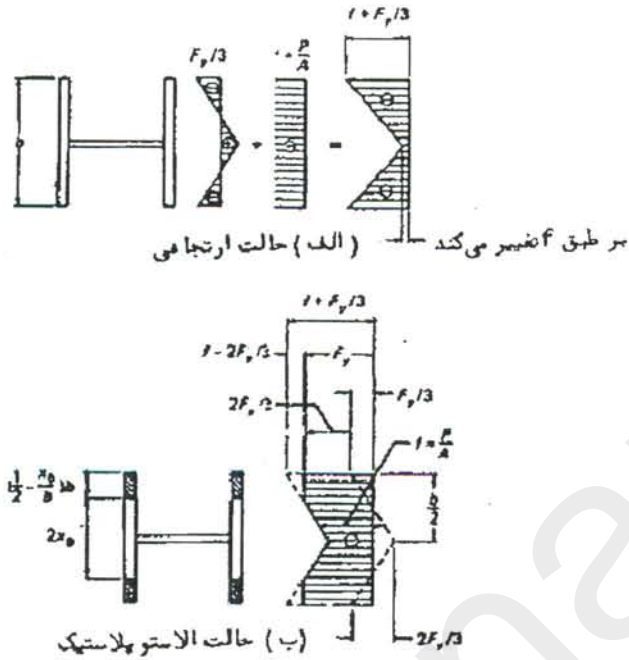
محاسبات وارد می شد و عملاً تأثیر چندانی در نتایج محاسبات نمی کرد .

نهایتاً می توانستیم با استفاده از منحنی تنش - کرنش متوسط همانگونه که در ابتدای این

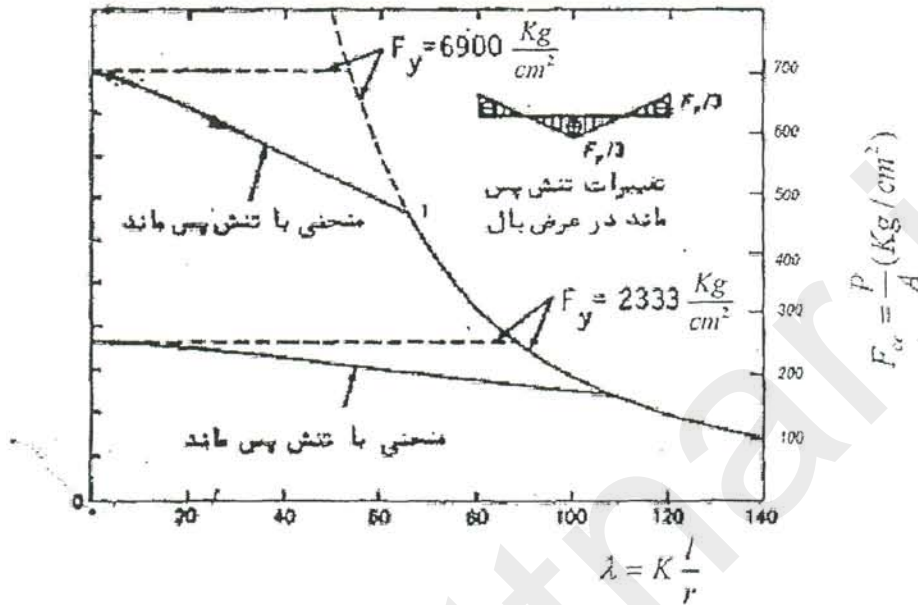
قسمت ذکر کردیم منحنی هایی نظیر شکل (۲-۳۱) بدست آوریم . در حالت معادلات (m)

و (p) را می توانیم با مقدار E_t که از منحنی تنش کرنش مقطع بدست آمده است به کار ببریم .

شکل (۲_۳۱) توزیع تنش با تغییرات خطی تنش پس ماند



$\frac{X_0}{b}$	F_{cr}	F_{cr} ($F_y = 233.3 N/mm^2$)	$\frac{KL}{r}$	F_{cr} ($F_y = 690.0 N/mm^2$)	$\frac{KL}{r}$
0.50	$0.67 F_y$	155.5	113	460.0	65.5
0.45	$0.73 F_y$	170.3	92	503.7	53
0.40	$0.787 F_y$	183.6	74	543.0	43
0.35	$0.837 F_y$	195.3	59	577.5	34
0.30	$0.88 F_y$	205.3	46	607.2	26.5
0.25	$0.917 F_y$	214.0	34	632.7	20
0.20	$0.947 F_y$	221.0	24	653.4	14
0.10	$0.987 F_y$	230.3	8	681.0	4.8



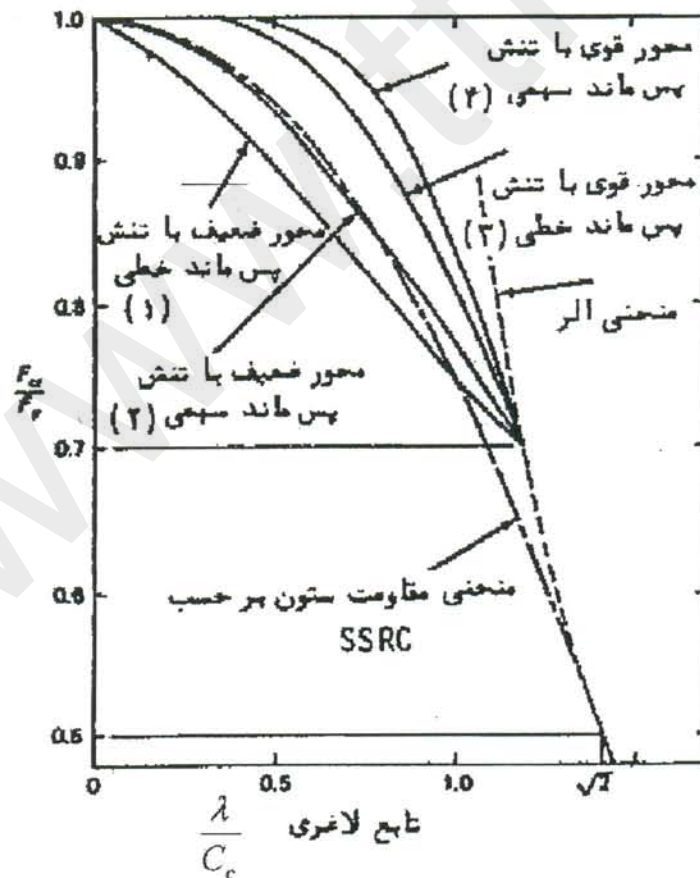
شکل (۲-۳۱ ح) منحنی های مقاومت ستون با در نظر گرفتن تنش پس ماند

۲-۱-۹-۳ = منحنی مقاومت شورای تحقیقاتی پایداری سازه‌ها (SSRC) ۱

بر اساس روش هایی که در بند ۲-۲ بحث شد می توان ستونها را تحت کمانش حول محور ضعیف با قوی آنها با در نظر گرفتن نحوه های مختلف توزیع تنش پس ماند محاسبه کرد. برای اغلب حالات عملی ملاحظه شده است که فرض توزیع خطی تنش پس ماند در بال های این قطعات می تواند نتایج قابل قبولی را پدید آورد یا علاوه بر این در بند قبل ملاحظه کردیم که (معادلات o, m) با یک ضریب لاغری معین نیمرخهای H شکل در جهت محور ضعیف خود

کمتر بار قبول خواهند کرد تا حول محور قوی خود، زیرا که تنش های پس ماند فشاری که در نوک بال ها شدیدتر می باشند از مقاومت کمانشی ستون وارد می شوند.

منحنی های مختلف مقاومت ستون با نحوه توزیع تنش های پس ماند سهمی و خطی، در شکل (۲-۳۱خ) نشان داده شده است. در مورد فولادهای کربنی متوسط مقدار حداکثر تنش های پس ماند بین ۸۳۰ و ۹۰۰ بار تغییر می کند که می توان برای آن به صورت تقریبی مقدار F_y ۰.۳ را گرفت. برای فولادهای مقاوم مقدار تنش های پس ماند در حالت کلی درصد کمتری از مقدار فوق الذکر را نشان می دهد.



شکل (۲-۳۱خ) منحنی های مقاومت ستون با مقطع | شکل و تنش پس ماند در دو انتهای هر بال

منحنی مقاومت ستونها که توسط شورای تحقیقاتی پایداری سازه ها تنظیم شده است بر اساس توزیع سهمی شکل تنش پس ماند که توسط بلیچ^۱ ارائه شده است می باشد. چون منحنی های (۲)، (۳) و (۴) مربوط به شکل (۲-۳۱خ) عملاً شکل سهمی دارند و چون نتایج تجربی حاصل از کمانش ستونها در حیطه غیر ارتجاعی منجر به منحنی های سهمی شکل می گردد از انتخاب یک منحنی سهمی بین چهار منحنی شکل (۲-۱۳خ) به نظر کاملاً منطقی می رسد. منحنی کمانش آقای بلیچ به صورت زیر می باشد.

$$F_{cr} = F_y - \frac{F_p}{\pi^2 E} (F_y - F_p) \left(\frac{KL}{r} \right)^2 \quad (q)$$

در این رابطه F_p تنش حد خطی فولاد می باشد. از آنجائی که انحراف حاصل از رفتار ارتجاعی ستون در منحنی متوسط تنش - کرنش برای تنش های پس ماند محاسبه شده است لذا در رابطه فوق به جای F_p مقدار زیر قرار داده می شود:

$$F_p = F_y - F_r = (\text{تنش تسلیم})$$

لذا رابطه (v) به صورت زیر در می آید:

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

برای این که رابطه (r) شکل منطقی و پاسخگوی مقاومت ستون حول دو محور ضعیف و قوی باشد تنش پس ماند را باید بیش از $F_y/3$ گرفت. SSRC برای تنش پس ماند مقدار F_y

^۱ - Bleich

۰/۵ را معین کرده است تا بتواند به یک منحنی اتصال منطقی بین کمانش ارتجاعی اولر و

کمانش غیر ارتجاعی سهمی شکل دست یابد. دو منحنی اولر و سهمی در $\frac{F_{cr}}{F_y} = 0.5$ بر

یکدیگر مماس می باشند. لذا منحنی SSRC به صورت زیر می آید.

$$F_{cr} = F_y \left[1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} \left(\frac{KL}{r} \right)^2 \right] \quad (s)$$

اگر به شکل (۲-۳۱) که در آن منحنی SSRC به همراه منحنی مقاومت ستون ها حول محورهای ضعیف و قوی نیمرخ H با در نظر گرفتن وجود تنش های پس ماند در نیمرخ رسم شده دقت شود، ممکن است به نظر آید که منحنی مقاومت ستون بر طبق انتخاب SSRC نسبت به منحنی (۱) بسیار محافظه کارانه باشد. ولی اگر در نظر بگیریم که منحنی تغییرات تنش پس ماند عموماً بین خطی و سهمی می باشد دیده خواهد شد که این منحنی تقریباً بر منحنی مقاومت ستون حول محور ضعیف منطبق خواهد شد.

با توجه به شکل (۲-۳۱) فهمیده می شود که به منظور اعمال ضریب اطمینانی یکسان برای ستون های با مقاطع مختلف عملاً بایستی با در نظر گرفتن تغییرات تنش پس ماند در نیمرخهای مختلف مربوط به ستونهای مختلف و در نظر گرفتن مقاطع مختلف ستون ها چندین منحنی مختلف جهت تعیین مقاومت ستونها تهیه شود. ولی همان گونه که در بند بعدی خواهیم دید ضوابط مساف از همان منحنی مقاومت ستون مربوط به SSRC جهت بررسی مقاومت به کمانش کلیه ستونها استفاده می کند.

۲-۱-۹-۴- معادلات طراحی بر طبق ضوابط مساف:

هر گاه معادله (۱) که توسط "شورای تحقیقاتی پایداری سازه‌ها" ارائه شده بر ضریب اطمینانی تقسیم گردد بیان کننده معادله تنش مجاز برای کمانش غیر ارتجاعی ستونها بر طبق ضوابط مساف خواهد بود. اگر در معادله (S) مقدار تنش بحرانی را $0.5 F_y$ قرار دهیم (این تنش به عنوان حد خطی فولاد با تنش پس ماند انتخاب شده است) مقدار حداکثر ضریب لاغری ستون $\frac{KL}{r}$ معین خواهد شد که این ضریب لاغری را با C_c نشان خواهیم داد.

$$0.5F_y = \left[1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} \left(\frac{KL}{r} \right)^2 \right] F_y$$

$$C_c = \frac{KL}{r} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \pi \sqrt{\frac{2E}{F_y}} = \frac{2040}{\sqrt{F_y}} \quad (t)$$

در این معادله F_y بر حسب بار در نظر گرفته خواهد شد.

اگر در معادله (۲-۴۱) به جای $\frac{2\pi^2 E}{F_y}$ مقدار C_c^2 را قرار دهیم معادله محاسباتی ضوابط

AISC برای ستونهای با لاغری $C_c < \frac{KL}{r}$ بدست خواهد آمد.

$$F_a = \frac{F_y}{FS} \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}{2C_c^2} \right] \quad (u)$$

در این رابطه FS ضریب اطمینان بوده و F_a تنش مجاز در سطح ناخالص تحت اثر بار وارده بر

ستون می باشد. $\frac{KL}{r}$ ضریب لاغری ستون دو سر مفصل است.

رابطه (u) بر طبق ضوابط مساف برای طراحی قطعات فشاری متشکل از نیمرخ H شکل نورد شده تنظیم شده است. عملاً این رابطه زمانی صادق خواهد بود که مشخصات ابعاد مقطع قطعات فشاری منطبق بر ضوابط مندرج در بند (۹-۱) آئین نامه مساف باشد. در صورتی که مشخصات ابعادی قطعه ای فشاری در ضوابط آئین نامه AISC صدق نکند دو رابطه (t) و (u) به صورت زیر بکار خواهد رفت:

$$C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{QF_y}} = \frac{2040}{\sqrt{QF_y}} = \frac{2040}{\sqrt{Q \cdot F_y}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (۶-ح)$$

و همچنین

$$F_a = \frac{QF_y}{FS} \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2C_c^2} \right] \quad (۶-خ)$$

$\frac{KL}{r} = C_c$ تغییر دهد برای تغییرات ضریب اطمینان معادله ای درجه سه به صورت زیر در

نظر گرفته است:

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{r}{C_c}\right) - \frac{1}{5} \left(\frac{r}{C_c}\right)^3 \quad (۶-ظ)$$

$$FS = 1.67 + 0.375 - 0.125 = 1.92 \quad \text{تا} \quad 1.67$$

مقدار ضریب اطمینان فوق الذکر در هر دو رابطه (u) و (۶-الف) بکار برده خواهد شد.

در مورد ستونهایی که ضریب لاغری آنها بیشتر از مقدار $C_c = \frac{KL}{r}$ باشد، کمانش ستون به صورت ارتجاعی بوده و معادله اولر تعیین کننده مقاومت ستون خواهد بود (در معادله بایستی بجای E_t مقدار E قرار گیرد).

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{FS \left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (ع-۶)$$

رابطه (ع-۶) مقدار تنش مجاز ستونهای بلند را در سطح ناخالص آنها معین می کند. اگر مقدار $\frac{KL}{r} = C_c$ باشد مقدار ضریب اطمینان بر طبق (ع-۶) برابر با $FS = \frac{23}{12}$ (تقریباً ۱/۹۲) خواهد شد. لذا رابطه (ع-۶) به صورت زیر نوشته می شود.

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (ع-۷)$$

رابطه (ع-۷) مقدار تنش مجاز را بر طبق ضوابط AISC برای ستونهای بلند $\frac{KL}{r} > C_c$ معین می کند.

۲-۱-۱- تنش های مجاز بر اساس آئین نامه ایران

تنشهای مجاز F_a با تقسیم تنش کمانش بحرانی F_{cr} یا F_c^* بر ضریب اطمینان F_s بدست می آید.

$$F_a = \frac{F_{cr}}{F_s} \quad \text{در منطقه خطی}$$

$$F_a = \frac{F_c^*}{F_s} \quad \text{در منطقه خمیری}$$

تنش حد خمیری در آئین نامه مساف برابر: $F_p = \frac{F_y}{2}$

ذکر شده است که محافظه کارانه می باشد و کمتر از مقدار واقعی است و جدول زیر فرضیه آئین نامه را نسبت به مقدار واقعی نشان می دهد.

نوع فولاد	مقدار واقعی F_p	مقدار F_p در مساف	ضریب لاغری در مساف $C_c = \lambda_p$
ST37	190.0N/mm ²	120.0N/mm ²	$C_c = 131$
ST52	288.0N/mm ²	180.0N/mm ²	$C_c = 107$

با قرار دادن $F_a = \frac{F_y}{2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{C_c^2}$ مقدار ضریب لاغری نظیر مقاومت $F_a = \frac{F_y}{2}$ بدست می آید.

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \frac{2040}{\sqrt{F_y}}$$

برای تنش بحرانی روابط زیر در نظر گرفته شده است

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \quad \text{در منطقه خطی}$$

$$F_c^* = [1 - 0.5\beta^2] F_y \quad \text{در منطقه خمیری}$$

که در آن β تناسب ضریب لاغری موجود λ به C_c است: $\beta = \frac{\lambda}{C_c} \leq 1$

مقدار ضریب اطمینان طی یک رابطه از توان ۳ به شرح زیر تعریف شده است:

$$F_s = 1.67 + 0.375\beta - 0.125\beta^3$$

که مقدار آن بین $1/67$ تا $1/92$ متغیر است

1.92 تا $F_s = 1.67 \rightarrow C_c \rightarrow \dots$ تا $\lambda = 0$ برای

$\lambda = C_c \rightarrow F_s = 1.92$ تا 200

تنش مجاز طبق مساف در جدول ۲-۱۰ ذکر شده است و مقدار آن برای فولاد $ST37$ در جدول

۲-۱۱ و برای فولاد $ST52$ در جدول ۲-۱۲ آمده است.

جدول ۲-۱۰ تنش مجاز F_a طبق مساف به Kg/cm^2		
$0 \leq \lambda \leq C_c$	$F_a = \frac{1 - 0.5\beta^2}{F_s} F_y$	$F_a = \frac{1 - 0.5 \frac{\lambda^2}{C_c^2}}{F_s} F_y$
$C_c \leq \lambda \leq 200$	$F_a = \frac{105 \times 10^4}{\lambda^2}$	$F_a = \frac{105 \times 10^4}{\lambda^2}$
$\beta = \frac{\lambda}{C_c}$ $C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \frac{2040}{\sqrt{F_y}}$ <p>ضریب اطمینان $F_s = 1.67 + 0.375\beta - 0.125\beta^3 = 1.67 + 0.375 \frac{\lambda}{C_c} - 0.125 \frac{\lambda^3}{C_c^3}$</p>		

$$\lambda = \frac{KL}{r} \text{ ضریب لاغری}$$

=L طول قطعه فشاری
=K ضریب طول کمانش حول محور کمانش، شعاع زیراسیون مقطع حول محور کمانش

جدول ۱۱-۲ تنش مجاز کمانش Fa برای فولاد ST37 (N/mm²)

Kl/r	Fa	Kl/r	Fa	Kl/r	Fa	Kl/r	Fa	Kl/r	Fa
1	143.7	41	128.3	81	104.1	121	72.3	161	40.5
2	143.5	42	127.8	82	103.4	122	71.4	162	40.0
3	143.2	43	127.3	83	102.7	123	70.5	163	39.5
4	143.0	44	126.7	84	101.9	124	69.6	164	39.0
5	142.7	45	126.2	85	101.2	125	68.6	165	38.5
6	142.4	46	125.7	86	100.5	126	67.7	166	38.1
7	142.1	47	125.2	87	99.8	127	66.8	167	37.6
8	141.8	48	124.6	88	99.0	128	65.9	168	37.2
9	141.5	49	124.1	89	98.3	129	64.9	169	36.7
10	141.2	50	123.5	90	97.6	130	64.0	170	36.3
11	140.9	51	123.0	91	96.8	131	63.0	171	35.9
12	140.5	52	122.4	92	96.1	132	60.2	172	35.4
13	140.2	53	121.8	93	95.3	133	59.3	173	35.0
14	139.8	54	121.3	94	94.6	134	58.4	174	34.6
15	139.5	55	120.7	95	93.8	135	57.6	175	34.2
16	139.1	56	120.1	96	93.0	136	56.7	176	33.8
17	138.8	57	119.5	97	92.3	137	55.9	177	33.5
18	138.4	58	118.9	98	91.5	138	55.1	178	33.1
19	138.0	59	118.3	99	90.7	139	54.3	179	32.7
20	137.7	60	117.7	100	89.9	140	53.5	180	32.4
21	137.3	61	117.1	101	89.1	141	52.8	181	32.0
22	136.9	62	116.5	102	88.3	142	52.0	182	31.6

$$\lambda = \frac{KL}{r} \quad \text{ضریب لاغری}$$

=L طول فاعه فشاری
=K ضریب ثابت در محور کمانش، شعاع زیراسیون مقطع حول محور کمانش

جدول ۱۱-۲ تنش مجاز کمانش Fa برای فولاد ST37 (N/mm²)

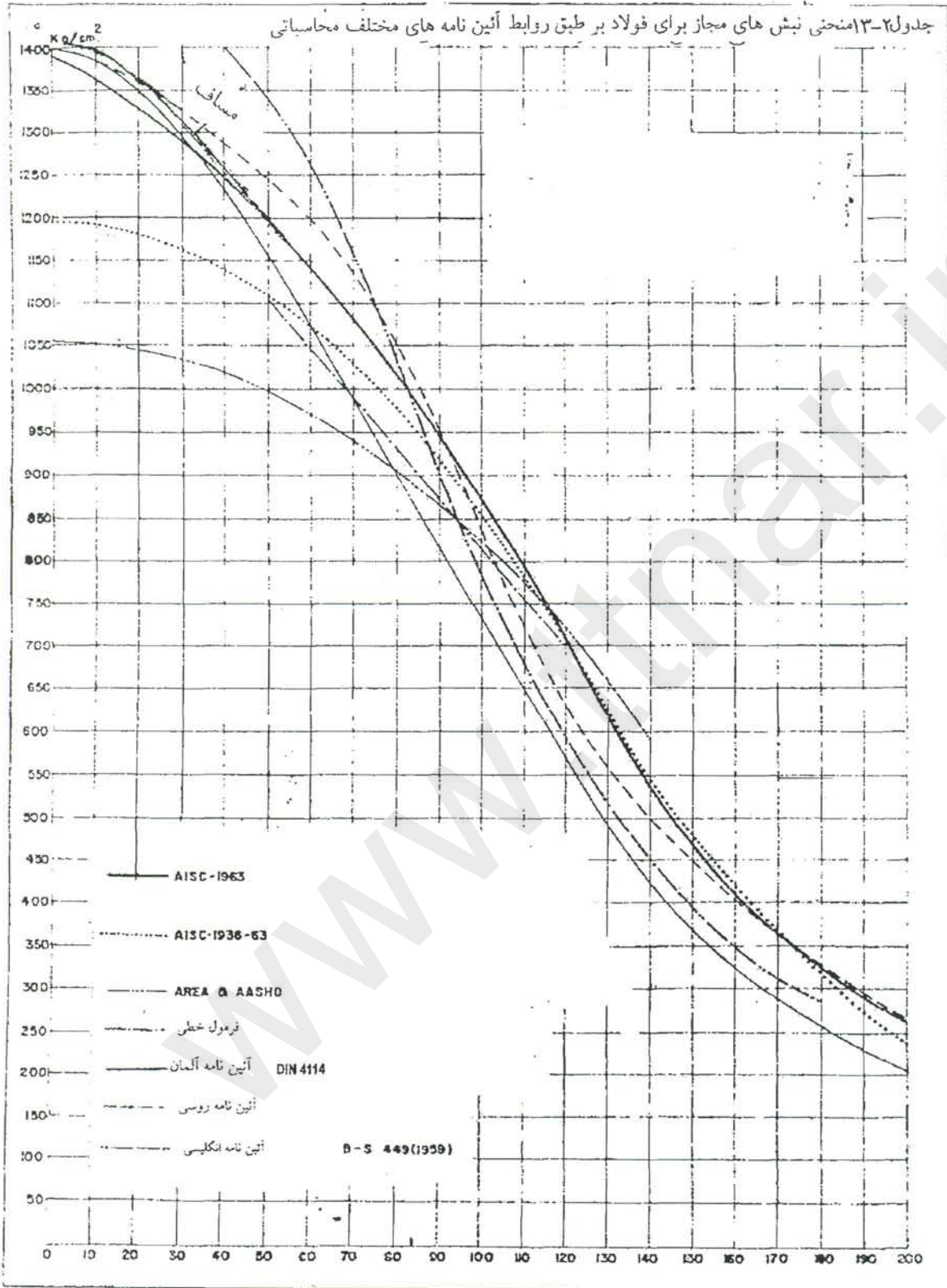
Kl/r	Fa	Kl/r	Fa	Kl/r	Fa	Kl/r	Fa	Kl/r	Fa
1	143.7	41	128.3	81	104.1	121	72.3	161	40.5
2	143.5	42	127.8	82	103.4	122	71.4	162	40.0
3	143.2	43	127.3	83	102.7	123	70.5	163	39.5
4	143.0	44	126.7	84	101.9	124	69.6	164	39.0
5	142.7	45	126.2	85	101.2	125	68.6	165	38.5
6	142.4	46	125.7	86	100.5	126	67.7	166	38.1
7	142.1	47	125.2	87	99.8	127	66.8	167	37.6
8	141.8	48	124.6	88	99.0	128	65.9	168	37.2
9	141.5	49	124.1	89	98.3	129	64.9	169	36.7
10	141.2	50	123.5	90	97.6	130	64.0	170	36.3
11	140.9	51	123.0	91	96.8	131	63.0	171	35.9
12	140.5	52	122.4	92	96.1	132	60.2	172	35.4
13	140.2	53	121.8	93	95.3	133	59.3	173	35.0
14	139.8	54	121.3	94	94.6	134	58.4	174	34.6
15	139.5	55	120.7	95	93.8	135	57.6	175	34.2
16	139.1	56	120.1	96	93.0	136	56.7	176	33.8
17	138.8	57	119.5	97	92.3	137	55.9	177	33.5
18	138.4	58	118.9	98	91.5	138	55.1	178	33.1
19	138.0	59	118.3	99	90.7	139	54.3	179	32.7
20	137.7	60	117.7	100	89.9	140	53.5	180	32.4
21	137.3	61	117.1	101	89.1	141	52.8	181	32.0
22	136.9	62	116.5	102	88.3	142	52.0	182	31.6

9	211.3	49	176.6	89	123.9	129	63.0	169	36.7
10	210.7	50	175.5	90	122.4	130	62.1	170	36.3
11	210.0	51	174.4	91	120.8	131	61.1	171	35.9
12	209.4	52	173.2	92	119.3	132	60.2	172	35.4
13	208.8	53	172.1	93	117.7	133	59.3	173	35.0
14	208.1	54	170.9	94	116.1	134	58.4	174	34.6
15	207.4	55	169.8	95	114.5	135	57.6	175	34.2
16	206.7	56	168.6	96	112.9	136	56.7	176	33.9
17	206.0	57	167.4	97	111.3	137	55.9	177	33.5
18	205.3	58	166.2	98	109.7	138	55.1	178	33.1
19	204.6	59	165.3	99	108.1	139	54.3	179	32.7
20	203.8	60	163.8	100	106.4	140	53.5	180	32.4
21	203.0	61	162.6	101	104.7	141	52.8	181	32.0
22	202.3	62	161.3	102	103.1	142	52.0	182	31.6
23	201.5	63	160.1	103	101.4	143	51.8	183	31.3
24	200.7	64	158.8	104	99.7	144	50.6	184	31.0
25	199.9	65	157.5	105	98.0	145	49.9	185	30.6
26	199.0	66	156.3	106	96.2	146	49.2	186	30.3
27	198.2	67	155.0	107	94.5	147	48.5	187	30.0
28	197.3	68	153.7	108	90.0	148	47.9	188	29.7
29	196.5	69	152.4	109	88.3	149	47.2	189	29.3
30	195.6	70	151.0	110	86.7	150	46.6	190	29.0
31	194.7	71	149.7	111	85.2	151	46.0	191	28.7
32	193.8	72	148.4	112	83.7	152	45.4	192	28.4
33	192.9	73	147.0	113	82.2	153	44.8	193	28.1
34	191.9	74	145.7	114	80.7	154	44.2	194	27.8
35	191.0	75	144.3	115	79.3	155	43.7	195	27.6
36	190.0	76	142.9	116	78.0	156	43.1	196	27.3
37	189.1	77	141.5	117	76.2	157	42.5	197	27.0
38	188.1	78	140.1	118	75.4	158	42.0	198	26.7

39	187.1	79	138.7	119	74.1	159	41.5	199	26.5
40	186.1	80	137.2	120	72.9	160	41.0	200	26.2

مقدار تنش مجاز بر اساس آئین نامه های مختلف اختلاف اندکی با همدیگر دارند که ناشی از انتخاب ضرائب اطمینان های متفاوت است . مقایسه آئین نامه ها در شکل جدول ۲-۱۳ انجام یافته است.

در آئین نامه های جدید از نتایج آزمایشهای انجام یافته در دهه های ۱۹۷۰ و ۱۹۸۰ استفاده شده است که در آن شکل پروفیل نیز در میزان باربری کمانش ملحوظ شده است که نمونه آنها در آئین نامه بین المللی سازه های فولادی و آئین نامه اروپایی سازه های فولادی ENV-3 می باشد .



۲-۱۰-۲- کنترل تنش کمانش

کنترل تنش کمانش به شرح زیر انجام میگیرد.

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

تنش موجود

$$f_a \leq F_a$$

کنترل تنش

مثال ۱-

ستونی از IPB200 با ارتفاع 3^m تحت نیروی 460 KN قرار گرفته است. اتصال ستون به شالوده بطور کنسول می باشد. کمانش ستون کنترل گردد.

ST 37 - بارگذاری عادی

حل : طول کمانش طبق جدول ۱-۶

$$S_{kx} = S_{ky} = 2 \times 300 = 600 \text{ cm}$$

$$\text{IPB200} \rightarrow A = 78.1 \text{ cm}^2 \quad r_x = 8.54 \text{ cm}, \quad r_y = 5.07 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= S_{kx} / i_x = 600 / 8.54 = 70.3 \\ \lambda_y &= S_{ky} / i_y = 600 / 5.07 = 118.3 \end{aligned} \right\} \lambda = \lambda_{\max} = 118.3$$

تنش مجاز کمانش

$$\lambda = 118.3 \rightarrow \text{جدول 11-6} \Rightarrow F_a = 74.7 \text{ N/mm}^2 = 7.47 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{460}{78.1} = 5.9 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} < F_a = 7.47 \quad \text{کنترل تنش}$$

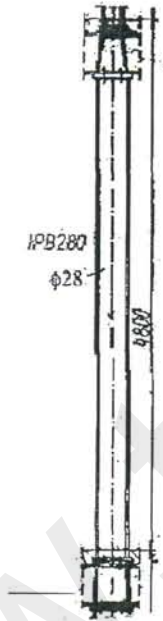
تذکر : نیروی قابل تحمل توسط ستون برابر است با

$$P_{\text{مجاز}} = A \cdot F_a = 78.1 \times 7.47 = 583.4 \text{ KN}$$

مثال ۲

برای ستون یک ساختمان بلند از IPB 280 و فولاد ST 37 که تحت نیروی فشاری

$t = 1300 \text{ KN}$ می باشد استفاده شده است. ستون را کنترل کنید.



(شکل ۶-۳۵)

$$\text{IPB 280} \rightarrow A = 131 \text{ cm}^2, r_x = 12.1 \text{ cm}, r_y = 7.09 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{480}{\frac{12}{1}} = 40$$

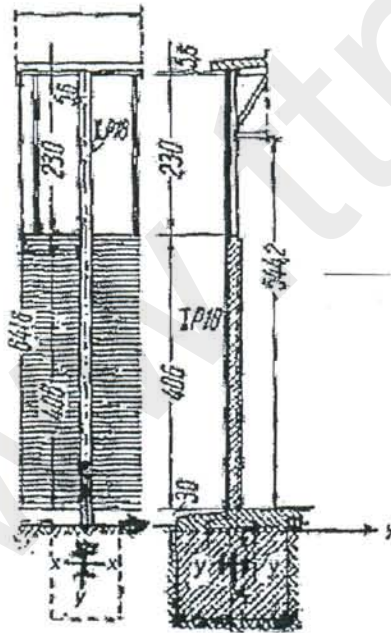
$$S_{kx} = 480 \text{ cm}$$

$$S_{ky} = 480 \text{ cm}, \lambda_y = \frac{480}{7.09} = 68 \xrightarrow{\text{جدول 6-14}} F_a = 112.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 11.3 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_a = \frac{1300}{131} = 9.92 \leq 11.3 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

مثال ۳

ستون IPB 180 از فولاد ST 37 تحت نیروی فشاری $P = 120 \text{ KN}$ بر علیه کمانش بر اساس DIN 4114 کنترل گردد. (شکل ۶-۳۶)



شکل ۶-۳۶ ستون قاب یک انبار پای ستون حول محور X بصورت گیردار و حول محور Y بصورت مفصلی به شالوده نصب شده است. برای جلوگیری از کمانش حول محور Y تا ارتفاع زیر پنجره ۲۴ سانتیمتر آجر چینی شده است.

IPB 180 $\rightarrow A = 65.8 \text{ cm}^2$, $r_x = 7.63 \text{ cm}$ $r_y = 4.55 \text{ cm}$ حل :

طول کمانش در صفحه $Y - Z$ یعنی موقعی که کمانش حول محور X می باشد برای حالتیکه پای و ستون بصورت گیردار به شالوده وصل شده و سر آن میتواند آزادانه حرکت و دوران کند محاسبه میشود .

$$S_{kx} = 2.1 = 2 \times 544.2 = 1088.4 \sim 1100 \text{ cm}$$

در صفحه $Z-X$ دیوار تا ارتفاع 4.06 متری از کمانش ستون جلوگیری می کند و در قسمت بالا حالت تیر دوسر مفصل وجود دارد

$$S_{ky} = L = 230 + 5/6 \sim 236 \text{ cm}$$

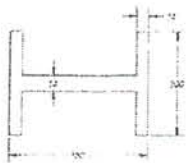
$$\lambda_x = \frac{1100}{7.63} = 144.2 = \lambda_{\max} \xrightarrow{\text{جدول 6-14}} F_a = 50.6 \frac{N}{\text{mm}^2} = 5.06 \frac{KN}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda_y = \frac{235}{4.55} = 51.6$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{120}{65.8} = 1.82 \frac{KN}{\text{cm}^2} \leq 5.06$$

مثال ۴

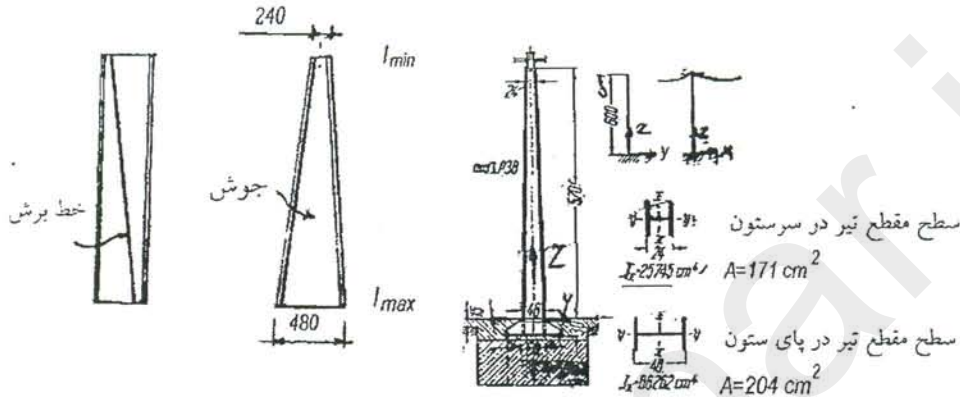
ستونی با ابعاد متغیر از فولاد ST37 بوسیله بریدن و دوباره جوش دادن پروفیل IPB380 ساخته می شود. (شکل ۶-۳۷) باربری نهائی این ستون را تحت نیروی محوری فشاری بدست آورید . (توجه : IPB380 از تولید خارج شده است)



الف (کمانش در صفحه Y-Z حول محور X

ممان اینرسی در سر ستون $\min I_x = 25745 \text{ cm}^4$

ممان اینرسی در پای ستون $\max I_x = 86262 \text{ cm}^4$



شکل ۶-۳۷ ستون وسطی یک کابل نقاله هوایی . کابل در جهت X میباشد .

چون ابعاد ستون متغیر است میتوان طبق جدول ۴-۶ یک مکان اینرسی تقریبی معادل تعیین

کرد

$$I = C \cdot \max I$$

$$v = \sqrt{\frac{\min I}{\max I}} = \sqrt{\frac{25745}{86262}} = 0.546$$

$$I = I_{\text{پای}} + I_{\text{جان}} \approx 2A_{\text{پای}} \left(\frac{h-t}{2}\right)^2 + I_{\text{جان}}$$

در پروفیل I ممان اینرسی عبارتست از

مقدار I جان خیلی کوچکتر از I بال بوده و I بال یک معادله از درجه دوم میباشد .

در اینجا بطور تقریبی ممان اینرسی معادل مربوط به حالت تیر دوسر مفصل جدول ۴-۶ ، برای

حالت کنسول هم بکار برده میشود .

۱۷۰

$$C = 0.08 + 0.92 v = 0.08 + 0.92 \times 0.546 = 0.582$$

$$I_x = 0.582 \times 86262 = 50232 \text{ cm}^4$$

$$S_{kx} = 2L = 2.600 = 1200 \text{ cm} \quad \text{طول کمانش طبق جدول ۱-۶ عبارتست از:}$$

سطح مقطع متوسط (در وسط ستون) بطور تقریبی برای IPB380 در نظر گرفته میشود

$$A = 194 \text{ cm}^2$$

$$v_x = \sqrt{\frac{50232}{194}} = 16.1 \rightarrow \lambda_x = \frac{1200}{16.1} = 74.5 \xrightarrow{\text{جدول 11-6}} F_a = 10.86 \frac{KN}{cm^2}$$

$$P_{\text{مجاز}} = F_a \cdot A = 10.86 \times 194 = 2107 \text{ KN}$$

ب) کمانش در صفحه X-Z حول محور Y

$$S_{ky} = L = 600 \text{ cm} \quad \text{در اینجاست طول کمانش طبق جدول ۱-۶ عبارتست از:}$$

چون تغییر ممان اینرسی I_y در طول تیر کم است لذا یک ممان اینرسی متوسط در وسط تیر حساب می کنیم یا اینکه چون تیر از IPB380 بریده و ساخته شده است و در وسط تیر این مقدار بر قرار است لذا از مشخصات IPB380 استفاده می کنیم

$$r_y = 7.46 \text{ cm}, A = 194 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_y = \frac{600}{7.46} = 80.4 \xrightarrow{\text{جدول 11-6}} F_a = 10.45 \frac{KN}{cm^2}$$

$$P_{\text{مجاز}} = F_a \cdot A = 10.45 \times 194 = 2027 \text{ KN}$$

پ) نیروی کمانش مجاز

$$P_{\text{مجاز}} = \text{Min}P = \text{Min}(2107, 2027) = 2027 \text{ KN}$$

۲-۱۱- طراحی تیرهای فشاری با نیروی مرکزی

برای حدس مسطح مقطع عضو فشاری می توان از روش تقریبی که روش ζ (ستا) نامیده می شود استفاده کرد. در این روش از عدد مقطع $Z_1 = \frac{A^2}{I} = \frac{A}{r^2}$ که تغییر آن برای نیمرخهای نو رد شده در محدوده ثابتی می باشد استفاده می شود عدد شناسائی عضو فشاری با ζ نشان داده می شود که طی رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\zeta = \sqrt{\frac{Z \cdot I_k^2 \cdot (0.1F_y)}{P}}$$

پس از محاسبه ζ می توان ضریب لاغری λ را از جدول ۲-۱۶ بدست آورد. با در دست داشتن λ می توان تنش مجاز مربوطاً بدست آورد و سطح مقطع لازم عبارت است از:

$$A = \frac{P}{\lambda}$$

پس از محاسبه A می توان نیمرخ مورد نظر را انتخاب کرد پس کل روش به شرح زیر است:

$\lambda \rightarrow$ جدول ۲-۱۶ $\rightarrow \zeta \rightarrow$ محاسبه $Z \rightarrow$ جدول ۲-۱۶ \rightarrow انتخاب نوع نیمرخ

انتخاب ابعاد نیمرخ $\rightarrow A = \frac{P}{F_a} \rightarrow F_a \rightarrow$ جدول ۲-۱۰

نظر به اینکه روش فوق تقریبی است و اغلب محافظه کارانه است کنترل مجدد تنش و اصلاح نیمرخ انتخاب شده لازم است.

$f_a = \frac{P}{A} \leq F_a \rightarrow$ کنترل تنش $\rightarrow F_a \rightarrow$ جدول ۲-۱۰ $\lambda \rightarrow$ محاسبه \rightarrow نیمرخ انتخاب شده

تیر فشاری با نیروی $P = 30 \text{ KN}$ و طول کمانش $S_{kx} = S_{ky} = 1.82 \text{ m}$ از فولاد ST37

طراحی شود و به عنوان پروفیل یک IPB در نظر گرفته شده است.

$$0.6 F_y = 145 \text{ N/mm}^2 = 14.5 \text{ KN/cm}^2$$

حل: عدد مقطع طبق جدول ۶-۱۶ بدست می آید (حول محور ضعیف Y)

$$Z = 425$$

$$\zeta = \sqrt{\frac{4.25 \times 182^2 \times 14.5}{300}} = 81.0 \rightarrow \lambda = 69 \rightarrow F_a = 11.21 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_{\text{لازم}} = \frac{P}{F_a} = \frac{300}{11.21} = 26.8 \text{ cm}^2$$

انتخاب شد: IPB120 با مشخصات $r_x = 5.04 \text{ cm}$ و $r_y = 3.06 \text{ cm}$ و $A = 34.0 \text{ cm}^2$

کنترل تنش

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{182}{3.06} = 59.5 \rightarrow F_a = 11.83 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_a = \frac{P}{A} = \frac{300}{34.0} = 8.82 \leq F_a = 11.83 \text{ KN/cm}^2$$

چنانکه مشاهده می شود نیمرخ انتخاب شده محافظه کارانه است لذا IPB100 کنترل می

شود:

$$\text{IPB100: } A = 26.0 \text{ cm}^2, r_x = 4.16 \text{ cm}, r_y = 2.53 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{182}{2.53} = 71.9 \rightarrow F_a = 11.08 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_a = \frac{300}{26.0} = 11.54 \geq 11.08 \text{ KN/cm}^2$$

پس نیمرخ IPB100 جواب نمی دهد و نیمرخ IPB120 انتخاب می شود.

مثال ۶

ستونی از پروفیل Γ ۱ به طول کمانش $S_{kx} = 3.00$ m و تنش مجاز 40 t/cm^2 برای نیروی فشاری $P = 250 \text{ KN}$ طراحی شود
 حل: از جدول ۶-۱۶ عدد مقطع $Z = 3.00$ بدست می آید.

$$\zeta = \sqrt{\frac{z S_k^2 (0.6 F_f)}{P}} = \sqrt{\frac{3 \times 300^2 \times 14.5}{250}} = 123 \rightarrow \lambda = 93 \rightarrow F_a = 9.53 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_{\text{تعیین}} = \frac{P}{F_a} = \frac{250}{9.53} = 26.2 \text{ cm}^2$$

انتخاب شد Γ ۲ $120 \times 80 \times 8$

$$A = 2 \times 15.5 = 31.0 \text{ cm}^2, r_x = 3.82 \text{ cm}$$

$$(r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_1}} = 3.82, r_x = \sqrt{\frac{2I_x}{2A_1}} = 3.82 \text{ : توجه})$$

$$\lambda_x = \frac{300}{3.82} = 79 \rightarrow F_a = 10.6 \text{ KN/cm}^2$$

$$\frac{P}{A} = \frac{250}{31} = 8.1 \text{ KN/cm}^2 < 10.6 \text{ KN/cm}^2$$

جدول ۲-۱۶ طراحی تیرهای فشاری با نیروی مرکزی بوسیله متدع حول محور ضعیف نیمرخ

نیمرخ	Z	نیمرخ	Z	نیمرخ	Z
I	11.0	II	2.10	I	8.20
II	1.0	III	2.85	II	1.20
III	1.50	IV	3.0	III	1.80
IV	4.0	V	1.55	IV	2.35
V	4.25	VI	2.30	V	1.90
VI	1.60	VII		VI	3.00

مقادیر ذکر شده Z تقریبی بوده و برای حد متوسط تیرهای نورد شده محاسبه شده اند

$$Z = \frac{A^2}{I} = \frac{A}{r^2}$$

Zهای ذکر شده برای محور ضعیف یعنی Z برای تک نیمرخ
- و یا $\max(Z_x, Z_y)$ برای نیمرخ مرکب می باشد

نیمرخ	Z	ملاحظات	Z	ملاحظات	Z
I	4.60	1:2	12.5		4.20
II	2.90	2:3	8.00		
III	4.50	1:2	9.00		
IV	4.20	2:3	2.20	$i = \frac{1}{10} D$	2.80
V	4.00	1:2	3.00	$Z = 28 \frac{I}{D}$	
VI	3.80	2:3	2.90		
VII	7.35		4.85	$i = 10 \frac{1}{D}$	2.60
				$Z = 26 \frac{I}{A}$	

نیمرخ	Z
پایین صفحه از 80*8 تا 130*12	5.85
صفحات جان	5.75
از 250*8 تا 600*12	5.45
پایین صفحه از 80*65 تا 100*10	5.25
صفحات جان	3.75
از 250*6 تا 600*15	3.65

$$S = \sqrt{\frac{Z \cdot K I^2 \cdot (0.6 F_y)}{P}}$$

z	ST37		ST52	
	w	λ	w	λ
21	1.05	20.6	1.06	20.4
25	1.06	24.4	1.08	24.1
30	1.07	29.0	1.10	28.6
35	1.09	33.4	1.12	32.9
40	1.11	37.3	1.14	37.1
45	1.13	42.0	1.17	41.4
50	1.15	46.0	1.20	45.1
55	1.17	50.0	1.23	48.8
60	1.20	53.8	1.25	52.5
65	1.21	57.8	1.26	55.9
70	1.23	61.2	1.31	59.2
75	1.25	64.6	1.34	62.4
80	1.28	68.1	1.37	65.4
85	1.30	71.3	1.41	68.3
90	1.33	74.4	1.44	71.1
95	1.35	77.4	1.48	73.8
100	1.37	80.3	1.52	76.5
105	1.40	83.2	1.56	79.0
110	1.42	85.9	1.60	81.3
115	1.44	88.6	1.64	83.9
120	1.49	91.3	1.67	86.2
125	1.52	93.8	1.75	88.4
130	1.55	96.3	1.77	90.4
135	1.58	98.7		
140	1.62	101.1		
145	1.65	103.4		
150	1.63	105.6		
160	1.76	110.0		
170	1.84	114.1		
180	1.92	117.6		

$$A_{req} = \frac{w \cdot P}{0.6 F_y} = \frac{P}{F_a}$$

۲-۱-۱۰-۳ کنترل تنش برای فشار همراه با خمش

۲-۱-۱۰-۳-۱ بررسی عمومی مسئله

بطوریکه مشاهده گردید محاسبه تئوریک نیروی کمانش نهایی برای تیرهای فشاری با لنگر خمشی و آنهم با مقاطع ساده و حالت‌های ساده در حالت ارتجاعی - خمیری نسبتاً پر در دسر بوده و تعیین مقادیر عددی توسط فرمولهای بدست آمده خیلی وقت می گیرند و فقط محاسبه آنها بوسیله ماشینهای الکترونیکی مقرون به صرفه است لذا برای کارهای عملی شامل طراحی و کنترل تنش احتیاج به فرمولهایی است که استفاده از آنها ساده بوده ضمناً نسبت به نتایج دقیق جوابهای خوبی ارائه بدهد و این فرمولها باید طوری باشد که ضریب اطمینان را بیشتر کند. کنترل تنش برای مسائل دو بعدی عبارت است از :

$$f = c_1 \frac{P}{A} + c_2 \frac{M}{S} \leq F$$

در مقاومت مصالح معمولی $C_1=C_2=1$ می باشد.

۲ - ۱ - ۱۰ - ۳ آئین نامه مساف

این آئین نامه برای کنترل تنش از رابطه (۲-۵۵) استفاده می کند.

$$f = \frac{P}{A} + \frac{My}{I} \cdot \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_E}} \leq v \cdot F_y$$

در رابطه فوق v ضریب اطمینان می باشد.

$$\frac{P}{\nu F_y A} + \frac{M}{\nu F_y S} \cdot \frac{C_m}{1 - \frac{P/A}{P_E/A}} \leq 1$$

$$\frac{f_a}{\nu F_x} + \frac{f_b}{\nu F_y} \cdot \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F'_e}} \leq 1$$

چون در تیرهای فشاری با تنش $f_a = \frac{P}{A}$ خطر کمانش بمراتب بیشتر می شود لذا برای فشار

و برای خمش $\nu F_y = F_a$ تعیین می شود. کنترل تنش بصورت زیر خواهد بود.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \cdot \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F'_e}} \leq 1$$

در رابطه فوق اندر کشش بین مقاومت فشاری و مقاومت خمشی خطی است. محققین علاوه بر روابط خطی روابط غیر خطی را نیز توصیه کرده اند ولی آئین نامه از رابطه خطی استفاده می نماید.

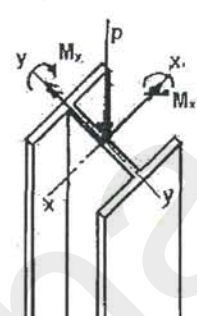
$$f_a = \frac{P}{A}, f_b = \frac{M}{S}$$

C_m طبق جدول ۲-۹ داده شده است و F'_e نیروی کمانش ایده ال مجاز اولر حول محور خمش

$$F'_e = \frac{1050000}{\lambda^2} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (۸۷-۲) \quad \text{است که عبارت است از:}$$

حالت کلی کنترل تنش در جدول ۲-۱۵ ذکر شده است.

جدول ۶-۱۵ کنترل تنش های کمانش طبق آیین نامه مساف حالت نیرو	حالت
<p>مجاز σ_k طبق جدول ۶-۱۴</p> $f_a < F_a$ $\frac{f_a}{F_a} \leq 0.15, \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$ <p>۱- کنترل تنش عمومی $\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$</p> <p>۲- کنترل کمانش</p> $\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{C_m \cdot f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F_e'}\right) F_b} \leq 1$ $F_e' = \frac{1050000}{\lambda^2} \quad (\text{N/mm}^2)$ <p>تنش مجاز اویلر λ</p> <p>ضریب لاغری ستون حول محور خمش موجود می باشد.</p> <p>F_b: تنش در تار فشاری مجاز در صورتیکه خمش تنها اثر کند.</p> <p>F_a: تنش مجاز فشاری با در نظر گرفتن ضریب لاغری حداکثر (λ_y یا λ_x)</p> <p>F_e: تنش مجاز فشاری اویلر حول محور خمش</p>	<p>فشار مرکزی P</p> <p>فشار غیر مرکزی (P, M) حول یک محور</p> <p>الف) برای اعضای فشاری قابیایی که در مقابل انتقال جانی آزادند (دو سر ستون می توانند نسبت به یکدیگر چابجا شوند) $C_m = 0.85$</p> <p>ب) برای قابای بدون حرکت جانی (دو سر ستون نسبت به یکدیگر چابجا نمی شوند) بدون بار گسترده در طول عضو $\geq 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$</p> $C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$ <p>نسبت لنگر کوچکتر به بزرگتر و مثبت است اگر عضو انحنای مضاعف داشته باشد و منفی است اگر انحنای عضو ساده باشد</p> <p>$\frac{M_1}{M_2} =$ منفی</p> <p>$\frac{M_1}{M_2} =$ مثبت</p>
<p>پ) قاب بدون حرکت جانی (دو سر ستون نسبت به همدیگر چابجا نمی شوند) با بار گسترده در طول عضو</p> <p>عضو فشاری گیر در دو سر</p> $C_m = 0.85$ <p>عضو فشاری مفصلی در دو سر</p> $C_m = 1.0$	<p>فشار مرکزی P</p>

جدول شماره (۶-۱۵) دنیال	
حالت نیرو	
<p>تنش مجاز $f_a = \frac{P}{A}$ و $f_{bx} = \frac{M_x}{S_x}$ و $f_{by} = \frac{M_y}{S_y}$</p> <p>تنش مجاز خمشی برای اثر لنگر M_x به تنهایی F_{bx}</p> <p>تنش مجاز خمشی برای اثر لنگر M_y به تنهایی F_{by}</p> <p>تنش مجاز کمناش برای اثر فشار به تنهایی F_a و λ_y</p> <p>C_{mx} ضریب برای خمش M_x</p> <p>C_{my} ضریب برای خمش M_y</p> <p>$\lambda_{max} = \max(\lambda_x, \lambda_y)$ برای F_a</p> <p>تنش مجاز کمناش اولر:</p> <p>در کمناش حول محور X $F'_{ex} = \frac{105 \cdot 10^4}{\lambda_x^2}$</p> <p>در کمناش حول محور Y $F'_{ey} = \frac{105 \cdot 10^4}{\lambda_y^2}$</p>	<p>۳) فشار غیر مرکزی برای نیروی P و لنگر های M_x و M_y</p> <p>بارگذاری سه بعدی</p> 

فشار غیر مرکزی (M+P) جدول دو محور X و Y مقطع

a) $\frac{f_a}{F_a} \leq 0.15 : \frac{G_N}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{bx}} \leq 1.0$

b) $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$

۱- کنترل تنش عمومی:

$$\frac{f_a}{0.6F_r} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

۲- کنترل کمناش:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \cdot \frac{C_{mx}}{1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \cdot \frac{C_{my}}{1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}} \leq 1$$

مثال ۷

مانند مثال ۴ ولی در اینجا یک نیروی قائم $P = 1000 \text{ KN}$ و یک نیروی افقی $H = 20 \text{ KN}$ تأثیر دارند. تنشها کنترل شوند. ST37 بارگذاری عادی

حل:

$$M = 20 \times 570 = 11400 \text{ KNcm}$$

$$S_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{86262}{48/2} \text{ cm}^3$$

اساس مقطع پای ستون

منحنی تغییرات لنگر برای این ستون در شکل بالا رسم شده است و در پای ستون این لنگر

برابر $M = 34200 \text{ KN/cm}$ می باشد.

تنش های در این ستون با ید نامساوی های زیر را ارضا کنند:

الف) کنترل کمانش

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} \cdot f_{bx}}{(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}) F_{bx}} \leq 1.0$$

ب) کنترل تنش عمومی

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.5$$

که در آن:

$$F_{ex}' = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{Kl_b}{r_b}\right)^2} = \frac{105 \times 10^5 \text{ Kg}}{\left(\frac{Kl_b}{r_b}\right)^2 \text{ cm}^2} = \frac{105 \times 10^5}{\lambda_x^2}$$

مطابق مثال ۱ داریم :

$$\lambda_{\min} = \lambda_y = \frac{600}{7.46} = 80.4 \xrightarrow{\text{جدول}} F_a = 10.85 \frac{KN}{cm^2}$$

$k = 2$ ضریب طول موثر برای کمانش حول محور (خمش) X

برای خمش حول محور X

$$L_b = 600cm, r_b = r_x = 16.1cm, \lambda_x = \frac{2 \times 600}{16.1} = 74.5$$

$$F'_e = 1892 \frac{Kg}{cm^2} = 18.9 \frac{KN}{cm^2} = \frac{105 \times 10^5}{74.5^2} \frac{Kg}{cm^2}$$

تنش محوری موجود

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{1000 \times 10^3}{194} = 51.5 \frac{N}{mm^2}$$

اساس مقطع در پای ستون

$$S_{\max} = \frac{I_{\max}}{h/2} = \frac{8.626 \times 10^8}{480/2} = 3.594 \times 10^6 mm^3 = 3595 cm^3$$

تنش موجود

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{11400}{3594} = 3.17 \frac{KN}{cm^2}$$

برای ستون کنسولی $C_m = 1$ می باشد .

کنترل کمانش

$$\frac{5.15}{10.85} + \frac{1 \times 3.17}{(1 - \frac{5.15}{18.9}) \times 14.5} = 0.775 < 1$$

(الف)

روش تعیین مقدار F_{bx} که در آن رابطه بالا استفاده شده در زیر ذکر شده است .
ابتدا با استفاده از مساحت معادل ارتفاع مقطع را بدست می آوریم . (با توجه به آیین نامه)

مساحت معادل مقطع همان مساحت IPB380 شده است پس ارتفاع مقطع همان ارتفاع پروفیل IPB 380 است :

$$h_{جان} = 38 - 2 \times 203 = 33.4 \text{ cm} = 334 \text{ mm}$$

$$1/6 h_{جان} = 55.7 \text{ mm}$$

$$I_t = I_y - \frac{1}{12} t^3 w \times 111 = \frac{10500 \times 10^4}{2} - \frac{1}{12} \times 1.33 \times 111 = 52479678 \text{ m}^4$$

$$A_t = \frac{A}{2} - 13 \times 111 = 8257 \text{ mm}^2$$

$$r_t = \sqrt{\frac{I_t}{A_t}} = 79.7 \text{ mm}, \lambda_t = \frac{l}{r_t} = \frac{5711}{79.7} = 71.5$$

$$C_b = 1.0$$

$$\frac{l}{r_t} > \sqrt{\frac{72 \times 10^4 C_b}{F_y}} = 55, \frac{l}{r_t} < \sqrt{\frac{360 \times 10^4 C_b}{F_y}} = 122$$

$$54.7 \leq \lambda_t = 71.5 \leq 122$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (\lambda_t)^2}{1075 \times 10^4 \times C_b} \right] F_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{240 \times 71.5^2}{1075 \times 10^4 \times 1.0} \right] \times 240 = 132.6 \frac{N}{\text{mm}^2} = 13.26 \frac{KN}{\text{cm}^2}$$

$$F_b = \frac{84000 C_b}{L.d} = \frac{84000 \times 1.0}{570 \times 48} = 221.0 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad F_b = 0.6 F_y = 1450 \frac{Kg}{\text{cm}^2} = 14.5 \frac{KN}{\text{cm}^2}$$

$$F_b = \text{Max} F_b = \text{Max}(13.26, 14.5) = 14.5 \frac{KN}{\text{cm}^2}$$

فصل دوم - اعضای فشاری

۱۸۲

ب) کنترل تنش عمومی

$$\frac{5.15}{0.6 \times 24} + \frac{3.17}{10.83} = 0.576 \leq 1$$

مثال ۸

ستون ذکر شده در مثال ۷ برای حالتی که بار گذاری فوق العاده است کنترل گردد.

در بار گذاری فوق العاده تنشهای مجاز ضریب ۱.۳۳ ضرب می شوند.

$$F_a = 10.85 \times 1.33 = 14.43 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_e' = 18.9 \times 1.33 = 25.14 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_b = 14.50 \times 1.33 = 19.28 \text{ KN/cm}^2$$

کنترل تنش کمانش

$$\frac{5.15}{14.43} + \frac{1.0}{\left(1 - \frac{5.15}{25.14}\right)} \frac{3.17}{19.28} = 0.564 \leq 1.0$$

کنترل تنش عمومی

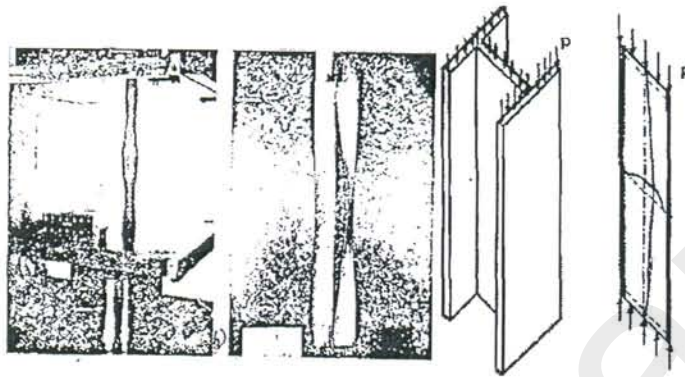
$$\frac{5.15}{0.6 \times 24 \times 1.33} + \frac{3.17}{19.28} = 0.433 \leq 1.0$$

۲-۱۵- اجزاء لاغر مقاطع فشاری

برای اینکه از کمانه کشیدن قسمتهای نازک قطعات فشاری قبل از کمانه کشیدن خود قطعه

جلوگیری بعمل آید یعنی از کمانه کشیدن موضعی جلوگیری شود باید ضریب اطمینان کمانه

کشیدن قسمتهای نازک حداقل مساوی ضریب کمانش خود قطعه فشاری باشد. شکل ۶۹-۲
 کمانه کشیدن موضعی بالهای یک پروفیل I و یک پروفیل + را نشان میدهد.



شکل (۶۹-۲)

معمولاً در اثر فشار ابتدا قسمت لاغرتر کمانه می کشد. مسئله کمانه کشیدن قسمتهای نازک قطعات فشاری مربوط به کمانه کشیدن صفحات می گردد. (شکل ۶۰-۲) در اینجا فقط به ذکر روابط پرداخته و اثبات آنها در قسمت کمانش صفحات گفته خواهد شد. کمانش ایده آل صفحات که کمانش اولر هم خوانده می شود عبارتست از:

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\mu^2)\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (۱۱۲-۲)$$

که در آن k ضریبی برای اثر دادن شرایط تکیه گاهی صفحات می باشد و مقدار آن در جدول ۲۲-۲ بطور خلاصه ذکر شده است. برای اینکه کمانش موضعی قبل از کمانش خود قطعه فشاری انجام نگیرد باید کمانش ایده آل صفحات و تیر فشاری مساوی یکدیگر باشند.

طبق روابط ۱۴-۲ و ۱۱۲-۲ بدست می آید.

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\mu^2)\left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

$$\lambda = \frac{3.30}{\sqrt{k}} \times \frac{b}{t} = c \frac{b}{t} \quad \text{و با } \mu=0.3 \text{ داریم (۱۱۳-۲)}$$

این رابطه برای طراحی ضخامت بال و جان نیمرخهای قطعات فشاری مورد استفاده قرار می گیرد. مثلاً برای حالت چهار طرف تکیه گاه آزاد مقدار $k=4$ است و رابطه بصورت زیر درمی آید.

$$\lambda = 1.65 \frac{b}{t}, \frac{b}{t} = 0.6\lambda$$

هر گاه حد گسیختگی را معادل $F_x = 3700 \text{ kg/cm}^2$ در نظر بگیریم برای λ می توان یک مرز بدست آورد.

$$F = 3700 = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{2.1 \times 10^6 \times \pi^2}{\lambda^2} \Rightarrow \lambda = 75$$

و از اینجا شرایط حدی

$$\lambda \leq 75 \rightarrow \frac{b}{t} \leq 0.6 \times 75 = 45$$

$$\lambda \geq 75 \rightarrow \frac{b}{t} \leq 0.6\lambda$$

برخی از آئین نامه ها برای نیمرخهای مختلف این شرایط حدی را تعیین نموده اند که نمونه ای از آن در جدول ۲-۲۳ ذکر شده است. در این جدول شرایط تکیه گاهی قسمتهای نازک نیمرخ فشاری یعنی طول اتصال آنها به قسمتهای دیگر نیمرخ و همچنین صلبیت این اتصالات در نظر گرفته شده است.

جدول ۲۲-۶ تنش کماتش ایده آل صفحات تحت بار یکسان فشاری و نیز مقدار $\lambda = c \frac{b}{t}$

	$F_{cr} = \frac{K \cdot \pi^2 \cdot E}{(1-\mu^2) \left(\frac{b}{a}\right)^2}$ ضخامت صفحه = t	آزاد				
		تکیه گاه آزاد				
		تکیه گاه گیر دار				
K_{min}	4	5.4	1.63	7	1.33	$0.466 + \left(\frac{b}{a}\right)^2$
c	1.65	1.42	2.59	1.25	2.86	

جدول ۲۲-۲

جدول ۲۳-۶ قسمت های نازک قطعات فشاری در ارتباط با ضریب لاغری ستون

	t: ضخامت قسمت نازک h: ارتفاع آزاد این قسمت سریبه لاغری غیر فشاری صفحات و پهنای صفحه صلب کتفه صفحه نازک طبق شکل مددیست که قابلیت ارتجاعی قسمت نازک را به سایر قسمتها مراعیت می کند هرگاه است انوقت هیچ صفحه صلب کتفه ای موجود نیست مقدار است	
صفحات جان مطابق شکل a, b, c صفحات بال مطابق شکل d	$\lambda \leq 75$ $\lambda > 75$	$h/t \leq 45$ $h/t \leq 0,6 \cdot \lambda$
صفحات جان مطابق شکل e	$\lambda \leq 75$ $\lambda > 75$	$h/t \leq 52,5 - 7,5 \cdot \theta^2$ $h/t \leq (0,7 - 0,1 \cdot \theta^2) \cdot \lambda$
صفحات جان مطابق شکل g, f صفحات بال مطابق شکل i, h	$\lambda \leq 75$ $\lambda > 75$	$h/t \leq 60 - 15 \cdot \theta^2$ $h/t \leq (0,8 - 0,2 \cdot \theta^2) \cdot \lambda$
صفحات جان طبق شکل j هر گاه در فواصل θ شیخ کتفه های نبشی با تیری موجود هستند	$\lambda \leq 75$ $\lambda > 75$	$h/t \leq 25,5 - [10,5 - 15 \cdot (h/a)^2] \cdot \theta^2$ $h/t \leq [0,34 - [0,14 - 0,2 \cdot (h/a)^2] \cdot \theta^2] \cdot \lambda$
صفحات جان مطابق شکل k, l	$\lambda \leq 75$ $\lambda > 75$	$h/t \leq 15 + 20 \sqrt{b_2/b_1}$ $h/t \leq (0,2 + 0,4 \sqrt{b_2/b_1}) \cdot \lambda$
		در پروفیلهای جوش داده فواصل بالا تا وسط جوش

جدول ۲۳-۲

از این جدول می توان دو عدد تقریبی را بخاطر سپرد :

هر گاه هر دو لبه قسمتهای نازک بوسیله قطعات دیگر نگهداری می شوند. (اجزاء سخت شده)

$$\frac{h}{t} \leq 45$$

هر گاه یک لبه قسمتهای نازک آزاد است. (اجزاء سخت نشده)

$$\frac{h}{t} \leq 16$$

آیین نامه های کشورهای مختلف اعداد مشابهی مثل جدول ۲-۲۳ می دهند که در بعضی

موارد کمی کمتر و در بعضی موارد کمی بیشتر می باشند ولی تفاوت خیلی ناچیز می باشد.

اگر کمانش صفحات بدون در نظر گیری ضریب لاغری ستون فشاری انجام پذیرد یعنی رابطه

(۲-۱۱۲) به تنهایی بررسی گردد و مقدار F_{cr} برابر F_y فرض گردد رابطه زیر حاصل می شود:

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

$$\frac{b}{t} = \sqrt{\frac{k\pi^2 E}{12(1-\mu^2)F_y}}$$

برای $\mu = 0.3, E = 2.07 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ رابطه زیر بدست می آید :

$$\frac{b}{t} = 433 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

ضریب K برای حالت‌های مختلف تکیه گاهی لبه اجزاء شرح زیر می باشد.

شرایط تکیه گاهی لبه ها	ضریب کمانش K	طبق رابطه $\frac{b}{t}$	$\frac{b}{t}$ طبق مساف برای مقاطع غیر فشرده
اجزا تقویت نشده ۱- نبشی های تک	0.425	$196/\sqrt{F_Y}$	$200/\sqrt{F_Y}$
۲- بال قطعات نبشی های متصل به هم	0.70	$251/\sqrt{F_Y}$	$250/\sqrt{F_Y}$
۳- ساق نیمرخهای سپری	1.277	$340/\sqrt{F_Y}$	$340/\sqrt{F_Y}$
اجزا تقویت شده ۱- مقاطع قوطی شکل با ضخامت یکسان			$630/\sqrt{F_Y}$
۲- صفحات یکسره سوراخدار	6.97	$635/\sqrt{F_Y}$	$840/\sqrt{F_Y}$
۳- سایر اعضا تقویت شده	5.0	$670/\sqrt{F_Y}$	$670/\sqrt{F_Y}$

در ضوابط آئین نامه مساف مقاطعی که اجزاء آنها کمانش موضعی ندارند بعنوان مقاطع فشرده و یا غیر فشرده نشان داده شده اند بنابراین مقاطعی که در آنها اجزاء مقطع لاغرتر از اجزاء مقاطع فشرده است بعنوان مقاطع با اجزاء لاغر بشمار می آید و کمانش موضعی آنها باید کنترل

گردد. یا بعبارت دیگر بارهای وارد بر عضو فشاری نیاز به تعدیل دارد که این موضوع با کاهش تنش مجاز فشاری F_a انجام می گیرد و ضریب کاهش با Q نشان داده می شود. تنش مجاز قطعات فشاری با اجزاء لاغر از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$F_a^* = Q.F_a$$

مقدار ضریب کاهش Q برای اجزاء سخت نشده با Q_s و برای اجزاء سخت شده با Q_a نشان داده می شود و طرز محاسبه آنها در بخش بعدی ذکر می گردد.

$$Q = Q_s.Q_a$$

محاسبه ضریب کاهش:

رابطه کمانش ورقها عبارتست از:

$$F_{cr} = \frac{k.\pi^2.E}{12(1-\mu^2)\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (a)$$

اگر نسبت تنش کمانش F_{cr} نسبت به حد جاری شدن با رابطه $\frac{1}{\lambda'^2} = \frac{F_{cr}}{F_y}$ نشان داده شود.

$$\lambda' = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2).F_y}{\pi^2.Ek}} \quad (b)$$

رابطه فوق در شکل (ب) رسم شده است.

با توجه به شکل (ب) دیده می شود که ورقهای (منحنی های ب و ج) در مقام مقایسه باستونها (منحنی الف) بازا، مقدار بیشتری از λ' به کرنش سختی می رسند. درمباحث قبلی که درباره ستونها بود مقدار λ' که بازا، آن کرنش سختی آغاز می شد. (λ'_0) برابر با صفر فرض شد زیرا مقدار آن نسبتاً ناچیز خواهد بود. مقدار X_0 برای ستونها و ورقها که تحت اثر فشار

یکنواخت در دو انتهای خود قرار دارند برای فولاد نرمه با $F_y = ۲۴۸۰$ (بار) توسط هایجر و تورلیمان در مرجع به صورت زیر معین شده است:

$$\lambda'_0 = 0.173 \left(\frac{KL}{r} = 15.7 \right) \quad \text{ستونها}$$

$$\lambda'_0 = 0.455 \left(\frac{b}{t} = 8.15 \right) \quad \text{بال های طویل مفصلی}$$

$$\lambda'_0 = 0.461 \left(\frac{b}{t} = 14.3 \right) \quad \text{بالهای گیردار}$$

$$\lambda'_0 = 0.588 \left(\frac{b}{t} = 32.3 \right) \quad \text{جان های مفصلی}$$

$$\lambda'_0 = 0.579 \left(\frac{b}{t} = 42.0 \right) \quad \text{جان های گیردار}$$

از نتایج بدست آمده فوق دیده می شود که علی الاصول عامل اصلی تعیین کننده مقدار λ'_0 اینست که ورق تحت اثر بار فشاری در راستای دو لبه موازی با امتداد تنش داری چه نوع تکیه گاهی باشد زیرا که عملاً در چه گیرداری این نوع ورق ها در راستای دو لبه بار شده (ساده باشد یا گیردار) هیچگونه تأثیری ندارد به این ترتیب منحنی های (ب) و (ج) از شکل (ب) می تواند نشان دهنده دو حالت فوق الذکر باشد در این حالت نقطه A' در $\lambda'' = 0.46$ و A'' در $\lambda' = 0.58$ گرفته شده اند.

از آنجایی که ورق ها نیز مانند نیمرخ های نورد شده دارای تنش های پس ماند می باشند تغییرات واقعی تنش باید توسط منحنی انتقالی در بین منحنی اولر و نقطه ای که در آنها کرنش سختی آغاز می گردد (شکل ب) نمایش داده شود پیشنهاد شده است که منحنی انتقال برای قطعات فشاری را می توان بر اساس رابطه زیر گرفت .

$$\frac{F_{cr}}{F_y} = 1 - \left(1 - \frac{F_p}{F_y}\right) \left(\frac{\lambda'_p - \lambda'_0}{\lambda'_p - \lambda'_0}\right)^n \quad (c)$$

در این رابطه λ'_p (تابع لاغری) در F_p (حد خطی) می باشد.

سهمی SSRC را که برای مقاومت ستونها توسط معادله ارائه شده است می تواند از طریق

معادله (c) با قرار دادن $\lambda'_0 = 0, n = 2$ ، $\lambda'_p = \sqrt{2}$ ، $\frac{F_{cr}}{F_y} = 0.5$ روی هذلولی اولر با

قرار دادن $\lambda' = \frac{kl}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$ بدست آورد. چون تأثیر تنش پس ماند روی کمانش صفحات

بمانند تأثیر آن روی کمانش ستونها جدی نمی باشد لذا اگر مقدار n بزرگتر از ۲ گرفته شود

منطقی خواهد بود. اگر کمانش غیر ارتجاعی مورد نظر باشد ، مقدار ضریب ارتجاعی برای

محاسبه کرنش در امتداد تنش حداکثر X بایستی برابر با مدول مماسی گرفته شود. با توجه به

معادله (۲-۸۹ الف) معلوم می شود که اگر کرنش در امتداد X در حیطه غیر ارتجاعی و در

امتداد Y در حیطه ارتجاعی باشد از مقدار E نمی توان فاکتورگیری کرد. بلیچ در مرجع (۲۰)

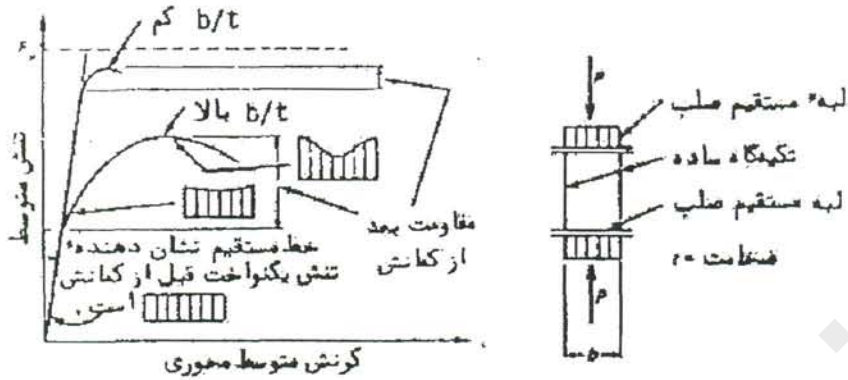
برای حالت کاربرد مقادیر مختلف E پیشنهاد می کند و پیشنهاد می کند که مقدار $\sqrt{\frac{E_t}{E}}$ را

بصورت دلخواهی به شکل ضریبی برای معادله بکار برند. این روش که روش دیگری نسبت به

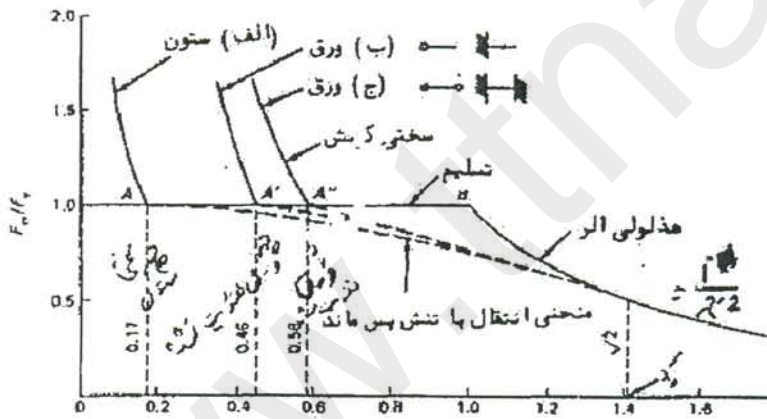
معادله (۲-۱۱۷) می باشد در حقیقت تفاوتی با آن ندارد ولی تغییرات E_t را معین نمی کند.

روش های دیگر بررسی کمانش غیر ارتجاعی ورقها را می توان با مراجعه به آثار فن کارمن ،

وسشتر ، وینتر ، جمبوک و کلارک و رولف و بولسن بدست آورد.



شکل (۲-۶۳) رفتار ورق تحت اثر فشار روی لبه های آن

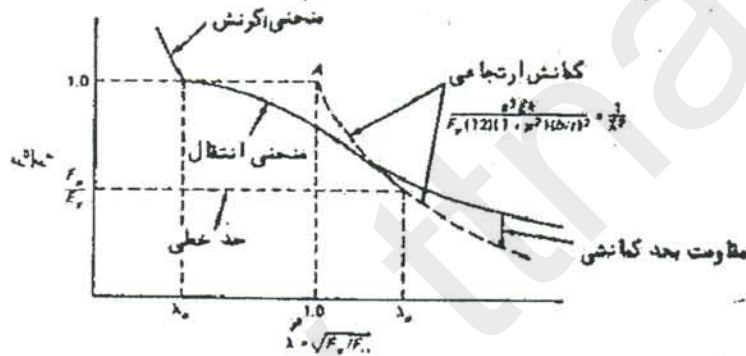


شکل (۲-۶۴) مقایسه ای از کمانش ورقها و کمانش ستونها

به صورت خلاصه مقاومت ورقها در برابر فشار وارد بر لبه های آن می تواند با حدود زیر معین گردد. (۱) کرنش سختی، با مقدار λ پایین (۲) جاری شدن، با مقدار λ حدود ۰.۵، ۰.۶ و (۳) کمانش غیر ارتجاعی، که با منحنی انتقال نمایش داده میشود (برخی از تارهای قطعه جاری شده و برخی دیگر در حیطه ارتجاعی باقی می مانند) (۴) کمانش ارتجاعی که با هذلولی اولر نمایش داده

میشود برای λ برابر با $1/4$ و (۵) مقاومت بعد از کمانش با توزیع دوباره تنش و تغییر شکل بزرگ برای λ بزرگتر از $1/5$.

برای مسائل طراحی، می باید ضوابط جامعی جهت تصمیم گیری برای مقدار و حدود تغییرات قابل قبول λ اتخاذ گردد و دیده می شود که چگونه انتخاب آن بصورت محافظه کارانه (و ساده) و یا نسبتاً دقیق (و نسبتاً پیچیده) برای استفاده در آئین نامه ها جهت تعیین مقاومت ورقها معین می گردد.



چنانکه مشاهده می شود برای کمانش در منطقه ارتجاعی از روابط اولر و در منطقه غیر ارتجاعی از یک رابطه درجه دوم استفاده شده است.

$$\lambda' \geq \lambda_p \rightarrow F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot K}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{منطقه خطی}$$

$$\lambda' < \lambda_p \rightarrow F_{cr} = [1 - 0.5\beta^2] F_y \quad \text{منطقه غیر خطی}$$

$$\beta^2 = \frac{1.2^2 \cdot F_y}{2\pi^2 E} = \frac{6(1 - \mu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2}{\pi^2 \cdot E} F_y$$

$$\lambda^2 = \frac{t2(1-\mu^2)}{K} \left(\frac{b}{t}\right)^2$$

$$F_{cr} = \left[1 - \frac{3(1-\mu^2)}{\pi^2.E}\right] \left(\frac{b}{t}\right)^2 . F_y$$

یا

۲-۹-۵ تنش مجاز برای مقاطع با اجزای لاغر

چنانکه در بخش ۴-۹ کتاب اول ذکر شد در مقاطع فشرده و غیر فشرده امکان کمانش موضعی قطعات (اجزاء) مقطع تحت اثر فشار وجود ندارد. در مقاطع با اجزای لاغر امکان کمانش موضعی اجزاء مقطع وجود دارد و بنابر این تنشهای مجاز با توجه به لاغری اجزاء مقطع کاهش می یابد. اجزاء مقطع به دو نوع یعنی اجزاء سخت نشده و اجزاء سخت شده تقسیم می گردند.

۱- اجزاء سخت نشده (قطعات سخت نشده مقطع)

اجزاء سخت نشده قطعاتی هستند که در آن یک لبه قطعه آزاد است و لبه دیگر آن به قسمتهای دیگر مقطع متکی است مانند بال تیر آهن I شکل یا بال و یا جان نبشی و یا سپری ضریب کاهش تنش مجاز این نوع مقاطع با Q_s نشان داده می شود

$$\text{برای خمش: } F'_b = Q_s . F_b \quad \text{برای کمانش: } F'_a = Q_s . F_a$$

F_a عبارت است از تنش خمشی کمانش مجاز قطعه بدون امکان کمانش موضعی

۲- اجزاء سخت شده (قطعات سخت شده مقطع)

اجزاء سخت شده اجزایی هستند که در آن هر دو لبه قطعه به قسمتهای دیگر مقطع متکی

است مانند جان مقطع I شکل و یا جان و بال مقاطع قوطی شکل.

$$F'_a = Q_a . F_a$$

چنانکه قبلاً گفته شد اجزاء لاغر اجزایی هستند که در آن تناسب پهنای قطعه به ضخامت آن

$$\frac{b}{t} \text{ بزرگتر از ضوابط } \frac{b}{t} \text{ مقاطع غیرفشرده است.}$$

ضرایب کاهش که بر اساس روابط کمانش صفحات بدست می آید و تنش بحرانی بشرح زیر

است:

$$\sigma_c = K_c \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot \sqrt{\xi}}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} \right] \quad \text{اجزاء سخت نشده}$$

$$\frac{b_e}{t} = 1.9 \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{C}{\left(\frac{b}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{r}} \right] \quad \text{اجزاء سخت شده}$$

در جدول زیر اجزاء سخت شده و یا سخت نشده لاغر فشاری تعریف می گردند (بر اساس بند ۱-

۹-۱-۱ آئین نامه مساف)

ضوابط مساف در مورد ابعاد مقطع (بند ۹-۱-۱-۱۰ آئین نامه تنش به (N/mm^2))

الف: اعضای فشاری سخت نشده^۱ (تقویت نشده)

عضو فشاری سخت نشده عضوی است که دارای یک لبه آزاد به موازات تنش های فشاری باشد

عرض صفحات تقویت نشده را باید برابر با فاصله لبه آزاد تا اولین خط جوش و یا پیچ و پرچ در

نظر گرفت. عرض بال نبشی ها، بال ناودانی ها، بال نیمرخ های (Z) و ساق سپری ها را باید

برابر عرض اسمی کامل این نیمرخ ها فرض نمود. عرض بال نیمرخهای I و T را باید برابر نصف

^۱ - Unstiffened elements

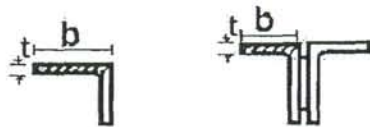
عرض بال اسمی آنها فرض کرد ضخامت اعضای سخت نشده که سطوح آنها شیب دار می باشند برابر ضخامت محلی است که فاصله آن از لبه آزاد و جان نیمرخ به یک اندازه باشد. اعضای سخت نشده ای که تحت اثر تنش های فشاری محوری و یا تنش های فشاری ناشی از خمش قرار دارند در صورتی می توان کاملاً مؤثر فرض نمود که نسبت های عرضی به ضخامت آنها از حدود زیر تجاوز نکند.

الف - ۱- قطعات فشاری تشکیل شده از یک نبشی یا زوج نبشی هایی که از یکدیگر مجزا باشند رابطه (۶- الف) (شکل ۲ - ۳۱ - د)

$$\frac{b}{t} \leq \frac{200}{\sqrt{F_y}} = \frac{200}{F_y} \quad (۶- الف)$$

الف - ۲ - قطعات فشاری تشکیل شده از دو نبشی چسبیده بهم نبشی ها و صفحات بیرون زده^۱ از شاه تیرها، ستونها و سایر اعضای فشاری، بال تحت فشار تیرها و ورق های تقویت^۲ تیر ورق ها، رابطه (۶- ب) (شکل ۲ - ۳۱ - د)

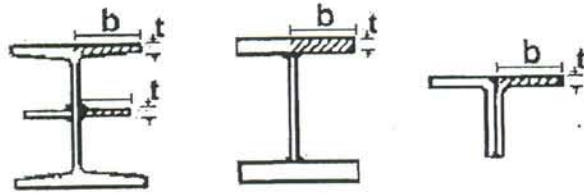
تذکر: چون کمانش موضعی در مقاطع فشرده و غیر فشرده اتفاق نمی افتد لذا ضوابط تناسب پهنا به ضخامت برای مقاطع غیر فشرده در می شود.



شکل ۲-۳۱-د

^۱- projecting

^۲- stiffener

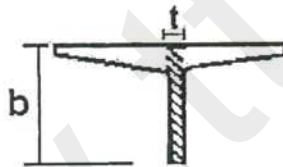


شکل ۲-۳۱-ذ

$$\frac{b}{t} \leq \frac{250}{\sqrt{F_y}} = \frac{250}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{ب-۶})$$

الف - ۳ - ساق نیمرخ های سپری، رابطه (ب-۶) (شکل ۶-ر)

$$\frac{b}{t} \leq \frac{337}{\sqrt{F_y}} = \frac{337}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{پ-۶})$$



شکل ۲-ر

در این روابط مقدار F_y باید بر حسب بار منظور شود.

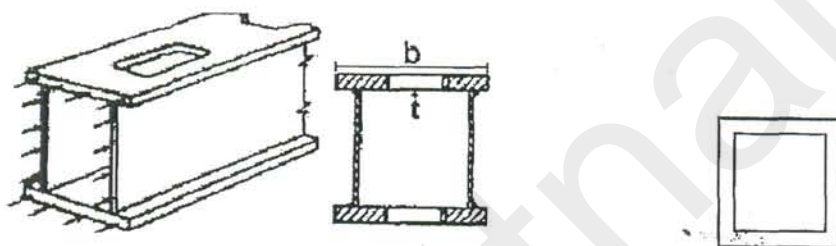
ب: اعضای سخت شده^۱ (سخت شده تقویت شده)

اعضای سخت شده اعضایی هستند که در امتداد هر دو لبه خود که موازی تنش های فشاری میباشند در جهت جانبی مهار شده باشند. عرض عضو سخت شده در مورد نیمرخ های نورد شده فاصله بین ریشه بالها می باشد. برای سایر نیمرخها عرض را باید برابر فاصله نزدیکترین

خطوط جوش و یا پیچ و پرچ فرض نمود. اعضای سخت تحت اثر نیروی محوری فشاری و یا فشار ناشی از خمش در بال تیرها^۱ را وقتی می توان کاملاً مؤثر حساب کرد که نسبت عرض به ضخامت اعضاء از حدود داده شده در زیر کمتر باشد.

ب - ۱ - برای بال قوطی های مربع و مستطیل شکل و با ضخامت یکنواخت، رابطه (۶-ت)

$$\frac{b}{t} \leq \frac{630}{\sqrt{F_y}} = \frac{630}{\sqrt{F_y}} \quad (۶-ت)$$



شکل ۲-ز

ب-۲- برای صفحات یکسره ای که چند نیمرخ را بهم وصل می کنند و در آنجا سوراخ های متناوبی^۲ برای دسترسی به داخل نیمرخ های متصل به آنها ایجاد شده است^۳ رابطه (۶-ث)

$$\frac{b}{t} \leq \frac{840}{\sqrt{F_y}} = \frac{840}{\sqrt{F_y}} \quad (۶-ث)$$

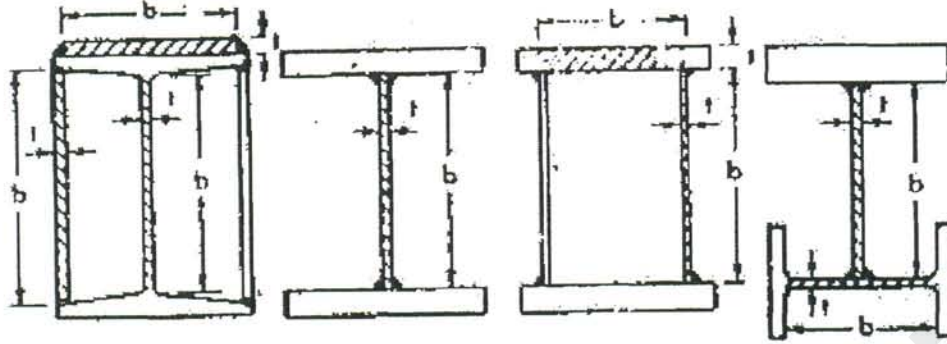
ب - ۳ - برای هر عضو تقویت شده دیگری که تحت تنش فشاری یکنواخت قرار داشته باشد

$$\frac{b}{t} \leq \frac{670}{\sqrt{F_y}} = \frac{670}{\sqrt{F_y}} \quad \text{رابطه (۶-ج)}$$

^۱ این رابطه شامل جان تیرها نمی شود.

^۲ - prefabricated cover plates

^۳ باید عرض باقیمانده در مقطع برای تحمل فشار کافی باشد.



شکل ۲- ز

ب - ۴- در مورد نیمرخهای با مقطع مدور، که تحت اثر فشار محوری قرار دارند در صورتی تمام سطح مقطع مؤثر تلقی خواهد شد که نسبت قطر خارجی نیمرخ به ضخامت جدار آن در رابطه (۶-چ) صدق کند.

$$\frac{D}{t} \leq \frac{232 \times 10^2}{F_y} = \frac{232 \cdot 10^2}{F_y} \quad (۶-چ)$$

مقدار ضریب کاهش Q_s و Q_a بر اساس تئوری کماتش صفحات محاسبه می گردد که شرح آن در فصل کماتش صفحات آمده است. در جدول زیر مقدار Q_s و Q_a با استفاده از آپاندیکس B آئین نامه AISC/1989 ذکر می گردد. توجه گردد که مقدار C_c برای مقاطع با اجزاء لاغر عبارتست از:

$$C_c = \sqrt{\frac{2E\pi^2}{Q \cdot F_y}} = \frac{2040}{\sqrt{Q F_y}}$$

$$Q = Q_s - Q_a$$

مقدار ضریب Q بر حسب نوع قطعه فشاری در آپاندیکس B آئین نامه AISC/1989 با Q_s و یا Q_a نشان داده شده است .

الف) قطعات فشاری سخت نشده

مقدار ضریب Q_s برای قطعات با فشاری محوری به صورت زیر معین خواهد شد :

الف-۱= برای قطعات مذکور در بند (الف-۱) نقل شده از ضابطه آپاندیکس B آئین نامه AISC



اگر $\frac{200}{F_y} < \frac{b}{t} < \frac{410}{F_y}$ باشد داریم :

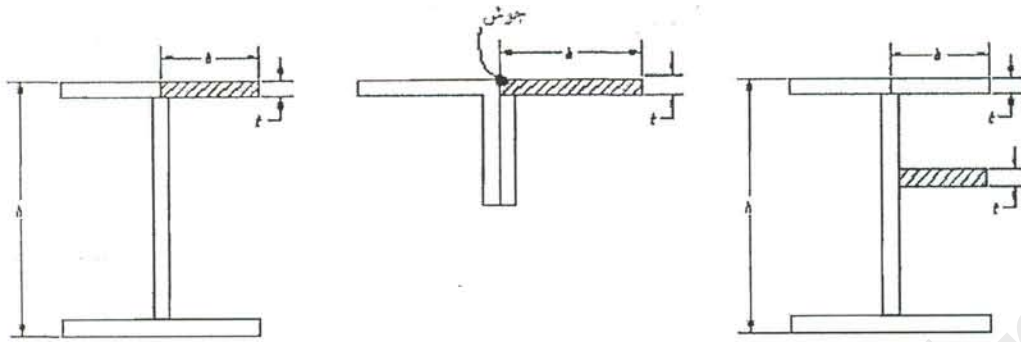
$$Q_s = 1.340 - 0.00170 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y} \quad (۵-۶)$$

اگر $\frac{b}{t} \geq \frac{410}{F_y}$ باشد داریم :

$$Q_s = \frac{109 \times 10^3}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (۵-۶)$$

الف-۲= برای قطعات مذکور در بند (الف-۲) نقل شده از ضابطه ضمیمه B آئین نامه AISC

اگر $\frac{250}{F_y} < \frac{b}{t} < \frac{515}{F_y}$ باشد داریم :



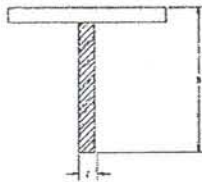
$$Q_s = 1.293 - 0.00117 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{F_y / K_c} \quad (۶-۷)$$

اگر $\frac{b}{t} \geq \frac{515}{F_y}$ باشد داریم:

$$Q_s = \frac{184 \times 10^3 \times K_c}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} = \frac{184 \times 10^3 \times K_c}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (۶-۷)$$

الف-۳ برای قطعات مذکور در بند (الف-۳) نقل شده از ضمیمه B آئین نامه AISC

اگر $\frac{335}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{465}{\sqrt{F_y}}$ باشد داریم:



$$Q_s = 1.908 - 0.00270 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{F_y} \quad (۶-۷)$$

اگر $\frac{b}{t} \geq \frac{465}{\sqrt{F_y}}$ باشد داریم:

$$Q_s = \frac{141 \times 10^3}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (۶-س)$$

$$F_a = \frac{P}{A} \leq Q_s \cdot F_a$$

ب) قطعات فشاری سخت شده :

وقتی که نسبت عرض به ضخامت یک قطعه سخت شده که تحت تأثیر تنش های یکنواخت می باشند (بجز صفحات پوشش سوراخ دار موضوع بند ب-۲ نقل شده از ضابطه ضمیمه B آئین نامه AISC) بیشتر از حدود داده شده در بندهای (ب-۱) و (ب-۳) نقل شده از ضمیمه B آئین نامه AISC باشد، عرض قطعه را باید تعدیل کرد. عرض تعدیل شده را که به آن عرض مؤثر^۱ می گوئیم و با b_e نشان می دهیم، مقدار آن را از روابط (۶-ش) و (۶-ص) معین خواهیم کرد. باید یاد آور شد که نسبت $\frac{b_e}{t}$ نباید هیچگاه کمتر از حدود تعیین شده در بند های نقل شده از ضمیمه B آئین نامه AISC گرفته شود.

ب-۱ = برای قطعات مذکور در بند (ب-۱) نقل شده از ضابطه آئین نامه AISC

$$b_e = \frac{670.t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{133}{\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (۶-ش)$$

ب-۲ = برای قطعات مذکور در بند (ب-۳) نقل شده از ضابطه آئین نامه AISC

$$b_e = \frac{670.t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{0.17}{\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (۶-ص)$$

^۱reduced effective width

در این روابط داریم :

b : عرض واقعی قطعه فشاری سخت شده

t : ضخامت قطعه

f : تنش فشاری محاسبه شده بر حسب N/mm^2 در قطعه سخت شده بر اساس مشخصات

هندسی مقطع مذکور در ذیل (اگر مقطع فشاری دارای قسمتی سخت نشده نیز باشد در هر

صورت مقدار f نباید به نوعی باشد که حداکثر تنش فشاری در قسمت سخت شده بیش از

مقدار $Q_s F_a$ گردد.)

مشخصات هندسی مقطع برای محاسبه f :

بهتر است در مورد قطعات با فشاری محوری f را با f_a که تنش موجود در قطعه فشاری است

نشان داد . مقدار f_a بر اساس سطح مقطع واقعی محاسبه خواهد شد .

مقدار ضریب تعدیل Q_a به صورت زیر معین می گردد .

$$Q_a = \frac{\text{سطح مؤثر اجزاء سخت شده}}{\text{سطح موجود اجزاء سخت شده}} = \frac{A_e}{A} \quad (\text{ض-۶})$$

مقدار سطح مؤثر از رابطه زیر معین خواهد شد :

$$A_e = \sum (t.b_e) \quad (\text{ط-۶})$$

$$f_a = P / A_g \leq Q_a \cdot F_a$$

۲-۱-۹-۶- مقدار ضریب اطمینان

چون کلیه ستونها از ابتدا دارای انحنای مختصری بوده و یا بارهای وارد دارای خروج از مرکزیتی می‌باشد، بدین جهت ضریب اطمینان موجود باید نشان دهنده وضعیت موجود باشد. در مورد ستونهای کوتاه که در آنها خروج از مرکزیت بار اندک بوده و یا تأثیر تنش های پس ماند در آنها ناچیز است به نظر نمی رسد که اخذ ضریب اطمینانی بیشتر از ضریب اطمینان قطعات کششی یعنی ۱/۶۷ مورد نیاز باشد (در آئین نامه مساف) هر قدر ضریب لاغری قطعه بزرگتر باشد تأثیر خروج از مرکزیت اتفاقی بار، خمیدگی اولیه ستون و ضریب طول مؤثر^۱ بیشتر خواهد بود. بدین جهت آئین نامه مساف مقدار ضریب اطمینان قطعات فشاری را بر اساس ضریب لاغری قطعه افزایش می دهد به نحوی که نهایتاً مقدار ضریب اطمینان ۱/۱۵ بیش از مقدار اولیه آن گردد. یعنی به ۱/۹۲ برسد. این آئین نامه برای این که مقدار ضریب اطمینان را از مقدار اولیه آن $F_s=1.67$ برای $\frac{KL}{r}=0$ به $F_s=1.92$ برای $\frac{KL}{r}=C_c$ می باشد.

$$C_c = \frac{6440}{\sqrt{Q_s \cdot F_y}}, \text{ یا } C_c = \frac{6440}{\sqrt{Q_a \cdot F_y}} \quad \text{ضابطه آئین نامه ای برای مقاطع با اجزاء لاغر}$$

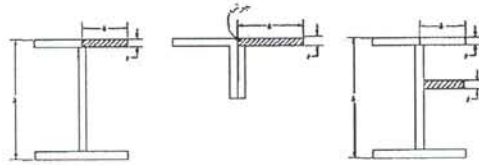
$$F'_a = Q_s \cdot F_a \quad \text{ضریب کاهش } Q_s \text{ تنش مجازی فشاری}$$

۱- اجزاء سخت نشده فشاری

^۱effective length factor

$$\frac{200}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{410}{\sqrt{F_y}} \rightarrow Q_s = 1.34 - 0.00170 \frac{b}{t} \sqrt{F_y}$$

$$\frac{410}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} \rightarrow Q_s = \frac{109 \times 10^3}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

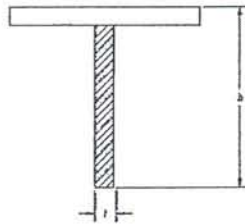


$$\frac{250}{\sqrt{F_y/K_c}} < \frac{b}{t} < \frac{515}{\sqrt{F_y/K_c}} \rightarrow Q_s = 1.293 - 0.00117 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{K_c}}$$

$$\frac{515}{\sqrt{F_y/K_c}} \leq \frac{b}{t} \rightarrow Q_s = \frac{184 \times 10^3 K_c}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

$$\frac{h}{t} > 70 \rightarrow K_c = \frac{4.05}{\left(\frac{h}{t}\right)^{4.6}}$$

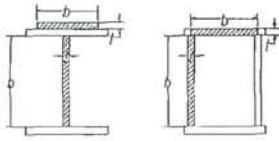
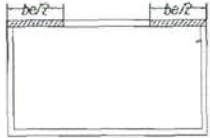
$$\frac{h}{t} < 70 \rightarrow K_c = 1$$



$$\frac{335}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{465}{\sqrt{F_y}} \rightarrow Q_s = 1.908 - 0.00270 \frac{b}{t} \sqrt{F_y}$$

$$\frac{465}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} \rightarrow Q_s = \frac{141 \times 10^3}{F_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

۲- پهنای مؤثر b_e برای اجزای سخت شده فشاری



$$b_e = \frac{670t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{133}{\frac{b}{t} \sqrt{f}} \right]$$

$$b_e = \frac{670t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{117}{\frac{b}{t} \sqrt{f}} \right]$$

در محاسبه تنش بجای پهنای واقعی b از پهنای مؤثر b_e استفاده شود.

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g} = \frac{\text{سطح مؤثر}}{\text{سطح کل}}$$

$$f_a = \frac{p}{A} \leq Q_a \cdot F_a$$

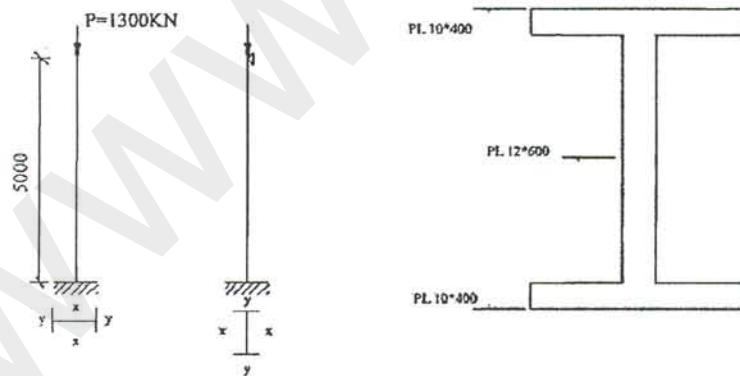
T حداکثر نسبت‌های عرض به ضخامت برای اعضاء فشاری سخت شده ناودانی [و سپری

بشرح زیر است.

نسبت ضخامت بال به ضخامت جان و یا ضخامت ساق نیمرخ $\frac{t_p}{t_w}$	نسبت عرض کل به عمق نیمرخ $\frac{B}{d}$	نیمرخ
$\leq 3..$	≤ 0.25	ناودانهای ساخته شده یا نورد شده
$\leq 2..$	≤ 0.5	
≥ 1.25	≥ 0.5	سپریهای ساخته شده از ورق
≥ 1.10	≥ 0.5	سپریهای نورد شده

مثال ۹ :

ستون زیر کنترل گردد. ST 37. بار گذاری عادی.



۱- مقادیر سطح مقطع

$$A = 1.0 \times 40.0 \times 2 + 1.2 \times 60.0 = 152 \text{ cm}^2$$

$$I_t = 1.2 \times 60^3 / 12 + 2 \times 1.0 \times 40 \times (30 + 0.5)^2 = 96020$$

$$r_x = \sqrt{\frac{96020}{152}} = 25.13$$

$$I_y = 2 \times 1.0 \times \frac{40^3}{12} = 10666 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{10666}{152}} = 8.38 \text{ cm}$$

ضریب لاغری

$$\lambda_x = \frac{2 \times 500}{25.13} = 39.8$$

$$\lambda_y = \frac{0.7 \times 500}{8.38} = 41.8$$

۲- محاسبه تنش مجاز برای مقطع غیر فشرده

$$\lambda_{max} = 41.8 \rightarrow F_a = 1279 \text{ N mm}^2 = 12.79 \text{ KN/cm}^2$$

کنترل نوع مقطع : کنترل بال (اجزاء سخت نشده و به یک لبه آزاد و یک لبه متکی)

(شکل ۴-۷ کتاب اول سازه های فولادی) $b/t = 20/1.0 = 20$

$$\frac{b}{t} > \frac{172}{\sqrt{F_y}} = 11.1 \quad \text{مقطع فشرده}$$

$$\frac{b}{t} > \frac{250}{\sqrt{F_y}} = 16.1 \quad \text{مقطع غیر فشرده}$$

پس مقطع از اجزاء لاغر تشکیل شده است.

کنترل جان (اجزاء سخت شده = دو لبه متکی)

$$\frac{h}{t} = \frac{60}{1.2} = 50 > \frac{670}{\sqrt{F_y}} = 43 \quad \text{مقطع غیر فشرده}$$

پس جان ستون نیز جزء اجزاء لاغر است.

۳- محاسبه تنش مجاز برای مقطع با اجزاء لاغر

$$F_a^* = Q \cdot F_a = Q_s \cdot Q_a \cdot F_a$$

۳-۱- محاسبه Q_s برای اجزاء سخت نشده (بال تیر)

$$\frac{b}{t} = \frac{20}{1.0} = 20 \quad \text{نسبت پهنای آزاد بال به ضخامت بال}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{60}{1.0} = 60 < 70 \rightarrow K_c = 1 \quad \text{نسبت ارتفاع جان به ضخامت بال}$$

$$k_c = 1 \quad \text{عدد کمانش صفحه بال}$$

$$\frac{250}{\sqrt{\frac{F_y}{K_c}}} < \frac{b}{t} < \frac{515}{\sqrt{\frac{F_y}{K_c}}} \rightarrow \frac{250}{\sqrt{240}} = 16.2 < \frac{b}{t} = 20 \leq \frac{515}{\sqrt{240}} = 33.3$$

(کمانش در منطقه غیر ارتجاعی) ← ضریب کاهش تنش Q_s محاسبه می شود.

$$Q_s = 1.293 - 0.00117 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{K_c}} = 1.293 - 0.00117 \times \frac{20}{1.0} \times \sqrt{240} = 0.93$$

$$b = \frac{60}{1.2} = 50$$

۳-۲- محاسبه Q_a برای اجزاء سخت شده (جان تیر)

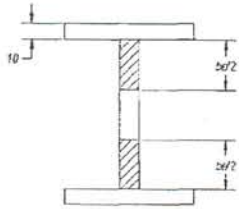
تنش محوری موجود

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{1300}{152} = 8.55 \frac{KN}{cm^2} = 85.5 \frac{N}{mm^2}$$

تنش موجود $f = f_a$

$$b_e = \frac{670}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{117}{\frac{b}{t} \sqrt{f}} \right] = \frac{670}{\sqrt{85.5}} \left[1 - \frac{117}{50 \cdot \sqrt{85.5}} \right] = 54cm$$

پهنای مؤثر



$$A = 1.2 \times 60 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 1.2 \times 54 = 64.8 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = \frac{A_e}{A} = \frac{64.8}{72} = 0.9$$

سطح مقطع موجود اجزاء سخت شده

سطح مقطع مؤثر اجزاء سخت شده

۳-۳- محاسبه تنش فشاری مجاز ناشی از نیروهای فشار محوری

$$Q = Q_s \cdot Q_a = 0.93 \times 0.9 = 0.837$$

$$\lambda_{\max} = 41.8$$

$$C_c = \frac{2040}{\sqrt{Q \cdot F_y}} = \frac{2040}{\sqrt{0.4 \times 240}} = 143.5 > \lambda = 41.8$$

(کمانش در منطقه غیر ارتجاعی)

$$\beta^* = \frac{\lambda}{C_c^*} = \frac{41.8}{208.2} = 0.201$$

$$F_s^* = 1.67 + 0.375\beta^{*3} - 0.125\beta^{*3} = 1.67 - 0.375 \times 0.201 - 0.125 \times$$

$$0.201^3 = 1.744$$

$$F_a = \frac{1 - 0.5 \times \beta^{*2}}{F_s^*} \cdot F_y = \frac{1 - 0.5 \times 0.201^2}{1.744} \times 240 = 237.2 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$F_a^* = Q \cdot F_a = 0.44 \times 237.2 = 104.4 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f = \frac{P}{A} = 85.5 \leq 104.4 \frac{N}{mm^2}$$

کنترل تنش

۱-۱۳ کمانش تیرهای مرکب فشاری در جهت محورهای اصلی

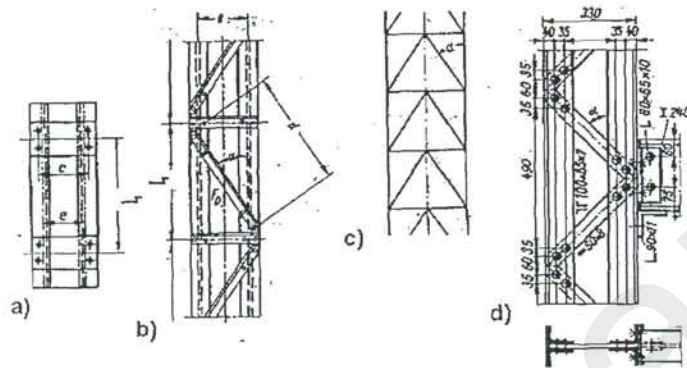
کمانش تیرهای مرکب فشاری که از دو یا چند نیمرخ تشکیل یافته اند و در فواصل معینی بوسیله بستهایی بهم بسته شده اند (قاب تیرها) و یا بوسیله شبکه بندی مشابه خرپا بهم اتصال یافته اند در این فصل مورد بررسی قرار می گیرد. ابتدا تئوری شرح داده می شود و سپس ضوابط آیین نامه مساف ذکر می گردد.

تیرهای مرکب فشاری تیرهایی هستند که سطح مقطع آنها از دو نیمرخ و یا بیشتر تشکیل یافته است و این نیمرخها در طول تیر بوسیله صفحات بند یا قطری و غیره به یکدیگر اتصال یافته اند.

شکل ۲-۳۹ بعضی از انواع این نوع تیرها را نشان می دهد.

تیر با اتصال موازی بعنوان قاب تیر (شکل ۲-۳۶a) و سایر تیرها بعنوان تیرهای مشبک نامیده می شوند اشکال ۲-۴۱ و ۲-۴۲ و ۲-۴۳ نیمرخهای مختلف این تیرها را نشان می دهند. محوری که نیمرخ را قطع می کند (مثلاً محور X-X در شکل ۲-۴۰) بنام محور مصالح و محور دیگر (Y-Y) که نیمرخ را قطع نمی کند محور بی مصالح نامیده می شود کمانش حول محور مصالح عیناً مثل تیرهای معمولی است یعنی کنترل تنش آنها مثلاً با این رابطه انجام میشود.

$$f_a = \frac{P}{A} \leq F_a$$



(شکل ۲-۳۹) (a) قاب تیر - (b) تیر مشبک - (c) تیر مشبک شکل (k - d) تیر مشبک دو جداره

برای بررسی کمانش حول محور بی مصالح یک سری تحقیقات کلی در فصل آینده صورت می

گیرد.

۱-۲-۱۳-۱ کمانش قاب تیرها

۱-۲-۱۳-۱-۱ نیروهای کمانش و ضریب لاغری معادل

هدف اصلی این تحقیقات اینست که یک ضریب لاغری معادل برای کمانش حول محور بدون مصالح بدست آوریم.

قاب تیرها باید حداقل در دو سه و نقاط یک سوم بوسینله صفحات بست به یکدیگر وصل شده باشند. در اثر نیروی مرکزی P در حد کمانه کشیدن قاب تیرها خم شده (شکل ۲-۴۰) و در نتیجه در هر کدام از ستونهای قاب تیر علاوه بر نیروی فشاری یک نیروی برشی V هم اثر می کند. انرژی تغییر شکل نیروی داخلی A_i عبارتست از

$$A_i = \frac{1}{2} \left[\sum \int (\sigma \varepsilon + \tau \gamma) dV \right] = \frac{1}{2} \left[\sum \frac{N_i^2}{EA_i} L_i + \sum \int \frac{M_i^2}{EI_i} ds + \sum \int \frac{xV_i^2}{GA_i} \right]_1$$

با صرف نظر از حساب دقیق نیروها طبق تئوری قابها فرض می شود که نقطه صفر لنگر در تیرها و صفحات اتصال در وسط دهانه قرار دارد. (شکل ۲-۴۳ - C) و برای منحنی خیز y یک منحنی سینوسی فرض می شود که فرض مفصلها را در وسط دهانه ارضاء می کند.

$$y(z) = y_m \sin \frac{\pi z}{l} \quad \text{خیز لنگر}$$

$$M(z) = p \cdot y_m \sin \frac{\pi z}{l} \quad \text{خمش در اثر خیز عبارتست از}$$

$$V(z) = \frac{dM(z)}{dz} = \pi \frac{p y_m}{l} \cos \frac{\pi z}{l} \quad \text{و نیروی برشی}$$

بعلت متقارن بودن سطح مقطع نیروهای محوری در اثر این لنگر عبارتند از :

¹ که در آن ni, mi, vi به ترتیب نیروی محوری و لنگر و نیروی برشی عضو i بوده و Ai, Ii سطح مقطع و کشتاور ماند مقطع عضو می باشد. E ضریب کشسانی و G ضریب برشی و x ضریب پخش برش می باشد.

$$N_1 = -N_2 \frac{M(z)}{b} = \frac{P \cdot y_m}{b} \sin \frac{\pi z}{l}$$

نیروی T در وسط تیر قاب تیر (وسط صفحات اتصال) عبارتست از :

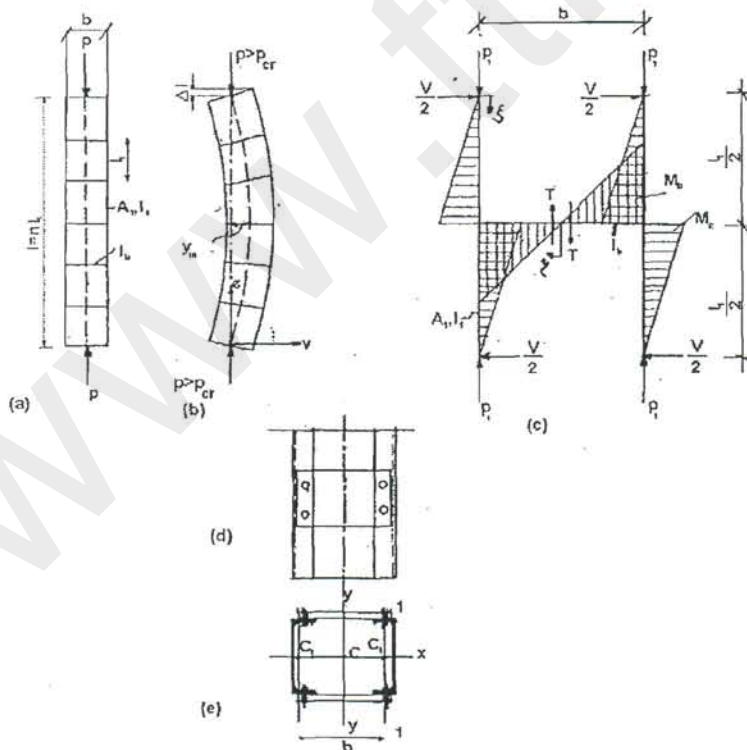
$$T = \frac{V(z) \cdot l_1}{b} = p \cdot \frac{y_m}{l} \cdot \frac{l_1}{b} \cos \frac{\pi z}{l}$$

$$M_1(\xi) = \frac{V(z)}{2} \xi = p \frac{y_m}{l} \frac{\pi \xi}{2} \cos \frac{\pi z}{l}$$

لنگر در ستون قاب تیر

$$M_b(z) = T \xi = p \frac{y_m}{l} \cdot \frac{l_1}{b} \cos \frac{\pi z}{l}$$

لنگر در تیر قاب تیر (صفحه اتصال)



شکل ۲-۴۰

با گذاشتن روابط بالا در رابطه انرژی تغییر شکل خواهیم داشت :

$$A_i = \frac{1}{2} \left[\sum \frac{N_1^2}{EA_1} l_1 + \sum \frac{N_2^2}{EA_1} l_1 + 2 \sum \int_0^{l_1/2} \frac{M_1^2}{EI_1} ds + \sum \int_0^{e/2} \frac{Mb^2}{EI_b} ds \right]$$

برای شبکه i تیر فشاری هر گاه نیروی محوری تیر در طول l_1 ثابت فرض شود مقادیر زیر برای اعضای رابطه بالا بدست می آیند .

$$\sum_{i=1}^n \frac{N_i^2 l_i}{EA_1} = \sum_{i=1}^n \frac{P^2 y_m^2}{b^2} \cdot \frac{1}{EA_1} \sin^2 \frac{\pi Z_i}{l} l_1 = \frac{P^2 y_m^2 l_1}{e^2 EA_1} \sum_{i=1}^n \sin^2 \frac{\pi Z_i}{l}$$

به علت تقارن داریم :

$$\sum_{i=1}^n \sin^2 \frac{\pi Z_i}{l} = \sum_{i=1}^n \cos^2 \frac{\pi Z_i}{l}$$

$$\sum_{i=1}^n (\sin^2 \frac{\pi Z_i}{l} + \cos^2 \frac{\pi Z_i}{l}) = n \cdot 1$$

و همچنین

$$\sum_{i=1}^n \sin^2 \frac{\pi Z_i}{l} = \sum_{i=1}^n \cos^2 \frac{\pi Z_i}{l} = \frac{n}{2} = \frac{l}{2l_1}$$

و از اینجا

بدین ترتیب مقادیر زیر بدست خواهند آمد :

$$\sum_{i=1}^n \frac{N_i^2 l_i}{EA_1} = \frac{P^2 y_m^2 l_1}{b^2 EA_1} \cdot \frac{n}{2} \sum \frac{N_i^2 l_i}{EA_1} = \frac{P^2 y_m^2 l_1}{b^2 EA_1} \cdot \frac{n}{2}$$

و برای سایر اعضا خواهیم داشت :

$$2 \times 2 \sum \int_0^{l_1/2} \frac{M_1^2}{EI_1} ds = 4 \sum_{i=1}^n \int_0^{l_1/2} \frac{P^2 y_m^2}{EI_1} \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cos^2 \frac{\pi z}{l} \cdot \frac{z^2}{4} d\xi = \frac{\pi^2}{48} \cdot \frac{P^2 y_m^2 l_1^2}{EI_1 l}$$

$$\sum_0^{\frac{b}{2}} 2 \int \frac{M_b^2}{EI_b} ds = \sum_{i=1}^n 2 \int_0^{\frac{b}{2}} \frac{P^2 y_m^2 \pi^2}{EI_b l^2} \cdot \cos^2 \cdot \frac{\pi Z_i}{l} \cdot \frac{L_1^2}{e^2} \xi^2 d\xi = \frac{\pi^2}{24} \cdot \frac{P^2 y_m^2 l b}{EI_b l}$$

بدین ترتیب برای انرژی داخلی رابطه زیر به دست می آید :

$$A_i = \frac{P^2 y_m^2 l}{2b^2 EA_1} + \frac{P^2 y_m^2 l_1^2}{EI_1 l} \cdot \frac{\pi^2}{96} + \frac{P^2 y_m^2 l_1 b}{EI_b l} \cdot \frac{\pi^2}{48}$$

$$\Delta l = \frac{1}{2} \int_0^l y^2 dz \quad \text{انرژی نیروهای خارجی در طول } \Delta l \text{ با مقدار}$$

$$A_a = P \Delta l = p \frac{y_m^2}{l^2} \cdot \frac{\pi^2}{2} \int_0^l \cos^2 \frac{\pi Z}{l} dz = P y_m^2 \cdot \frac{\pi^2}{4l} \quad \text{عبارت است از :}$$

طبق رابطه تعادل انرژی $A_i - A_a = 0$ و از اینجا نیروی کمانش به دست می آید:

$$P_{cr} = \frac{\frac{\pi^2}{l^2}}{\frac{2}{b^2} \cdot \frac{1}{EA_1} + \frac{y^2}{l^2} \left(\frac{l_1^2}{24EI_1} + \frac{l_1 b}{12EI_b} \right)}$$

$$I_y = 2I_{y1} + 2A_1 \left(\frac{b}{2} \right)^2 \cong A_1 \frac{b^2}{2} \quad \text{و چون}$$

رابطه بالا به این صورت نوشته می شود :

$$P_{cr} = \pi^2 \frac{EI_y}{l^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{l_1^2}{l_2} \cdot \frac{I_y}{I_1} \times 0.41 + \frac{l_1 b}{l^2} \cdot \frac{I_y}{I_b} \cdot \frac{\pi^2}{12}}$$

و یا

$$P_{cr} \cong \pi^2 \frac{EI_y}{l^2} \cdot \frac{1}{1 + 0.5 \frac{l_1^2}{l_2} \cdot \frac{I_y}{I_1}}$$

یعنی اثر صفحات بست (عضو سوم مخرج) را می توان با حذف عضو سوم مخرج و ازدیاد عضو دوم در نتیجه دخالت داد. بطوریکه محاسبات عددی نشان میدهد تفاوت دو جواب بسار ناچیز است.

$$F_{cr} = \pi^2 E \frac{1}{\frac{AI^2}{I_y} + 0.5 \frac{AI_1^2}{I_1}} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2 y_e} \quad \text{پس داریم: (۲-۹۱)}$$

که در آن

$$\lambda_{ye}^2 = \frac{AI^2}{I_y} + \frac{(0.5A)I_1^2}{I_1} = \lambda_y^2 + \lambda_1'^2$$

$$\lambda_{ye}^2 = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1'^2}$$

$$\lambda_y^2 = \frac{I^2}{i_y^2} = \frac{I^2 A}{I_y}, \lambda_1'^2 = \frac{I_1^2}{I_1^2} = \frac{I_1^2}{I_1} A_1, A_1 = 0.5A$$

هرگاه بجای دو تیر m تیر موجود باشد (شکل ۲-۴۱) فرمول ضریب لاغری معادل عبارت خواهد بود از:

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2} \lambda_{1y}^2} \quad (۲-۹۲)$$

و هرگاه محور $X-X$ هم محور بی مصالح باشد (شکل ۲-۴۳) آن وقت برای کمانش حول این محور یک ضریب لاغری معادل λ_{xe} بدست می آید.

$$\lambda_{xe} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{m'}{2} \lambda_{1x}^2}$$

m' تعداد تیرها در جهت Y است به جدول ۲-۱۸ نیز مراجعه شود.

فرمولهای بالا در پایین بطور تکمیل تشریح میشوند.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}, \lambda_x = \frac{L_{kx}}{r_x} \quad I_x \text{ ممان اینرسی تمام نیمرخ تیر حول محور } x$$

$$I_y, r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}, \lambda_y = \frac{L_{ky}}{r_y} \quad I_y \text{ ممان اینرسی تمام نیمرخ حول محور } y$$

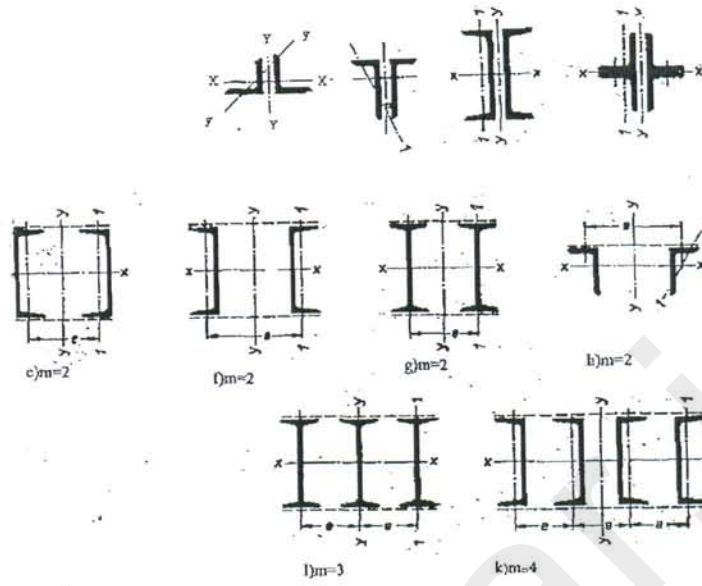
ممان اینرسی یک نیمرخ حول محور ۱-۱ (۱-۱ محور ضعیف یک نیمرخ)

$$r_1 = \sqrt{\frac{I_1}{A_1}}, \lambda'_{y1} = \frac{l_{1y}}{r_1}, \lambda'_{x1} = \frac{l_{1x}}{r_1} \quad (۲ - ۴۴) \text{ طبق شکل } I_{1x}, I_{1y}$$

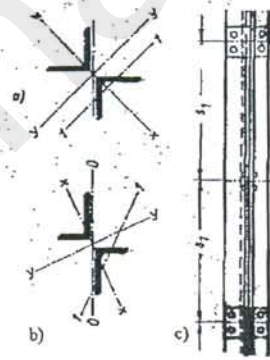
A سطح مقطع تمام نیمرخ تیر و A_1 سطح مقطع یک نیمرخ

l_{kx} طول کمانش قاب تیر حول محور و l_{ky} طول کمانش قاب تیر حول محور y

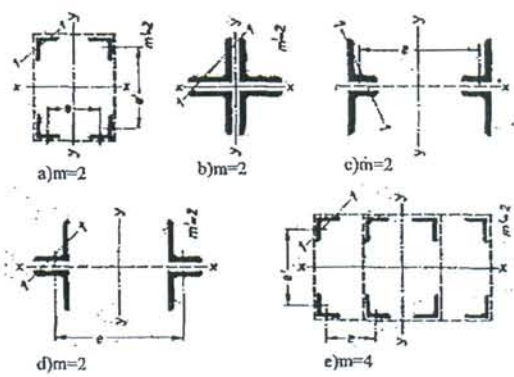
www.ttr.ir



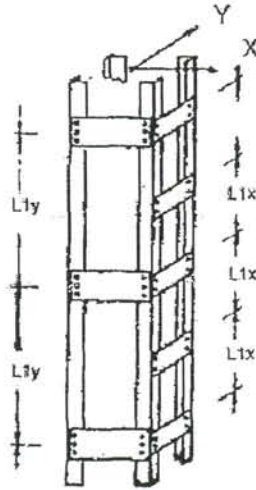
(شکل ۴۱-۶)



(شکل ۴۲-۶)



(شکل ۴۳-۶)



شکل ۲ - ۴۴ - ستون مشبک در دو جهت

ضوابط طراحی برای قاب تیرها براساس مساف

مساف قاب تیرها را بعنوان ستونها و اعضای فشاری مرکب با قیدهای موازی ذکر کرده است و در بند ۱۰ - ۱ - ۵ - ۴ ب ضوابط طراحی را برای محور بدون مصالح λ بشرح زیر مشخص کرده است (برای دو نیمرخ $m = 2$)

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2} \lambda_1'^2} = \lambda_y \sqrt{1 + \frac{2}{\lambda_y^2} \lambda_1'^2} = \lambda_y k_1$$

در رابطه انرژی برای بدست آوردن $\lambda_1'^2$ از مقاومت برشی بستها نیز استفاده شده است و رابطه زیر بدست می آید:

$$\lambda_1'^2 = 0.822 \left[\frac{A}{A_b} \cdot \frac{l_b}{(r_b)^2} + \left(\frac{l_1}{r_1} \right)^2 \right]$$

پس مقدار K_1 برابر است با :

$$K_1 = \sqrt{1 + \frac{0.822}{\lambda_y^2} \left[\frac{A}{Ab} + \frac{l.b}{r_b^2} + \left(\frac{l_1}{r_1} \right)^2 \right]} \geq 1$$

ضریب لاغری ایده آل یا ضریب لاغری مؤثر برابر است با : $\lambda_{ye} = k \lambda_y$

l_1 = فاصله قیدها از هم

A = سطح مقطع کلی نیمرخهای عضو فشاری $A = \sum A_1$

A_b = سطح مقطع یک جفت قیدافقی (عضوبست) $A_b = 2A_{b1}$

r_b = شعاع ژیراسیون قید افقی نسبت به محوری که تحت خمش قرار می گیرد .

b = فاصله مرکز ثقل دو نیمرخ از یکدیگر

r_1 = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخهای فشاری (هر نیمرخ به تنهایی)

برای کمانش حول محور X ، زمانی که محور X هم محور بدون مصالح می باشد ، رابطه مشابهی برقرار است .

در جدول ۲ - ۱۷ الف بطور اختصار ذکر شده و در جدول ۲ - ۱۷ ب روابط طبق DIN 4114

ذکر شده است که برای نیمرخهای مرکب فشاری متشکل از دو یا چند نیمرخ قابل استفاده است .

این ستونها مطابق آئین نامه مساف به صورت زیر طراحی می شوند .

در این آئین نامه فرض آن است که حداقل ۴ قید در اتصال دو عضو وجود دارد که دو عدد از

آنها در دو سر نصب شده است . همچنین λ_1 در شرایط زیر صدق می کند :

$$\lambda_{1x} = \frac{l_{1x}}{r_1} \leq \text{Min}(40, \frac{2}{3}\lambda_x), \lambda_x = \frac{l_{kx}}{r_x}$$

$$\lambda_{1y} = \frac{l_{1y}}{r_1} \leq \text{Min}(40, \frac{2}{3}\lambda_y), \lambda_y = \frac{l_{ky}}{r_y}$$

در این صورت ضریب لاغری مؤثر، مثلاً حول محور Y ، از رابطه زیر بدست می آید:

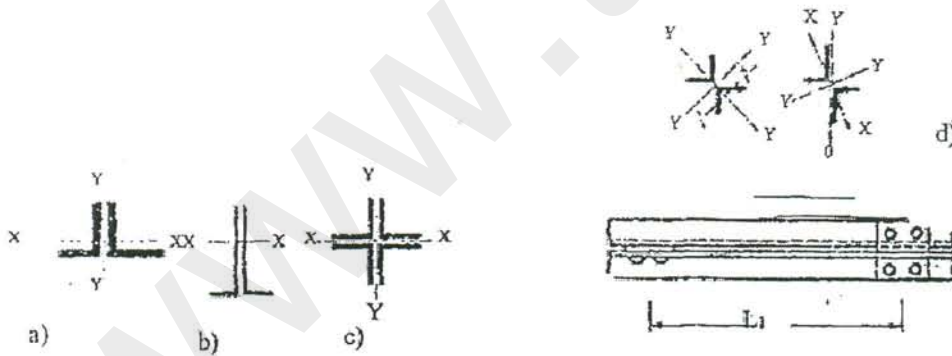
$$\lambda_{ye} = k_1 \lambda_y$$

بقیه ضوابط مربوط به مساف در جدول () ذکر شده است.

۲-۱-۱۳-۱-۲ قاب تیرها با بست فشرده:

موقعیکه فاصله تیرها طبق شکل ۲-۴۵ کم باشد آنوقت تأثیر نیروی برش اضافی Q بر صلبیت

تیر کم می باشد.



شکل ۲-۴۵: قاب تیرها با فاصله خیلی کم نیمرخها به هم دیگر یا نیمرخهای مرکب با اتصال غیر یکسره در کل طول ستون

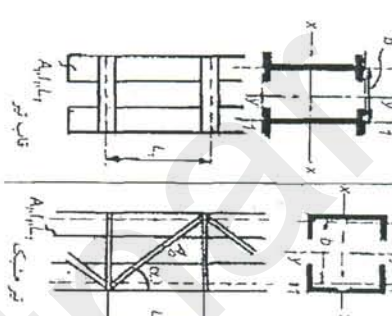
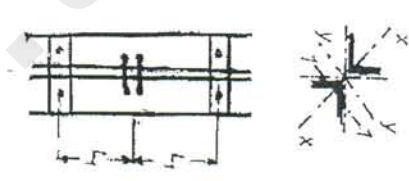
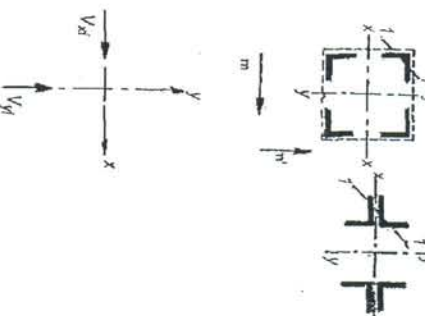
که در آن e فاصله تک تیرها می باشد. ضریب لاغری حداقل تک تیرها برابر است با:

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1}$$

$$\lambda_1 \rightarrow F_a, f_a = \frac{P_1}{A_1} \leq F_a \quad (2-94-b) \quad \text{و از آن داریم:}$$

www.ttnar.ir

جدول ۲-۱۷-ب : ضریب لاغری معادل قاب تیرها و تیرهای مشبک (DIN 4114)

			
Δ_{ye}	$\sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2} \lambda_1^2}$	$\lambda_{xe} = \lambda_x$	$\sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2} \lambda_1^2}$
Δ_{xe}			
Δ_{l^2}	$\left(\frac{l}{n}\right)^2 \pi^2 \frac{f \cdot A}{z \cdot A_D} \cdot l_1 \cdot b^2$		$\left(\frac{l}{n}\right)^2 \pi^2 \frac{f \cdot A}{z \cdot A_D} \cdot l_1 \cdot b^2$

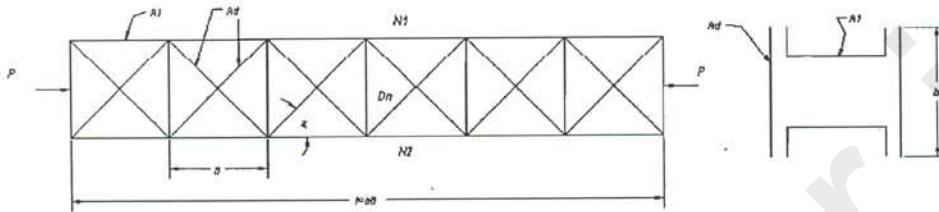
ساختمانهای معمولی	$\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1} \leq \lambda'_x (4 - 3 \frac{f_a}{F_a})$	$\frac{l_1}{r_1} \leq 50$	$\frac{l_{1y}}{r_1} \leq 50(4 - 3 \frac{f_a}{F_{ay}})$ $\frac{l_{1z}}{r_1} \leq 50(4 - 3 \frac{f_a}{F_{az}})$
پسازاری و جرقشیل	$\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1} \leq 0.5\lambda_x$	$\frac{l_1}{r_1} \leq 50$	$\frac{l_1}{r_1} \leq 50$
ساختمانهای معمولی	$\lambda < 50$ احتیاج نیست $V_i = \frac{p}{80} \cdot \frac{0.6F_y}{F_a}$	هر گاه $20r_1 > e$ باشد: $V_i = \frac{p}{80} \cdot \frac{0.6F_y}{F_a} \left[1 + 0.05 \left(\frac{e}{r_1} - 20 \right) \right]$	$V_{zi} = \frac{p}{80} \cdot \frac{0.6F_y}{F_{ay}}$ $V_{xi} = \frac{p}{80} \cdot \frac{0.6F_y}{F_{az}}$
پسازاری و جرقشیل		$V_i = \frac{p}{80} \cdot \frac{0.6F_y}{F_a}$	
$V = V_i + V_q$	$T = \frac{v \cdot l_1}{b}$ $D = \frac{v_i}{z \cdot \sin \alpha}$	$T = \frac{v \cdot l_1}{b}$	$T = \frac{v \cdot l_1}{b}$ $D = \frac{v_i}{z \cdot \sin \alpha}$
<p>مقادیر مربوط به سطح مقطع کل $\lambda_y, \dots, \lambda_x, J_y, J_x, A, P$</p> <p>$I_1$ - ممان اینرسی یک نیمرخ حول محور ضعیف ۱-۱ یا A_1 - سطح مقطع یک نیمرخ $\sqrt{\frac{I_1}{A_1}}$</p> <p>D - طول قطری تیر مشبک و A_d - سطح مقطع قطری و b - فاصله یک نیمرخها و m - تعداد نیمرخها در یک ردیف موازی X-X و m' - تعداد نیمرخها در یک ردیف موازی Y-Y - برش ناشی از بارهای خارجی.</p>			



www.ttnar.ir

۲-۱-۱۴ - تیرهای مشبک :

در اینجا ابتدا یک تیر مشبک عمودی طبق شکل ۲-۴۷ را بررسی می‌کنیم که با ساده کردن جوابهای مربوطه حالات ساده تر میتوانند حساب گردند.



شکل ۲-۴۷

تیرهای مشبک به علت داشتن بستهای قطری سخت تر از قاب تیرها می‌باشند و مخصوصاً موقعی که نیرو غیر مرکزی می‌باشد این تیرهای مشبک بهتر از قاب تیرها می‌باشند برای

بررسی عیناً مثل بخش ۲-۱-۱۳ - عمل می‌کنیم. منحنی خیز $y(z) = y_m \sin \frac{\pi z}{l}$

$$M(z) = PY_m \sin \frac{\pi z}{l} \quad \text{لنگر حاصل از خیز}$$

$$N_1(z) = -N_2(z) = \frac{M(z)}{b} = \frac{PY_m}{b} \sin \frac{\pi z}{l} \quad \text{و این لنگر در تیرها تولید نیروهای محوری}$$

$$V = \frac{dM}{dz} = PY_m \frac{\pi}{l} \cos \frac{\pi z}{l} \quad \text{را می‌کند. نیروی برشی } V \text{ از رابطه}$$

$$D(z) = \frac{v}{2} \cdot \frac{d}{b} \quad \text{بدست می‌آید و نیروی قطری های بطول } d \text{ عبارتست از :}$$

انرژی داخلی عبارتست از :

$$A_i = \frac{1}{2} \sum \frac{N_1^2 l_1}{EA_1} + \frac{1}{2} \sum \frac{N_2^2 l_1}{EA_1} + \frac{1}{2} \sum \frac{D^2 d}{EA_D} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{P^2}{EA_1} \cdot \frac{Y_m^2}{b^2} \cdot l_1^2 \sin^2 \frac{\pi z_i}{l} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{P^2}{EA_1} \cdot \frac{Y_m^2}{b^2} \cdot l_1 \cdot \sin^2 \frac{\pi z_i}{l} + \frac{1}{4} \sum_{i=1}^n \frac{P^2}{EA_D} \cdot \frac{Y_m^2}{b^2} \cdot \frac{d^2 \pi^2}{l^2} \cdot d \cos^2 \frac{\pi z_i}{l}$$

$$\sum_{i=1}^n \sin^2 \frac{\pi z_i}{l} = \sum_{i=1}^n \cos^2 \frac{\pi z_i}{l} = \frac{n}{2} = \frac{l}{2l_1} \quad \text{با توجه به :}$$

$$A_i = P^2 \frac{Y_m^2}{b^2} \cdot \frac{l_1}{EA_1} \cdot \frac{n}{2} + \frac{1}{4} P^2 Y_m^2 \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{d}{EA_D} \cdot \frac{\pi}{2} \quad \text{داریم :}$$

$$A_a = p_0 \Delta l = P \frac{Y_m^2}{l^2} \cdot \frac{\pi^2}{2} \int_0^l \cos^2 \frac{\pi z}{l} \cdot d = P Y_m^2 \frac{\pi^2}{4l} \quad \text{انرژی نیروهای خارجی :}$$

و با توجه به $A_i - A_a = 0$ رابطه زیر بدست می آید .

$$P_{cr} = \frac{\frac{\pi^2 EI_y}{l^2}}{1 + \frac{\pi^2}{2} \cdot \frac{EI_y}{l^2} \cdot \frac{d^3}{b^2} \cdot \frac{1}{EA_D l_1}}$$

و تنش کمانش ایده آل عبارتست از :

$$f_{cr} = \pi^2 E \frac{1}{\frac{l^2 A}{I_y} + \frac{\pi^2}{2} E \frac{d^3}{b^2 l_1} \cdot \frac{A}{A_D}}$$

$$\sigma_{xi} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{yi}^2}$$

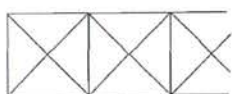
$$\lambda_{yi}^2 = \lambda^2 + \lambda''^2$$

$$\lambda_1' = \pi \sqrt{\frac{A}{2ZA_D} \cdot \frac{d^3}{l_1 b^2}}$$

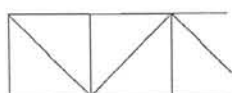
۲۳۰

$$\lambda_1' = \pi \sqrt{\frac{f}{z} \cdot \frac{A}{A_D} \cdot \frac{d^3}{l_1 b^2}} \quad (۹۶-۲) \quad \text{برای حالت کلی:}$$

که در آن مقدار f از نوع شبکه بندی تعیین میگردد و برابر است با:



$$\sum \frac{D^2 d}{EA_D} = \left(\frac{Vd}{2b} \right)^2 \frac{2d}{EA_D} \rightarrow f = 0.5$$



$$\sum \frac{D^2 d}{EA_D} = \left(\frac{Vd}{b} \right)^2 \frac{d}{EA_D} \rightarrow f = 1$$



$$\sum \frac{D^2 d}{EA_D} = \left(\frac{V}{2} \cdot \frac{d}{b/2} \right)^2 \frac{d}{EA_D} \rightarrow f = 2$$

۱-۲-۱۳-۱-۲- محاسبات تیرهای مشبک براساس آئین نامه مساف:

آئین نامه مساف بشرح زیر عمل کرده است:

$$\lambda_e = \alpha \lambda$$

$$\lambda > 40 \Rightarrow \alpha = \sqrt{1 + \frac{300}{\lambda^2}} \quad \text{یعنی} \quad \lambda_1'^2 = \frac{300}{\lambda^2}$$

$$\lambda < 40 \Rightarrow \alpha = 1.1 \quad \text{یعنی} \quad \lambda_1'^2 = 0.21$$

مطابق این آئین نامه، تیرهای مشبک باید با ارضاء شرایط زیر ساخته شوند:

بست های چپ و راست در انتهای عضو، باید به صفحه قید (عمود بر محور طولی عضو) ختم

شوند. همچنین در قسمت های میانی عضو که نظم بست های چپ و راست به علت تقاطع با

عضو دیگری به هم خورده است، باید ورق های قید گذارده شود. ورق های قید انتهایی باید تا

حد امکان به دو انتهای عضو نزدیک باشد. ضخامت ورق های قید نباید از $\frac{1}{50}$ فاصله بین دو خط اتصال دو طرف آن کمتر شود.

اگر وسیله اتصال ورق های قید پیچ یا پرچ باشد. فاصله این وسایل اتصال از یکدیگر در امتداد تنش نباید از ۶ برابر قطر آن ها تجاوز کند ورق های قید باید در اتصال هر طرف خود حداقل ۳ عدد پیچ یا پرچ داشته باشند. در اتصال جوش طول هر خط جوش که ورق قید را متصل می کند نباید از $\frac{1}{3}$ طول ورق کمتر باشد.

بست های چپ و راست را باید طوری قرارداد که لاغری بال محصور بین نقاط اتصال آنها از $\frac{3}{4}$ لاغری تعیین کننده کل عضو بیشتر نشود.

بست های چپ و راست را باید برای تحمل نیروی برشی اضافی که در امتداد عمود بر محور طولی عضو اثر می کند و مقدار آن ۲ درصد نیروی فشاری عضو فرض می شود، محاسبه کرد.

$$V_i = 0.02P \quad (\text{زمانی که هیچ بار جانبی اثر نمی کند})$$

نسبت $\frac{L}{r}$ بست های چپ و راست تکی از ۱۴۰ و بست های ضربداری از ۲۰۰ تجاوز نکند.

بست های ضربداری در محل تقاطع باید به هم وصل شوند. طول آزاد برای محاسبه ضریب لاغری بست های اتصالی، در بست های تکی برابر فاصله بین اتصالات و در بست های ضربداری برابر ۷۰ درصد این فاصله می باشد.

لاغری معادل نسبت به محور بی مصالح از رابطه زیر بدست می آید:

$$\lambda_e = \lambda_i = \alpha \lambda \quad \text{و} \quad \lambda = \frac{KL}{i}$$

$$\lambda > 40 \Rightarrow \alpha = \sqrt{1 + \frac{300}{\lambda^2}}$$

$$\lambda < 40 \Rightarrow \alpha = 1.1$$

۲-۱-۱۳-۳ محاسبه صفحات بست و قطرهای بست :

۲-۱-۱۳-۳-۱ محاسبه نیروی برشی ایده آل :

برای بدست آوردن نیروی برشی ایده آل V_i اولین بار KROHN (۱۹۰۸) از این طرز فکر استفاده نمود که صفحات اتصال و یا اینکه قطرهای اتصال باید همزمان با کمانش تیرهای مرکب کمانه بکشند. بطوریکه از شکل ۲-۴۳-۳ معلوم است بعد از بدست آوردن V_i میتوان نیروی T را که برای اتصال صفحات لازم است بدست آورد. هرگاه برای محور ثقل قاب تیرها دوباره در موقع کمانه کشیدن منحنی خیز $Y(z) = Y_{\min} \sin \frac{\pi z}{l}$ فرض شود میتوان نیروی برشی V را در ستون کناری حساب نمود.

$$v(0) = py'(0) = pY_m \frac{\pi}{l}$$

هرگاه تیر مرکب تا حد گسیختگی کمانه بکشد در تیری که بیشتر از سایرین بار تحمل می کند تنش عبارتست از :

$$f_{cr1} = \frac{P_{cr}}{A} + \frac{P_{cr} Y_m}{s} \quad \rightarrow \quad Y_m = (f_{cr1} - f_{cr}) \frac{s}{P_{cr}}$$

$$v_x(0) = s \frac{\pi}{l} (f_{cr1} - f_{cr})$$

و از اینجا نیروی برشی :

۳۳۳

$$\frac{s}{l} = \frac{I}{\frac{h}{2}l} = \frac{A}{\frac{h}{2}} \frac{I}{A} = \frac{Ai}{\frac{h}{2}l} \cong \frac{A}{\lambda}$$

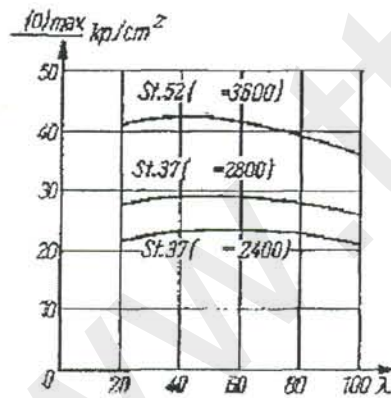
با

$$V_x(0) = A \frac{\pi}{\lambda} (f_y - f_{cr}) : \text{داریم } f_{cr1} = F_y$$

برای یک مقطع مستطیلی شکل $\frac{i}{0.5h} \cong 0.5$ بوده و رابطه بالا قابل تبدیل به رابطه زیر می باشد:

$$\frac{V_x(0)}{A} = \frac{\pi}{A} (f_y - f_{cr})$$

این رابطه در شکل ۲ - ۴۸ رسم شده است.



شکل ۲ - ۴۸

بطوریکه از شکل معلوم است حدود زیر بدست می آیند.

$$ST37 \rightarrow \left(\frac{v(0)}{A}\right)_{\max} = 0.03 \quad t/cm^2 = \frac{1}{33} \quad t/cm^2$$

$$ST52 \rightarrow \left(\frac{v(0)}{A}\right)_{\max} = 0.045 \quad t/cm^2 = \frac{1}{22} \quad t/cm^2$$

از اینجا می توانیم نیروی ایده آل برش را حساب کنیم $V_i = \left(\frac{v(0)}{A}\right)_{\max} \cdot \frac{A}{FS}$.
 که در آن FS ضریب اطمینان کماتش است و برای $FS \approx 1.71$ بدست می آید .
 (و تنش فشاری $F_c = 0.6 F_y$)

$$V_i = \frac{A \cdot F_c}{80} \quad (۲ - ۹۸) \text{ (پل سازی و جرثقیل سازی)}$$

این رابطه در پل و جرثقیل سازی بکار میرود . در ساختمانهای معمولی با استفاده از رابطه

$$A F_c = \frac{P}{F_a} \cdot F_c = P \cdot \frac{F_c}{F_a}$$

$$V_i = \frac{P F_c}{80 F_a} = \frac{P}{80} \cdot \frac{0.6 F_y}{F_a}$$

این رابطه بدست می آید :

این مقادیر در آئین نامه DIN4114 هم پیشنهاد شده اند . در آئین نامه مساف
 رابطه $V_i = 0/02P$ پیشنهاد شده است .

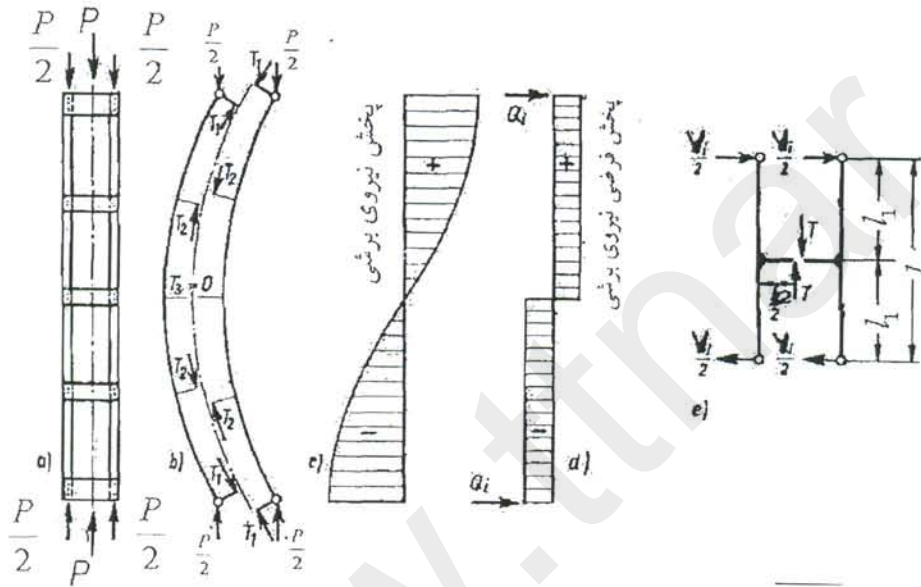
هر گاه نیمرخ دارای دو محور بی مصالح باشد (شکل ۲ - ۲۵) مقدار V_{yi}, V_{ki} برای هر دو محور
 بطور جداگانه محاسبه میگردد .

۲ - ۳ - ۱۳ - ۱ - ۶ تعیین نیروی برشی T برای محاسبه صفحات بست :

بطوریکه شکل ۲ - ۴۹ نشان میدهد هنگام کماتش تیر خم شده و در نتیجه بر روی صفحات
 بست یک نیروی برشی T تأثیر دارد (شکل ۲ - ۴۹ - c) . شکل ۲ - ۴۹ - b تقسیم نیروی
 برشی V_i را بر روی تیر نشان میدهد و ما در عمل از مقدار حداکثر این نیرو که Q_i باشد
 استفاده میکنیم که تقسیم آن بر روی قاب تیر مثل شکل ۲ - ۴۹ - d فرض میشود . بالاخره

شکل ۲-۴۹ طرز بدست آوردن نیروی T را نشان میدهد. شکل ۲-۴۳ تقسیم لنگر را هم نشان میدهد. تعادل نیروها حول نقطه بالای تیر شکل ۲-۴۹ عبارتست از:

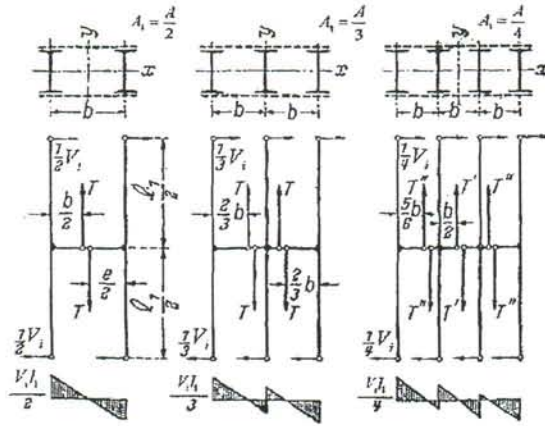
$$\frac{V_i}{2} \cdot l_1 = T \cdot \frac{b}{2} \rightarrow T = \frac{V_i l_1}{b} \quad (۱۰۱-۲)$$



(شکل ۲-۴۹)

هرگاه قاب تیر از سه یا چهار نیمرخ تشکیل شده باشد نقطه صفر لنگر دیگر در وسط صفحه اتصال نبوده بلکه در نقاطی که جدول ۲-۱۸ نشان میدهد میباشد. نیروی برشی T برای هر کدام از این حالتها در جدول ۲-۱۸ ذکر شده است که از تعادل نیروها بدست آمده است.

جدول ۱۸-۲: نیروی برشی T



$$T = \frac{v_i \cdot l_i}{6}$$

$$T = 0.5 \frac{v_i \cdot l_i}{6}$$

$$T' = 0.4 \frac{v_i \cdot l_i}{4} \quad T'' = 0.3 \frac{v_i \cdot l_i}{6}$$

www.ttr.ir

جدول ۱۹-۲ محاسبه صفحات بست و اتصالات آنها

$T_1 = \frac{T}{2}, S = \frac{1}{12} \frac{th^3}{h/2}$	$T_1 = \frac{T}{2}, S = \frac{th^2}{6}$	$T_1 = \frac{T}{2}, S = \frac{th^2}{6}$	$T_1 = \frac{T}{2}, S = \frac{th^2}{6}$
<p>صفحه اتصال</p> $f_b = \frac{M_1}{S_1} < F_b$ <p>$M_1 = T_1 \cdot X$</p> <p>(رجوع به جدول ۱-۵)</p>	<p>صفحه اتصال</p> $f_b \text{ اتصال} = \frac{M_1}{S} < F_b$ <p>(رجوع به جدول ۱-۵)</p> <p>$M_1 = T_1 \cdot X$</p>	<p>صفحه اتصال</p> $F_b \text{ اتصال} = \frac{M_3}{S} < F_b$ <p>$M_1 = T_1 \cdot X$ $M_3 = a_3 \cdot T$</p> <p>(رجوع به جدول ۱-۵)</p>	<p>صفحه اتصال</p> <p>(رجوع به جدول ۱-۵)</p>

دنباله جدول ۱۹-۲ محاسبه صفحات بست و اتصالات آنها

<p>پرسش:</p> $N_{v1} = \frac{T_1}{n}$ <p>(ف) جدول ۴-۴</p> $N_{h1} = M_1 \cdot \frac{f}{h_1}$ $\max N = \sqrt{N_{v1}^2 + N_{h1}^2} < N$	<p>جواب:</p> $T_w = \frac{T_1}{A_{w1}} < F_w$ $A_{w1} = h \cdot a_{w1}$ $f_{bw} = \frac{M_1}{S_w} < F_w$ $S_w = a_{w1} \cdot \frac{h^2}{6}$ $f_{bw} = \sqrt{f_{bw}^2 + f_{vw}^2} < F_{hw}$	<p>جواب:</p> $x = \frac{A_{w1} \cdot a_1 + 2 \cdot A_{w2} \cdot a_2}{A_{w1} + 2A_{w2}}$ $I_{wx} = a_{w1} \frac{h^3}{12} + 2A_{w2} \left(\frac{h}{2}\right)^2$ $I_{wy} = A_{w1}(a_1 - x)^2 + 2A_{w2}\left(x - \frac{a}{2}\right)^2 + 2a_{w2} \cdot \frac{a^3}{12}$ $I_{wp} = I_{wx} + I_{wy}$ $f_w = M_1 \cdot \frac{0.5h}{I_p} < F_w, f_{vw} = \frac{T_1}{A_{w1}} + M_1 \frac{a_1 - x}{I_p} < F_{vw}$ $f_{hw} = \sqrt{f_w^2 + f_{vw}^2}$

۲ - ۱ - ۱۳ - ۳ - ۳ طراحی و محاسبه صفحات بست و اتصال آنها به تیر فشاری:

در طراحی به نکات زیر توجه شود. و در صورتیکه محاسبات لزوم اتصالات بیشتر و قویتر را ایجاب نکند حداقل اتصالات زیر مراعات گردند.

الف) چون نیروی برشی V_i در وسط تیر صفر می باشد (شکل ۲ - ۴۹) لذا بودن بست در این

نقطه بی تأثیر است پس صفحات اتصال در دو انتهای تیر و حداقل در نقاط $\frac{1}{3}$ نصب کردند.

یعنی تعداد شبکه های تیر حداقل ۳ است.

ب) صفحات تقسیم در طول تیر چنان پخش شوند که فاصله میانی آنها مساوی باشد.

پ) صفحات بست، حداقل توسط دو پرچ و یا جوش معادل به تیر اتصال یا بند.

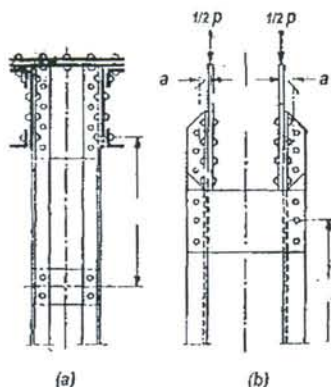
ت) صفحات بست تیر در دو انتها توسط سه پرچ یا جوش معادل وصل گردند (شکل ۲ -

۵۰ c)

ث) صفحات بست حتی الامکان در قسمت داخل صفحات اتصال قرار گیرند (شکل ۲ - ۵۰ a)

در غیر اینصورت در موقع محاسبه صفحات بست باید یک لنگر اضافی معادل $\frac{P.a}{2}$ هم مراعات

شود. (شکل ۲ - ۵۰ - b)



محاسبه صفحه بست :

صفحه بست در عمل مثل یک کنسول عمل می کند که برای آن نیروی برشی T_1 مثل یک بار متمرکز تأثیر دارد بعنوان طول کنسول فاصله X (از وسط صفحه اتصال تا نقطه ثقل وسایل اتصال صفحه اتصال به تیر) در نظر گرفته می شود (جدول ۲ - ۱۹)

نیرویی که بر یک صفحه وارد میشود مساوی $T_1 = \frac{T}{2}$ بوده و لنگر حاصله $M_1 = T_1 x$ می باشد .

$$f_b = \frac{M_1}{S} \langle Fb \text{ : عبارتست از :}$$

که F_b برای قطعات ساختمانی طبق آئین نامه مساف می باشد .

محاسبه اتصال وسائل بست به تیر :

وسائل بست یعنی صفحه یا تیرچه بست مانند یک تیرکنسول عمل می کند که بر آن نیروی برشی T_1 وارد می شود و تحت تأثیر آن ، لنگری معادل M_1 بوجود می آید و وسیله بست باید T_1 و M_1 را انتقال دهد این موضوع در بخش ۴ بطور مشروح انجام گرفته و در جدول ۲ - ۱۹ روابط لازم نوشته شده اند . a_{w2}, a_{w1} بعد جوش بوده و اندیس w برای جوش انتخاب شده است .

حدس ابعاد صفحه اتصال :

طول صفحات بست a معمولاً نایستی بیشتر از ارتفاع نیمرخ باشد و از کنار نیمرخ به بیرون بزند در اتصالات جوشی فاصله a معمولاً کوچکتر از ارتفاع نیمرخ می باشد . پهنای b مطابق این حدود تعیین می گردد .

$$b = (0.5 - 1.0)a \geq 150 \text{ mm}$$

$$b \leq l_1 / 2.5$$

$$t \approx \frac{b}{20} \geq 8 \text{ mm}$$

ضخامت صفحه

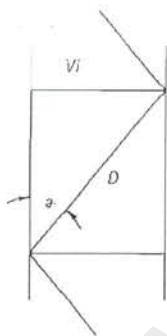
۲-۱-۱۳-۳-۴ محاسبه قطرهای بست تیرهای مشبک:

برای محاسبه قطریهای بست تیرهای مشبک از تعادل نیروها استفاده می کنیم.

$$D = \frac{V_i}{Z \sin \alpha} \quad (10.2-2)$$

که در آن Z تعداد قطریها در صفحات ردیفهای موازی پهلو می باشد سطح مقطع یک

$$A_D = \frac{D}{Fa} \quad (10.3-2) \quad \text{قطری:}$$



Fa برای ضریب لاغری $\lambda_D = \frac{d}{i_D}$ بدست می آید. شعای ژیراسیون نیمرخ قطری میباشد.

۲- ۱- ۱۳- ۴ طراحی تیرهای مرکب :

در اینجا سعی میشود روابطی برای طرح و حدس ابعاد نیمرخها و فاصله بستها داده شود.

الف) تیرهای کوچک و فشرده که در آنها $\lambda_1 \leq \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2}$ است در اینحالت $\lambda_y < \lambda_x$ بوده و

طراحی برای λ_x انجام میگیرد درحالتیکه $x-x$ محور با مصالح تیر باشد آن موقع طراحی مثل تیرهای فشاری معمولی صورت می گیرد.

ب) تیرهای دراز و لاغر که در آنها $\lambda_1 > \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_y^2}$ میباشد در اینحالت معمولاً سعی می شود که مقاومت تیر حول هر دو محور مساوی باشد یعنی :

$$\lambda_{y1} = \lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \rightarrow \lambda_1 = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_y^2} = \lambda_x \sqrt{1 - \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_x}\right)^2}$$

حالتهای زیر تشخیص داده می شوند :

۱- در قاب تیر S_{ky}, I_x, I_y, S_{kx} و I_1 داده شدهاند و همچنین $\lambda_x < \lambda_y$ است. فاصله بستها عبارتست از :

$$l_1 = r_1 \cdot \lambda_y \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{S_{ky}}{S_{kx}}\right)^2 \frac{I_x}{I_y}} \leq r_1 \cdot \max \lambda_1. \quad (104-2)$$

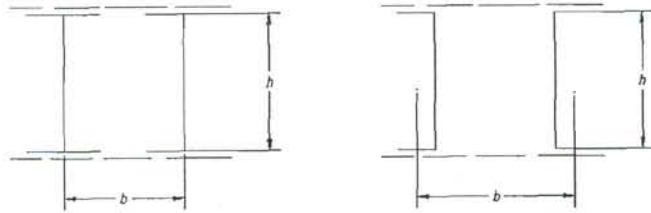
۲- در قاب تیر S_{kx}, I_1, I_x, I_y داده شدهاند و $\lambda_1 < \lambda_x$ است مکان اینرسی I_y عبارتست از:

$$I_y = \left(\frac{S_{ky}}{S_{kx}}\right)^2 \cdot \frac{\lambda_x^2}{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} \cdot I_x \Rightarrow b = 2 \sqrt{\frac{I_y - 2I_1}{A}}$$

پ) بزرگ نمودن فاصله دو تیر یعنی b با ثابت نگهداشتن l_1 مقاومت را بیشتر میکند تا کوچک

نمودن l_1 با ثابت نگه داشتن b

ت) تیرهای مشبک برای نیروی کمانش زیاد، یعنی هر وقت b بزرگ باشد، بکار می روند. معمولاً مواقعی که $h > b$ است.



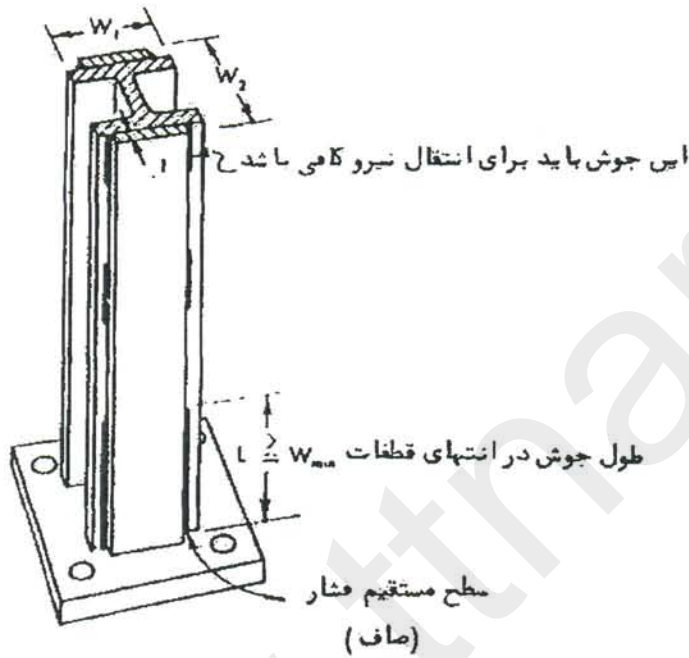
ضوابط مساف در طراحی ستونهای مرکب از چند نیمرخ

۱- در دو انتهای اعضای فشاری ساخته شده از چند نیمرخ که بر روی صفحاتی قرار گرفته اند تمام قطعاتی که با یکدیگر تماس دارند باید توسط پرچها با پیچهایی که فاصله آنها بیش از ۴ برابر قطرشان نبوده و در طولی معادل با $1/5$ برابر بزرگتر بعد مقطع متصل نمود بجای پیچ و یا پرچ میتوان از جوش استفاده کرد طول این جوش باید بیشتر و یا برابر بزرگترین بعد مقطع باشد (شکل الف)

۲- اگر در اتصال نیمرخهای یک قطعه فشاری مرکب از ورق استفاده شده باشد فاصله پرچها، پیچها و یا جوشهای مقطعی که ورق را به نیمرخها متصل می نمایند باید از ۳۳۴ برابر ضخامت نازکترین ورق اتصال بیشتر بوده در هر صورت این فاصله باید بیشتر از ۳۰ سانتیمتر باشد. البته یک چنین فاصله ای برای زمانی است که مطابق شکل (ب) پیچها با پرچها در محاذات یکدیگر قرار گرفته و یا فاصله آزاد بین جوشها در محاذات هم باشند در غیر اینصورت (حالت شکل ب) فاصله حداکثر بین پیچها، پرچها و یا فاصله آزاد جوشها به

۵۰۰ برابر ضخامت نازکترین ورق اتصال و یا ۴۵ سانتیمتر محدود می گردد ۰ در هر صورت

این وسایل اتصالات بایستی جهت انتقال بار نبشی های موجود کافی باشند ۰



(شکل الف)

در صورتی که دو نیمرخ با یکدیگر در تماس مستقیم باشند فواصل آزاد پیچ ، پرچ و یا جوشها

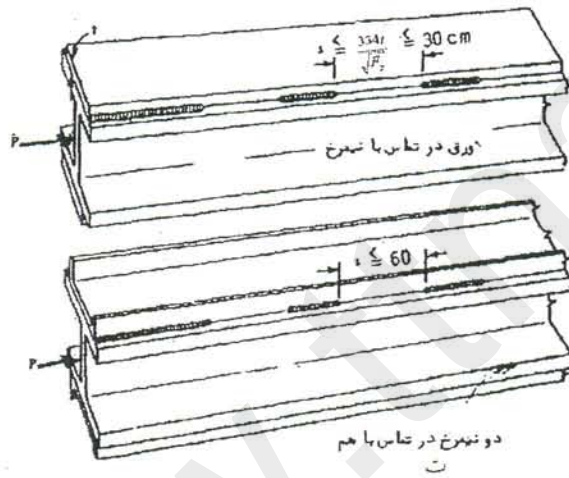
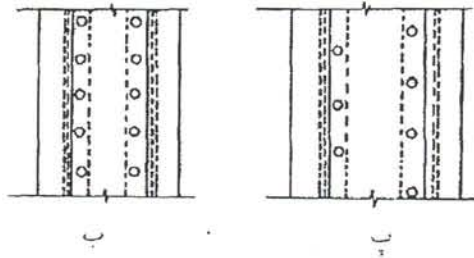
نبایستی بیش از ۶۰ سانتیمتر باشد (شکل ت)

۳- در صورتی که اعضای فشاری از دو یا چند نیمرخ بوده شده که توسط لقمه های منقطعی

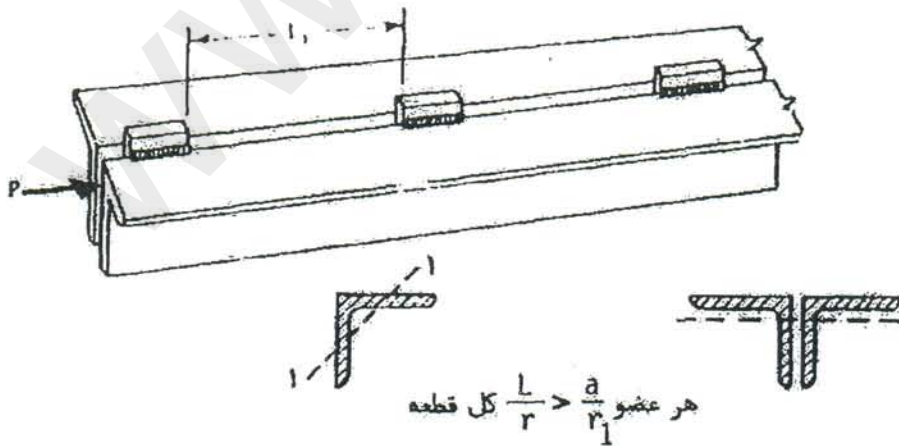
از هم جدا شده اند تشکیل یافته باشند باید نیمرخ در محل این لقمه ها به یکدیگر اتصال

محکمی داشته و فاصله اتصالات طوری باشد که ضریب لاغری L/r هرکدام از نیمرخ ها در

بین نقاط اتصال از حداکثر ضریب لاغری ستوت تجاوز ننماید در محاسبه ضریب لاغری در کدام از نیمرخهای تشکیل دهنده عضو فشاری باید کوچکترین شعاع ژیراسیون را بکار برد.

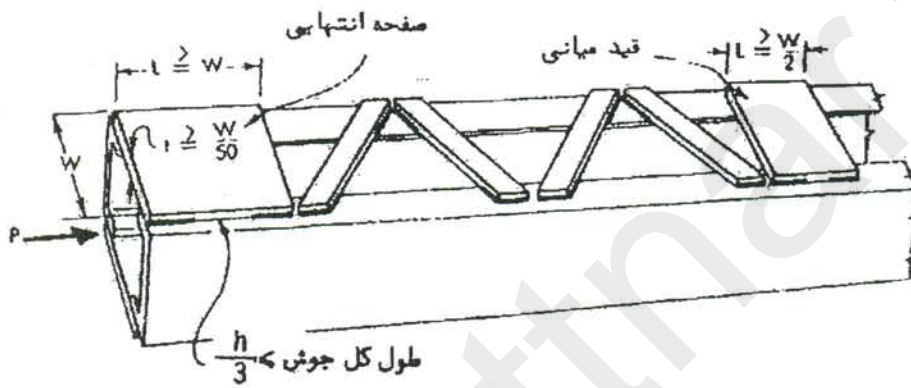


شکل (ت) - اتصال دو عضو به یکدیگر توسط جوش



شکل ث - اتصال دو نیمرخ با لقمه

۴- اگر جهت اتصال قطعات اصلی ستون مرکب از بست چپ و راست استفاده شده باشد در دو انتهای قطعه و همچنین در هر محلی که نظم بستهای چپ و راست به دلیلی به هم می خورد باید از صفحات پیوند افقی استفاده شود اگر در قطعات اصلی فشاری از بستهای چپ و راست استفاده شود طول پیوندهای افقی انتهایی حداقل برابر با فاصله خطوط اتصال دو سر پیوند بوده و طول پیوندهای افقی میانی حداقل نصف این فاصله خواهد بود. (شکل ج) و شکل (چ)



شکل (ج) اتصال با بستهای چپ و راست توسط جوش

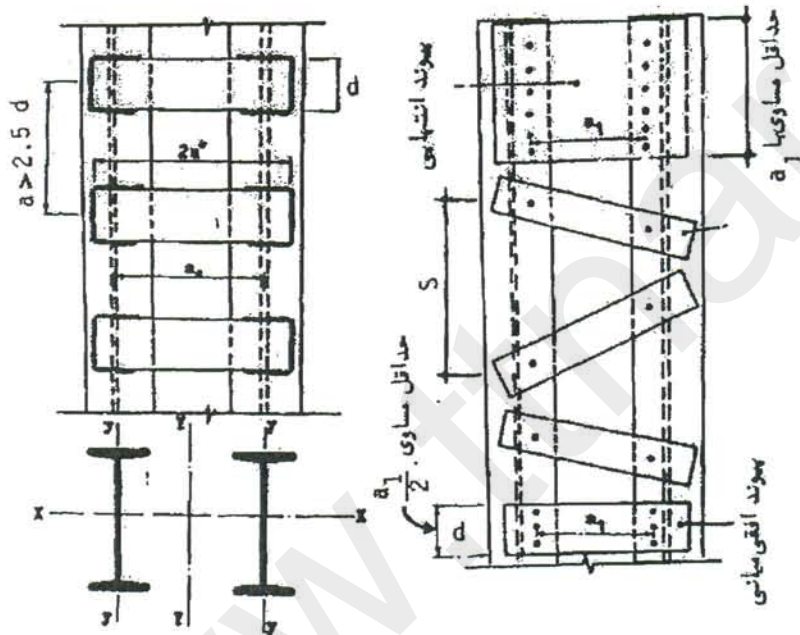
ضخامت این پیوندهای افقی نباید از $\frac{1}{50}$ فاصله مرکز به مرکز اتصال دوسر پیوند کمتر باشد

در اتصالات پیچ و پرچی فاصله پرچها و پیچها در پیوندهای افقی نباید از ۶ برابر قطرشان بیشتر باشد در اتصال هر طرف پیوند باید حداقل از ۳ پیچ با پرچ استفاده شود اگر از جوش

جهت اتصال این پیوند ها استفاده شده باشد طول خط جوش هر طرف پیوند نباید از $\frac{1}{3}$ طول

پیوند کمتر گردد.

در صورت تمایل می توان از پیوندهای افقی به جای بستهای چپ و راست به مانند آنچه قبلاً در ایران متداول است نیز استفاده نمود در این صورت فاصله مرکز به مرکز پیوند ها (a) باید از $\frac{2}{5}$ برابر طول پیوند بیشتر باشد همچنین فاصله جانهای دو نیمرخ اصلی (a) باید مساوی یا کمتر از ۲۰ برابر کوچکترین شعاع ژیراسیون هریک از نیمرخها (r_1) باشد. (شکل ج)



شکل ج - اتصال با بست چپ و راست پیچی شکل (چ) - اتصال با پیوند افقی .

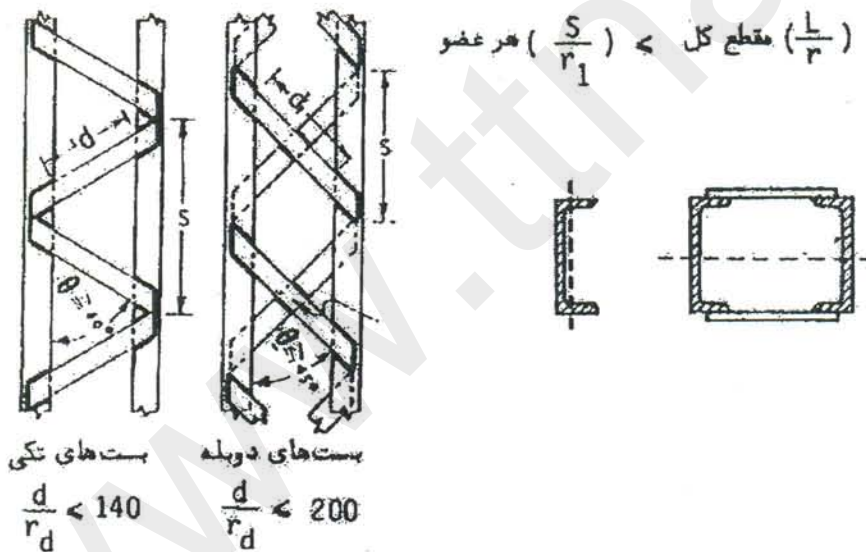
۵- برای بستهای چپ و راست می توان از تسمه، نبشی، ناودانی و یا از سایر نیمرخها استفاده

نمود ضریب لاغری هریک از اعضای اصلی قطعه در فاصله اتصال دو بست چپ و راست $\frac{S}{r_1}$

نبایستی از ضریب لاغری کلی قطعه فشاری تجاوز کند . ضریب لاغری بستهای ساده چپ و

راست ساده نباید از ۱۴۰ و در مورد بست چپ و راست زوج از ۲۰۰ تجاوز کند بستهای چپ و

راست زوج باید در محل تلاقی به یکدیگر متصل گردند طراحی بستهای چپ و راست به مانند طراحی قطعات درجه دوم خواهد بود جهت تعیین لاغری بستهای چپ و راست در بست ساده طول موثر بست برابر با طول آزاد آن در بست زوج ۷۰٪ آن فاصله خواهد بود زاویه تمایل بستهای چپ و راست نسبت به محور قطعه فشاری در بستهای ساده نبایستی از ۶۰ درجه و در بستهای دوبل از ۴۵ درجه کمتر باشد (شکل ح - ز) ردصورتی که فاصله بین خطوط جوش یا پرچ دو سر بست چپ و راست بیش از ۴۰ سانتی متر باشد بهتر است از بستهای دوبل یا از بست ساده یا نیمرخ نبشی استفاده شود.



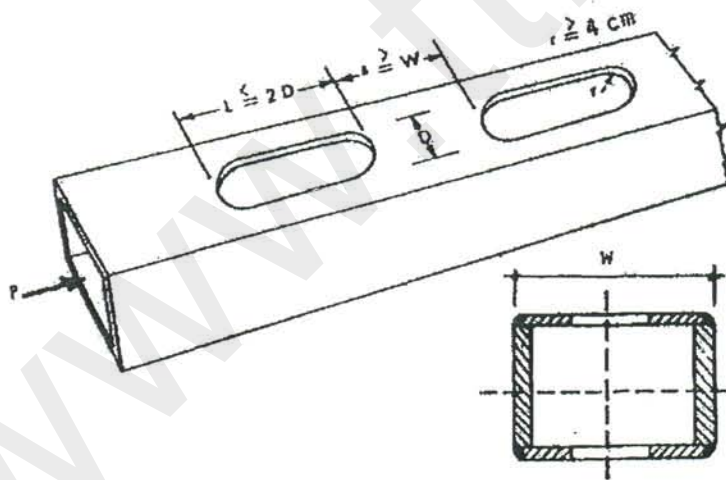
(شکل خ) بستهای چپ و راست

اگر پیوندهای افقی جهت ستون مرکب استفاده شده باشد بهتر است که نسبت $\frac{a}{r_1}$ کوچکتر از

حداکثر دو مقدار $\frac{l}{2r_x}$ و ۵۰ باشد.

بسته‌های چپ و راست و پیوند های افقی را باید طوری طراحی نمود که بتوانند یک نیروی برشی برابر با دودرصد کل بار فشاری که به قطعه فشاری در امتداد محور طولی آن وارد می شود تحمل نماید .

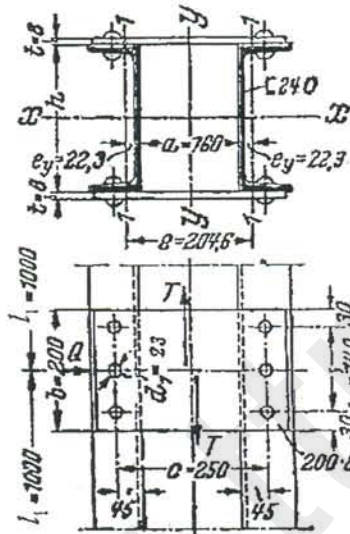
۶- اگر از صفحات سوراخ دار جهت اتصال اعضای اصلی قطعه فشاری استفاده شده باشد سطح خالص مقطع قطعه فشاری بایستی قادر به تحمل تنشهای فشاری باشد و علاوه بر آن مشخصات ابعادی صفحه سوراخ دار باید منطبق بر ضابطه مساف بوده و نسبت طول سوراخ به عرض آن بیشتر از ۲ نباشد و فاصله لب به لب سوراخها (در قسمت پر صفحه) بایستی حداقل برابر با فاصله پیچ، پرچ و یا جوش اتصال دو صفحه به اعضای اصلی قطعه بوده و شعاع منحنی لبه سوراخها بیشتر از ۴ سانتی متر باشد (شکل د)



(شکل د- اتصال با صفحه سوراخ دار)

مثال ۱۰:

کنترل تنش در تیر فشاری شکل ۲ - ۵۱ از پروفیل I بوسیله پرچکاری ساخته شده است. نیروی فشاری $P = 700$ ، $S_{KX} = S_{KY} = 7.00m$ فاصله بستها $l_1 = 1.00m$ فولاد ST37 بارگذاری عادی



شکل ۲ - ۵۱ - ستون قاب تیر که بکمک پرچکاری ساخته شده است.

حل:

الف) طبق کتاب اشتال { ۲/۱ بخش 5.3.06.6 } یک پروفیل I ۲۴۰ با $A = 84.6cm^2$ و

نیروی مقاومت $p_{max} = 79/5t$ انتخاب می شود (طبق شکل ۲-۳۳).

$$I_x = 2 \times 3600 = 7200cm^4, I_y = 2 \times 248 + 2 \times 42.3(8 + 2.23)^2 = 9350cm^6$$

$$A = 2 \times 42.3 = 84.6cm^2, r_x = \sqrt{9200/84.6} = 9.22$$

$$r_y = \sqrt{9350/84.6} = 10.5cm, r_1 = 2.42cm^8$$

مشخصات فوق الذکر را می توان از کتاب اشکال { ۳/۱ } بخش 3.3.2.2.2 نیز بدست آورد .

$$\lambda_x = \frac{700}{9.22} = 76, \lambda_y = \frac{700}{10.5} = 67$$

ضریب لاغری معادل حول محور (λ_{ye}) از رابطه زیر بدست می آید (طبق مساف)

$$\lambda_{ye} = K_1 \lambda_y, K_1 = \sqrt{1 + \frac{0.822}{\lambda_y^2} \left(\frac{A L_1 b}{A_b r_b^2} + \lambda_1^2 \right)}$$

که پارامترهای این رابطه در زیر توضیح داده شده و بدست می آیند :

صفحات بست (قید افقی) با مقطع 200×8 می باشد پس داریم :

$$A_b = 2 \times 200 \times 8 = 3200 \text{ mm}^2 \quad \text{مساحت یک جفت قید}$$

$$I_b = 2 \cdot \frac{1}{12} \times 200^3 \times 8 = 1067 \times 10^4 \text{ mm}^2 \quad \text{ممان اینرسی یک جفت قید}$$

$$r_b = \sqrt{\frac{I_b}{A_b}} = 57.7 \text{ mm} \quad \text{شعاع ژیراسیون قید}$$

$$b = e = 204.6 \text{ mm} \quad \text{فاصله مراکز ثقل پروفیل ها}$$

$$l_1 = 1000 \text{ و } \lambda = \frac{1000}{24.2} = 41 = 40 \left(\frac{2}{3} \right) \text{ فاصله بست ها } = \frac{2}{3} 67 = 44$$

شرایط استفاده از آن است که الف - حداقل ۴ قید وجود داشته و ب - $\lambda_1 \leq (40, \frac{2}{3} \lambda_y)$ باشد .

$$K_1 = 1.157, \lambda_{ye} = 1.157 \cdot 67 = 78$$

حداکثر ضریب لاغری برابر $\lambda_{ye} = 78$ می باشد که با استفاده از این ضریب لاغری داریم :

$$F_a = 0.106 \text{ KN/mm}^2 = 106 \text{ n/mm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{700 \times 10^3}{8460} = 82.7 \text{ N/mm}^2 \langle Fa \rangle$$

توجه: ضریب لاغری موثر با استفاده از رابطه $DIN4114$ بشرح زیر می باشد:

$$\lambda'_1 = \frac{L_1}{r_1} = 41 \rightarrow \lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2}\lambda_1^2} = \sqrt{67^2 + \frac{2}{2}41^2} = 78/5$$

که برابر مقدار بدست آمده در آئین نامه مساف است.

کنترل صفحات بست و اتصال آنها

اتصال صفحات بست بوسیله پرچهای $\phi 23$ انجام می شود و بنابراین ممان اینرسی صفحه اتصال

$$I_{ma} = \frac{1}{2}I_b - I_{سوراخ} \quad \text{در مقطع } mn \text{ برابر است با:}$$

$$I_{mn} = \frac{1067 \times 10^4}{2} - 2 \times 23 \times 8 \times 70^2 = 353 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

اساس مقطع صفحه اتصال برابر است با

$$S = \frac{I_{mn}}{\frac{h}{2}} = \frac{353 \times 10^4}{\frac{200}{2}} = 353 \text{ mm}^2$$

نیروی برشی قیدها برابر است با:

$$V = 0.02P = 0.02 \times 700 = 14 \text{ KN}$$

نیروی برشی جان

$$T_1 = \frac{VL_1}{2b} = \frac{14 \times 1000}{2 \times 204.6} = 34.2 \text{ KN}$$

نیروی برشی یک قید

$$M_1 = T_1 \frac{b}{2} = 34.2 \frac{250}{2} = 427.5 \text{ KN.m}$$

لنگر یک تیر

که در آن C فاصله مرکز ثقل اتصال (مطابق شکل) می باشد.

کنترل تنش برشی قید (صفحه بست)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{200}{8} = 2.5 < 65 \rightarrow F_v = 95 \frac{N}{\text{mm}^2} = 0.4F_y = 0.4 \times 240$$

$$F_v = 1.5 \frac{T_1}{A_b} = 32 \frac{N}{\text{mm}^2} < F_v \quad \text{کنترل تنش خمشی} :$$

$$F_b = \frac{M_1}{S} = \frac{4275}{35300} = 0.121 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} = 121 \frac{N}{\text{mm}^2} < F_b = 160 \quad \text{کنترل وسایل اتصال} :$$

نیروی قائم بر برج

$$N_{r1} = \frac{T_1}{n} = \frac{34.2}{3} = 1104 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

که در آن n تعداد پرچها

در اتصال یک قید به پروفیل می باشد .

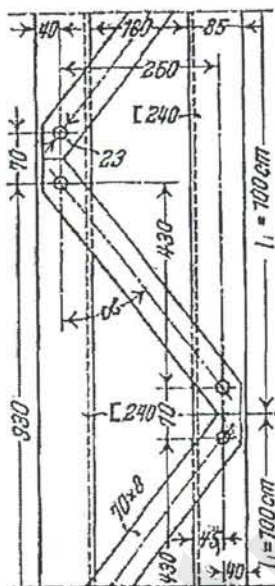
نیروی افقی برجهای خارجی که در آن d فاصله پرچهای خارجی می باشد

$$N_{h1} = \frac{M_1}{d} = \frac{1475}{140} = 30.5 \text{KN}$$

$$N = \sqrt{N_{r1}^2 + N_{h1}^2} = 32.6 \text{KN} < 59.8 \text{KN}$$

مثال ۱۱

مثال قبلی با این تفاوت که تیر ستون مشبک ساخته شود.



شکل ستون با مقطع ناودانی ۲۴۰ (I I) بصورت مشبک با استفاده از وسایل اتصال

پرچ

حل:

$$A = 84.6 \text{ cm}^2, \lambda_x = 76, \lambda_y = 67$$

در این حالت ضریب لاغری معادل حول محور Y از رابطه زیر بدست می آید

$$\lambda_{xe} = \alpha \lambda_y$$

که در آن α تابعی از λ_y می باشد قبل از تعیین α بایستی عنصر قطری کنترل شود

$$d = \sqrt{250^2 + 430^2} = 497 \text{ mm} \quad \text{طول قطری}$$

ورق قطری مطابق شکل ۷۰×۸ می باشد و مشخصات این ورق عبارت است از :

مساحت مقطع قطری

$$A_d = 70 \times 8 = 560 \text{ mm}^2$$

$$I_d = \frac{1}{12} \times 70 \times 8^3 = 2987 \text{ mm}^4$$

$$i_d = \sqrt{\frac{I_d}{A_d}} = 2.3 \text{ mm}$$

$$\lambda_d = \frac{d}{i_d} = 215 < 140$$

ممان اینرسی مقطع قطری حول محور ضعیف ورق

شعاع ژیراسیون

(بند ۱۰-۱-۵-۴ آیین نامه)

پس مقطع قطری را عوض می کنیم و زا صفحه ۳۲×۸۰ استفاده می کنیم

$$A_D = 80 \times 32 = 2560 \text{ mm}^2$$

$$A_d = 2560 \text{ mm}^2 \quad I_d = 218453 \text{ mm}^4 \quad i_d = 9.24 \text{ mm} \quad \lambda_d = 53.6 < 140$$

ضریب لاغری قطری نباید از $\frac{3}{4}$ بیشترین ضریب لاغری قطری کلی بیشتر باشد

$$\lambda_y = 67 > 40 \Rightarrow \alpha = 101$$

$$\lambda_{ye} = 101 \times 67 = 73.7 \Rightarrow F_\alpha = 109 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\lambda_d < \frac{3}{4} \times 73.7 = 55.3$$

$$F_a = \frac{P}{A} = 82.7 < F_\alpha$$

کنترل قطری ها:

$$V = 0.02P = 14 \text{ KN}$$

نیروی برش جانبی

$$D = \frac{V}{2 \sin \beta} = \frac{14}{2 \times \frac{250}{497}} = 13.6 \text{ KN}$$

نیروی محوری در قطری

$$\lambda_d = 53.8 \Rightarrow F_{a0} = 136 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_a = \frac{D}{A} = \frac{13.9 \times 10^3}{2560} = 5.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < F_{aD}$$

تذکر: ضریب لاغری موثر با استفاده از رابطه DIN4114 بشرح زیر محاسبه می گردد

$f =$ ضریب شکل طبقه بندی

$$\lambda_1'^2 = \Pi_1^2 \cdot \frac{f \cdot A}{Z \cdot A_{D1}} \cdot \frac{d^3}{L_1 \cdot b^2} = \Pi_1^2 \cdot \frac{1 \times 84.6}{2 \times 25.6} \times \frac{49.7^3}{100 \times 20.46^2} = 46.7 \quad Z = \text{تعداد قطریها}$$

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{M}{2} \lambda_1'^2} = \sqrt{67^2 + \frac{2}{2} 46.7} = 67.3$$

بطوریکه ملاحظه می شود ضریب لاغری موثر کمتر از مقدار محاسبه شده توسط مساف است

مثال ۱۲

ستون مرکب از دوناودانی ۱۶۰ با قید های افقی با مشخصات زیر داده شده است

$$P = 32 \text{ KN}$$

نیروی محوری

$$S_{kx} = S_{ky} = 4750 \text{ mm}^2$$

طول کمانش

$$L_1 = 679 \text{ mm}$$

فاصله بستها

فولاد St37 و بارگذاری عادی می باشد این ستون کنترل شود.

حل -

با استفاده از مشخصات 160] مشخصات مقطع ستون عبارت است از

$$I_x = 1850 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_y = 3367 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A = 4800 \text{ mm}^2 \quad i_x = 62.1 \text{ mm} \quad i_y = 83.8 \text{ mm} \quad i_1 = 18.9$$

$$\lambda_x = \frac{S_{1kx}}{i_x} = 76$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = 57$$

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1} = 36$$

$$A_b = 2 \times (8 \times 130) = 2080 \text{ mm}^2$$

$$I_b = 2 \times \left(\frac{1}{12} \times 8 \times 130^3 \right) = 293 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$i_b = 37.5 \text{ mm}$$

$$b = 160 + a_w = 165.5$$

$$l_1 = 679 \text{ mm}$$

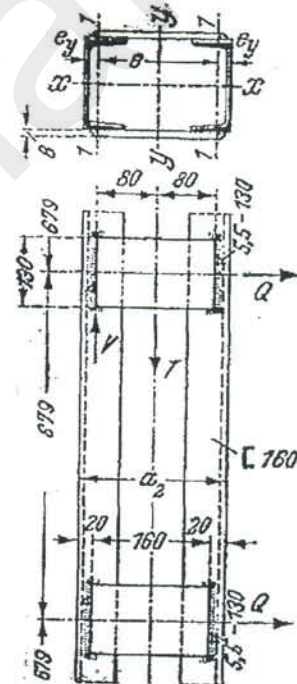
$$K_1 = \sqrt{1 + \frac{0.822}{\lambda_y^2} \left(\frac{A}{A_b} \cdot \frac{l_{1b}}{i_b^2} + \lambda_1^2 \right)} = 1.17$$

$$\lambda_{ye} = K_1 \lambda_y = 1.17 \times 57 = 66.8$$

$$\max(\lambda_x, \lambda_{ye}) = 76 \Rightarrow F_a = 107.5 \text{ N/mm}^2$$

$$F_a = \frac{p}{A} = \frac{392 \times 10^3}{4800} = 81.7 \text{ N/mm}^2 < F_a$$

مشخصات قید افقی :



کنترل صفحات بست:

صفحات بست از $p160 \times 130 \times 8$ می باشد. نیروی برشی جانبی برابر است با :

$$V = 0.02p = 0.02 \times 392 = 784 \text{ KN}$$

PDA

$$T_1 = \frac{V \cdot l_1}{2b} = \frac{8.84 \times 679}{2 \times 163.2} = 16.3 \text{ KN}$$

$$M_1 = T_1 \times 83 = 1353 \text{ KN.mm}$$

$$S_{\text{صفحه}} = \frac{1}{6} \times 8 \times 130^2 = 22500 \text{ mm}^3$$

$$F_b = \frac{M_1}{S_{\text{صفحه}}} = \frac{1353 \times 10^3}{22500} = 60.1 \text{ N/mm}^2 < F_b = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$F_v = \frac{T_1}{A} = \frac{16.3 \times 10^3}{103 \times 8} = 15.7 \text{ N/mm}^2 < F_v = 96 \text{ N/mm}^2$$

برای اتصال صفحه از جوش به بعد $a_w = 5.5 \text{ mm}$ و طول $l_w = 130 \text{ mm}$ استفاده می کنیم.

$$A_w = 5.5 \times 130 = 715 \text{ mm}^2$$

$$S_w = 5.5 \times 130^2 / 6 = 15500 \text{ mm}^3$$

جوش با کیفیت کنترل شده (ضریب بازرسی $\phi = 1$)

$$F_{bw} = \frac{M_1}{S_w} = 87.3 \text{ N/mm}^2 < 130 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{vw} = \frac{T_1}{A_w} = 22.8 \text{ N/mm}^2 < 130 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{hw} = \sqrt{87.3^2 + 22.8^2} = 90.2 \text{ N/mm}^2 < 130 \text{ N/mm}^2$$

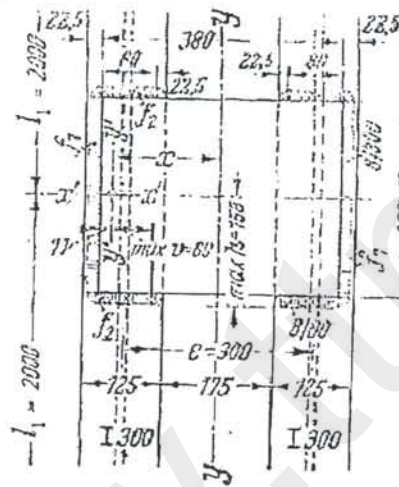
ستون شکل زیر با 2INP 300 کنترل شود. نیروی فشاری محوری $P = 1500 \text{ KN}$ و طول کمانش $S_k = 8000 \text{ mm}$ می باشد. فاصله محور ثقل میانی دو ستون $e = 300 \text{ mm}$ و اعداد

مقطع به شرح زیرند:

$$I_y = 32 \times 10^7 \text{ mm}^4 \quad i_y = 152 \text{ mm}$$

$$I_x = 19.6 \times 10^7 \text{ mm}^4 \quad i_x = 119 \text{ mm}$$

$$I_1 = 25.6 \text{ mm}^2 \quad A = 13800 \text{ mm}^2$$



جوش صفحه بست به ستون

صفحات بست از $p/300 \times 12$ و به فواصل $l_1 = 2000 \text{ mm}$ و بعد جوش $a_w = 6 \text{ mm}$ می

باشد.

کنترل تنش ستون:

ضرایب لاغری به شرح زیر می باشند:

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{8000}{152} = 52.6$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} = 67$$

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1} = \frac{2000}{25.6} = 76$$

مشخصات صفحات بست (قید های افقی):

$$A_b = 2(300 \times 12) = 7200 \text{ mm}^2$$

$$I_b = 2 \times \frac{1}{12} \times 12 \times 300^3 = 5.4 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$i_b = \sqrt{\frac{I_b}{A_b}} = 86.6 \text{ mm}$$

$$b = 360 \text{ mm}$$

فاصله مرکز به مرکز اتصالات که در زیر محاسبه شده است.

$$L_1 = 2000 \text{ mm}, k_1 = 1.36$$

$$\lambda_{ye} = k_1 \lambda_y = 71.5 > \lambda_x \Rightarrow F_a = 110.9 \text{ N/mm}^2$$

$$F_a = \frac{P}{A} = \frac{1500 \times 10^3}{13800} = 108.7 \text{ N/mm}^2 < 110.9$$

$$V_i = 0.02P = 0.02 \times 1500 = 30 \text{ KN}$$

نیروی برشی ایده آل

$$T_i = \frac{T}{2} = \frac{V_i l_1}{2e} = \frac{30 \times 200}{2 \times 30} = 100 \text{ KN}$$

نیروی برشی هر صفحه بست

$$M_1 = T_1 \cdot x \text{ لنگر حول مرکز ثقل جوش}$$

$$x = \frac{8 \times 300 \times 194 + 2 \times 8 \times 80(190 - 40)}{8 \times 300 + 2 \times 8 \times 80} = 178.7 \approx 179 \text{ mm}$$

$$I_{wx} = \frac{0.8 \times 30^3}{12} + 2 \cdot \frac{8 \times 0.8^3}{12} + 2 \times 8 \times 0.8 \left(\frac{30}{2}\right)^2$$

$$I_{wx} = 1800 + 0.7 + 2880 \approx 4680 \text{ cm}^4$$

$$I_{wy} = \frac{30 \times 0.8^3}{12} + 0.8 \times 30(1.1 + 0.9)^2 + 2 \cdot \frac{0.8 \times 8^3}{12} + 2 \times 0.8 \times 8(4 - 1.1)^2$$

$$= 1.3 + 54 + 68.3 + 107.6 \approx 231 \text{ cm}^4$$

$$I_{wp} = I_{wx} + I_{wy} = 4680 + 231 = 4911 \text{ cm}^4$$

$$M_I = T_I \cdot x = 100 \times 17.9 = 1790 \text{ KNcm}$$

$$F_b = \frac{M_I}{S} = \frac{1790}{1.2 \times \frac{30^2}{6}} = 9.9 \text{ KN/cm}^2 < 16.0$$

$$F_h = \frac{M_I \cdot \max a_h}{I_{wp}} = 1790 \cdot \frac{15.0}{4911} = 5.47 < 13.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_w = M_I \frac{\max a_v}{I_{wp}} + \frac{T_I}{A_{wl}} = 1790 + \frac{6.9}{4911} + \frac{100}{24.0} = 6.68 \leq 13.0 \text{ KN/cm}^2$$

۲ - ۱ - ۹ - ۶ نیروهای فشاری با نیروی مرکزی برای لوله ها و لوله های پر شده با

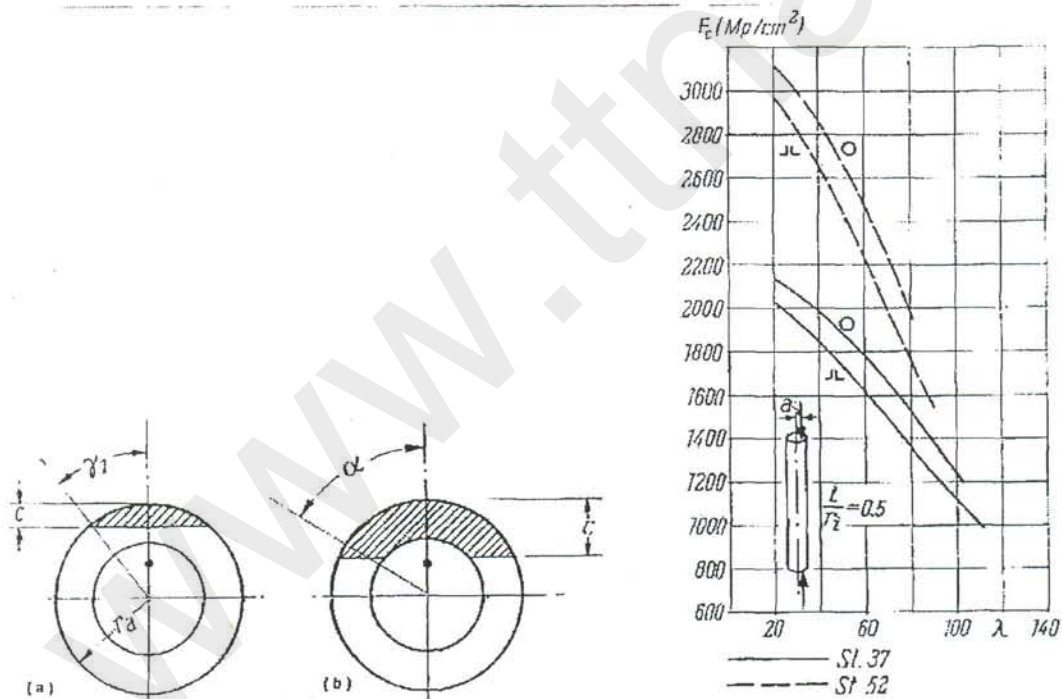
بتن :

بطوریکه آزمایشات و تحقیقات نشان می دهند نیروی کمانش لوله ها تقریباً ۱۳ درصد بیشتر از

سایر پروفیلها می باشد و این موضوع در آئین نامه ها مراعات شده است .

طرز کار عیناً مثل بخش پیش می باشد و از قسمت خمیری سطح مقطع (شکل ۲ - ۳۱ a)

استفاده می شود نتایج آزمایشات در شکل ۲ - ۳۱ b رسم شده اند .



شکل ۲-۳۱

هرگاه داخل لوله بوسیله بتن پر شود نیروی کمانش عبارت است از :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{S_k^2} (E_{st} I_{st} + E_b I_b)$$

$$n = \frac{\text{الاستیسیتیه فولاد}}{\text{الاستیسیتیه بتن}} = \frac{\text{مدول}}{\text{مدول}} = \frac{E_{st}}{E_b}$$

هر گاه n طوری تعریف شود که:

سطح مقطع معادل A_i از فرضیه اینکه کرنش فولاد بتن مساوی باشند ($E_{st} = E_b$) بدست می

آید.

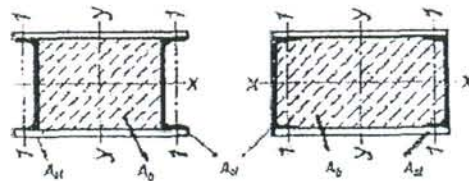
$$A_i = A_{st} + \frac{A_j}{n}; I_i = I_{st} + \frac{I_j}{n}$$

$$r_i = \sqrt{\frac{I_i}{A_i}}, \lambda_{ij} = \frac{S_k}{r_i}, P_{cr} = \frac{\pi^2}{l_k^2} E_{st} I_i \quad (۸۰-۲)$$

در اینجا از خزش بتن صرف نظر شده است. I_i گشتاور جنبشی معادل و r_i شعاع ماند معادل و λ_{ij} ضریب لاغری معادل میباشد.

۱ - ۲ - ۱۳ - ۶ قاب تیرها با هسته بتنی برای انتقال مرکزی نیرو:

درحالتیکه داخل قاب تیرها بوسیله بتن پر شود (شکل ۲ - ۵۵) میتوان از سطح بتن برای حمل نیروی فشاری مرکزی استفاده کرد هرگاه شرایط «الف» تا «ج» برقرار باشد.



شکل ۲ - ۵۵ قاب تیر با هسته بتنی

$$\lambda_x \geq \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad \lambda_1 \leq \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_y^2}$$

الف) تیرهای فشاری کوتاه

$$\lambda_x \leq 80$$

ب)

$$f_{a_i} = \frac{P}{A_{st} + 0.5 \frac{F_B}{F_y} A_B} \leq F_a$$

پ) تنش معادل

$$F_i = \frac{P}{1.33 A_{st}} \leq F_a$$

ت)

$$F_{s^{28}} \geq 16 \quad N/mm^2$$

ث)

ج) بوسیله تدابیر طراحی نیرو در مقام اول بوسیله قسمت فولادی ستون حمل گردد.

$\lambda_x, \lambda_y, \lambda_1$ ضرایب لاغری سطح مقطع فولاد است.

F_Y تنش حد جاری شدن فولاد

F_B حد مقاومت بتن در آزمایشات مکعبی بعد از ۲۸ روز

F_a : تنش مجاز تیر مرکب فشاری بدون در نظر گرفتن اثر بتن

A_{st} سطح مقطع فولاد و A_B سطح مقطع بتن

مثال ۱:

ستونی به ارتفاع 5.25m از فولاد St37 با نیروی فشاری مرکزی $P = 510$ از پروفیل I180 با فاصله محورهای ثقل $e = 188.4$ ساخته شده است و داخل ستون بوسیله بتن

پر شده است فاصله بستها $l_1 = 98.0 \text{ Cm}$ می باشد. ستون کنترل گردد.

حل:

$$A_{st} = 56.0 \text{ Cm}^2$$

$$i_x = 6.95 \text{ cm}, i_y = i_1 = 2.02 \text{ Cm}, L_y = 19.2 \text{ mm}$$

$$A_B = 18 \frac{(188.4 - 2.19/2)}{10} = 270 \text{ Cm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{525}{6.95} = 76 \rightarrow w_x = 1/49$$

$$\sqrt{y} = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2I_{y1}}{2A_1} + \frac{2A_1 \left(\frac{b}{2}\right)^2}{2A_1}} = \sqrt{Ly_1^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2}$$

$$\sqrt{y} = \sqrt{2/02^2 + \left(\frac{18.84}{2}\right)^2} = 9/46 \text{ Cm} \rightarrow \lambda_y = \frac{525}{9.46} = 54$$

$$\lambda_1 = \frac{98}{2.02} = 49$$

$$\lambda_{yc} = \sqrt{54^2 + 49^2} = 73 \text{ (2k)} \rightarrow \lambda = \lambda_x = 76 \rightarrow Fa = 107.5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{li} = \frac{5/0}{56/0} = 9/11 \text{ (10/75 KN/Cm}^2)$$

کنترل تنش بدون در نظر گرفتن بتن

محاسبه نیروی مقاوم با در نظر گرفتن بتن:

$$P \geq \left(56 + 0/5 \frac{20/0}{240/0} \cdot 270 \right) 10.75 = 723 \text{ KN} \quad \text{طبق (پ)}$$

$$P = (1/33.56) 10.75 = 800/7 \text{ KN} \quad \text{طبق (ت)}$$

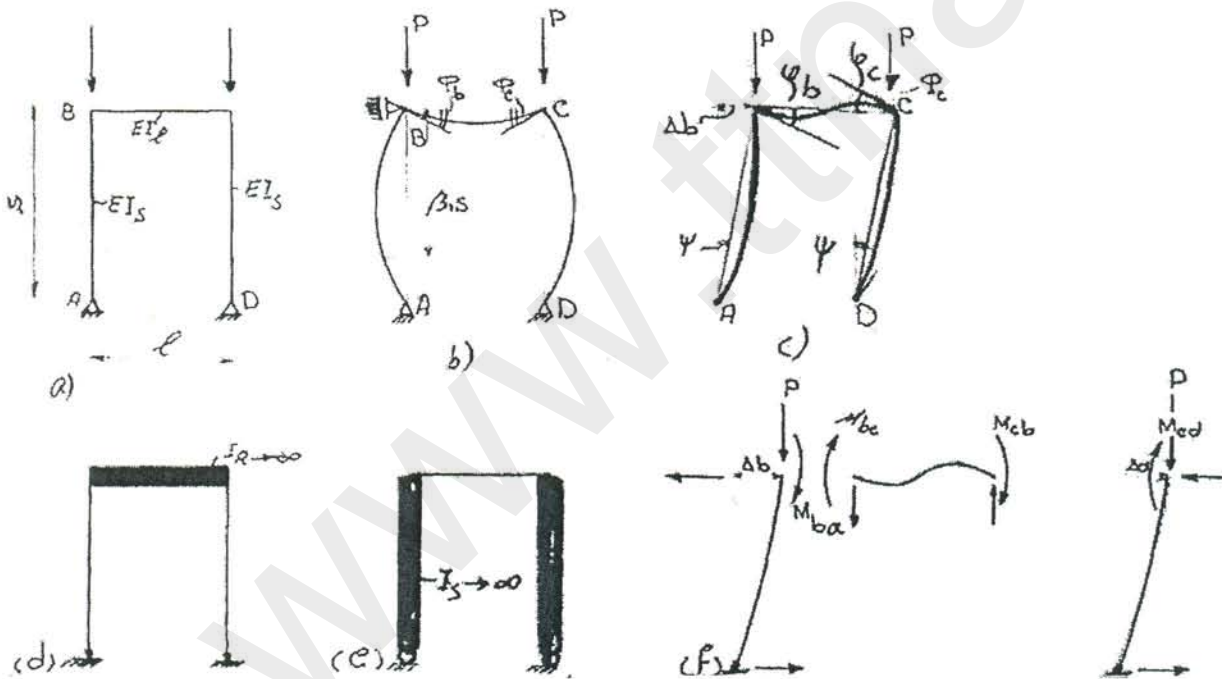
۲-۱-۱۴ تعیین طول کمانش:

۲-۱-۱۴-۱ طول کمانش S_K و طول کمانش معادل:

طول کمانش تیرهای ساده در بخشهای قبلی مورد بررسی قرار گرفت و نتایج بعضی از آنها در جداول ۲-۱ و ۲-۷ و یا سایر جداول این بخش مورد بررسی قرار گرفت. در این بخش سعی می شود دستگاههای ساختمانی مورد بررسی قرار گیرند. چون ارائه روابط ریاضی بسته برای حالت‌های عمومی ممکن نیست لذا در حالت‌های عمومی از روشهای تقریبی استفاده نموده و بجای تعیین دقیق طول کمانش، یک طولی را که طول کمانش معادل نامیده می شود بدست می آورند و در اینحالت ضریب طول کمانش معادل را با K_m نشان داده نیروی کمانش از رابطه $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K_m L)^2}$ برای حالت‌های ارتجاعی بدست می آید. علت انتخاب ضریب طول کمانش معادل K_m بجای ضریب طول کمانش K اینست که در این روش تقریبی برخلاف روشهای دقیق فقط از میزان صلبیت انتهای تیر استفاده میشود و از تأثیر تقسیم بار و غیره صرفنظر میگردد. در روشهای دقیق که تئوری درجه دوم خوانده می شوند بارها در یک ضریب اطمینانی ضرب گردیده و سپس دستگاه ساختمانی برای این بار با در نظر گرفتن تغییر شکل طبق متد نیرو و یا دوران زاویه و یا کراس و یا کانی حل می گردد که آسانترین متد و درضمن قابل استفاده در کامپیوتر متد دوران زاویه است. در این فصل روشهای تقریبی و روشهای دقیق برای بعضی از حالات مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

۲- ۱- ۱۴- ۲ قاب دو مفصل یک دهانه :

در اینجا یک قاب طبق شکل ۲- ۶ مورد بررسی قرار می گیرد . موقعی که قاب تحت تأثیر بار کمانش P قرار بگیرد و کمانه بکشد دو حالت ممکن است اتفاق بیفتد . هر گاه از حرکت جانبی قاب جلوگیری بعمل آید کمانه کشیدن متقارن بوده (شکل ۲- ۶۰- a) و مطابق شکل طول کمانش کوچکتر از ارتفاع قاب می باشد . در حالت دوم هر گاه حرکت جانبی قاب بدون ممانعت انجام گیرد کمانه کشیدن قاب ضدقرینه بوده و طول کمانش بیشتر از ارتفاع قاب میباشد . اکنون هر دو حالت طبق روش دوران زاویه بررسی می شوند .



شکل ۲- ۶۰- a) قاب و بارگذاری آن - b) کمانش متقارن - c) کمانش ضدقرینه

d - e) حالت‌های حدی - f) تعادل نیروها

الف) قاب بدون حرکت جانبی (کمانه کشیدن متقارن) $\varphi_b = -\varphi_c$

با استفاده از جدول ۲ - ۸ :

$$M_{ba} = \frac{EI}{S} C'_s \cdot \varphi_b$$

$$M_{bc} = \frac{EI_l}{l} (A'_l \cdot \varphi_b - B'_l \cdot \varphi_b)$$

$$\sum M_b = 0 = \varphi_b \left(A'_l \cdot \frac{I_l}{l} - B'_l \cdot \frac{I_l}{l} + C'_s \cdot \frac{I_s}{s} \right) E$$

$$\rightarrow \frac{I_l}{l} (A'_l - B'_l) = -C'_s \frac{I_s}{s} \rightarrow \frac{I_l}{l} \cdot \frac{s}{l} = \frac{-C'_s \cdot s}{A'_l - B'_l}$$

حالت اول: تیر قاب بینهایت صلب است (شکل ۲ - ۶۰ - d) $I_l \gg I_s$

$$\rightarrow -\frac{C'_s}{A'_l - B'_l} \rightarrow \infty \Rightarrow C'_s \rightarrow \infty \xrightarrow{\text{نیاکرام جدول 6-8}} S \cdot E = \pi \sqrt{2}$$

$$S \cdot \varepsilon = S \sqrt{\frac{P}{EI}} = \pi \sqrt{2} \Rightarrow P = 2 \frac{\pi^2 EI}{S^2} \xrightarrow{\text{حالت}}$$

$$S_k = \frac{S}{\sqrt{2}} \rightarrow K = \frac{S_k}{S} = \frac{1}{\sqrt{2}} = 0.706$$

حالت دوم: $\frac{I_l}{I_s} \cdot \frac{S}{l} = 1$

$$\rightarrow \frac{C'_s}{A'_l - B'_l} = \frac{-C'_s}{4 - 2} = 1 \rightarrow C'_s = -2 \rightarrow \varepsilon \cdot S = 3.58$$

$$\rightarrow P = \frac{EI}{S^2} (3.58)^2 \rightarrow K = \frac{\pi}{3.58} = 0.875$$

حالت سوم: تیر قاب خیلی نرم است (شکل ۲ - ۶۰ - e) یعنی $I_l \rightarrow 0$

$$\rightarrow \frac{C'_s}{A'_l - B'_l} = 0 \rightarrow C'_s = 0 \rightarrow \varepsilon = \pi \rightarrow S_k = S \rightarrow K = 1$$

ب) کمانش ضدقربینه طبق شکل ۲ - ۶۰ - c موقعی صورت می گیرد که از تغییر مکان جانبی

خودداری نمی شود. طبق جدول ۲ - ۸ - b برای تعادل لنگرها بدست می آید.

$$M_{ba} = \frac{EI_s}{S} \cdot C'_s (\varphi_a + \Psi)$$

$$M_{bc} = \frac{EI_l}{l} (A'_l \varphi_a + B'_l \varphi_a)$$

$$\sum M_b = 0 = \varphi_a \left(A'_l \frac{I_l}{l} + B'_l \frac{I_l}{l} + C'_s \frac{I_s}{S} \right) E + \Psi C'_s \frac{I_s}{S} E$$

چون در این رابطه دو مجهول Ψ, φ_a داریم و فقط یک معادله موجود است لذا برای بدست آوردن معادله دوم به قاب یک تغییر شکل فرضی $\Psi' = 1$ می دهیم و انرژی را حساب می کنیم:

$$M_{ba} \cdot 1 + P(-\Psi) \cdot S \cdot 1 = 0$$

$$\rightarrow \varphi_a \cdot C'_s \frac{I_s}{S} + \Psi \left(C'_s \frac{I_s}{S} - \frac{P}{E} S \right) = 0$$

این دو معادله یک سیستم معادلات همگن را تشکیل می دهند و در صورتی جواب دارند که

$$D = 0$$

دترمینال منفرجه صفر باشد.

$$\rightarrow \left(A'_l + B'_l + C'_s \cdot \frac{I_s}{I_l} \cdot \frac{l}{S} \right) \cdot \frac{I_l}{S} \cdot \left(C'_s - \frac{PS^2}{EI_s} \right) - \frac{I_s}{S} \cdot C'_s \cdot C'_s = 0$$

$$G'_l \cdot C'_s - \varepsilon_s^2 (G'_l + C'_s S) = 0$$

و از اینجا داریم:

$$I_l = I_s, l = s \rightarrow s = 1, \varepsilon l = 0$$

حالت اول: سختی تیر و ستون قاب یکسان است.

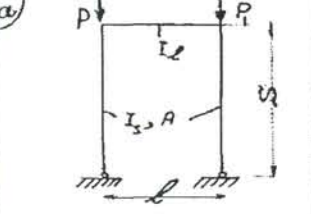
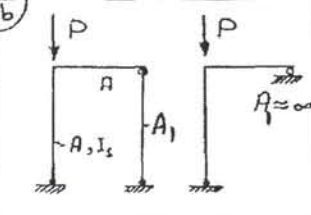
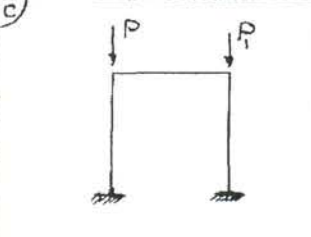
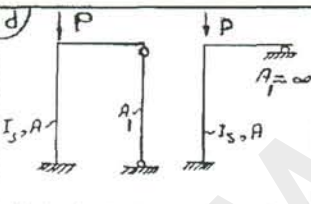
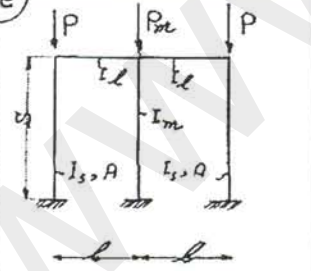
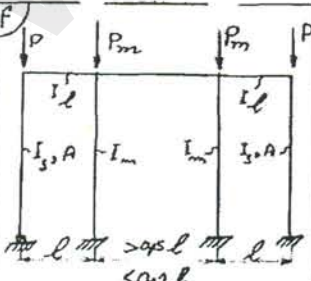
$$\text{بفرض } \varepsilon \cdot s = 1.345 \rightarrow G'_l = 6, C'_s = 2.617$$

$$6 \times 2.617 - 1.345^2 (6 + 2.617 \times 1) = 15.70 - 15.70 = 0 \rightarrow \frac{S_k}{S} = 2.33 \rightarrow K = 2.33 \geq 1.0$$

حالت دوم: تیر قاب بی نهایت سخت است (شکل ۲ - ۶۰ - d)

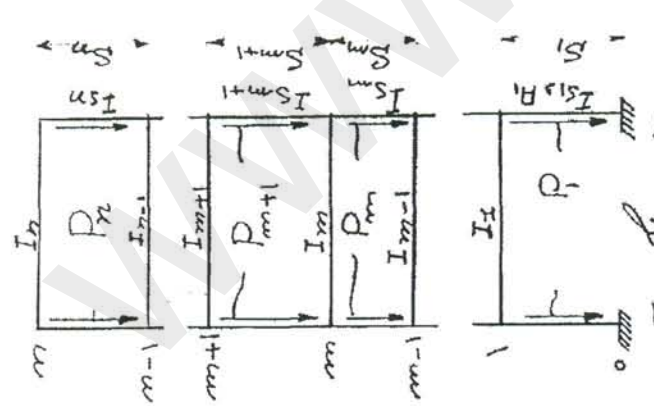
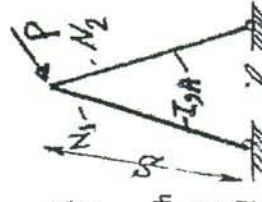
$$I_l \rightarrow \infty \Rightarrow \varepsilon \cdot s = \frac{\pi}{2} \Rightarrow G'_l = 6, C'_s = 2.47, l = 0 \Rightarrow \frac{S_k}{S} = K = 2 > 1$$

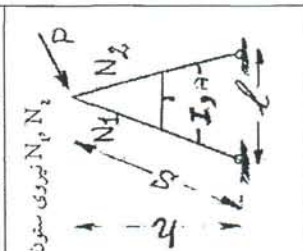
جدول ۲-۲ ضریب طول کمانش $K = \frac{S_k}{S}$ برای بعضی از قابها

<p>a)</p> 	$K = \sqrt{\frac{1+m}{2}} \sqrt{4+1.4(c+6\alpha)+0.02(c+6\alpha)^2}$ $m = \frac{P_1}{P}, C = \frac{I_2 l}{I_1 s} \leq 10, \alpha = \frac{4I_2}{l^2 A} \leq 0.2$
<p>b)</p> 	<p>$K =$ مانند فوق</p> $m = 1, C = \frac{2I_2 l}{I_1 s}, \alpha = \frac{I_2}{l^2} \left(\frac{1}{A} + \frac{1}{A_1} \right)$
<p>c)</p> 	$K = \sqrt{\frac{1+m}{2}} \sqrt{1+0.35(C+6\alpha)-0.017(c+6\alpha)^2}$ $m = \frac{P_1}{P}, c = \frac{I_2 l}{I_1 s} \leq 10, \alpha = \frac{4I_2}{l^2 A} \leq 0.2$
<p>d)</p> 	<p>$K =$ مانند فوق</p> $m = 1, c = \frac{2I_2 l}{I_1 s}, \alpha = \frac{I_2}{l^2} \left(\frac{1}{A} + \frac{1}{A_1} \right)$
<p>e)</p> 	<p>برای $K \leq 3$</p> $K = \frac{1+0.4 \cos \sqrt{\frac{2+f}{2+t}}}{1+0.2 \cos \sqrt{\frac{2+f}{2+t}}}$ $C_m = C + \frac{q}{4} \alpha, C = \frac{I_2 l}{I_1 s}, f = \frac{P_m}{P}$ $t = \frac{I_m}{I_s}, K_m = K \sqrt{\frac{t}{f}}, \alpha = \frac{4I_2}{l^2 A}$
<p>f)</p> 	<p>قاب با پای گیردار</p> $K = \frac{1+0.4C_m \sqrt{1+P}}{1+0.2C_m \sqrt{1+P}}$ <p>قاب با پای مفصلی</p> $K = \frac{6+1.2C_m \sqrt{1+P}}{3+0.1C_m \sqrt{1+P}}$ <p>تا $K \leq 6$ صادق است</p>

جدول ۲-۲۰ (دنباله) ضریب طول کمایش $k = \frac{sk}{s}$

$M = \frac{P_2}{P} \leq 2$ جدول همین d,c,b,a ردیف به ترتیب ضریب طول کمایش مربوط به ردیف K(d), k(c), k(b), k(a)			
$k = \sqrt{1 + 0.8m}$	$k(a)$	$k = \sqrt{1 + 0.96m}$	$k(b)$
$k = \sqrt{1 + 0.43m}$	$k(c)$	$k = \sqrt{1 + 0.86m}$	$k(d)$
$k = \sqrt{\frac{1+m}{2}} \times \sqrt{1 + 12.5\alpha + 0.89(1-\alpha)e - 0.003(1-\alpha)e^3}$			

	$k_1 = \frac{\sum_0^{m-1} d_m + R_m}{\sum_0^{m-1} k_m}$ $k_m = k_1 \cdot q_m \cdot d_m = \frac{P_m \cdot s_m}{P_1 \cdot s_1}$ $R_m = \frac{e}{6} \left[\sum_2^m r_m + k_{n-1}^2 \cdot \frac{I_1}{I_n} + 0.6m(3m^2 - 1)\alpha \right]$ $r_m = k_{m-2}^2 (1 + x_{m-1})^2 \frac{I_1}{I_{m-1}}, \alpha = \frac{4I_{s1}}{l^2 \cdot A_{s1}}, e = \frac{I_{s1} \cdot l}{I_1 \cdot s_1}$ $k_m = \sqrt{\frac{I_{sm} \cdot P_m}{I_{s1} \cdot P_1}} = k_{m-1} \cdot x_m, x_m = \sqrt{\frac{I_{sm} \cdot P_m}{I_{sm-1} \cdot P_{m-1}}}$ $q_m = \frac{s_1}{s_m} \sqrt{\frac{I_{sm} \cdot P_m}{I_1 \cdot P_1}}$ $d_0 = x_0 = k_0 = q_0 = 1, d_m = x_m = k_m = q_m = 1$
	$\frac{N_2}{N_1} = 1 : \text{ قائم } P$ $\frac{N_2}{N_1} = -1 : \text{ افقی } P$



پښتو

فصل دوم - ابعثای فتناری

$k = 0.80 + 0.05\left(1 + \frac{N_2}{N_1}\right)^2$		$k = 0.44 + 0.12\left(1 + \frac{N_2}{N_1}\right) + 0.03\left(1 + \frac{N_2}{N_1}\right)^2$
---	--	--

www.ttnar.com

۲-۱-۱۴-۳ قابهای مختلف :

جدول ۲۰-۲ برای قابهای مختلف ضریب طول کمانش را می دهد.

۲-۱-۱۴-۴ طول کمانش معادل برای قابهای منظم چند طبقه و چند دهانه

(شکل ۲-۶۲):

این روش طول کمانش ستونهای قابها را برای حالت فرضی دقیقاً بیان نموده برای حالتهای دیگر یک طول کمانش معادل (تقریبی) بدست میدهد. فرضیه های این روش بترتیب زیر هستند .

الف) قاب منتظم است یعنی طول تمام دهانه ها l مساوی بوده و ارتفاع s همه طبقات یکسان است.

ب) بارها فقط در محل بندهای قاب وارد شده و بارهای ستونهای هر طبقه مساوی می باشند .

پ) ممان اینرسی همه تیرهای طبقه یکسان هستند .

ت) تناسب بار هر ستون نسبت به صلبیت آن باید در تمام طبقات یکسان باشد یعنی

$$k_i = S_i \sqrt{\frac{N_i}{EI_{si}}} = S_i \cdot \epsilon_i \quad (۲-۱۰۶)$$

عددشناسایی ستون k_i برای همه ستونها یکسان است

که در آن N_i نیروی محوری ستون i بوده و S_i طول و I_{si} معان اینرسی آن می باشد . به این

ترتیب هرگاه ابعاد همه ستونها مساوی باشند باید نیروهای قائم فقط در بالاترین طبقه اثر کنند

و هر گاه بارها طبقه به طبقه وارد شوند و بار طبقات پایین تر بیشتر گردند باید ممان اینرسی

I_{si} طبقه به طبقه تغییر کند و بیشتر گردد .

ث) در کمانش متقارن (قاب بدون تغییر مکان جانبی شکل ۲-۶۲ - b) دوران زاویه تمام نقاط اتصال یک طبقه از لحاظ قدرمطلق مساوی بوده و از نظر علامت یک درمیان مثبت و منفی و در کمانش ضدقیرنه (قاب با تغییر مکان جانبی شکل ۲-۶۲ - c) دوران زاویه تمام گره های یک طبقه مساوی هستند .

ج) لنگری که در اثر کمانش بوجود می آید به تناسب صلبیت تیر و ستونهایی که در یک نقطه متصلند تقسیم میشود .

۲-۱-۱۴-۱-۴ قابها بدون تغییر مکان جانبی :

شکل ۲-۶۲ - b کمانش قابها را وقتی تغییر مکان جانبی ممکن نیست نشان میدهد . این کمانش بعلت متقارن بودن سیستم و نیرو متقارن میباشد یعنی :

$$\varphi_a = -\varphi_c = -\varphi_d, \varphi_b = -\varphi_e = -\varphi_f$$

$$\sum M_a = \sum M_b = 0 \quad \text{برای گروههای } A, B \text{ تعادل لنگرها نوشته می شوند .}$$

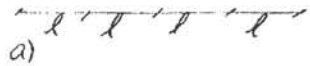
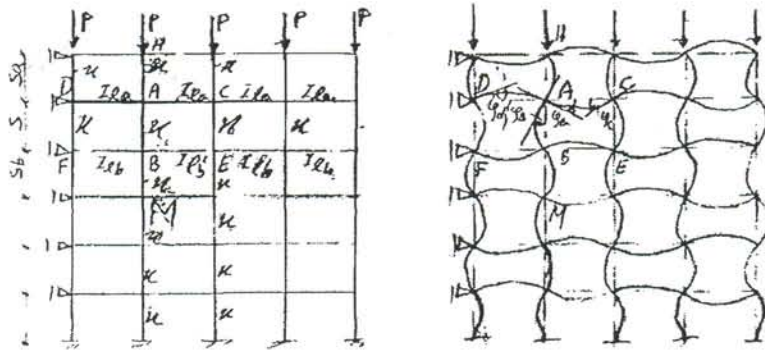
فرض میشود که موقع کمانش ستون AB دوران زاویه نقاط M, H مساوی صفر می باشند

$$\sum M_a = 0 \quad \text{یعنی } \varphi_H = \varphi_M = 0 \text{ طبق جدول ۲-۸ بدست می آید .}$$

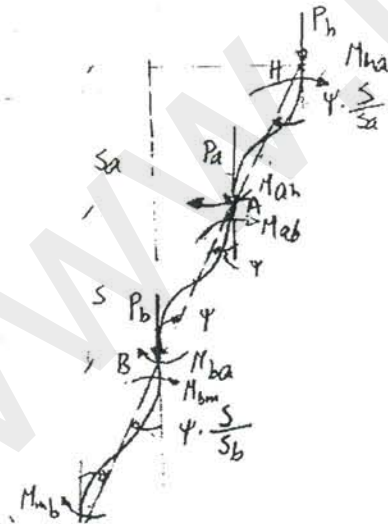
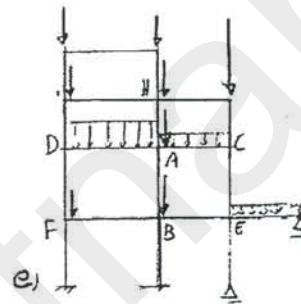
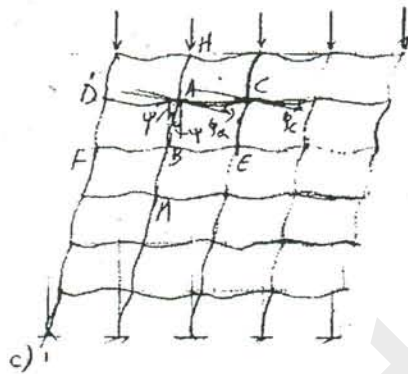
$$\varphi_a \left[\frac{EI_{la}}{l} (4-2+4-2) + A' \left(\frac{EI_s}{s} + \frac{EI_{sa}}{Sa} \right) \right] + \frac{EI_s}{s} . B' . \varphi_b = 0$$

$$\sum M_b = 0$$

$$\varphi_a \frac{EI_s}{s} . B' + \varphi_b \left[\frac{EI_{lb}}{l} (4-2+4-2) + A' \left(\frac{EI_s}{s} + \frac{EI_{sb}}{Sb} \right) \right] = 0$$



$$k = S_i \sqrt{\frac{P}{E I_s i}}$$



شکل ۲-۶۲: نمایش کمانش قابها

- (a) دستگاه ساختمانی (b) کمانش متقارن (قاب بدون حرکت جانبی)
 (c) کمانش ضد قرینه (قاب با حرکت جانبی) (d) نیروهای تعادل بر روی ستون M-B-A
 (e) حالت عمومی قاب و بارگذاری آن

دو معادله همگن بالا موقعی جواب دارند که دترمینان مخرج مساوی صفر باشد یعنی :

$$\left[\frac{4EI_{la}}{l} + A' \left(\frac{EI_s}{S} + \frac{EI_{sa}}{S_a} \right) \right] \left[\frac{4EI_{la}}{l} + A' \left(\frac{EI_s}{S} + \frac{EI_{sb}}{S_b} \right) \right] - \left(\frac{EI_s}{S} \cdot B' \right)^2 = 0 \quad (۱۰۷-۲)$$

A' , B' طبق فرضیه برای تمام ستونها یکسان بوده مقادیر آنها طبق جدول ۲ - ۸ عبارتست از :

$$A' = \frac{K(Sink - KCosk)}{2(1 - Cosk) - kSink}, B' = \frac{K(k - Sink)}{2(1 - Cosk) - KSink}$$

$$K = \varepsilon \cdot S = S \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{S_k^2} \rightarrow \frac{P_{cr}}{EI} = \frac{\pi^2}{S_k^2} = \frac{K^2}{S^2}$$

$$K^2 = \pi^2 \frac{S^2}{S_k^2} = \frac{\pi^2}{K^2} \rightarrow K = \frac{S_k}{S}$$

برای کمانش

که در آن K ضریب طول کمانش می باشد. حل رابطه (۲ - ۱۰۷) را نمودار a جدول ۲ - ۲۱ نشان میدهد. بطوریکه نمودار نشان میدهد هرگاه از تغییر مکان جانبی خودداری گردد مقدار ضریب طول کمانش K بین ۰.۵، ۱.۰ متغیر است که مابین تیر دو سرگیردار و تیر دو سر مفصل میباشد. برای نشان دادن میزان گیرداری دو انتهای ستون از عدد تناسب استفاده می شود.

$$G_i = \frac{\sum \left(\frac{EIs}{S} \right)}{\sum \left(\frac{EI_i}{l} \right)} \quad (۱۰۸-۲)$$

که در آن مثلاً در نقطه i مقدار $\sum \left(\frac{EIs}{S} \right)$ مجموع سختی تمام ستونهایی است که به نقطه گیردار i بهم وصل می گردند و $\sum \left(\frac{EI_i}{l} \right)$ مجموع سختی تمام تیرهایی را نشان میدهد که

به نقطه گیردار i وصل میشوند. برای استفاده از نمودار مقادیر G را برای دو انتهای ستون

حساب کرده سپس بوسیله نمودار مقدار را بدست می آورند طول کمانش عبارتست از :

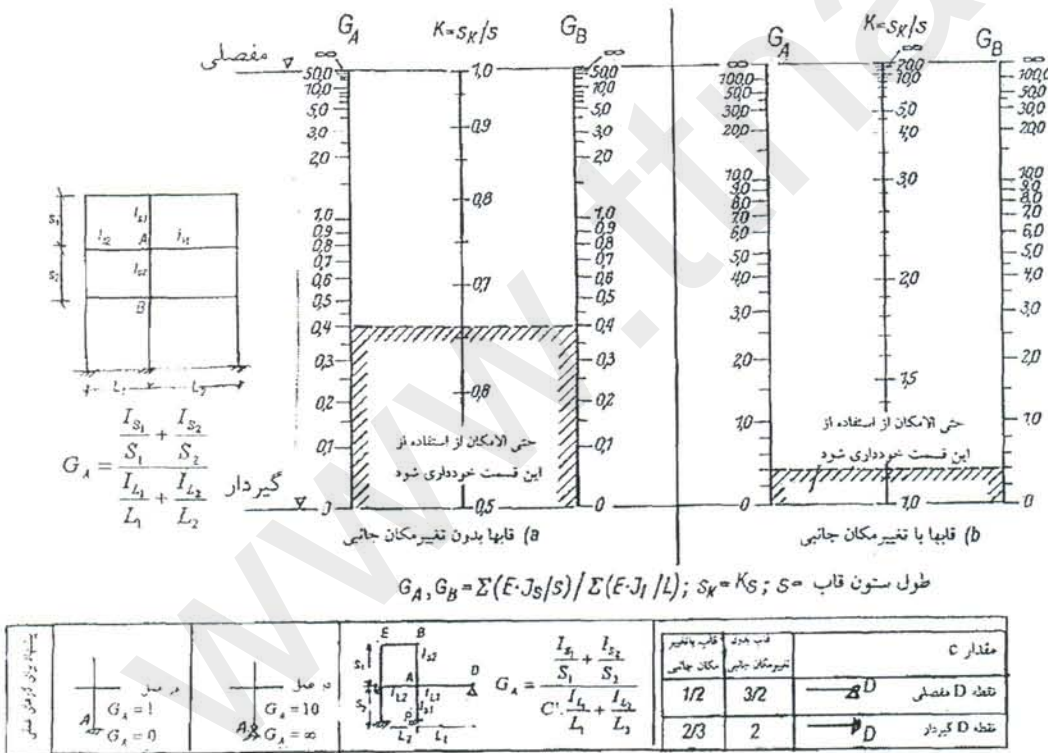
$$S_k = G \cdot S$$

شرایط حدی G در ستون برای گیرداری صفر و برای مفصل $G = \infty$ می باشد ولی در عمل

برای مفصل $G = 10$ گذاشته میشود. شرایط تکیه گاهی برای تیر قاب در جدول ۲ - ۲۱ ذکر

شده است. از آنجا که در عمل گیرداری مطلق وجود ندارد لذا سعی میشود که برای ستون

از $G \geq 0.4$ استفاده گردد.



جدول ۲-۲۱: نمودار ضریب طول کمانش قابها

۲- ۱- ۱۴- ۴- ۲ قابها با تغییر مکان جانبی :

هرگاه درقاب از تغییر مکان جانبی جلوگیری نشود (شکل ۲ - ۶۲ c) در اثر متقارن بودن سیستم و بارگذاری کمانش قرینه بوده و دراینحالت دوران زوایای هر طبقه مساوی هستند .

$$\varphi_a = \varphi_c = \varphi_d \quad , \quad \varphi_b = \varphi_e = \varphi_f$$

مانند حالت قبل برای تعادل لنگرها بدست می آید .

$$\sum M_a = 0$$

$$\varphi_a \left[\frac{EI_{la}}{L} (4+2+4+2) + A' \left(\frac{EI_s}{S} + \frac{EI_{sa}}{S_a} \right) \right] + \varphi_b \frac{EI_s}{S} B' + \Psi G' \left(\frac{EI_s}{S} + \frac{EI_{sa}}{S_a} \cdot \frac{S}{S_a} \right) = 0 \quad (109-2)$$

$$\sum M_b = 0 \rightarrow \varphi_a \frac{EI_s}{S} B' + \varphi_b \left[\frac{EI_{lb}}{l} (4+2+4+2) + A' \left(\frac{EI_s}{S} + \frac{EI_{sb}}{S_b} \right) \right] + \Psi G' \left(\frac{EI_s}{S} + \frac{EI_{sb}}{S_b} \cdot \frac{S}{S_b} \right) = 0$$

(۱۱۰-۲)

رابطه سوم از ثبات انرژی بدست می آید که برای نوشتن کار مجازی یک دوران زاویه فرضی

$$\psi' = 1 \text{ داده می شود :}$$

$$M_{ab} \cdot 1 + M_{ba} \cdot 1 + P_a \cdot S \cdot 1 + (M_{ah} + M_{ha}) \cdot 1 \cdot \frac{S}{S_a} + P_h \cdot S_a \cdot \frac{S}{S_a} \cdot 1 + (M_{bm} + M_{mb}) \cdot 1 \cdot \frac{S}{S_b} + P_b \cdot S_b \cdot \frac{S}{S_b} = 0$$

(۱۱۱-۲)

که در آن با گذاشتن

$$M_{ab} = \frac{EIs}{s} (A' \varphi_a + B' \varphi_b + G' \Psi)$$

$$M_{ba} = \frac{EI_s}{s} (A' \varphi_b + B' \varphi_a + G' \psi)$$

$$M_{ah} = \frac{EI_{sa}}{S_a} \left(A' \varphi_a + G' \frac{S}{S_a} \cdot \Psi \right), M_{ha} = \frac{EI_{sa}}{S_a} \left(B' \varphi_a + G' \frac{S}{S_a} \cdot \Psi \right)$$

$$M_{bm} = \frac{EI_{sb}}{S_b} \left(A' \varphi_b + G' \frac{S}{S_b} \cdot \Psi \right), M_{mb} = \frac{EI_{sb}}{S_b} \left(B' \varphi_b + G' \frac{S}{S_b} \cdot \Psi \right)$$

از رابطه سوم معادله سوم هم بدست می آید. در اینجا هم باید دترمینان مخرج مساوی صفر باشد که این دترمینان یک معادله مربعی بدست میدهد که حل آن در نمودار b جدول ۲ - ۲۱ رسم شده است. طرز استفاده عیناً مثل قابها بدون تغییر مکان جانبی است.

۱ - ۱ - ۱۴ - ۵ طول کمانش معادل برای قابهای غیرمنتظم چند دهانه و چند طبقه :
 طول کمانش معادل میتواند طبق بخشهای پیش برای قابهای منظم بدست آید و نمودار ۲ - ۲۱ میتواند مورد استفاده قرار گیرد. در اینجا دقت جوابها مربوط به میزان تطابق قاب مورد نظر با قاب ایده آل طبق بخش ۲ - ۱ - ۱۴ - ۴ می باشد. در زیر مثالهای مختلفی در این مورد ذکر می گردند.

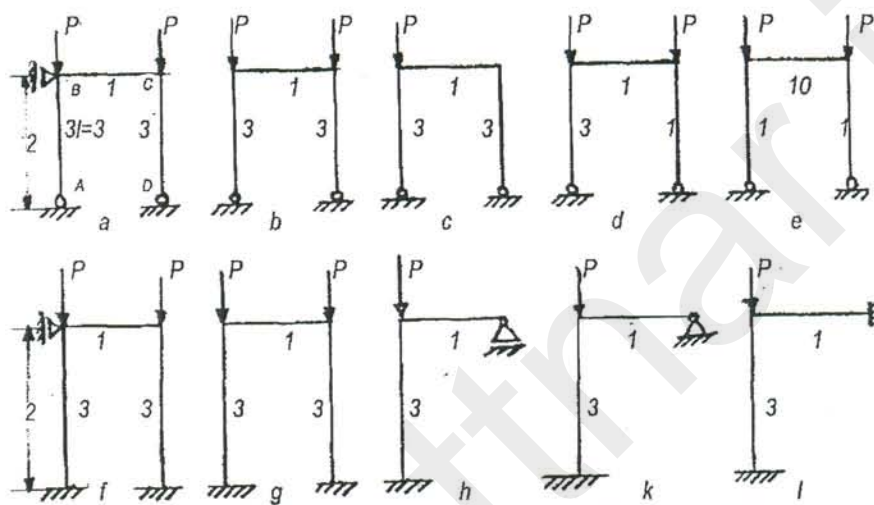
مثال ۱ :

این مثال بصورت یک جدول داده شده است و در آن جواب حالتهاى مختلف با جواب دقیق مقایسه شده است. بطوریکه جدول نشان می دهد هر قدر دستگاه مورد نظر با دستگاه فرضی مطابقت بیشتری داشته باشد جوابهای دقیق به جوابهای نمودار نزدیکترند. در این مثال جوابهای a, b, e, f, g نسبتاً دقیق بوده در حالیکه در C چون ستون AB دارای نیروی P بوده و

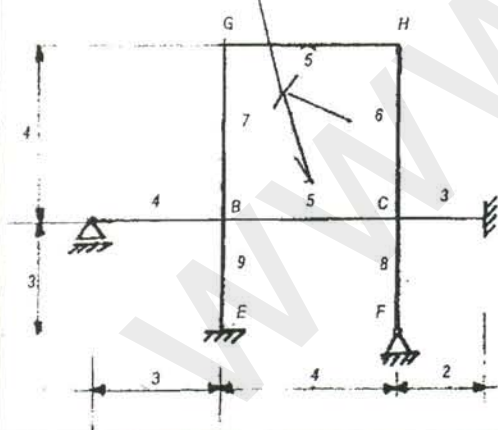
ستون CD نیرویی ندارد لذا فرضیه اینکه عددشناسایی ساختمان $X_i = S_i \sqrt{\frac{P}{EI}}$ برای همه ستونها یکی می باشد دیگر، در اینجا برقرار نیست و لذا تفاوت جواب از 1.75 دقیق به 2.41 تقریبی تبدیل می شود و همین موضوع در مورد شکل d هم وفق می کند چون در اینجا نیروی فشاری هر دو ستون یکی بوده ولی ممان اینرسی آنها متفاوت و در نتیجه K_i مختلف می باشد. در مورد قابهای L, K, h چون این موارد بوسیله جدول موجود در زیر نمودگرام مراعات میشود جوابهای دقیق و تقریبی خیلی بهم نزدیکند. مقایسه جواب قابهای L, K نشان می دهد که گیرداری تیر قاب یا مفصلی بودن آن (بدون تغییر مکان جانبی) در مقدار ضریب طول کمانش اثر کمی دارد در حالیکه گیرداری ستونها و یا مفصلی بودن آنها در مقدار طول کمانش تأثیر بسزایی دارد (شکل g, b) البته این موضوع از تیرهای ساده معلوم است ولی در اینجا در مورد یک قاب هم این موضوع نشان داده شد. در مورد قاب M اینکه قسمت پایینی قاب بدون تغییر مکان جانبی بوده و قسمت بالای قاب با تغییر مکان جانبی میباشد و در انتخاب نمودگرام مربوط مؤثر است.

مثال ۱ بخش ۲-۱-۱۴-۵						
شکل	G_i	G_j	نمودگرام r_i	K_m	K_{exact}	
a	$G_A = \infty$ ($G_A=10$)	$G_B = (3/2)/(1/1)=1.5$	a	0.9		
b	$G_A = \infty$ ($G_A=10$)	$G_B = (3/2)/(1/1)=1.5$	b	2.41	2.48	
c	$G_A = \infty$ ($G_A=10$)	$G_B = (3/2)/(1/1)=1.5$	b	2.41	1.75	
d	$G_A = \infty$ ($G_A=10$)	$G_B = (3/2)/(1/1)=1.5$	b	β_{BA} =2.41		
e	$G_A = \infty$ ($G_A=10$)	$G_B = (1/2)/(10/1)=0.05$	b	2		
f	$G_A = 0$ ($K_A=10$)	$G_B = (3/2)/(1/1)=1.5$	a	0.64		
g	$G_A = 0$ ($K_A=10$)	$G_B = (3/2)/(1/1)=1.5$	b	1.21	1.25	
h	$G_A = 0$ ($K_A=10$)	$G_B = (3/2)/(1/2, 1/1)=3$	b	1.38	1.37	

k	$G_A = 0$ ($K_A = 10$)	$G_B = (3/2)/(3/2 \cdot 1/1) = 1$	a	0.63
l	$G_A = 0$ ($K_A = 10$)	$G_B = (3/2)/(2 \cdot 1/1) = 0.75$	a	0.62
BE	$G_E = 1$	$= (9/3 + 7/4)/(3/2 \cdot 4/3 + 5/4) = 1.46$	a	0.79
CF	$G_F = 10$	$= (8/3 + 6/4)/(5/4 + 2 \cdot 3/2) = 0.98$	a	0.86
BG	$G_B = 1.46$	$G_G = (7/4)/(5/4) = 1.40$	b	1.44
CH	$G_C = 0.98$	$G_H = (6/4)/(5/4) = 1.20$	b	1.34



مقادیر I

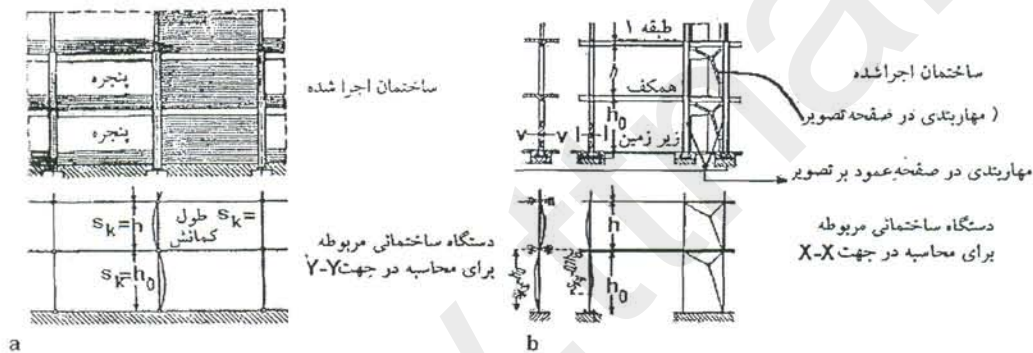


قاب در عمل

$G = 10$; مفصلی
 $G = 1$; گیردار

۲-۱-۱۴-۶ طول کمانش ستونهای طبقات ساختمانهای بلند :

اگر ساختمان بلندی چنان طراحی شده است که مثل یک قاب عمل کند یعنی نیروهای افقی بوسیله مهاربندی ها و دیوارها و سقفهای برشی حمل گردند (به قسمت ۲-۳-۱ و بخش پروژه ساختمانهای فلزی هم مراجعه شود) و همچنین این ستونها در اغلب طبقات روی یکدیگر قرار گرفته باشند یعنی تغییر مکان جانبی در دو انتهای ستون امکان پذیر نباشد در اینحالت طول کمانش مساوی ارتفاع ستون است .



شکل ۲-۱۴-۶ - ساختمانهای بلند (a) دیوارهای میان ستونها چرخشی شده است (b) ساختمان مهاربندی شده است .

ضمناً عملاً ممکن است که هنگام ساختن یک طبقه یک ستون جدید (شکل ۲-۱۴a) و یا اینکه ستون یکسره برای چندین طبقه بکار برده میشود . در طبقه زیرین ارتفاع ستون از پای ستون حساب میشود . اگر پای ستون گیردار ساخته شده باشد بطوریکه بتواند لنگر را انتقال دهد طول کمانش مساوی $s_{ky} = 0.7h_0$ می باشد . تکیه گاه متفاوت پای ستون در جهات x و y زمانی قابل توصیه میباشد (شکل ۲-۱۴b) که بعلت مختلف بودن لنگرها در دو جهت

مقاومت یکسان در هر دو جهت خواسته شده باشد. در شکل ۲ - ۶۴ - b طول کمانش $S_{kx} = h_0$ و طول کمانش $S_{kx} = 0.7h_0$ می باشد.

۲ - ۱ - ۱۴ - ۷ طول کمانش ستونها برای اسکلت‌های آجر کار شده :

الف) اسکلت‌های یک طبقه : اگر در ساختمان‌های یک طبقه مثل کارخانجات ، انبارها و ... مابین دو ستون بوسیله دیوار آجری که ضخامت آن بیشتر از 12 cm است (یعنی بیشتر از نصف آجر) بنایی شده باشد میتواند از کنترل کمانش ستون در صفحه دیوار جلوگیری کند به شرط آنکه در این دیوار هیچگونه جای در یا پنجره یا روزنه بزرگ دیگری وجود نداشته باشد . شکل (۲ - ۶۵) حالت‌های مختلفی را نشان می دهد.

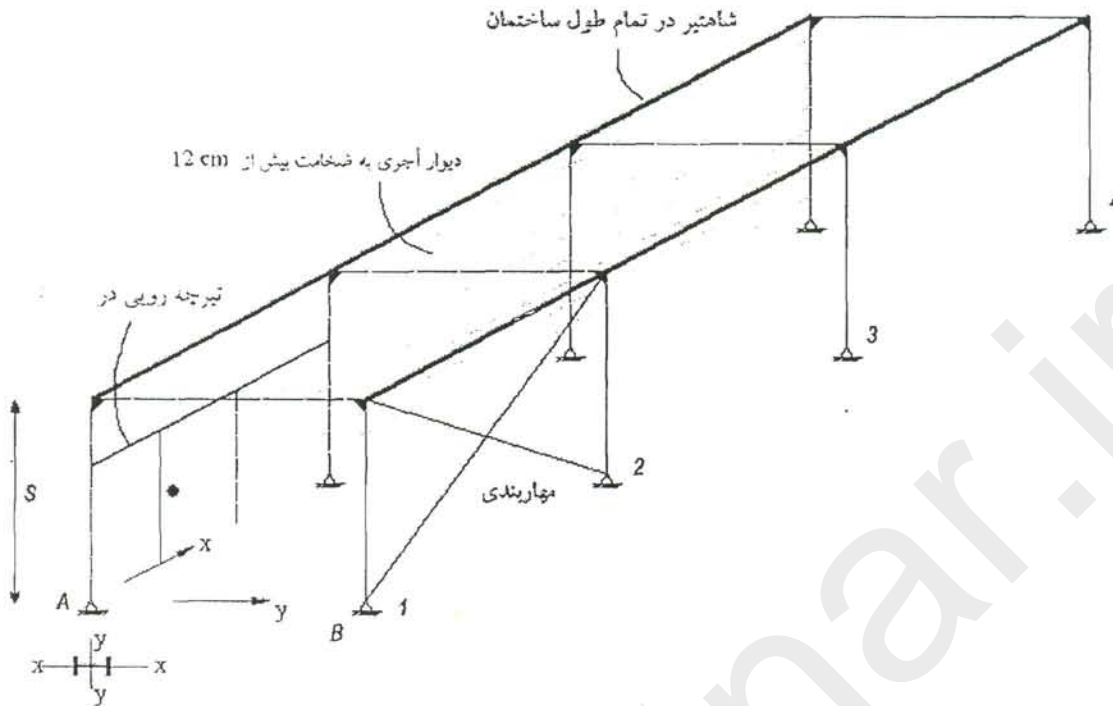
در تمام قابها $S_{kx} = \beta \cdot S$ که در آن β از جداول ۲ - ۲۰ یا ۲ - ۲۱ محاسبه می شود . در ستون‌های A_2, A_3 کنترل کمانش حول محور $\gamma - \gamma$ به علت آجر چینی در دو طرف ستون لازم نیست .

$$S_{ky} = S \quad \text{در ستون‌های } A_5, A_1$$

$$S_{ky} = S - S_0 \quad \text{در ستون } A_4$$

$$S_{ky} = S \quad \text{در ستون‌های } B_1 \text{ تا } B_5$$

برای کمانش حول محور $x - x$ طبق تئوری قابها که در بخش‌های پیشین مورد مطالعه قرار گرفتند ضریب طول کمانش K حساب می گردد و $S_{kx} = K \cdot S$ است . در ردیف A چون دیوار آجری که ضخامت آن بیشتر از 12 cm است قرار دارد از کنترل تنش برای ستون‌های A_2, A_3 در جهت $\gamma - \gamma$ لازم نیست .



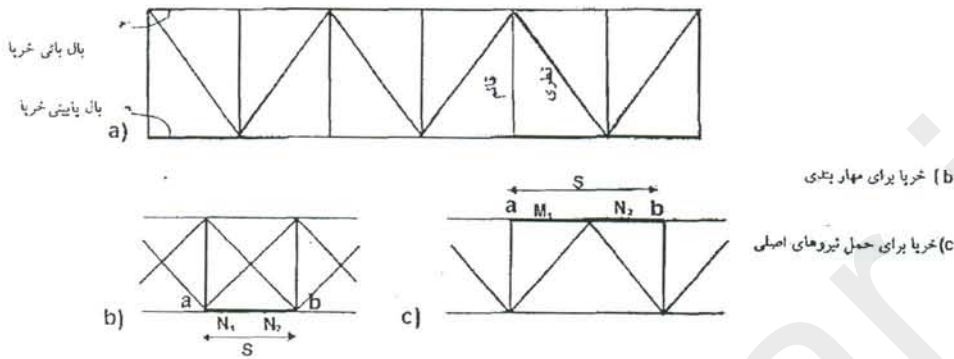
شکل ۲-۶۵: نمایش یک ساختمان یک طبقه یک دهانه با حالت‌های مختلف پایداری جانبی: در جهت x : کلیه دهانه‌ها به صورت قاب ساخته شده‌اند. در جهت y : در ردیف A ساختمان دیوار آجری به ضخامت بیش از ۱۲ سانتیمتر و در ردیف B ساختمان مهاربندی شده و سه ستون به وسیله شاهتیر بهم وصل شده است.

برای کمانش ستون A_4 در جهت $y-y$ چون در پایین یک روزنه وجود دارد و بر روی آن یک تیرچه قاب قرار دارد لذا کنترل کمانش فقط در ارتفاع روزنه لازم است.

ب) ساختمان‌های چند طبقه: در این ساختمانها از مقاومت دیوار آجری صرفنظر میشود و طول کمانش در صفحه دیوار مساوی ارتفاع ستون است.

۲-۱-۱۴-۸ طول کمانش اعضای خرپاهای

در خرپاهای اعضای به دو قسمت تقسیم میشوند اعضای بال و دیگر اعضای مانند قطریها و قائمها.



شکل ۲-۶۶: طول کمانش اضلاع خرپا

۲-۱-۱۴-۸-۱ بالهای خرپا:

الف) برای کمانش اعضای بال در صفحه خرپا طول کمانش مساوی طول عضو است $S_k = S$
 ب) برای کمانش اعضای و بال در صفحه عمود بر صفحه خرپا اگر تغییر مکان جانبی عضو امکان پذیر نیست $S_k = S$. اگر تکیه گاه جانبی انتهای عضو فنریت داشته باشد و میزان فنریت معلوم باشد میتوان با استفاده از روابط بخش ۲-۱-۴-۲ مقدار S_k را محاسبه کرد. برای بررسی کلی کمانش جانبی خرپا به بخش ۱۲ مراجعه گردد.

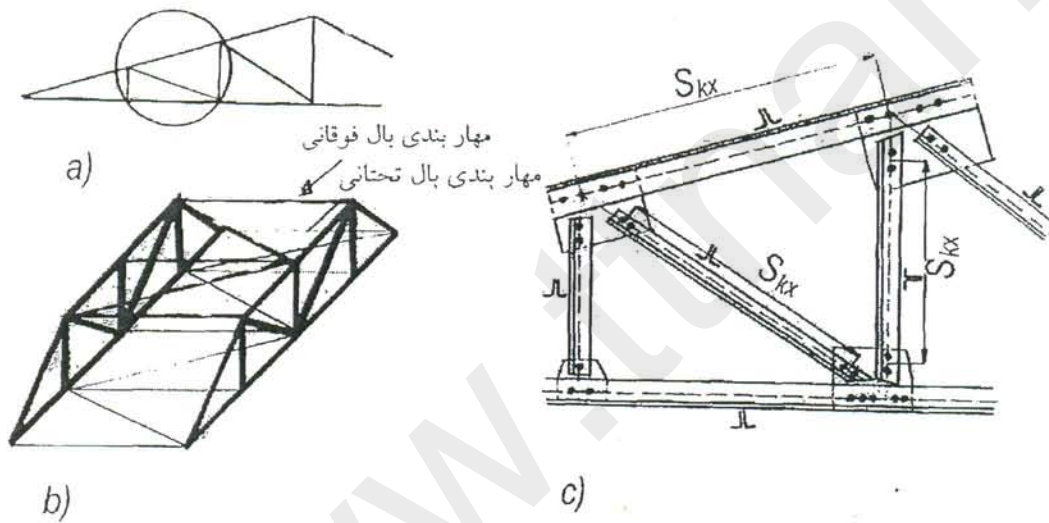
(جدول ۲-۲). اگر عضوی مثلاً در مهاربندی باد و یا در خرپاهای اصلی (شکل ۲-۶۶-۶) و b نیروهای مختلف N_1, N_2 بگیرد که در آن $N_1 > N_2$ است آنوقت این عضو برای نیروی N_1 و

$$S_k = S \left(0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1} \right)$$

این طول کمانش طراحی می شود.

۲-۱-۴-۸-۲- اعضای قطری و قائم خریا

الف) کمانش در صفحه خریا : برای کمانش و کمانش پیچشی خمشی در صفحه خریا برای
اعضاء قطری و قائم خریا میتوان طول کمانش آنها را مقداری کوچکتر از طول تئوریک آنها
فرض نموده بعنوان طول کمانش فاصله ما بین نقاط ثقل وسائل اتصالات شکل ۲-۶۷ - a,b
انتخاب کرد.



شکل ۲-۶۷

توضیح درباره شکل c: اعضای خریای اصلی پل، در نقاط اتصال بوسیله مهاربندی درمقابل
حرکت جانبی (عمود بر صفحه خریا) نگهداری شده اند.

هر گاه دو عضو قطری همدیگر را قطع کنند و در نقطه تقاطع حداقل به اندازه یک چهارم
اتصالات به یکدیگر وصل شده باشند، طول کمانش را می توان از اتصال تا نقطه تقاطع گرفت.

ب) کمانش عمود بر صفحه خرپا: اگر حرکت جانبی دو انتهای عضو غیر ممکن باشد، طول کمانش برابر طول عضو می باشد. در حالتیکه از حرکت جانبی خرپا در دو انتهای عضو بوسیله تیرچه های عمود بر صفحه خرپا در نقاط اتصال جلوگیری شده باشد (مثلا در پلهای فلزی و یا ساختمان بعضی از کارخانجات) آن وقت میتوان طول کمانش را مساوی $S_K = 0.8 S$ گرفت (شکل ۲-۶۷ - C).

پ) اگر عضو قطری یا قائم یک نبشی باشد، میتوان از خروج از مرکزیت صرفنظر کرد و بجای آن برای λ بزرگترین مقدار را گذاشت. طول کمانش در اینجا مساوی S است.

۲-۱-۱۴-۹ طول کمانش ستونهای گوشه ای برجهای مشبک

ستونهای گوشه ای برجهای مشبک که معمولا از نبشی ساخته می شوند، در دو جهت تحت بار گذاری قرار می گیرند. این برجها می توانند بیشتر تحت بار گذاری خمشی (شکل ۲-۶۸ -

A) یا تحت بارگذاری فشاری (شکل ۲-۶۸ - B) قرار بگیرند.

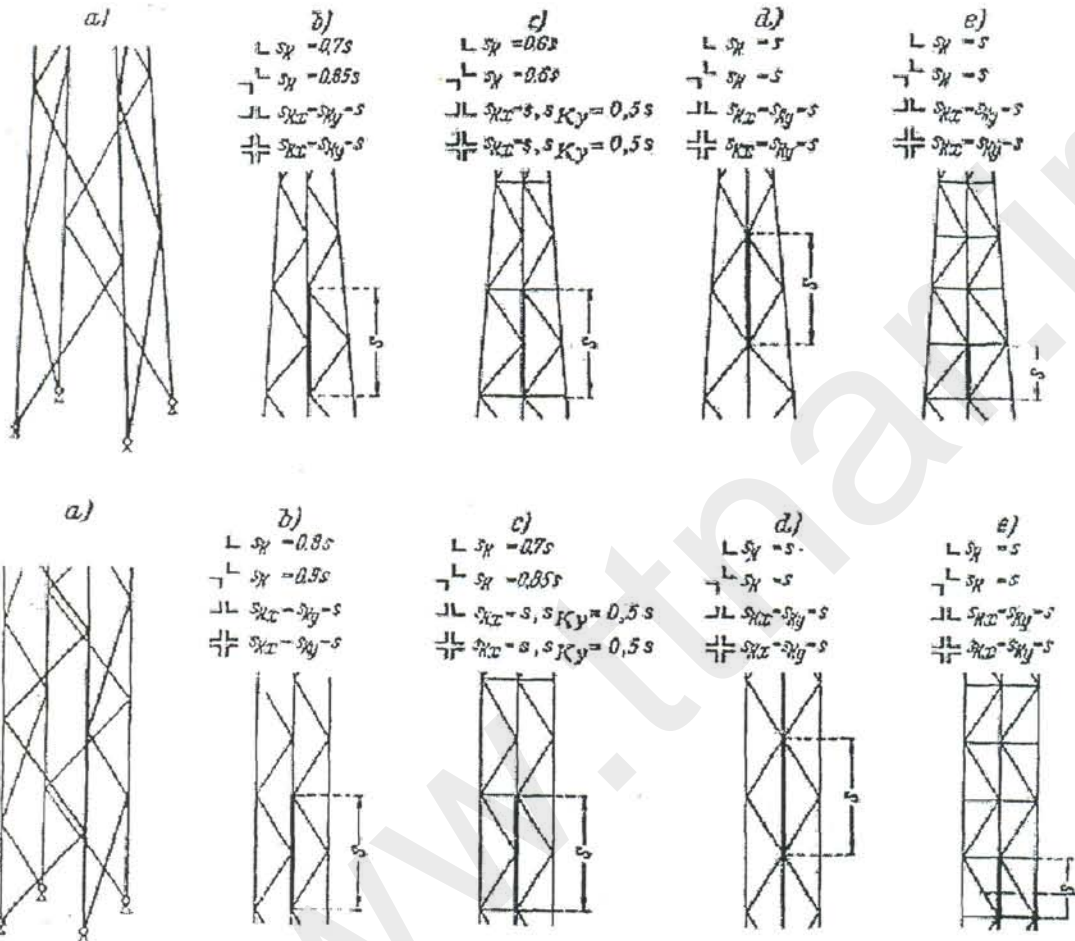
خود برج طبق بخش ۲-۱-۱۳ حساب می شود و اگر ابعاد برج در طول برج متغیر باشد این متغیر بودن طبق بخش ۲-۱-۴-۴ مراعات می شود برای ستونهای گوشه برج که تحت تاثیر بارگذاری در دو جهت هستند، طول کمانش طبق شکل ۲-۶۸ توصیه می شوند. در اینجا درباره نیمرخ ستون گوشه که می تواند شکلهای L یا L یا L و یا L باشد، طولهای کمانش مختلفی نسبت به شکل شبکه بندی برج داده شده اند. باید توجه داشت که همه نبشی ها

$$\lambda = \frac{SX}{i_{\min}}$$

متساوی الاضلاع می باشند. در اینجا ضریب لاغری عبارتست از

که در آن l_{min} شعاع زیراسیون حداقل نیمرخ ستون گوشه می باشد.

طول کمانش ستونهای گوشه برجهای بلند با بارگذاری خمشی و فشاری



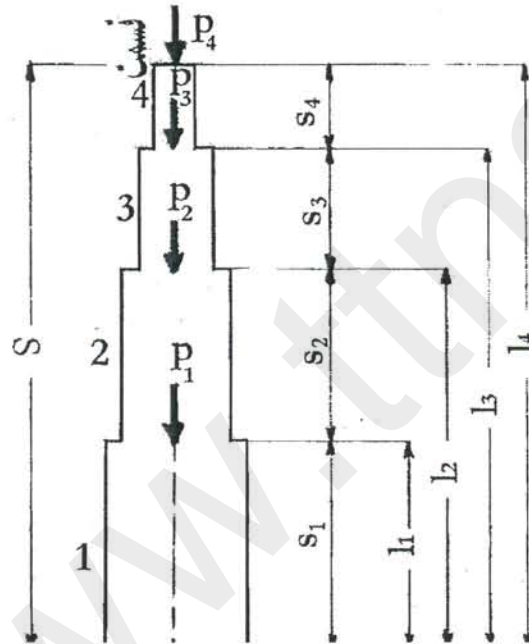
شکل ۲-۶ طول کمانش ستونهای گوشه برجهای بلند

۱-۲-۱۴-۱۰ طول کمانش ستونی با پای گیردار و ابعاد جهشی متغیر

برای بدست آوردن طول کمانش معادل مثل بخش ۲-۱-۴-۳ عمل می شود. در آنجا تیر ساده

فشاری دو سه مفصل مورد مطالعه قرار گرفت و در اینجا ستون با پای گیردار و ابعاد جهشی

متغیر بررسی می شود. (شکل الف)



شکل الف: ستون با پای گیردار و ابعاد جهشی

بر روی قسمت ۱ بطول S_1 با ممان اینرسی I_1 نیروی فشاری مرکزی P_1 اثر کرده و بر روی

قسمت n بطول S_n با ممان اینرسی I_n در فاصله L_n نیروی فشاری P_n اثر می کند. ضریب

$$K_1 = \frac{S_{k1}}{S_1} \text{ عبارتست از } P_1 \text{ با نیروی قسمت ۱}$$

$$K_1 = \frac{S_{kn}}{S_n} = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_n} \text{ و برای قسمت } n \text{ این ضریب کمانش برابر}$$

$$K_1 \sqrt{\frac{\sum_{n=1}^m P_n (L_n / S_1)}{N_1 \sum_{n=1}^m K_n (S_n / S_1)}} = 2 \quad \text{بعد از حل معادله دیفرانسیلی مربوطه داریم}$$

در روابط بالا : S_{kn} طول کمانش برای قسمت ستون n (برای کمانش از پای ستون تا سر قسمت n) ارتفاع تاثیر نیروی P_n از پای ستون ، S_n طول قسمت n ستون ، S_1 طول پایین ترین قسمت ستون می باشند .

$$\varepsilon_n = S_n \sqrt{\frac{N_n}{EI_n}} \quad \text{و همچنین}$$

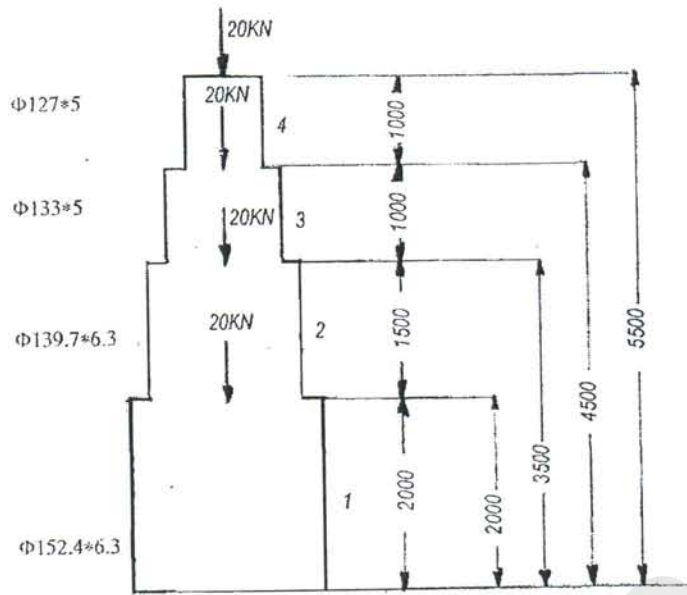
$$N_n = \sum_{n=m}^n P_n \quad \text{و} \quad N_1 = \sum_{n=1}^m P_n \quad \text{و} \quad K_n = EI_n S_1 / EI_1 S_n$$

(N_n یعنی مجموع نیرو های P_i بالای نقطه n) و m تعداد کل قسمت های متغیر ستون می باشد بعد از بدست آوردن ضریب طول کمانش K_n قسمت n طول کمانش از رابطه $S_{kn} = K_n S_n$ بدست می آید و کنترل تنش برای نیروی P_n انجام می گیرد .

مثال ۱

ستونی از پروفیل های لوله طبق شکل ساخته می شود پروفیل های انتخاب شده را شکل نشان می دهد . کنترل گردد که آیا پروفیل های انتخاب شده جواب مناسب را می دهند یا خیر . $E = 1$

$$\text{و } S_1 = 200$$



قطعه	S_n cm	I_n cm ⁴	L_n cm	P_n KN	P_n (L_n/S_1) KN	N_n KN	K_n	K_n (S_n/S_1) ²	ϵ_n	K_n	S_{kn} ($S_n \cdot k_n$) cm
1	200	773	200	20	20.0	80	1.0	1.0	20.35	4.32	864
2	150	589	350	20	107.2	60	1.02	0.57	15.14	5.80	870
3	100	412	450	20	227.8	40	1.07	0.27	9.85	8.92	892
4	100	357	550	20	415.9	20	0.92	0.23	7.49	11.47	1174
Σ				80	7799		4.01	2.07			

$$K_1 = \sqrt{\frac{77.09}{8.0 \times 2.07}} = 4.32$$

$$\epsilon_1 = 200 \sqrt{\frac{8.0}{773}} = 20.35$$

$$\epsilon_n = S_n \sqrt{\frac{N_n}{EI_n}}$$

$$K_n = K_1 \frac{\epsilon_1}{\epsilon_n} \rightarrow K_2 = 4.32 \frac{20.35}{15.14} = 5.80$$

کنترل کمانش در جدول بشرح زیر صورت می پذیرد و بایستی با شد

$$f_a = \frac{P}{A} \leq F_a$$

کنترل کمانش :

قطعه	N_n	S_{kn}	L_n	λ_n	F_a	A_n	P مجاز	P ملاحظات
	T	Cm	Cm		KN/cm ²		KN	
1	8	864	5.17	167	37.6	28.9	1086	
2	6	870	4.72	184	31.0	26.4	818	
3	4	892	4.53	197	27.0	20.1	542	
4	2	1174	4.32	272		19.2		پروفیل بزرگتر انتخاب شود

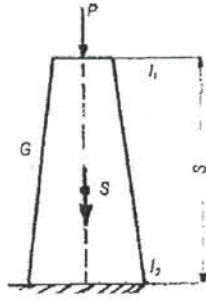
بطوریکه از جدول بالا معلوم است چون ضریب لاغری قسمت بالایی ستون بیشتر از λ_{max} مجاز است $(272 > \lambda_{max} = 250)$

پس در قسمت بالا یک پروفیل بزرگتر و در قسمتهای پایین تر پروفیلهای کوچکتر می توانست انتخاب شود. برای تمرین پروفیلهای جدیدی انتخاب کرده آن را کنترل کنید.

۲-۱-۱۱- طول کمانش ستون با پای گیردار و ابعاد متغیر یکنواخت (شکل ب)

در بخش ۲-۱-۴- تیرهای ساده فشاری دو سه مفصل با ابعاد متغیر مورد بررسی قرار گرفتند. در اینجا ستون با پای گیردار و ابعاد متغیر مورد مطالعه قرار می گیرد. بر روی ستون نیروی

P و وزن خود تیر G اثر دارد. طول کمانش از روابط زیر بدست می آید.



$$S_K = K \cdot s$$

$$K = \max(K_P, K_G)$$

$$K_P = 2 \cdot \sqrt{3\alpha(1 + 0.315G/P)}$$

$$K_G = 2 \cdot \sqrt{3\alpha(P/G + 0.315)}$$

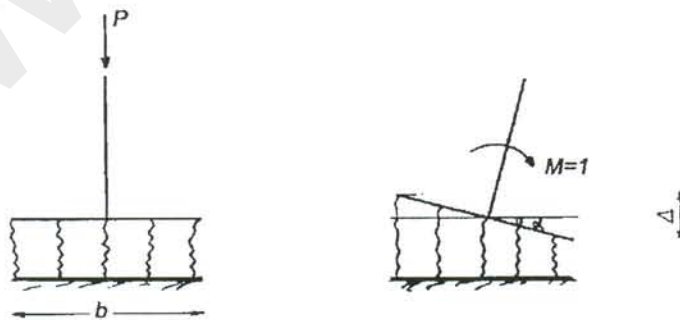
$$\alpha = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{n} \cdot \sqrt[4]{n} \quad \text{و} \quad n = \frac{EI_2}{EI_1} \leq 1.0$$

۱۲-۱۴-۱۲ طول کمانش برای ستونها روی شالوده ارتجاعی

اگر شالوده ارتجاعی باشد می توان آنرا بوسیله فنرهایی نشان داد. ضریب سختی فنری شالوده

بوسیله d نشان داده میشود. (شکل پ) و عبارتست از:

$$d = \frac{M}{\alpha}$$



شکل پ: ستون بر روی پی ارتجاعی

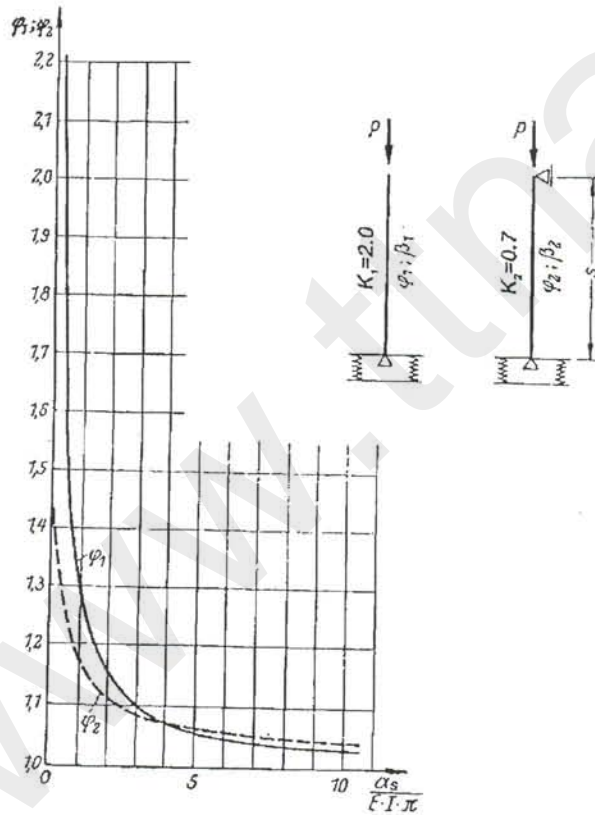
برای محاسبه d لنگر واحد بر شالوده وارد کرده و تفاوت نشست زمین Δ را بدست می آوریم.

$$d = \frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\Delta/b} = \frac{b}{\Delta}$$

بعد از پیدا کردن d می توان از دیاگرام (شکل ت) ضریب φ را بدست آورده و در اینصورت

طول کمانش عبارت است از $S_K = \varphi.K.S$ که در آن β روی شکلهای دیاگرام نوشته شده

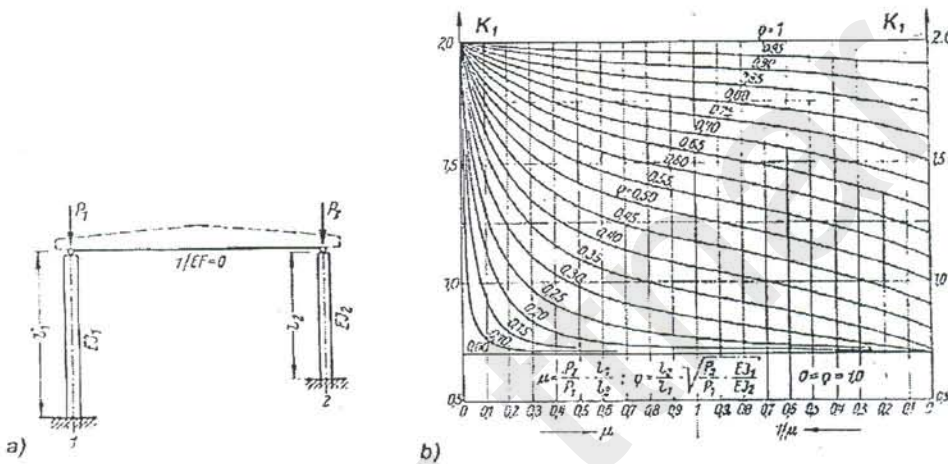
است.



شکل ت: آبک برای تعیین طول کمانش ستونها بر روی پی ارتجائی

۲-۱۴-۱۳ طول کمانش یک ردیف ستون متحد

اگر طبق شکل ت دو ستون با پای گیردار که در سر آنها یک تیر کاملاً صلب بطور مفصل وصل شده باشند در موقع کمانش خیز بوسیله این تیر صلب به ستون دیگر انتقال می یابد و در نتیجه ستونها با یکدیگر همکاری کرده و از شدت کمانش می کاهند. دیاگرام زیر طرز محاسبه ضریب طول کمانش این دو ستون را نشان می دهد.



شکل ت : تعیین طول کمانش یک ردیف ستون با پای گیردار و تیر روی سری کاملاً صلب

$$S_{K1} = K_1 \cdot L_1$$

$$S_{K2} = K_2 \cdot L_2 = \frac{K_1}{\rho} L_2, \quad K_2 = \frac{K_1}{\rho}$$

برای این منظور ضرایب $\mu = \frac{P_2}{P_1} \cdot \frac{L_1}{L_2}$ و $\rho = \frac{L_2}{L_1} \sqrt{\frac{P_2}{P_1} \cdot \frac{EI_1}{EI_2}}$ حساب می شوند و بوسیله

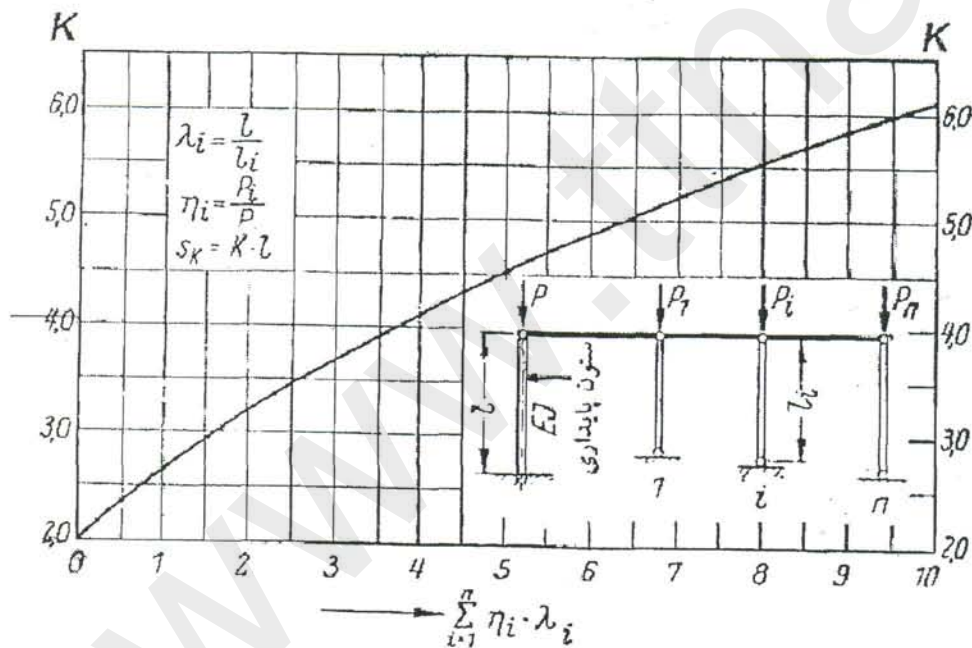
دیاگرام شکل ت K_1 بدست میآید. محدوده ρ عبارتست از $0 \leq \rho \leq 1.0$

۲-۱۴-۱۴- طول کمانش ستون پایداری یک ردیف ستون

اگر طبق شکل د یک ستون با پای گیردار بعنوان ستون پایدار یک ردیف ستون عمل کند یعنی دیگر دو سه مفصل بوده و در نتیجه هیچ مقاومتی در مقابل نیروهای جانبی نداشته باشد و فقط ستون پایداری آنها را پایدار نگاهدارد ضریب طول کمانش ستون پایداری از دیاگرام

شکل د بدست می آید که داریم $K > 2$. برای این منظور رابطه $\sum_{i=1}^n \eta_i \lambda_i$ محاسبه می گردد

(که در آن $\eta_i = \frac{P_i}{P}$, $\lambda_i = \frac{l}{l_i}$ و K از دیاگرام خوانده می شود.

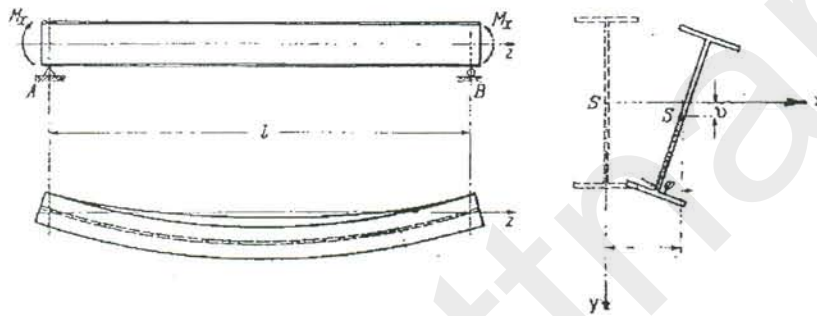


شکل د - طول کمانش ستون پایدارکننده یک ردیف ستون

۲-۲- کمانش پیچشی خمشی - کمانش پیچشی و چپ شدگی

۱-۲-۲- عمومیات

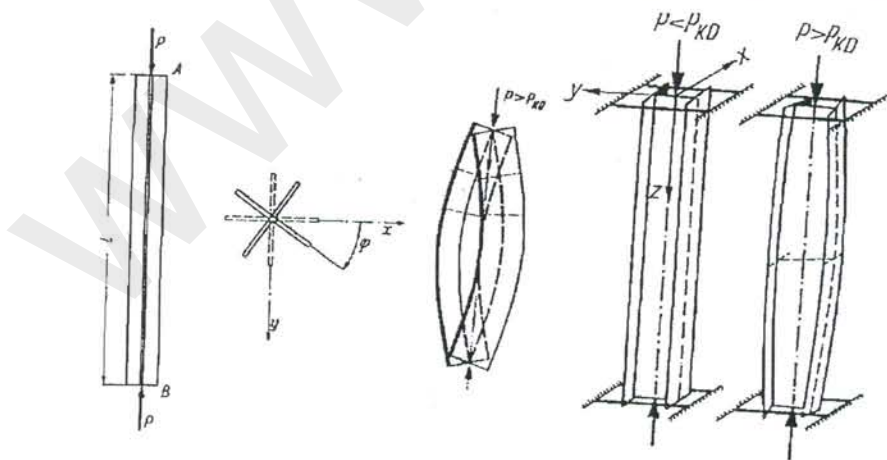
در این بخش عبارت بالا و تاریخچه تحقیقات در این باره شرح داده می شوند. به حالت ناپایدار شدن یک تیر تحت خمش چپ شدگی می گویند. مثالهای مختلف برای این حالت در شکلهای ۷۰-۲ و ۱۷-۲ نشان داده شده است.



شکل ۷۰-۲

در شکل ۷۰-۲ تیر تحت یک لنگر خمشی قرار گرفته است در نتیجه در تارهای بالا تنش فشاری و در پایین تنش کششی بوجود می آید در اثر تنش فشاری در تارهای بالا، قسمت فشاری مانند یک قطعه فشاری عمل می کند و اگر تنش موجود زیاد باشد ممکن است این قسمت تیر کمانه کشیده و در نتیجه یک حرکت به اندازه u (برای مرکز ثقل) داشته باشد و همین حرکت جانبی باعث بروز پیچش در تیر میشود و این دو عمل خمش و پیچش باعث ناپایداری تیر شده و در نتیجه تیر چپ میشود. چپ شدگی کمانش جانبی هم خوانده میشود. اولین تحقیقات درباره چپ شدگی از طرف L.PRANDTL (1896) و A.G.M.MICHELL (انگلستان) برای یک نیمرخ مستطیلی انجام یافته است.

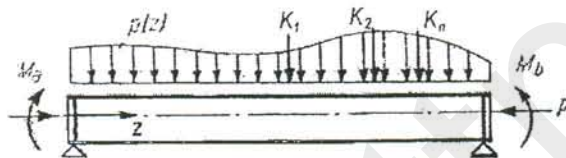
سپس S.TIMOSHE (1910 و 1913) این تحقیقات را برای یک نیمرخ متقارن دوبله توسعه داده حل معادله دیفرانسیلی مربوطه بوسیله ریاضیات عددی توسط F.STUSSI (1935) داده شد. E.CHWALLA (1944) چپ شدگی نیمرخهای با یک محور تقارن را مورد بررسی قرار داد و سپس این مساله بوسیله سایر محققین مورد مطالعه قرار گرفت و توسعه و تکامل یافت. روشهای تقریبی بدلیل پیچیده بودن روش دقیق پژوهش توسعه یافته و در آئین نامه ها مندرج شد. هر گاه یک تیر تحت فشار ناپایدار شده قسمتهایی از تیر موقع کمانش پیچیده و باعث پیچش تمام تیر گردد به حالت پیش آمده کمانش پیچشی می گوئیم. شکلهای ۷۱-۲ کمانش پیچشی دو تیر با پروفیلهای + و I را نشان می دهند. تفاوت کمانش پیچشی با کمانش معمولی در اینست که در کمانش معمولی (کمانش خمشی هم نامیده می شود) تیر موقع کمانش خم شده و در تیر خمش بوجود می آید در حالیکه در کمانش پیچشی تیر پیچیده شده و در تیر پیچش پیش میاید. عموماً خمش تیر در دو جهت X و Y (شکل ۲-۷۱-۷۱-۷۱) منجر به پیچش تیر می گردد.



شکل ۷۱-۲

مسئله کمانش پیچشی را برای اولین بار H.WAGNER (1929) مطرح ساخته و سپس S.TIMOSHENKO (1945) مساله را عموماً حل کرد.

در حالت کلی کمانش که کمانش خمشی پیچشی و چپ شدگی با هم توأم هستند کمانش را کمانش پیچشی خمشی نامند که در این حالت تیر تحت نیروی فشاری و لنگرهای خمشی می تواند قرار داشته باشد (شکل ۷۲-۲) حالت‌های دیگر کمانش فقط حالت‌های خاص کمانش پیچشی خمشی هستند لذا در اینجا سعی می شود در اول معادلات دیفرانسیلی این حالت کلی بدست آورده شده و حالت‌های خاص می توانند از آن نتیجه گیری شوند.



شکل ۷۲-۲

۲-۲-۲- کمانش پیچشی تیرها با مقاطع دلخواه برای نیروی فشاری غیر مرکزی
 طبق شکل ۷۳a-۲ تیری تحت نیروی فشاری غیر مرکزی P و لنگر گسترده پیچشی M_T قرار دارد محورهای X و Y نیمرخ محورهای اصلی سطح مقطع می باشند نیمرخ تیر در شکل ۲-۲b قبل و بعد از تغییر شکل رسم شده است. نقطه S مرکز ثقل و نقطه C مرکز برش تیر بوده و نقطه P محل تاثیر نیروی فشاری است خیز تیر را در جهات X و Y بعد از تغییر شکل به ترتیب بوسیله U و V نشان داده که در آن U و V خیز یک نقطه دلخواه و U_C و V_C خیز مرکز برش می باشد در اثر ناپایداری تیر، نیمرخ تیر حول نقطه D به اندازه μ می چرخد.

معادلات دیفرانسیلی تیر برای حالت تعادل در سیستم غیر تغییر شکل یافته از مقاومت مصالح معلوم است که عبارتست از:

$$EI_y U_c''' = q_x \quad (a)$$

$$EI_x V_c'''' = q_y \quad (b)$$

$$EI\omega\mu'''' - GI_t\mu'' = m_T \quad (c)$$

I_x و I_y ممان اینرسی نیمرخ حول محورهای X و Y بوده و I_T ممان اینرسی پیچشی و I_w ممان اینرسی پیچش طبله دار می باشد. E مدول الاستیسیته و G مدول برشی است. روابط زیر برای خیز از شکل ۲-۷۳- b خوانده می شوند.

$$U = U_c - (X - X_c) + X^* \cos \mu - (\bar{y} - \bar{y}_c) \sin \mu$$

$$V = V_c - (y - y_c) + X^* \sin \mu + (\bar{y} - \bar{y}_c) \cos \mu$$

چون زاویه μ خیلی کوچک است می توان نوشت: $\sin \mu \approx \mu$, $\cos \mu = 1$

و با $X^* = X - X_c$ بدست می آید:

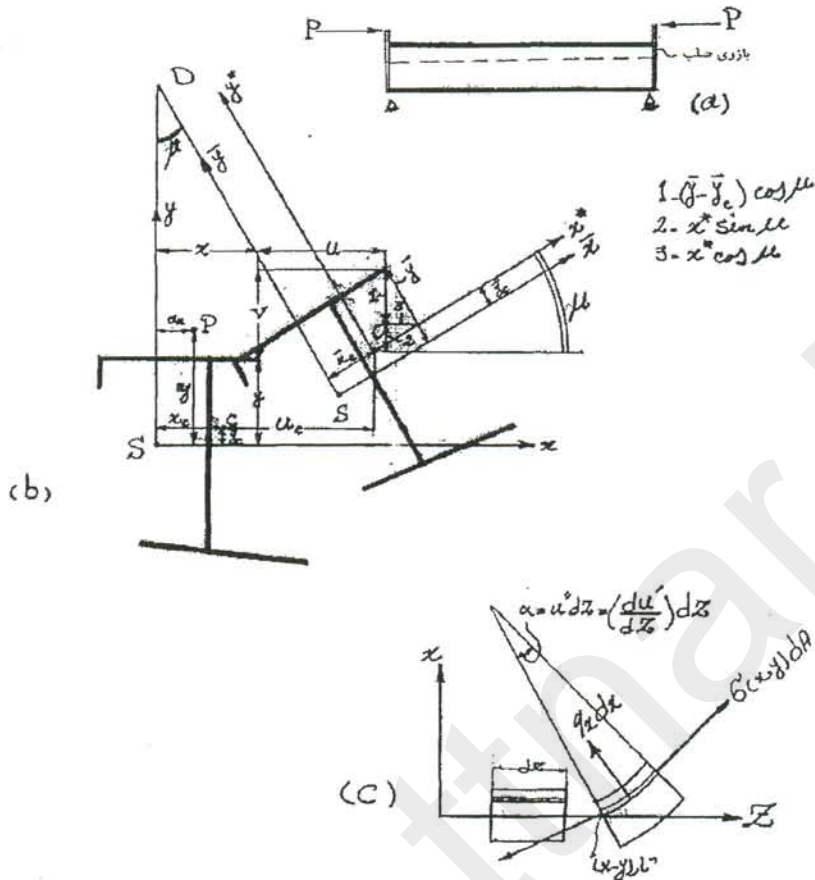
$$U = U_c - (y - y_c)\mu \quad (d), \quad V = V_c + (X - X_c)\mu \quad (e)$$

تنشهای قائم موجود σ در سطح نیمرخ که در اثر خمش بوجود آمده اند نیروهای برشی

زیر را تولید میکنند:

$$q_x = - \int V'' \sigma dA = - \int [U_c'' - (y - y_c)\mu''] \sigma dA (f)$$

$$q_y = - \int V'' \sigma dA = - \int [V_c'' + (X - X_c)\mu''] \sigma dA (g)$$



شکل ۲-۷۳

این نیروهای برشی حول مرکز برشی تولید لنگر پیچشی زیر را می کنند :

$$m_T = \int [U'' \sigma (y - y_c) - V'' \sigma (x - x_c)] dA$$

$$= \int [U_c'' (y - y_c) - (y - y_c)^2 \mu'' - V_c (x - x_c) - \mu'' (x - x_c)^2] \sigma dA \quad (h)$$

که σ عبارتست از :

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_x}{J_x} y + \frac{M_y}{I_y} x = \frac{P}{A} + \frac{Pa_y}{I_x} y + \frac{Pa_x}{I_y} x \quad (i)$$

که در روابط (f) و (g) و (h) قرار داده و اینها را در روابط (a) و (b) و (c) قرار میدهیم .

اول رابطه (I) در (f) و این در (a) عبارتست از :

$$EI_y U_c'''' + \int \left[U'' - (y - y_c) \mu'' \right] \left(\frac{P}{A} + \frac{Pa_y}{I_x} y + \frac{Pa_x}{I_y} x \right) dA = C$$

$$\rightarrow EI_y U_c'''' + PU_c'' \left[\int \frac{dA}{A} + \frac{a_y}{I_x} \int y dA + \frac{a_x}{I_y} \int x dA \right] +$$

$$+ P\mu'' \left[- \int \frac{y}{A} dA - \frac{a_y}{I_x} \int y^2 dA - \frac{a_x}{I_y} \int xy dA + y_c \int \frac{dA}{A} + y_c \frac{a_y}{I_x} \int y dA + y_c \frac{a_x}{I_y} \int x dA \right] = 0 \rightarrow$$

$$EI_y U_c'''' + PU_c'' + P\mu'' \left[-a_y + y_c \right] = 0 \quad (j)$$

رابطه (I) در (g) و (J) در (b) قرار داده می شود :

$$EI_x V_c'''' + \int \left[V_c'' + (x - x_c) \mu'' \right] P \left[\frac{1}{A} + \frac{a_y}{I_x} y + \frac{a_x}{I_y} x \right] dA =$$

$$EI_x V_c'''' + PV_c'' + P\mu'' \left[a_x - x_c \right] = 0 \quad (k)$$

رابطه (I) در (h) و (k) در (c) قرار داده می شود

$$EI_w \mu'''' - GI_T \mu'' - \int \left[U'' (y - y_c) - (y - y_c)^2 \mu'' - V_c'' (x - x_c) - (x - x_c)^2 \mu'' \right]$$

$$\times P \left(\frac{1}{A} + \frac{a_y}{I_x} y + \frac{a_x}{I_y} x \right) dA = C$$

$$EI_w \mu'''' - GI_T \mu'' - U_c'' (a_y - y_c) P + V_c'' (a_x - x_c) P +$$

$$\mu'' P \int \left[y^2 + x^2 - 2(yy_c + xx_c) + y_c^2 + x_c^2 \right] \left[\frac{1}{A} + \frac{a_y}{I_x} y + \frac{a_x}{I_y} x \right] dA = 0$$

$$EI_w \mu'''' - GI_T \mu'' - U_c'' (a_y - y_c) \cdot P + V_c'' (a_x - x_c) \cdot P +$$

$$\mu'' P \left[\frac{I_x^2 + I_y^2}{A} + \frac{a_y}{I_x} \int y(x^2 + y^2) dA + \frac{a_x}{I_y} \int x(x^2 + y^2) dA \right.$$

$$\left. - 2(y_c a_y + x_c a_x) + x_c^2 + y_c^2 \right] = 0 \quad (l)$$

با استفاده از :

$$r_c^2 = \frac{I_x^2 + I_y^2}{A} + x_c^2 + y_c^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_c^2 + y_c^2$$

$$\delta_x = \frac{1}{I_x} \int y(x^2 + y^2) dA, \rho_y = \frac{1}{I_y} \int x(x^2 + y^2) dA$$

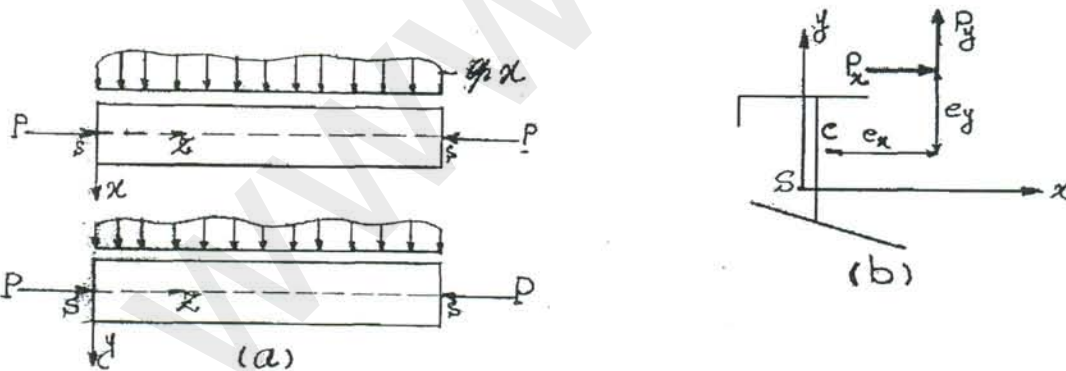
میتوان معادلات دیفرانسیلی کمانش پیچشی خمشی (J) و (k) و (l) را به شکل زیر نوشت :

$$\begin{cases} EI_y U_c'''' + P U_c'' + P \mu'' (y_c - a_y) = 0 & (a) \\ EI_x V_c'''' + P V_c'' + P \mu'' (-x_c - a_x) = 0 & (b) \\ EI_w \mu'''' + \mu'' \left\{ -GI_T + P[r_c^2 + a_y(\rho_x - 2y_c) + a_x(\rho_y - 2x_c)] \right\} \\ + U_c'' P(y_c - a_y) - V_c'' P(x_c - a_x) = 0 & (c) \end{cases} \quad (114-6)$$

این معادلات دیفرانسیلی حالت کلی کمانش پیچشی خمشی را برای حالت نیروی غیر مرکزی نشان می دهند و در زیر حالت عمومی تر بارگذاری بررسی می شوند.

۲-۲-۳- کمانش پیچشی خمشی برای تیرها با مقاطع دلخواه و با نیروی برشی و لنگر خمشی

در اینجا حالت عمومی تر بارگذاری بررسی می شود (شکل ۲-۷۴).



شکل ۲-۷۴

تیری تحت نیروهای برشی Q_x و Q_y که از محور ثقل میگذرند و همچنین نیروی فشاری که در محور ثقل اثر میکند بارگذاری شده است. در اینجا حالت عمومی بدست آوردن معادلات دیفرانسیلی عیناً مثل بالا می باشد و برای تعادل نیروها اینجا فقط نیروهای برشی Q_x و Q_y و

لنگرهای تولیدی آنها M_X و M_Y و همچنین دو لنگر M_W دخالت داده می شود و معادلات

دیفرانسیلی حاصل عبارتند از :

$$\begin{cases} EI_y V_c'''' + PV_c'' + Py_c \mu'' - (M_x \mu)'' - q_x = 0 \\ EI_x V_c'''' + PV_c'' - Px_c \mu'' - (M_y \mu)'' - q_y = 0 \\ EI_w \mu'''' + \mu'' [-GI_T + Pr_c^2 + M_x(\rho_x - 2y_c) - M_y(\rho_y - 2x_c) + M_w r_w] \\ + U_c''(-M_x + Py_c) - V_c''(M_y + Px_c) + q_x e_x \varphi - q_y e_y \varphi - q_y e_x + q_x e_y = 0 \end{cases} \quad (155-2)$$

که در آن :

$$\rho_w = \frac{1}{I_w} \int \omega(x^2 + y^2) dA$$

و ω مختصات سطح طبله می باشد (به بخش پیش مراجعه شود)

e_x و e_y فواصل محل تاثیر نیروهای برشی از مرکز برش می باشند .

حالتهای خاص به شرح زیرند :

الف) نیروی فشاری غیر مرکزی (معادله ۲-۱۴)

$$q_x = q_y = 0 \quad \text{و} \quad M_X = Pa_Y \quad \text{و} \quad M_Y = -Pa_X$$

$$P = 0$$

ب) چپ شدگی

$$q_x = q_y = 0$$

پ) کمانش پیششی

$$X_C = \rho_Y = 0$$

ت) محور Y محور تقارن است

حل معادله بالا بوسیله تعیین رابطه اتمام می شوند که شکل کلی آن بشرح زیر است .

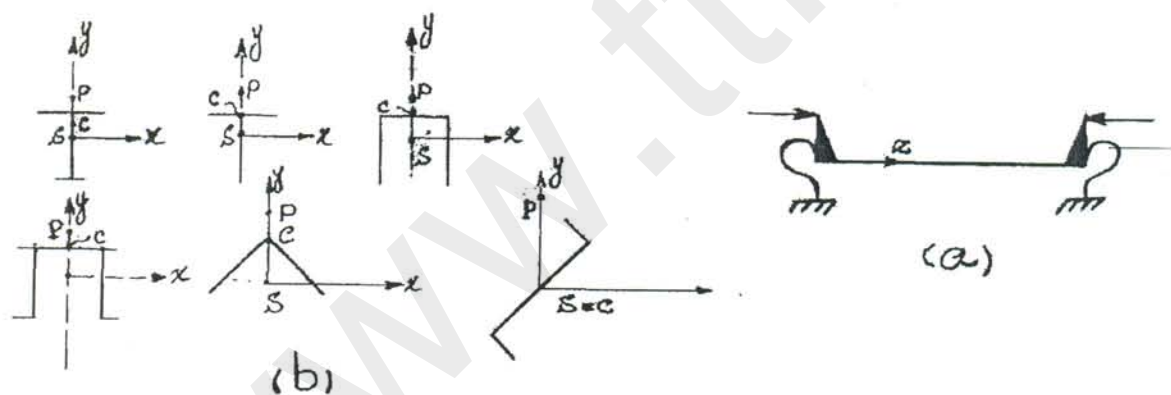
$$U_c = \sum A_i e^{n_i z}, V_c = \sum B_i e^{n_i z}, \mu = \sum e_i e^{n_i z}$$

با استفاده از شرایط تکیه گاهی یک رابطه درجه ششم برای μ بدست می آید که حل آن U_C و V_C و μ را بدست میدهد و از اینجا می توان نیروها و لنگرهای حد مقاوم را به دست آورد چون حل این معادله برای حالت‌های عمومی بارگذاری و نیمرخ مقطع دلخواه رابطه ریاضی بسته ای را نمی دهد لذا در ادامه بعضی از حالت‌های خاص مورد مطالعه قرار می گیرند.

۲-۲-۴- کمانش پیشی خمشی برای فشار غیز مرکزی برای مقاطع با یک محور

تقارن

در اینجا حالتی که محور Y محور تقارن بوده (شکل ۲-۷۵ - b) و نیروی P در فاصله a از محور ثقل S روی محور Y تاثیر می کند ، حل می گردد . شرایط تکیه گاهی می توانند گیردار یا مفصلی و یا مقداری بین این دو حد را داشته باشند .



شکل ۲-۷۵

برای این منظور دو حالت گیرداری تعریف می شود

۱- ضریب حالت گیرداری برای خمش حول محور Y (α): برای حالتی که هر دو تکیه گاه

مفصلی باشند $\alpha = 1$ و برای حالتیکه هر دو تکیه گاه گیردار باشند $\alpha = 0.5$

۲- ضریب حالت گیرداری طبله کردن مقاطع (α_0) : اگر مقطع روی تکیه گاه بتوانند بدون ممانعت و آزادانه طبله کنند $\alpha_0 = 1$ و برای حالتی که مقاطع نتوانند طبله کنند $\alpha_0 = 0.5$ است. از طبله کردن می توان بوسیله جوش دادن یک صفحه سر به انتهای تیر و یا جوش دادن انتهای تیر به تیر دیگر جلوگیری کرد یعنی آنرا علیه طبله کردن گیردار کرد. برای حالتی که بین تکیه گاه آزاد و گیردار می توان مقادیری برای α و α_0 ما بین 1 و 0.5 انتخاب نمود، یعنی $0.5 \leq \alpha \leq 1, 0.5 \leq \alpha_0 \leq 1$.

باید توجه داشت در هر صورت از پیش انتهای تیر جلوگیری می شوند یعنی تکیه گاه چنگالی همانند شکل ۲-۷۵ b و ۷-۱۶ a بهر حال موجود است. معادلات دیفرانسیلی این حالت بوسیله ساده کردن روابط ۲-۱۱۵ بدست می آید. در اینجا محور Y محور تقارن بوده و می توان مفروضات ساده کننده ای در محاسبات دخالت داد.

محور Y محور تقارن $a_x = 0$ و $a_y = a$ و $p_y = 0$ و $X_c = 0$

فقط فشار غیر مرکزی P بر محور Y اثر می کند $M_Y = 0$ و $M_X = Pa$ و $q_X = q_Y = 0$

معادلات دیفرانسیلی مربوطه عبارتند از :

$$EI_y U_c'''' + PU_c'' + \mu'' P(y_c - a) = 0 \quad (a)$$

$$EI_x V_c'''' + PV_c'' = 0 \quad (b) \quad (116-6)$$

$$EI_w \mu'''' + \mu'' [-GI_T + Pr_c^2 + Pa(\rho_x - 2y_c) + M_w \rho_w] + U_c'' P(y_c - a) = 0 \quad (c)$$

در این معادلات رابطه (b) فقط به v بستگی داشته و مثل حالات کمانش خمشی شکل ۲-۱

به راحتی قابل حل می باشد اما روابط (a) و (c) به دو مقدار U_c و μ بستگی دارند و برای حل

آنها از تعیین رابطه استفاده می شود :

$$U_c = \sum A_i e^{\eta_i Z}, \mu = \sum B_i e^{\eta_i Z}$$

معادلات دیفرانسیلی بالا برای دو حالت شرایط تکیه گاهی حل می گردند که در حالت اول هر

دو تکیه گاه آزاد فرض می گردند یعنی :

$$U_c(0) = U_c(l) = 0, \quad U_c''(0) = U_c''(l) = 0$$

$$\mu(0) = \mu(l) = 0, \quad \mu''(0) = \mu''(l) = 0$$

و در حالت دوم هر دو تکیه گاه کاملاً گیردار فرض می شوند یعنی :

$$U_c(0) = U_c(l) = 0, \quad U_c'(0) = U_c'(l) = 0$$

$$\mu(0) = \mu(l) = 0, \quad \mu'(0) = \mu'(l) = 0$$

و معادلات دیفرانسیلی برای هر دو حالت حل می گردند. برای حالت نیم گیرداری ضرایب α

و α در نتایج این دو فرمول چنان گنجانده می شوند که جواب حاصله با دقت بسیار خوبی

قابل استفاده در مسائل عملی می گردد و در اینجا فقط جواب نهایی ذکر می گردد و

علاقمندان به حل مفصل می توانند به کتاب [۲/۷] مراجعه کنند. در جواب نهایی برای پیدا

کردن P_{cr}^* که کمانش پیچشی خمشی تیر ایجاد می کنند از روابط :

$$P_{cr}^* = F_{cr}^* \cdot A$$

$$F_{cr}^* = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{mi}^2} \quad (117-6)$$

استفاده می کنند که در آن λ_{mi} (ضریب لاغری ایده آل معادل) توسط رابطه زیر محاسبه می

شود :

$$\lambda_{mi} = \frac{\alpha l}{i_y} \sqrt{G_1 (1 \pm \sqrt{1 - G_2})} \quad (a)$$

$$G_1 = \frac{c^2 + r_c^2 + a(\rho_x - 2y_c)}{2c^2} \quad (b)$$

$$G_2 = \frac{4c^2 \left[r_p^2 + a(r_x - a) + 0.093 \left(\frac{\alpha^2}{\alpha^2_0} - 1 \right) (a - y_c)^2 \right]}{\left[c^2 + r_c^2 + a(r_x - 2y_c) \right]^2} \quad (c)$$

شعاع پیچش نیمرخ

$$c = \sqrt{\frac{I_w (\alpha l)^2 / (\alpha_0 l_0)^2 + \frac{G}{\pi^2 E} (\alpha l)^2 \cdot I_T}{I_y}} \quad (d)$$

شعاع ژیراسیون مرکزی حول محور ثقل S

$$r_p = \sqrt{r_x^2 + r_y^2} \quad (e)$$

شعاع ژیراسیون مرکزی حول برش C

$$r_c = \sqrt{r_p^2 + y_c^2} \quad (f)$$

مقدار ρ_x برای مقاطع با محور تقارن صفر است.

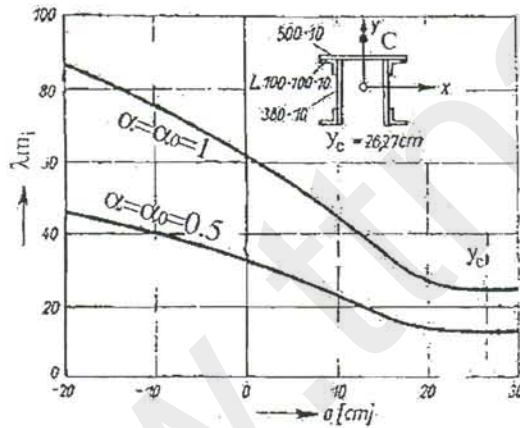
$$\rho_x = \int \frac{y(x^2 + y^2)}{I_x} dA \quad (g) \quad (118-2)$$

Y_C فاصله مرکز برش از مرکز ثقل، l طول تیر l_0 ، طول موثر در موقع پیچش می باشند.

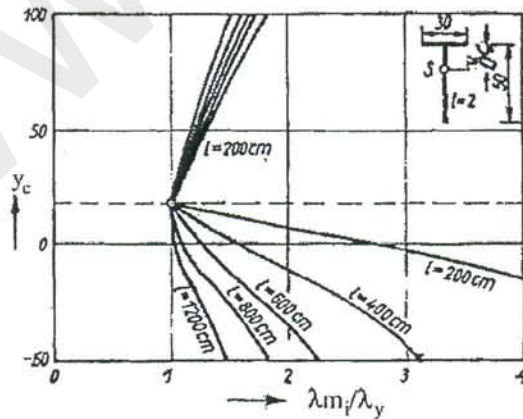
در جدول ۲-۲۴ برای بعضی از نیمرخها مقادیر ρ_x ، I_T ، Y_C داده شده اند و در جدول ۲-۲۵ روابط بالا بطور اختصار ذکر شده اند. طرز کار به این شرح است که برای کنترل تنش کمانش پیچشی خمشی ضریب لاغری معادل λ_{mi} حساب گردیده و سپس F_a بر اساس این

$$\lambda'_{mi} \text{ بدست می آید } F_a = \frac{P}{A}$$

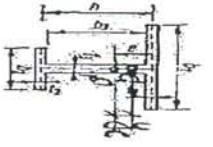
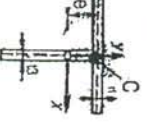
در شکل ۷۶-۲ ضریب لاغری معادل λ_{mi} برای غیر مرکزیت های مختلف a برای پروفیل طبق شکل رسم شده است. بطوریکه دیده می شود مقدار λ_{mi} برای $a = Y_C$ یعنی وقتی که نیرو در مرکز برش اثر می کند کمترین مقدار خود را دارد یعنی موقعی که نیروی P در مرکز برش اثر می کند، مقاومت تیر به حداکثر خود می رسد. شکل ۷۷-۲ نشان می دهند که ضریب لاغری معادل با افزایش طول تیر به ضریب لاغری کمانج خمشی نزدیک می شود یعنی تیرهای کوتاه بیشتر در معرض کمانش پیچشی خمشی قرار می گیرند تا تیرهای لاغر.



شکل ۷۶-۲



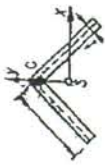
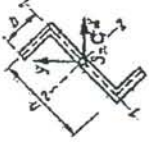
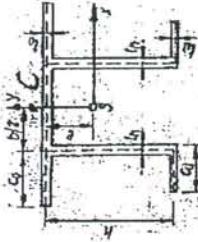
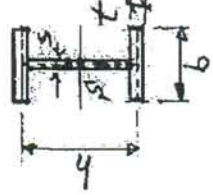
شکل ۷۷-۲

پروفیل		$y_c(\text{cm})$	$I_w(\text{cm}^4)$	$I_T(\text{cm}^4)$	$S_x(\text{cm})$
		$\frac{eI_3 - (h-e)I_2}{I_y}$ $I_1 = t_1 \cdot \frac{b_1^3}{12}$	$\frac{I_3 I_2 h^2}{I_1 + I_2}$ $I_2 = t_2 \frac{b_2^3}{12}$	$\frac{1}{3}(b_y t_1^3 + b_2 t_2^3 + b_3 t_3^3)$	$\frac{1}{I_x} \{ I_y y_M + A_1 e^3 - A_2 (h-e)^3 + \frac{t_3}{4} [e^4 - (h-e)^4] \}$ $A_1 = b_1 t_1 \quad A_2 = b_2 t_2$
		$\frac{eI_3}{I_y}$ $I_1 = t_1 \cdot \frac{b_1^3}{12}$	$\frac{b_1 t_1^3}{144} + \frac{h^3 t_3^3}{36}$	$\frac{1}{3}(b_1 t_1^3 + b_3 t_3^3)$	$\frac{1}{I_x} \{ I_y y_M + A_1 e^3 + \frac{t_3}{4} [e^4 - (h-e)^4] \}$

I_w - ممان اینرسی طبله مقطع = ثابت پیچش
 I_T = ممان اینرسی بدون طبله کردن

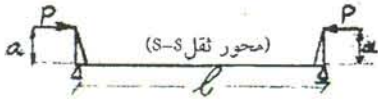
$$S_x = \frac{1}{I_x} \int y(x^2 + y^2) dA$$
 طول مقطع

جدول ۲۴-۲ مقادیر مقطع بعضی از زینرها
 S = مرکز ثقل / C = مرکز برش / y_c = فاصله C از S

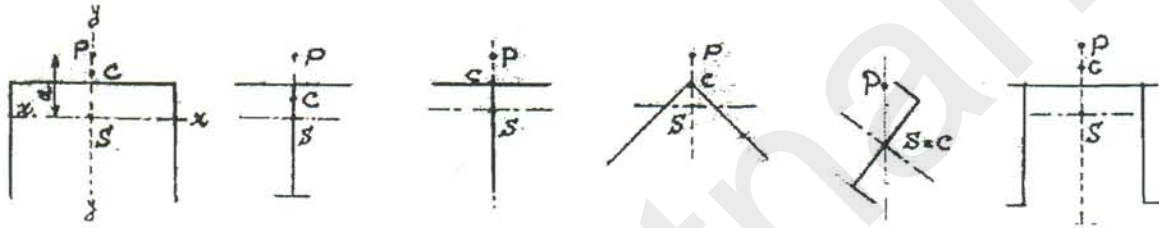
	$\frac{b\sqrt{2}}{4}$	$\frac{b^3 t^3}{18}$	$\frac{2}{3}bt^3$	$-\frac{b}{2}\sqrt{2}$
	0	$\frac{h^2}{4}I_1 - \frac{I_{12}^2}{F}$	$\frac{ht_h^3}{3} + \frac{2bht_b^3}{3}$	0
		$y_M = \frac{1}{I_y} \left(\frac{b^2 h}{2} e_{t_u} + \frac{b^2 h^2}{4} i_n - \frac{2}{3} h c_u^3 t_u \right) + e$ $C_M = \left(\frac{b^2 h^2}{2} + \frac{2}{3} h^2 c_u^2 - h^2 b c_u \right) c_u t_u + \frac{b^2 h^3}{6} t_n - I_y (y_M - e)$ $I_x = \frac{2}{3} c_u t_u^3 + \frac{2}{3} h t_h^3 + \frac{1}{3} (2c_0 + b) t_0^3$		
	0	$\frac{I_1 h^2}{4}$ $I_1 = t \cdot \frac{b^3}{12}$	$\frac{1}{3} (2bt^3 + h.s^3)$	0

جدول ۲-۲۵ کمانش پیچشی خمشی - $f_a = \frac{P}{A} < F_a$

۱- فشار غیر مرکزی برای مقاطع با یک محور متقارن (Y-Y محور تقارن)



مثال برای نیمرخها:



علائم: S: مرکز ثقل، C: مرکز برش، P: محل تأثیر نیرو، a: فاصله خروج از مرکز

ضریب لاغری معادل λ_{mi} $\lambda_{mi} = \frac{\alpha \cdot l}{i_y} \sqrt{G_1 (I \pm \sqrt{1 - G_2})}$

$$G_1 = \frac{C^2 + r_c^2 + a(r_x - 2y_c)}{2C^2}$$

$$G_2 = 4C^2 \left[\frac{r_p^2 + a(p_x - a) + 0.093(\alpha^2 / \alpha_0^2 - 1)(a - y_c)^2}{[C^2 + r_c^2 + a(r_x - 2y_c)]^2} \right]$$

$$C = \sqrt{\frac{I_w (al)^2 / (a_0 l_0)^2 + \frac{G}{\pi^2 E} (al)^2 I_T}{I_y}}$$

$$r_p = \sqrt{r_x^2 + r_y^2}$$

S شعاع ژیراسیون مرکزی حول

$$r_c = \sqrt{r_p^2 + y_c^2}$$

C شعاع ژیراسیون مرکزی حول

طول مقطع $\rho_x = \int_A \frac{y(x^2 + y^2)}{I_x} dA$ (جدول ۶-۲۴)

y_c : فاصله مرکز برش (C) از مرکز ثقل (جدول ۶-۲۴)

l : طول تیر = فاصله تکیه گاهی خمشی - l_0 : فاصله تکیه گاههای پیچشی

I_x : ممان اینرسی حول محور X - I_y : ممان اینرسی حول محور Y

شعاع ژیراسیون حول محور Y $\frac{I_y}{A} = r_y$

I_T = ممان اینرسی پیچشی بدون طبقه کردن مقاطع ؛ I_w = ممان اینرسی طبقه کردن مقاطع

α : شرایط تکیه گاهی برای خمش حول محور Y-Y (مفصلی) $0.5 \leq \alpha \leq 1.0$ (گیردار)

α_0 : شرایط تکیه گاهی برای طبقه کردن سطح مقطع

(طبقه کردن ممکن = آزاد) $0.5 \leq \alpha_0 \leq 1.5$ (طبقه کردن غیر ممکن = گیردار)

E مدول ارتجاعی - G مدول برشی ← در مورد فولاد داریم $\frac{G}{\pi^2 E} = 0.039$

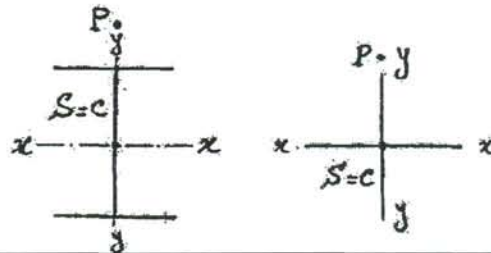
۲- فشار غیر مرکزی: یعنی نیروی P در امتداد محور ثقل اثر می کند یعنی نقاط P و S بر روی هم می افتند (P=S) در حالت فوق $a=0$ است



۳- مقاطع با دو محور متقارن: در این حالت S بر روی C می افتد.

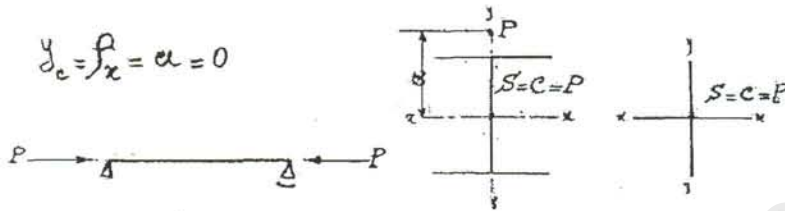
$y_c = \rho_x = 0$

$r_p = r_c$



۴- کمانش پیچشی : اگر مقاطع با دو محور تقارن بوده و فشار مرکزی باشد خواهیم داشت:
 $P=e=S$ در این حالت ممکن است کمانش پیچشی بوجود آید .

$$y_c = \rho_x = a = 0$$



۵- کمانش پیچشی خمشی تیرهای ساده با نیروی کنسولی . مقاطع با دو محور تقارن

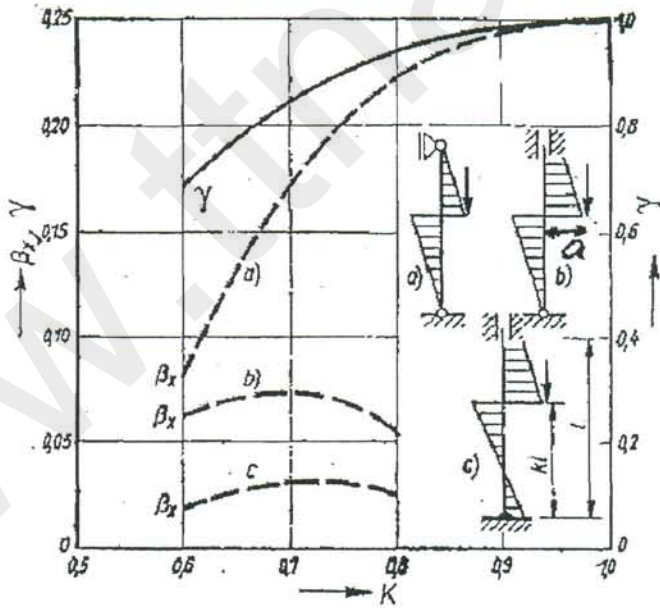
$$\lambda_{mi} = \lambda_y \cdot \sqrt{G_1(1 \pm \sqrt{1 - G_2})}$$

$$G_1 = \frac{\gamma(c^2 + r_p^2)}{2c^2}$$

$$G_2 = \frac{4C^2(r_p^2 - \beta_x^2 \cdot a^2)}{(c^2 + r_p^2)}$$

طبق شکل β_x, γ

بالا a, r_p, C طبق حالت ۱



۲-۲-۵- کمانش پیچشی خمشی برای فشار مرکزی برای مقاطع با یک محور

تقارن

اگر نیروی P در امتداد محور ثقل S اثر کند آن وقت بازوی غیر مرکزی $a = 0$ بوده و در

نتیجه روابط ۲-۱۱۸ ساده تر می گردند، نتیجه در جدول ۲-۲۵ رسم شده است.

۲-۲-۶- کمانش پیچشی

اگر نیروی P در امتداد محور برشی C تاثیر کند (شکل ۲-۷۵) یعنی $Y_C = a$ معادلات

دیفرانسیلی به این صورت در می آیند.

$$EI_y U_c'''' + P U_c'' = 0 \quad (a)$$

$$EI_x V_c'''' + P V_c'' = 0 \quad (b)$$

$$EI_w \mu'''' + \mu''(-GI_T + P i_c^2) = 0 \quad (c) \quad (119-6)$$

بطوریکه این معادلات نشان می دهند در اینحالت کمانش خمشی U و V خود را از کمانش

پیچشی جدا می کند و در نتیجه نقطه پیچش سطح مقطع D روی مرکز برش سطح مقطع C

می افتد. در حالت خاص محور تیر هیچگونه تغییر مکانی نداده بلکه تمام تیر حول این محور

می چرخد، این حالت را کمانش پیچشی می گویند (شکل ۲-۷۱)

در این حالت :

$$a = y_c = \rho_x = 0$$

$$r_p = r_c = \sqrt{r_x^2 + r_y^2}$$

و ضریب لاغری معادل عبارتست از :

$$\lambda_{mi} = \frac{\alpha_s}{i_y} \sqrt{G_1 (1 \pm \sqrt{1 - G_2})}$$

$$G_1 = \frac{c^2 + r_p^2}{2c^2}, G_2 = \frac{4c^2 r_p^2}{(c^2 + r_p^2)^2}$$

مقدار C بوسیله رابطه ۲-۱۱۸-d داده شده است. این روابط هم در جدول ۲-۲۵ آورده شده‌اند.

۲-۲-۷-چپ شدگی

چپ شدگی حالتی را نشان می‌دهد که در آن فقط اثر نیروهای خمشی بدون فشار مرکزی وجود دارد. معادلات دیفرانسیلی مربوطه از ساده کردن رابطه زیر بدست می‌آیند

$$\rho_w = \frac{1}{I_w} \int w(x^2 + y^2) dA$$

که در آنها $P = 0$ گذاشته می‌شود

$$EI_y U_c'''' - (M_x \cdot \mu'') - q_x = 0$$

$$EI_x V_c'''' - (M_y \cdot \mu'') - q_y = 0$$

$$EI_w \mu'''' + \mu'' [-GI_T + M_x(\rho_x - 2y_c) - M_y(\rho_y - 2x_c) + M_w r_w]$$

$$-M_x U_c'' - M_y V_c'' + q_x e_x \varphi - q_y e_y \varphi - q_y e_x + q_x e_y = 0$$

حل این معادله دیفرانسیلی برای حالت‌های عمومی به بخش قطعات خمشی ۷-۷ موکول می‌شود زیرا چون چپ شدگی در قطعات خمشی بیشتر پیش می‌آید.

۲-۲-۸-چند مثال

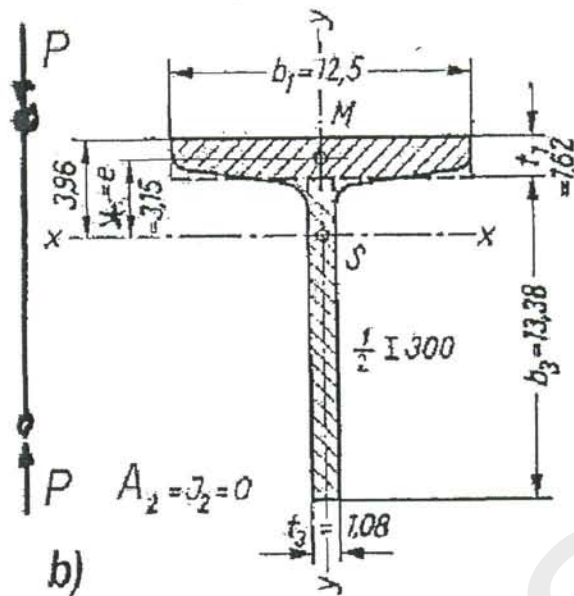
مثال ۱

عضو فشاری خرپایی که سیستم آن طبق شکل ۲-۷۸ a و نیمرخ آن طبق شکل ۲-۷۸ b می

باشد تحت نیروی مرکزی $P = 348 \text{ KN}$ قرار گرفته است. نیمرخ $\frac{1}{2} \text{ INP300}$ و از فولاد ST 37

می‌باشد. بارگذاری عادی است و $S_{KX} = S_{KY} = L = 1.40 \text{ m}$ کمانش خمشی و کمانش

پیچشی تیر و ضخامت آن کنترل شوند.



شکل ۷۸-۲

الف) کنترل کمانش خمشی (جدول ۱۵-۲)

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1.2 \times 451}{1.2 \times 69}} = 2.56$$

$$\lambda_y = \frac{140}{2.56} = 55 > \lambda_x \xrightarrow{11/6} Fa = 120.7 \text{ N/mm}^2$$

$$fa = \frac{348}{34.5} = 10.01 \leq 120.7 \text{ KN/cm}^2$$

(جدول ۱-۵ ردیف ۱)

ب) کنترل کمانش پیچشی (جدول ۲۵-۲) برای خروج از مرکز $X = 0$ اعداد مقطع طبق

جدول ۲۴-۲ تعیین می گردند.

$$I_w \approx 0 \text{ (تقریباً بدون تپله کردن) ممان اینرسی تپله کردن مقاطع} = \frac{b_1 t_1^3}{144} + \frac{h_3 t_3^3}{36}$$

$$I_T = \frac{1}{3} \sum b_i t_i^3 = \frac{1}{3} (12.5 \times 1.62^3 + 13.38 \times 1.08^3) = 23.3 \text{ cm}^4$$

جدول ۲-۲۵ ضریب لاغری معادل λ_{mi} حساب می گردد چون از خمش تیر حول محور Y و

همچنین از طبقه کردن مقطع جلوگیری می شود لذا $\alpha = \alpha_0 = 1$

$L = S_K = 140 \text{ cm}$ طول تیر

$L_0 = S_K = 140 \text{ cm}$ طول موثر تیر در پیچش

$r_p = \sqrt{r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{4.47^2 + 2.56^2} = \sqrt{26.6} \text{ cm}$ شعاع ژیراسیون مرکزی حول محور ثقل

$r_c = \sqrt{r_p^2 + y_c^2} = \sqrt{26.6 + 3.15^2} = \sqrt{36.5} \text{ cm}$ شعاع ژیراسیون مرکزی حول محور برش

شعاع پیچش

$$c = \sqrt{\frac{I_w (\alpha p)^2 / (\alpha_0 p_0)^2 + 0.039 (\alpha p)^2 \cdot I_T}{I_y}}$$

$$= \sqrt{\frac{0 + 0.039 (1 \times 140)^2 \times 23.3}{451}} = \sqrt{39.4} \text{ cm}$$

$$G_1 = \frac{c^2 + r_c^2 + a(\rho_x - 2y_c)}{2c^2} = \frac{39.4 + 36.5 + 0}{2 \times 39.4} = 0.963$$

$$G_2 = \frac{4c^2 [r_p^2 + a(\rho_x - a) + 0.093(\alpha^2 / \alpha_0^2 - 1)(a - y)^2]}{[c^2 + r_c^2 + a(\rho_x - 2y_c)]^2}$$

$$= \frac{4 \times 39.4 [26.6 + 0 + 0.093(1 - 1)(0 - y)^2]}{[39.4 + 36.5]^2} = 0.728$$

$$\lambda_{mi} = \frac{\alpha l}{r_y} \sqrt{G_1 (1 \pm \sqrt{1 - G_2})} = \frac{1 \times 140}{2.56} \sqrt{0.963 (1 + \sqrt{1 - 0.728})} = 66.2$$

$$\xrightarrow{11-6} Fa = 113.8 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \frac{P}{A} = \frac{348}{34.5} = 10.01 < 11.38 \text{ KN/cm}^2$$

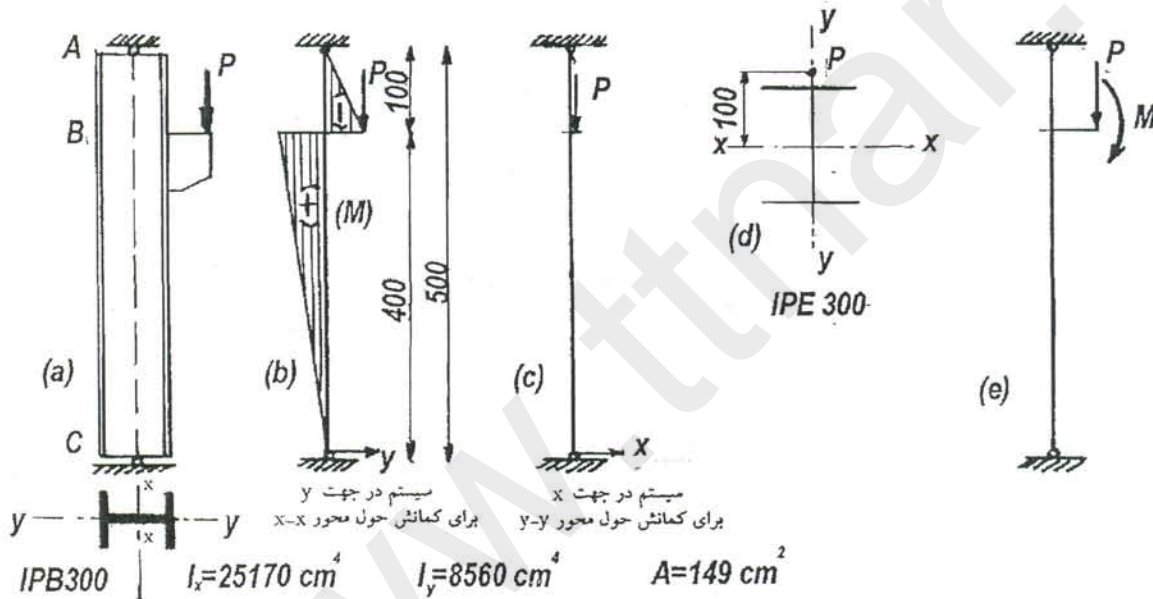
(پ) کنترل ضخامت جان (جدول ۲-۲۳)

قسمتهای نازک قطعات فشاری طبق بخش ۲-۱-۱۵ جدول کنترل می شوند.

$$\frac{h}{t} = \frac{13.38}{1.08} = 12.4 < 15 \quad (\text{حالت K}) \quad (\text{برای } \lambda_{mi} \leq 75)$$

مثال ۲

ستونی تحت اثر نیروی غیر مرکزی $P = 800$ از فولاد ST 37 در بارگذاری عادی قرار دارد. سیستم استاتیکی ستون در شکل ۷۹-۲ نشان داده شده است. ستون از IPB 300 و غیر مرکزی $a = 160 \text{ mm}$ می باشد. تنش کمانش خمشی و کمانش خمشی پیشگی کنترل شوند.



شکل ۷۹-۲

IPB 300 : $I_x = 25170 \text{ cm}^4$, $I_y = 8560 \text{ cm}^4$, $A = 149 \text{ cm}^2$

$S_x = 1680 \text{ cm}^3$, $S_y = 571 \text{ cm}^3$, $I_T = 149 \text{ cm}^4$

$r_x = 13.0 \text{ cm}$, $r_y = 7.58 \text{ cm}$, $I_w = 1688000 \text{ cm}^6$

الف) کمانش حول محور Y-Y

طبق جدول ۶-۲ برای $P_1 = 0$ نیروی کمانش ایده ال مساوی با $P_{ki} = \varphi_g' P_E$

$$K = \sqrt{\frac{1}{\varphi_g'}} \quad \text{بعبارت دیگر ضریب طول کمانش برابراست با}$$

طبق جدول ۶-۲ برای $\xi = \frac{l_1}{l} = \frac{400}{500} = 0.8$ مقدار $\varphi_g' = 0.92$ بدست می آید.

$$K = \sqrt{\frac{1}{\varphi_g'}} = \sqrt{\frac{1}{0.92}} = 1.087$$

$$S_{ky} = 500 \times 1.087 = 543$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{r_y} = \frac{543}{7.58} = 71.6 \xrightarrow{11-6} Fa = 110.3 \text{ N/mm}^2$$

$$fa = \frac{800}{149} = 5.37 \text{ KN/cm}^2 \leq Fa = 11.03$$

ب) کمانش حمل محور X-X (جدول ۱۵-۲)

$$\lambda_x = \frac{543}{13.0} = 41.8$$

علاوه بر نیروی P لنگری هم حول محور X-X طبق شکل اثر می کند:

$$M = P \cdot a$$

$$M = 16.0 \times 800 = 12800 \quad \text{KN/cm}^2$$

طبق شکل ۷۹-۲ c (نیروی برشی)

$$V_A = V_C = \frac{M}{l} = \frac{12800}{500} = 25.6 \text{ KN}$$

$$M_{ba} = -100 \times 25.6 = -25600 \quad \text{KNcm}$$

لنگرهای ناشی از نیروی برشی:

$$M_{bc} = +400 \times 25.6 = 10240 \quad \text{KNcm}$$

مقدار تنش‌های موجود

$$f_a = \frac{800}{149} = 5.37 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_b = M / S_x = 10240 / 1680 = 6.090 \text{ KN/cm}^2$$

الف) کنترل تنش عمومی

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

ب) کنترل تنش کماتش

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \cdot \frac{c_m}{1 - \frac{f_a}{F_e'x}} \leq 1$$

محاسبه F_b :

$r_T = 8.06$ شعاع ژیراسیون r_T بال فشاری در کماتش جانبی (جدول پروفیلها)

$l_b = 500 \text{ cm}$ فاصله مهارهای جانبی در خمش حول محور X

$\lambda_T = \frac{l_b}{r_T} = \frac{500}{8.06} = 62$ ضریب لاغری بال فشاری

$C_b = 1$ ضریب پخش لنگر خمشی برای کماتش جانبی

$\sqrt{\frac{72 \times 10^4 c_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{72 \times 10^4 \times 1.0}{240}} = 56$ محدوده لاغری جانبی بال فشاری

$$\sqrt{\frac{360 \times 10^4 c_b}{F_y}} = 122.5$$

$5.6 < \lambda_T = 62 < 122.5 \rightarrow$ منطقه غیر خطی

تنش مجاز کمانش بال فشاری

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y \lambda_r^2}{1075 \times 10^5 C_b} \right] F_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{240 \times 56^2}{1075 \times 10^5 \times 1.0} \right] 240 = 158 N/mm^2 \leq 0.6 F_y = 145 N/mm^2$$

تنش مجاز مقاومت پیچشی

$$\rightarrow F_{bc} = 145 N/mm^2$$

$$F_{bt} = \frac{84000 \times c_b}{\frac{L \times d}{A_f}} = \frac{84000 \times 1.0}{\frac{500 \times 30}{30 \times 1.9}} = 319 N/mm^2 \leq 0.6 F_y = 145 N/mm^2$$

$$\rightarrow F_b = \max(F_{bc}, F_{bt}) = 145 N/mm^2$$

ضریب پخش لنگر برای کمانش (ستون بدون امکان جابجایی، بار جانبی بین دو تکیه گاه ،

$$c_m = 1.0 \text{ (انتهای با دوران)}$$

تنش مجاز اولر

$$F_{ex} = \frac{105 \times 10^4}{\lambda x^2} = \frac{105 \times 10^4}{41.8^2} = 601 N/mm^2$$

الف) کنترل تنش عمومی

$$\frac{53.7}{145} + \frac{60.9}{145} = 0.79 \leq 1.0$$

ب) کنترل تنش کمانش

$$\frac{53.7}{110.3} + \frac{60.9}{145} \times \frac{1.0}{1 - \frac{53.7}{601}} = 0.948 \leq 1.0$$

پ) کنترل کمانش پیچشی خمشی (جدول ۲-۲۵ حالت ۵)

هر دو تکیه گاه آزاد مفصلی بوده و طبقه مقاطع آزادانه صورت می گیرد. $\alpha = \alpha_0 = 1$

شعاع پیچش

$$c = \sqrt{\frac{I_w(\alpha l)^2 / (\alpha_o l_o)^2 + 0.039(\alpha l)^2 I_T}{I_y}}$$

$$c = \sqrt{\frac{1688000(1 \times 500)^2 / (1 \times 500)^2 + 0.039(1 \times 500)^2 \times 149}{8560}} = \sqrt{367}$$

$$r_p = \sqrt{r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{13^2 + 7.58^2} = \sqrt{226}$$

$$r_c = r_p = \sqrt{226}, \rho_x = 0, y_c = 0$$

طبق جدول ۲-۲۵ حالت ۵ برای $K = \frac{4}{5} = 0.8$ داریم:

$$\gamma = 0.235, \beta_x = 0.225$$

$$G_1 = \frac{\gamma(c^2 + r_p^2)}{2c^2} = \frac{0.235(367 + 226)}{2 \times 367}$$

$$G_2 = \frac{4c^2(l_p^2 - \beta_x^2 a^2)}{[c^2 + l_p^2]^2} = \frac{4 \times 367(226 - 0.225^2 \times 16^2)}{[367 + 226]^2} = 0.889$$

$$\lambda_{mi} = \frac{\alpha l}{l_y} \times \sqrt{G_1(1 \pm \sqrt{1 - G_2})}$$

$$\lambda_{mi} = \frac{1 \times 500}{7.58} \sqrt{0.19(1 + \sqrt{1 - 0.889})} = 33 \xrightarrow{\text{جدول 11-6}}$$

$$F_a = 132.2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{800}{149} = 5.37 \text{ KN/cm}^2 \leq 13.22 \text{ KN/cm}^2$$

۲-۳- ستونها

۲-۳-۱- کلیات

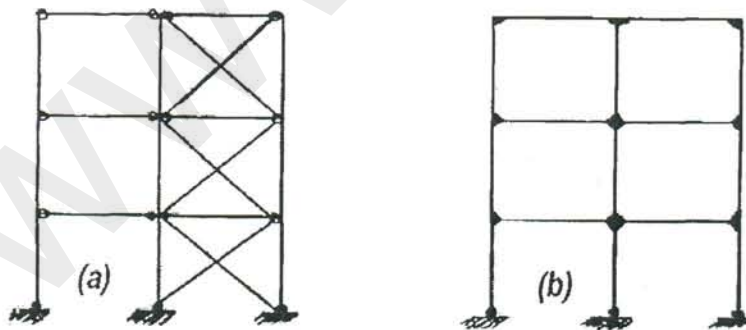
ستونها قطعات ساختمانی هستند که در امتداد محور طولی اشان تحت فشار و کمانش قرار گرفته در صورت وجود نیروی فشاری غیر مرکزی و یا لنگرهای خمشی علاوه بر فشار، تحت خمش هم قرار می گیرند .

از نظر اجرا دو گروه ستون خواهیم داشت :

الف) ستونهایی که بوسیله اتصال مفصلی و مرکزی با تیرها فقط نیروهای مرکزی را حمل می کند و پایداری ساختمان برای حمل نیروهای افقی توسط مهاربندی انجام می گیرد (شکل ۲-۸۰-۱). دیوارها و سقفهای برشی میتوانند جانشین این مهاربندی گردند (به بخش پروژه ساختمانی فلزی مراجعه شود)

ب) ستونهایی که بوسیله اتصال گیردار با تیرها دستگاه ساختمانی را به قاب تبدیل می کنند (

شکل ۲-۸۰-۲) b



شکل ۲-۸۰-۱ : a) ساختمان بلند مهاربندی شده b) ساختمان بلند به عنوان قاب








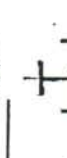
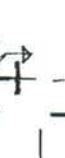
در این حالت ستونها علاوه بر نیروی فشاری لنگرهای خمشی را هم انتقال می دهند. این لنگرهای خمشی میتوانند حاصل از بارهای دائم و سر بارهای باد، زلزله، دما و غیره باشند.

در ساختمانهای مسکونی و تجاری باید ستونها در مقابل آتش سوزی محفوظ باشند.

در کارخانجات معمولا ستونها روپوش ضد آتش سوزی ندارند تا نصب لوله ها، سیمها و غیره برای آنها ممکن باشد. البته در بعضی از کارخانجات ممکن است روپوش ضد آتش سوزی لازم باشد. طول کمانش در ساختمانهایی که طبق شکل ۲-۸۰-۸ بوسیله سقف صلب یا مهاربندی نگهداشته می شوند برابر ارتفاع طبقه در نظر گرفته می شود. هر گاه دیوارهای ما بین ستون به پهنای ۲۴ cm آجرکاری شوند کمانش ستون در صفحه دیوار احتیاج به محاسبه ندارد ولی کمانش در جهت دیگر باید کنترل گردد (به بخش ۲-۱۴-۱-۶ مراجعه شود)

۲-۳-۲- ستونهای یک قسمتی

ستونهای یک قسمتی ستونهایی هستند که نیمرخهای آنها چنان ساخته شده اند که قطعات تشکیل دهنده بدون واسطه در تمام طول تیر به یکدیگر وصل شوند (بر خلاف قاب تیرها و تیرهای مشبک) شکل ۲-۸۱ انواع این پروفیلها را نشان میدهد.

								
مناسب برای	$\frac{S_{Kx}}{S_{Ky}} = 4 \sim 5$	$\frac{S_{Kx}}{S_{Ky}} = 1 \sim 2$	تقویت ستون بوسیله جوش دادن	تقویت ستون بوسیله پرچکاری	تقویت مقاومت بخصوص حول X-X و پهنای حول X-X	تقویت مقاومت بخصوص حول Y-Y	مقاومت یکسان حول X-X و Y-Y	مقاومت زیاد بدلیل بزرگی (تیراسیون)

شکل ۲-۸۱: نمایش محدوده کاربرد نیمرخهای مختلف به عنوان ستونی

طرح و محاسبه این پروفیلها در بخشهای ۲-۱۰-۱ الی ۲-۱۲-۱ بطور مفصل ذکر شد. از دیدگاه اقتصادی نیمرخها چنان انتخاب می شوند که تحت تاثیر نیروی مرکزی مقادیر λ_x و λ_y تقریباً مساوی باشند. پروفیل INP بعنوان ستون موقعی مناسب است که $S_{KX}=(4-5)S_{KY}$

چون تناسب $(3.5-5) \approx \frac{r_x}{r_y}$ برای پروفیلها تا INP 300 برقرار است. پروفیلهای IBP

(شکل ۲-۸۱- b) بعنوان ستون مناسب ترند چون در اینجا تناسب $1.7 \approx \frac{r_x}{r_y}$ تا پروفیل

IPB 300 برقرار است در ستونهای ساختمانهای چند طبقه در پروفیل بزرگتر از بالا به پایین

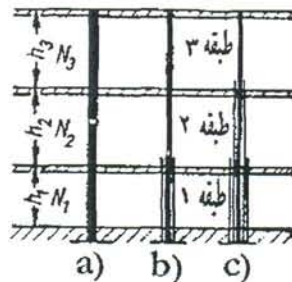
در هر چند طبقه انتخاب می شود و یا بجای تغییر پروفیل تقویت آن بوسیله جوش دادن یا پرچکاری صفحات تقویتی (شکل ۲-۸۱- c) انجام می گیرد. هر گاه نیمرخ ستون برای نیروی

حداکثر N_1 طراحی شود بطوریکه شکل ۲-۸۲- a نشان می دهد در طبقات بالا فولاد بیش از

حد لازم مصرف می شود. هر گاه ستون برای نیروی حداقل N_3 طراحی شود آنوقت تقویت

ستون در طبقات ۱ و ۲ لازم است (شکل ۲-۸۲- c) که در اینحالت هزینه ساخت بالا می رود

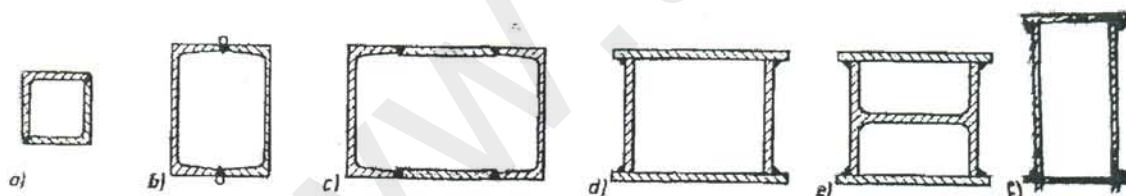
و بالاخره شکل ۲-۸۲- b راه حل میانه ای را نشان می دهد.



شکل ۲-۸۲: انواع مختلف اجرای ستونهای ساختمانهای بلند

تقویت بالهای ستون بوسیله [یا I (شکل ۲-۸۱، e, f) بوسیله جوش یا پرچکاری بر مقاومت کمانش مخصوصاً حول محور $Y-Y$ می افزاید. شکل ۲-۸۱، f هنگامی توصیه می شود که جوش دادن یا پرچکاری بدون هیچگونه اشکالی قابل اجراست یعنی مقدار a در این شکل کافی است. پروفیل ۲-۸۱، g دارای مقاومت کمانش یکسان حول هر دو محورش می باشد. از نظر معماری پروفیل شکل ۲-۸۱، h هم مورد استفاده قرار می گیرد. پروفیل لوله (شکل ۲-۸۱، I) دارای مقامت زیاد از نظر استاتیکی می باشد و بعلت بزرگی شعاع ژیراسیون I خیلی مناسب می باشد ولی در ساختمانهای چند طبقه به علت مشکل بودن اتصالات زیاد مورد استفاده قرار نمی گیرد از نظر اجرایی بهترو از نظر مقاومتی به همان کیفیت نیمرخهای جعبه شکل هستند.

(شکل ۲-۸۳)



شکل ۲-۸۳: انواع نیمرخهای جعبه ای که برای انتقال نیروهای فشاری بزرگ

به کار می روند.

نیمرخ ۲-۸۳، a دارای گوشه های تیز بوده و نیمرخ ۲-۸۳، b در ستونهایی که احتیاج به روپوش ندارند مناسب می باشد. نیمرخ ۲-۸۳، d که بوسیله جوش دادن صفحات بوجود آمده است قابل اجرا برای هر نوع طرح می باشد و برای حمل نیروهای سنگین خیلی مناسب است.

شکل ۲-۸۳ نیمرخ را نشان می دهد که مولف در ساختن یک کارخانه ذوب فلزات در فرانسه در سالن کوره ذوب بکار برده است. ارتفاع نیمرخ از 1.5 تا 3 متر متغیر بوده و ارتفاع ستون در حدود 23 m می باشد.

(اطلاعات بیشتر در پروژه کارخانجات صنعتی) : برای جلوگیری از فرسودگی داخلی مایه از ورود هوای مرطوب به داخل نیمرخ در ضمن جوش کاری جلوگیری شود.

مثال ۱

یک ستون وسط با نیروی مرکزی $P = 170 \text{ KN}$ به ارتفاع 3 m (مساوی طول کمانش) برای پروفیل‌های مختلف طراحی شود (فولاد ST 37، بارگذاری عادی، آئین نامه مساف)

حل :

الف) نیمرخ IPE 220 انتخاب شد (ST 37)

$$A = 33.4 \text{ cm}^2, r_y = 2.48 \text{ cm}, \lambda_y = \frac{300}{2.48} = 121 \xrightarrow{11-6} Fa = 72.3 \text{ N/mm}^2$$

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{170}{33.4} = 5.09 \text{ KN/cm}^2 < 7.23 \text{ KN/cm}^2$$

$$G = 26.2 \text{ Kg/m} = \text{IPB220} \quad \text{وزن}$$

ب) IPBL 120 انتخاب شد (ST 37)

$$A = 25.3 \text{ cm}^2, i_y = 3.02 \text{ cm}, \lambda_y = \frac{300}{3.02} = 99 \xrightarrow{11-6} Fa = 90.7 \text{ N/mm}^2$$

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{170}{25.3} = 6.72 \text{ KN/cm}^2 < 9.07 \text{ KN/cm}^2$$

۳۳۰

این پروفیل نسبت به پروفیل الف وزنش 24% کمتر بوده و ارتفاع آن 100 mm کوچکتر است

پ) یک پروفیل I برای حالتی انتخاب می شود که تیر در جهت X-X بر علیه کمانش حول محور Y-Y در نقاط یک سوم محکم نگهداشته شده است.

$$S_{KX} = 3.00 \text{ m} \text{ و } S_{KY} = 1.00 \text{ m}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{ZS_k^2 \cdot (0.6F_y)}{P}}$$

طراحی بوسیله متد (بخش ۲-۱۱) صورت می گیرد

با استفاده از $Z = \frac{A^2}{I}$ و جدول پروفیلها انتخاب شد

$$Z_X = 0.5 \text{ و } Z_Y = 5.5$$

$$\xi_x = \sqrt{\frac{0.5 \times 300^2 \times 14.5}{170}} = 60.8$$

$$\xi_y = \sqrt{\frac{5.5 \times 100^2 \times 14.5}{170}} = 68.5 \xrightarrow{11-6} \lambda = 60 \xrightarrow{11-6} Fa = 117.7 \text{ N/mm}^2$$

$$A = \frac{P}{Fa} = \frac{170}{11.77} = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$G = 12.9 \text{ Kg/m}$$

پروفیل IPE 140 انتخاب شد.

$$A = 16.4 \text{ cm}^2 \text{ و } r_x = 5.74 \text{ cm} \text{ و } r_y = 1.65 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{300}{5.74} = 52.3, \lambda_y = \frac{100}{1.65} = 61 \xrightarrow{12-6 \text{ جدول}} Fa = 117.1 \text{ N/mm}^2$$

$$fa = \frac{P}{A} = \frac{170}{16.4} = 1.036 < 11.71 \text{ KN/cm}^2$$

بطوریکه دیده می شود انتخاب نیمرخ در مصرف فولاد سهم بسزایی دارد ضمناً بوسیله تدابیر

اجرایی مانند کاهش طول کمانش بوسیله محکم نگهداشتن به مهاربندی و غیره می توان میزان

مصرف فولاد را به میزان قابل توجهی کاهش داد مثلا در قسمت پ نسبت به قسمت الف 50.8% فولاد صرفه جویی شده است .

۲-۳-۳- ستونهای مرکب

ستونهای مرکب ، تیرهای فشاری مرکب می باشد (بخش ۲-۱-۱۳) که از دو یا چند تیر مختلف که بوسیله صفحات بست و یا قطره‌های بست به یکدیگر وصل شده اند تشکیل می شوند . محاسبه و طراحی این ستونها در بخش ۲-۱-۱۳ بطور مفصل ذکر شده و در کتاب [۲/۱ بخش ۳-۵] جداول مفصلی در این باره وجود دارند که کار طراحی را تسریع می کنند . هر گاه نیروی کمانش در هر دو جهت برای طول کمانش مساوی یکسان باشد معمولا فاصله مرکز ثقل در نیمرخ e مساوی ارتفاع پروفیل انتخاب می شود ($e \approx h$) .

مثال ۱

ستونی به ارتفاع 5.25 m از فولاد ST 37 برای نیروی مرکزی $P = 510 \text{ KN}$ طراحی شود .

حل :

پروفیل 180 [] با فاصله میانی $a = 150 \text{ mm}$ و فاصله صفحات بست $L_1 = 980 \text{ mm}$ انتخاب گردید .

$A = 56 \text{ cm}^2$ و $i_x = 6.95 \text{ cm}$ و $I_1 = 2.20 \text{ cm}^4$ و $e_y = 19.2 \text{ mm}$

$e = 150 + 2 \times 19.2 = 188.4 \text{ mm} \approx h$

۳۳۳

$$\lambda_x = \frac{525}{6.95} = 79$$

$$r_y = \sqrt{\left(\frac{e}{2}\right)^2 + r_y^2} = \sqrt{9.42^2 + 2.02^2} = 9.46 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{525}{9.46} = 54$$

طبق آئین نامه مساف ، قیدها در شرط زیر صدق کند :

$$\lambda_1 = \frac{98}{2.02} = 49 > \min\left(40, \frac{2}{3}\lambda_y\right) = \min\left(40, \frac{2}{3}54\right) = 36$$

پس فاصله میانی انتخاب شده

$$l_1 = \lambda_1 r_1 = 36 \times 2.02 = 72.7 \text{ cm} \rightarrow \lambda_1 = 70 \text{ cm}$$

$$\lambda_1^2 = 0.822 \left[\frac{A}{A_b} \cdot \frac{l_b}{r_b^2} + \left(\frac{l_1}{r_1}\right)^2 \right] \approx 0.822 \left(\frac{l_1}{r_1}\right)^2 = 0.822 \times \left(\frac{70}{2.02}\right)^2 = 987$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{452 + 987} = 62.5 \rightarrow Fa = 116.2 \text{ N/mm}^2$$

$$fa = \frac{510}{56} = 9.11 \text{ KN/cm}^2 \leq 11.62$$

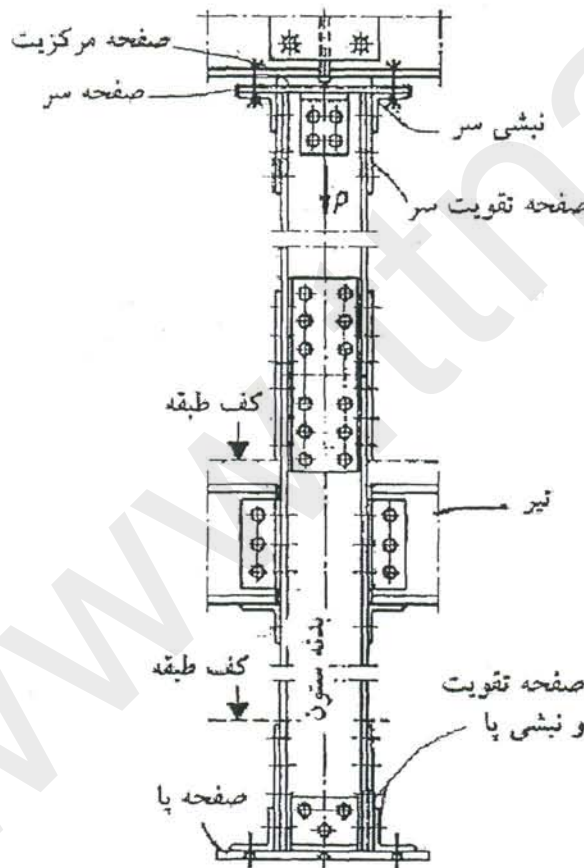
هر گاه داخل ستون بتن ریزی شود محاسبه طبق بخش ۲-۱-۱۳-۶ انجام می گیرد . مثال ۱
بخش ۲-۱-۱۳-۶ نشان می دهد که نیروی مقاوم ستون با هسته بتنی از 648 KN
افزایش می یابد .

۲-۳-۴- طراحی اجرایی ستونها

هر ستونی معمولا از سه قسمت تشکیل می شود : سر ، بدنه و پا . سر ستون نیروها را به بدنه
ستون منتقل می کند و پای ستون آنها را به شالوده می رساند (شکل ۲-۸۴) .

در ساختمانهای بلند معمولا هر دو طبقه به دو طبقه و بندرت هم هر سه طبقه به سه طبقه
ابعاد پروفیل ستون تغییر می کند و این تغییر ابعاد معمولا در نقاط وصله ستونها به یکدیگر

انجام می گیرد. (شکل ۲-۸۲). بوسیله یک طرح خوب میتوان انتقال مرکزی نیرو را انجام داد و از ایجاد لنگرهای اضافی خودداری نمود معمولا در اینحالت سعی می شود حتی الامکان طول بازوی تکیه گاه های تیرها را کم نگاه داشت در بخشهای بعدی این اصول طراحی با مثالهای متعدد نشان داده خواهند شد.



شکل ۲-۸۴: نمایش قسمتهای مختلف ستون یک ساختمان بلند

۲-۳-۵- پای ستون

۲-۳-۵-۱- ستونهای با نیروی فشاری مرکزی

نیروی فشاری مرکزی P توسط صفحه پای ستون به مساحت A بر روی شالوده حمل می شود با این فرضیه که تقسیم فشار ما بین صفحه پای ستون و شالوده یکسان است (شکل ۲-۸۵)

$$A = \frac{P}{r}, A = a.b$$

q تنش فشاری مجاز مصالح شالوده است. q برای مصالح مختلف به شرح جدول ۲-۲۶ است

برای انتقال نیروی ستون به شالوده راه حلهای زیر وجود دارند:

(الف) زیر ستون یک صفحه کلنت جوش داده می شود (برای P متوسط، q بزرگ).

(ب) زیر ستون شبکه تیر نصب می گردد (برای P متوسط، q کوچک).

(پ) زیر ستون یک صفحه کلنت جوش داده می شود که بوسیله شیخ کننده، شیخ می گردد (

برای P بزرگ، q متوسط).

این سه حالت بعداً بطور مفصل شرح داده می شوند.

در موقع اجرا، ستون بر روی شالوده گذاشته شده و سپس بوسیله زدن یا گذاشتن کوه هایی

چند در شکاف، به ارتفاع مطلوب بلند می شود.

سوراخهای میله های بست بوسیله مصالح سیمان پر شده بعد از سفت شدن ملات سیمان کوه

های فولادی برداشته شده و جای آنها بوسیله ملات سیمان انباشته پر می شود. هر گاه صفحه

پا بزرگ باشد سوراخهایی برای دمیدن ملات سیمان در صفحه تعبیه می شوند.

این لایه سیمان وظائف زیر را دارد :

الف) تقسیم یکسان فشار

ب) پر کردن سوراخها و ناصافیهای سطح شالوده

پ) تنظیم ارتفاع

ضخامت این لایه ملات سیمان مابین $25-50 \text{ mm}$ می باشد و معمولا اگر رابطه زیر برقرار باشد:

$$\text{(پهنای حداقل صفحه پای ستون)} \leq \frac{1}{7} \text{ ضخامت لایه ملات سیمان}$$

احتیاجی به کنترل تنش در این ملات نیست

فصل دوم - جانمایی فشاری مجاز: تنش فشاری مجاز ($F = P_{allow}$) برای برخی مصالح بنایی بر حسب (Kg / cm^2)

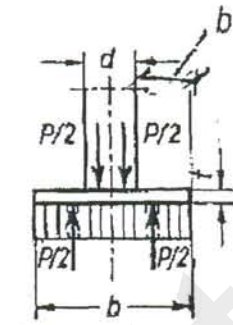
تنش فشاری زمین	Fsc Kg / cm ²	درجه	نوع ملات			نوع آجر			نوع ملات										
			درصد وزنی	سیمان	آهک	ماسه	وزن مخصوص Kg / cm ²	فشار مجاز Kg / cm ²		I	II	III							
خاک ریخته شده کوبیده نشده	0-1																		
زمین طبیعی		ملات																	
لبن - خاک شل	0	I																	
خاک رس شل	0																		
خاک رس نرم	0.4																		
خاک رس سفت	1.0	II																	
خاک رس خیلی سفت	2.0 - 4.0																		
صخره لایه لایه	15	III																	
صخره فشرده	30																		
شن و ماسه دانه ریز تا متوسط		شن و ماسه دانه بزرگ تا خیلی بزرگ		شن و ماسه دانه بزرگ تا خیلی بزرگ		شن و ماسه دانه بزرگ تا خیلی بزرگ		شن و ماسه دانه بزرگ تا خیلی بزرگ		شن و ماسه دانه بزرگ تا خیلی بزرگ		شن و ماسه دانه بزرگ تا خیلی بزرگ		شن و ماسه دانه بزرگ تا خیلی بزرگ		شن و ماسه دانه بزرگ تا خیلی بزرگ		شن و ماسه دانه بزرگ تا خیلی بزرگ	
0.4	1.0	5.0	10.0	0.4	1.0	5.0	10.5	B _n	علامت بتن	50	100	150	250	350					
0-0.5	1.5	2.0	2.5	3.0	3.0	4.0	5.0	F _{bc} (Kg / cm ²)	مقاومت ۲۸ روزه	80	150	200	300	400					
1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	3.5	5.0	6.0	F _{bc} (Kg / cm ²)		12	25	37	62	87					
2.0	2.5	3.5	5.0	6.0	4.5	6.0	8.0												

بتن (غیر مسلح) $V=3$ ضریب اطمینان
 برای فشار تکیه گاهی منظور شده است
 توضیحات: ۱) این مسلح ← رجوع شود به قسمت شالوده‌ها

۲-۳-۵-۱-۲ صفحات ضخیم پا

هر گاه تقسیم نیروی P دورادور ستون و نیز تقسیم تنش بر روی صفحه پا یکسان فرض شوند
 لنگری که صفحه پا حمل می کند عبارتست از :

$$-M = q \cdot b_1 \cdot \frac{b_1}{2} \cdot a = \frac{P}{2} \left(\frac{b}{4} - \frac{d}{4} \right) = \frac{P(b-d)}{8}$$



شکل ۲-۸۵: پخش فرضی تنش زیر صفحه پای ستون

و این لنگر در صفحه ، تنش زیر را بوجود می آورد :

$$f_b = \frac{M}{W_n} \approx \frac{\frac{a}{2} \cdot b_1^2 \cdot q}{a \cdot t^2 / 6} = \frac{3q \cdot b_1^2}{t^2}$$

برای اینکه صفحه این تنش را تحمل کند باید : $f_b \leq F_b$ پس :

$$t_1 \geq b_1 \sqrt{\frac{3q}{F_b}}$$

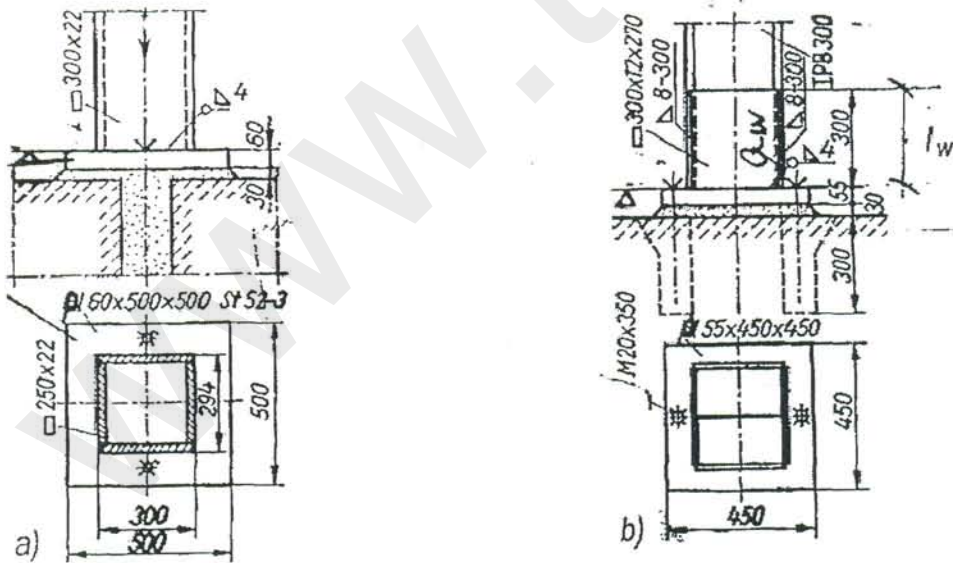
این رابطه در جدول ۷-۱۵ برای یک تیر و دو تیر پهلوی هم جدول بندی شده است و می توانند مورد استفاده قرار گیرد. بطوریکه این رابطه نشان می دهد صفحه پا فقط در مورد نیروهای کوچک P و تنش مجاز شالوده q بزرگ قابل توصیه است.

هر گاه ستون به صورت کاملاً عمود بر صفحه پا وصل شود و سطح نیمرخ ستون کاملاً صاف

گردد می توان در موقع محاسبه جوشهای اتصال نیروی P را تا $\frac{P}{4}$ تعدیل کرد.

مثال ۱

مطابق شکل ۲-۸۶ صفحه پای یک ستون جعبه ای برای نیروی $P = 240 \text{ KN}$ کنترل شود (فولاد ST37 و بارگذاری عادی).



شکل ۲-۸۶: اتصال مفصلی پای ستون جعبه ای به شالوده

تنش فشاری شالوده بتنی

$$P_b = \frac{2400 \times 10^3}{50 \times 50 \times 10^2} = 9.6 \text{ KN/mm}^2$$

چون بتن غیر مسلح متوسط ($B_n 150$) با $F_{BC} = 3.5 \text{ N/mm}^2$ این مقدار را نمی تواند تحمل کند ، لذا شالوده باید مسلح گردد تا بتوان جلوی شکافتگی را گرفت و F_{BC} را به مراتب افزایش داد و این موضوع به بخش شالوده موکول میشود . هر گاه پای ستون مسطح و صاف سوهان زده شود و بر روی صفحه پا کاملا عمودی جوش داده شود ، می توان برای محاسبه جوش بجای P از $\frac{P}{4}$ استفاده کرد . برای حالت گفته شده و $a_w = 0.4 \text{ cm}$ داریم :

$$f_w = \frac{2400/4}{2 \times 0.4 \times (29.4 + 30)} = 12.7 < 13.0 \text{ KN/cm}^2$$

برای سطح ستون صاف نشده و $a_w = 1.5 \text{ cm}$ داریم :

$$f_w = \frac{2400}{2 \times 1.6 \times (29.4 + 30)} = 12.63 < 13 \text{ KN/cm}^2$$

بطوریکه دیده می شود صاف کردن ستونها مقدار مصرف جوش و ضمنا هزینه جوشکاری را تا $\frac{1}{4}$ کاهش میدهد .

صفحه پا

$$M = \frac{P(b-d)}{8} = \frac{2400(50-30)}{8} = 6000 \text{ KNcm}$$

$$S_n = 50 \cdot \frac{6^2}{6} = 300$$

(جدول ۱-۵ ردیف ۳)

$$f_b = \frac{M}{S_r} = \frac{6000}{300} = 20 < 0.66F_y = 0.66 \times 36 \approx 24.0 \text{ KN/cm}^2$$

در ستونهای پروفیل I معمولاً پای ستون در اطراف بالها بوسیله جوش صفحات شخ به پروفیل بسته می شود (شکل ۲-۸۶) تا حمل نیرو یکسان انجام گیرد . جوش این صفحات برای نیروی سهم شان محاسبه می شود یعنی

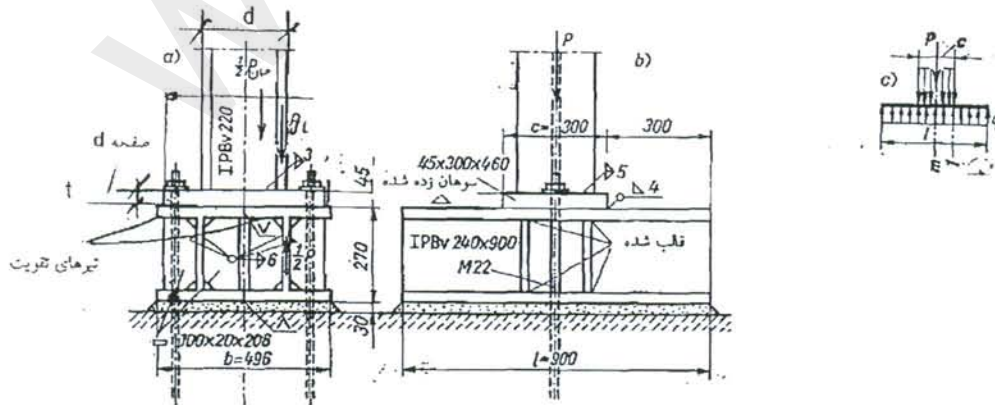
$$P = P_{\text{پروفیل}} + A_{\text{صفحه بست}} (2 \times A_{\text{صفحه بست}}) \quad P = P_{\text{پروفیل}} + A_{\text{صفحه بست}} (2 \times A_{\text{صفحه بست}})$$

$$l_w = \frac{P}{2 \times 2 a_w \cdot \tau_w} \quad \text{طول جوش}$$

در صورت وجود صفحات نازک ، این صفحات بطور طبقه دار رویهم جوش داده می شوند محاسبه طبق جدول ۷-۱۵ صورت می گیرد .

۲-۳-۵-۱-۲ شبکه تیر

اگر میان صفحه کوچک پا و شالوده یک شبکه تیر برای تقسیم فشار نصب گردد می توان فشار وارد بر شالوده را با بزرگ کردن سطح تقسیم فشار دلخواه کوچک کرد (شکل ۲-۸۷) صفحه پا فشار را به شبکه تیر انتقال می دهد و شبکه تیر فشار را به صفحه زیر شبکه تیر (هر گاه وجود داشته باشد) منتقل نموده از آنجا به شالوده حمل می گردد .



شکل ۲-۸۷: پخش نیروی فشاری بزرگ بر روی شالوده به کمک شبکه تیر

محاسبه صفحه پای ستون (شکل ۲-۸۷a) به اینصورت است:

$$f_b = \frac{P(b'-d)^2}{8b'ct_1^2/b} = \frac{3P(b'-d)}{4b'ct_1^2} \leq F_b \quad (\text{جدول ۱-۵ ردیف ۴،۳})$$

$$f_b = \frac{P(l-c)}{8nW} \quad \text{محاسبه تیر شبکه تیر با } n \text{ تیر پهلوئی هم}$$

$$f_v = \frac{V.S_x}{I.n\delta} = \frac{\frac{P}{l} \left(\frac{l-c}{2} \right) S_x}{I.n\delta}$$

در فرمولهای فوق:

d ارتفاع پروفیل یا شماره آن، b' پهناى صفحه پا در امتداد موازی با جان، c پهناى صفحه پا در امتداد عمود بر b' ، δ ضخامت جان، L پهناى شالوده در امتداد c ، n تعداد تیر پهلوئی هم قرار داده شده، S_x ممان استاتیکی تیر، W اساس مقطع هر تیر و I ممان اینرسی هر تیر تنش مقایسه ای بطور تقریب از فرمول زیر بدست می آید (در اینجا σ و τ برای کنار داخلی بال بعلت تقریبی بودن محاسبات حساب نمی گردند).

$$f_h \approx \sqrt{f_b^2 + 3f_v^2} \leq F_b$$

$$r = \frac{P}{bl}$$

تنش در شالوده

مثال ۱

تور تیر از دو تیر $IPB_v 240$ با نیروی $P = 1700 \text{ KN}$ مطابق شکل ۲-۸۷ داده شده است

مسیر انتقال نیرو به زمین کنترل گردد.

$$f_b = \frac{3 \times 1700(45.0 - 27.0)^2}{4 \times 45.0 \times 30 \times 4.5^2} = 15.1 < 16 \text{ KN/cm}^2$$

تنش در صفحه پا

$$f_b = \frac{1700(90.0 - 30.0)}{8 \times 2 \times 1800} = 3.54 < 16 \text{ KN/cm}^2$$

تنش در تیر شبکه تیر

$$f_v = \frac{1700 \left(\frac{90 - 30}{2} \right) \times 1060}{24290 \times 2 \times 1.8} = 6.90 < 9.6 \text{ KN/cm}^2$$

تنش در تیر

ترکیب تنش بروی جان زیر بال (تنش مقایسه ای بطور تقریبی)

$$f_h = \sqrt{3.54^2 + 3 \times 6.9^2} = 12.5 < 0.75 \times 24 = 18.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$q_8 = \frac{1700000}{90 \times 49.6 \times 10^2} = 3.8 \text{ N/mm}^2$$

تنش در شالوده بتنی

چون در محاسبه تیر شبکه تیر معمولاً تنش برشی f_v عامل تعیین کننده است لذا توصیه می شود تیرهای با ضخامت جان زیاد انتخاب گردند و ضمناً تیرها به یکدیگر جوش داده شوند (کاهش τ).

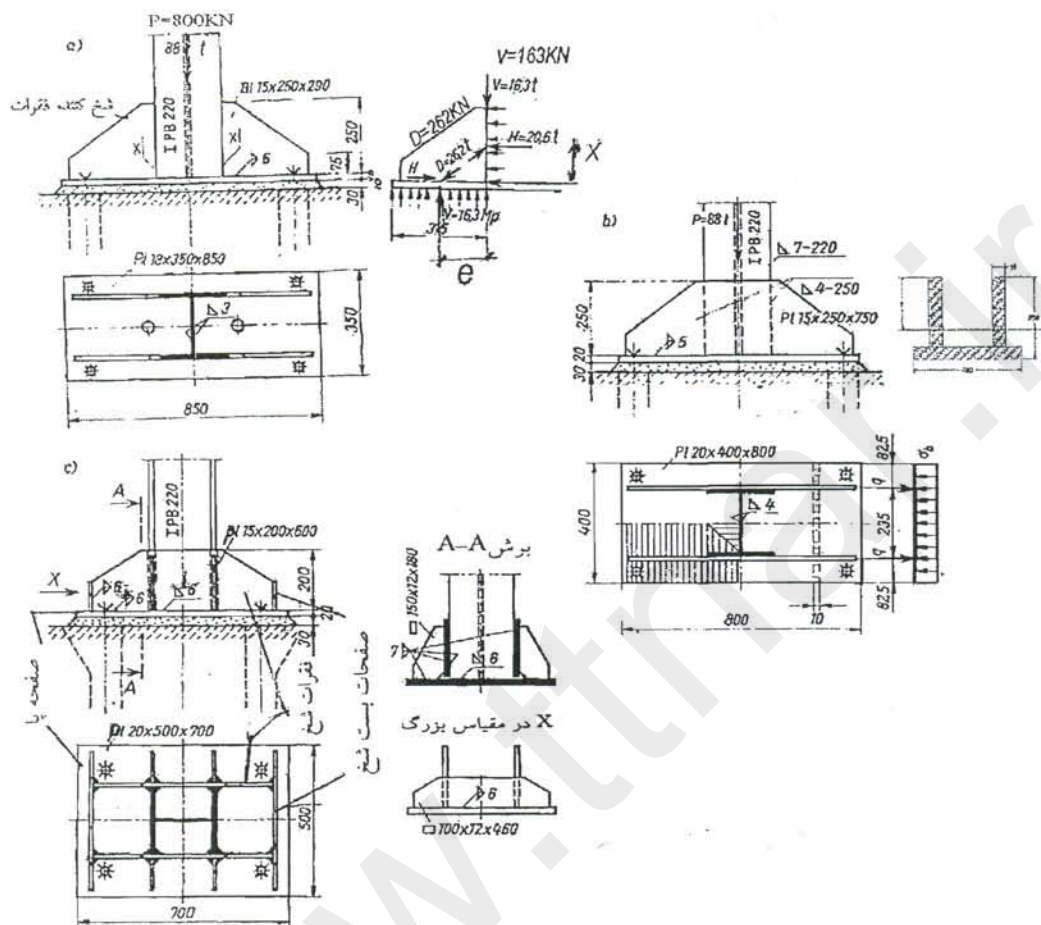
از نظر اجرایی هر گاه تعیین ارتفاع دقیق محل ستون ممکن باشد ابتدا شبکه تیر به شالوده وصل شده و سپس ستون روی آن گذاشته می شود و بعد از آن دورادور صفحه پا به ستون جوش داده می شود و سپس قلابها کشیده می شوند. در حالت دوم هر گاه تعیین ارتفاع دقیق شالوده امکان نداشته باشد معمولاً ابتدا شبکه تیر به پای ستون وصل شده سپس روی شالوده گذاشته می شود و درز باقیمانده بوسیله ملات سیمان پر شده، پس از سفت شدن قلابها کشیده می شوند. برای ازدیاد مقاومت در صورت وجود نیروهای بزرگ، ستون را به صفحه پای ستون بوسیله شخ کننده ها وصل می کنند.

۲-۳-۵-۱-۳ صفحه پا با شیخ کننده ها

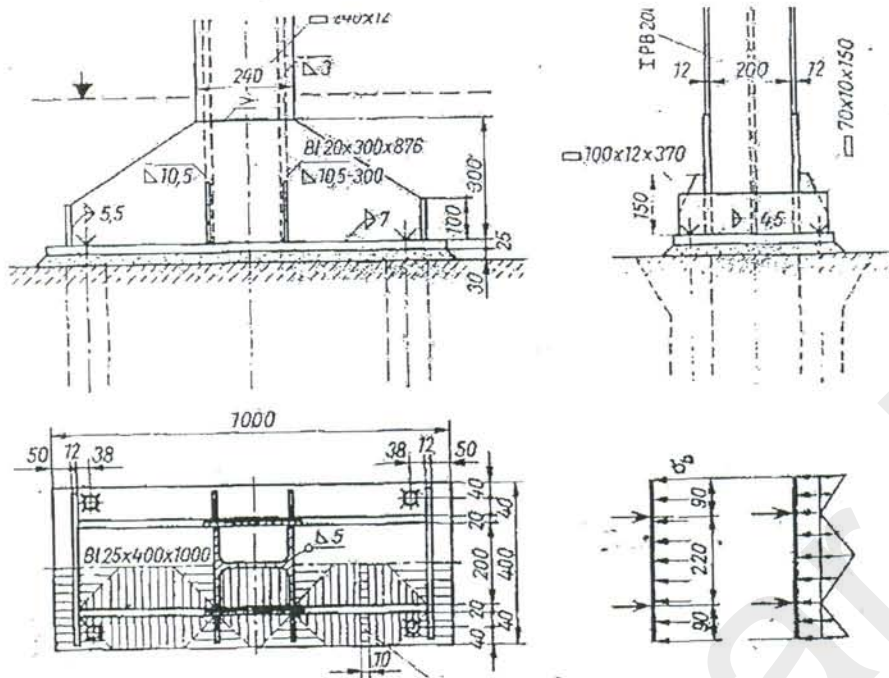
هر گاه ابعاد صفحه پا به علت کم بودن فشار مجاز شالوده بزرگ شود آنوقت صفحه پا شیخ می شود تا ضخامتش زیاد گردد. برای این منظور صفحه پا در چنان شبکه های کوچکی تقسیم می شود که معمولا ضخامتش ما بین 20-25 mm باقی می ماند. البته هر گاه ابعاد ستون بزرگ و نیرو هم بزرگ باشد صفحه ضخیم تر هم انتخاب می گردد.

طرز انتقال نیرو: به این ترتیب انجام می شود که صفحه پا از شالوده فشار یکسان می گیرد. هر گاه ستون برگردانده شود آنوقت صفحه پا مثل یک کف سقف عمل می کند که نیروی سقف را به ستون انتقال می دهد و شیخ کننده های فقرات مثل شاهیتراهی سقف و ضخامت بست شیخ مثل تیرچه های سقف عمل می کنند. صفحه سقف (اینجا صفحه پا) می تواند در یک جهت یکسره ممتد (شکل ۲-۸۸-ب) و یا در دو جهت یکسره ممتد (شکل ۲-۸۸-ج) باشد. در خانه های کناری صفحه، از سه طرف گیردار و از یک طرف آزاد عمل می کند. (شکل ۲-۸۸-ج)

محاسبه دقیق بایستی بوسیله تئوری صفحات انجام گیرد ولی از آنجا که سایر فرضیات تقریبی مانند یکسان فرض شدن فشار و غیره مورد استفاده قرار می گیرند لذا می توان صفحات را مانند تیر محاسبه کرد.

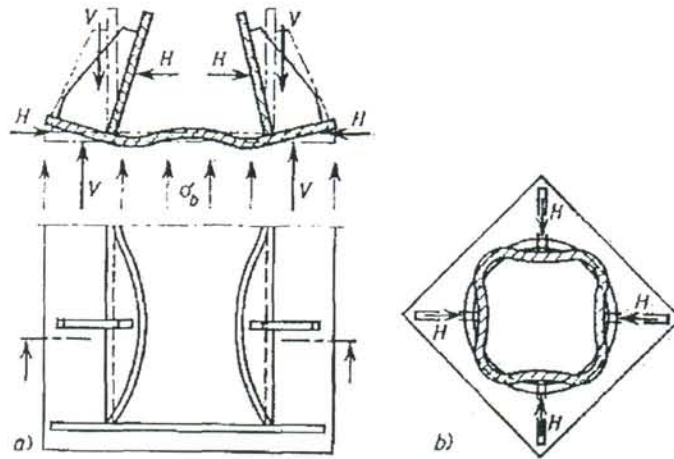


شکل ۲-۸۸: چند نمونه از سخت کردن پای ستون بوسیله جوش صفحات شخ کننده



شکل ۲-۸۹

شیخ کننده های فقرات و اتصال آنها طبق سهم نیرو و شرایط تکیه گاه ها محاسبه می گردند (شکل ۲-۸۹). اتصال جوش شیخ کننده های فقرات کنسولی بوسیله نیروی سهمی این فقره V و همچنین لنگر اضافی $M = v.e$ تحت نیروی تنش برشی و خمشی قرار می گیرند (شکل ۲-۸۸ a) (مانند مثال ۸ بخش ۴-۴-۱۰) (شکل ۲-۸۸ و ۲-۸۹). هر گاه شیخ کننده فقرات مثل یک قطری فرض شود در اینصورت شیخ کننده فقرات بوسیله H و V بر تنش برشی و تنش فشاری بارگذاری می شود ($H = \frac{v.e}{x}$). ستون فقرات مقابل هم باید بوسیله یک صفحه بست به یکدیگر وصل شوند تا با نیروی H مقابله کنند بنابراین صفحات بست بین بالها (شکل ۲-۸۸ c و ۲-۸۹) و یا بر بالها (شکل ۲-۸۸ a) متصل میشوند. هر گاه چنین صفحه ای فراموش شود پای ستون طبق شکل ۲-۹۰ تغییر شکل می دهند.

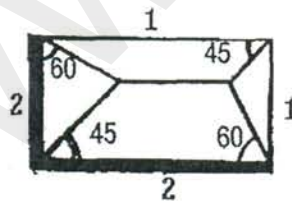


شکل ۲-۹۰

نیروی سهمی هر قسمت طبق شکل ۲-۹۱ پخش می گردد.

۱: تکیه گاه آزاد

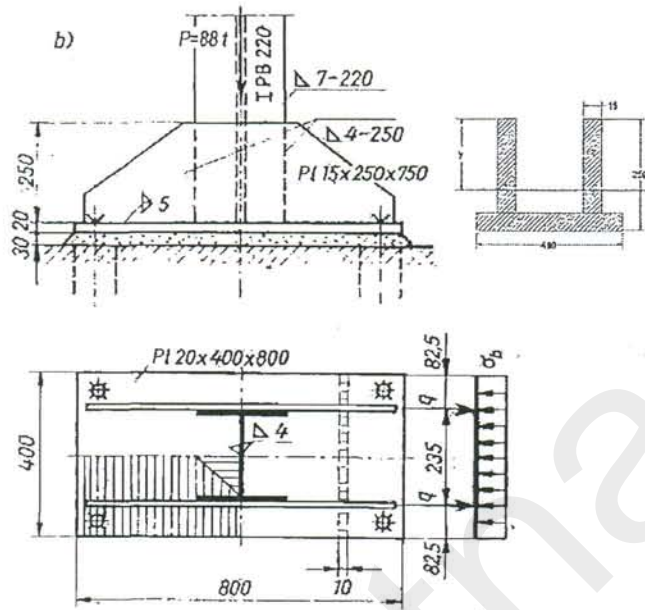
۲: تکیه گاه گیردار



شکل ۲-۹۱

مثال ۱

پای ستون از IPB 220 با نیروی فشاری $P = 880 \text{ KN}$ (فولاد ST 37) کنترل شود.



حل :

تنش در شالوده بتنی (جدول ۲-۲۶)

$$q_b = \frac{880000}{80 \times 40 \times 10^2} = 2.75 \text{ N/mm}^2 < P_{annr}$$

صفحه پا (برای پهنا ۱ cm)

$$M_1 = q \frac{a^2}{2}, M_2 = M_1 - q \frac{b^2}{8}$$

لنگر تکیه گاهی

$$M_A = 0.275 \frac{8.25^2}{2} = 9.35 \text{ KNcm}$$

لنگر وسط دهانه

$$M_m = 9.35 - 0.275 \frac{23.5^2}{8} = -9.625 \text{ KNcm}$$

$$S = 1 \times \frac{2^2}{6} = 0.667 \text{ cm}^3 \rightarrow f_b = \frac{9.625}{0.667} = 14.4 < 16 \text{ KN/cm}^2$$

اتصال فقرات شخ به ستون

$$A_f = 80 \frac{40}{2} - 22 \left(\frac{11}{2} \right) = 1479 \text{ cm}^2$$

سطح بار

$$P = 1479 \times 0.275 = 407 \text{ KN} = 2V$$

بار فقرات شخ

$$A_w = 2 \times 0.4 \times 25 + 0.7 \times 22 = 35.4 \text{ cm}^2$$

سطح جوش

تنش برشی در جوش

$$f_{rw} = \frac{407}{35.4} = 11.5 < 13.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$P = 407 \left(\frac{0.235}{2} + 0.0825 \right) \times 2 = 16.3 \text{ KN}$$

$$H = 163 \cdot \frac{(40-11)/2}{25/2} = 180 \text{ KN}$$

جوش صفحه فقرات شخ به صفحه پا

محاسبه دقیق τ_w برای مقطع II : S ممان استاتیکی

$$f_{vw} = \frac{V \cdot S_{II}}{I_{II} \cdot \sum a_w}$$

V نیروی برشی ، I ممان اینرسی ، a_w بعد جوش

محاسبه تقریبی τ_w : A_w سطح جوش

۳۵۰

$$f_{vw} = \frac{V}{Aw}$$

$$(f_{vw} = \frac{189.1}{2 \times 0.5 \times 80.2} = 4.73 \text{ KN/cm}^2 < 13.0 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{vw} < 0.5 \times 13.5 = 6.75$$

بعلت کم بودن f_{vw} محاسبه f_{vw} لازم نیست.

$$f = \frac{2v.e}{w} \cdot \text{ صفحه فقرات شیخ باید لنگر } v.e \text{ را تحمل کند.}$$

W اساس مقطع نیمرخ حاصل از صفحه پا و دو صفحه فقرات می باشد. برای این پروفیل خط صفر و سپس ممان اینرسی تعیین می گردد (البته تمام سطح مقطع نیمرخ در اینجا انجام وظیفه نمی کند و تعیین دقیق آن در بخش بعدی ذکر خواهد شد)

$$y = \frac{2 \times 25 \times 1.5 \frac{25}{2} + 40 \times 2(25+1)}{2 \times 25 \times 1.5 + 40 \times 2} = 19.46 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 2 \times 1.5 \frac{25^3}{12} + 2 \times 1.5 \times 25(12.5 - 19.46)^2 + 40 \frac{2^3}{12} + 40 \times 2(26 - 19.46)^2 = 10988 \text{ cm}^4$$

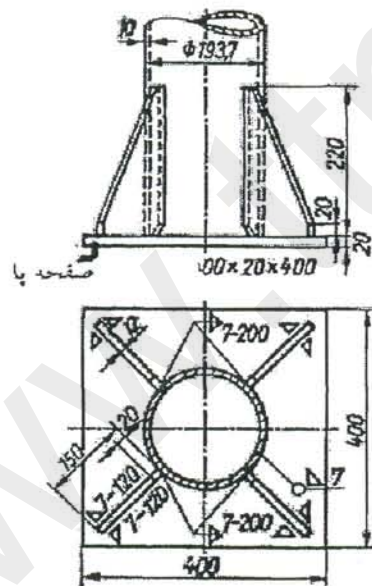
$$S_{II} = \frac{10988}{19.46} = 564 \text{ cm}^3$$

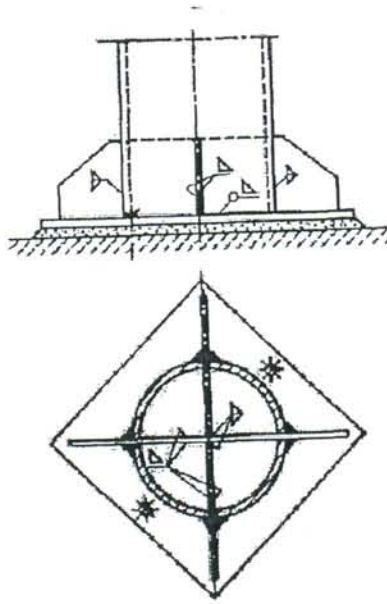
$$f_b = \frac{407 \times 20}{564} = 14.43 < 16 \text{ KN/cm}^2$$

محاسبه مساحت صفحات فقرات شیخ کننده اصلی طبق مثالهای شکل ۸۸-۲ انجام می گیرد. جوش دادن شکل ۸۸b-۲ مشکلتر از شکل ۸۸a-۲ می باشد ولی در عوض مساحت آن آسانتر است در شکل ۸۸c-۲ باید ابتدا توجه گردد آیا جوشها از داخل هم قابل اجرا می باشد یا نه هر گاه صفحات پا بزرگ باشند و یا اینکه سطح خالی صفحه پا زیاد باشد در این قسمت شیخ کننده های بست ساخته می شوند (شکل ۸۸c-۲) و قسمتهای گوشه ها بوسیله شیخ

کننده ها (شکل ۹۲-۲) صلب می گردند . گوشه های تیر شیخ کننده ها بصورت مثلثی به پهنای 20-50 mm دیده می شوند چون در موقع جوش دادن این گوشه ها ذوب می گردند (شکل ۲-۸۸ C) و گوشه افقی پایینی بطور مثلثی بریده می شود تا جوش تیر بر صفحه پا از زیر آن بگذرد (شکل ۹۲-۲) . هر گاه در ستونهای لوله ای شکل با قطر بزرگ احتمال تغییر شکل جدار لوله در اثر فشار شیخ کننده ها موجود باشد ، در لوله شیارهایی بریده شده و ضخامت شیخ کننده ها از درون این شکافها می گذرند (شکل ۹۳-۲) .

شکل ۹۲-۲: سخت کردن پای ستون لوله ای به کمک جوش صفحات شیخ از بیرون



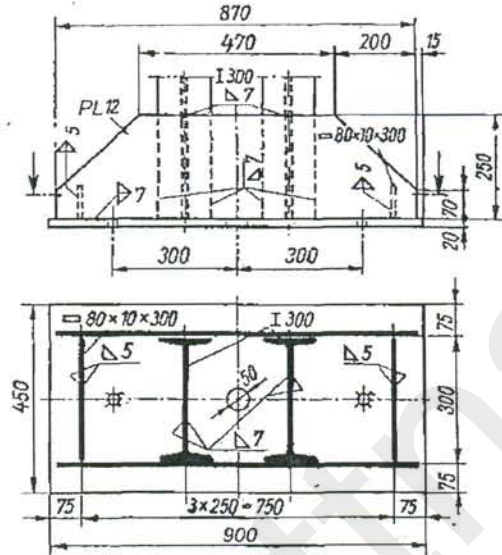


شکل ۲-۹۳: سخت کردن پای ستون لوله ای با قطر زیاد به کمک جوش صفحات شیخ ممتد

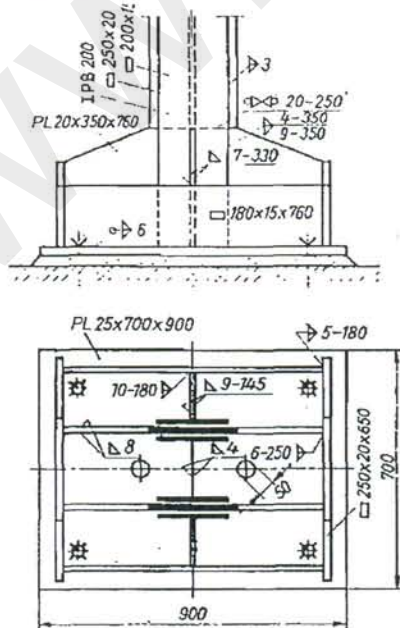
جوش این صفحات به لوله باید در هوای غیر مرطوب صورت گیرد. شکل ۲-۹۴ پای ستون مرکب از دو تیر را نشان میدهد. در ستونهای مرکب و تقویت شده، فقرات شیخ معمولاً در امتداد بالها گذاشته می شوند (شکلهای ۲-۸۹، ۲-۹۴، ۲-۹۵). قسمتی از نیروی بالها بوسیله جوش نوک به نوک به فقرات شیخ داده شده سپس بوسیله اینها به صفحه پا حمل میگردد. برای نیروی باقی مانده معمولاً جوشهای کوتاه بغل به بغل کافی هستند و بدینوسیله ارتفاع پای ستون کمتر میگردد (شکل ۲-۹۵). بوسیله این تدابیر از تراکم جوش در دورادور ستون کاسته می شود. در صفحات مرکب این فقرات شیخ علاوه بر حمل نیرو بعنوان بست انتهایی، یک قسمت از نیروی ستون را به صفحه پا انتقال می دهند. در ستونهای پرچکاری شده برای نصف صفحه پا به ستون از نبشی ها استفاده می شود. هر گاه نیروی ستون کم باشد نبشیها بعنوان شیخ کننده صفحه پا کافی هستند (شکل ۲-۹۶) در اینحالت جان وبالها بوسیله نبشی ها به

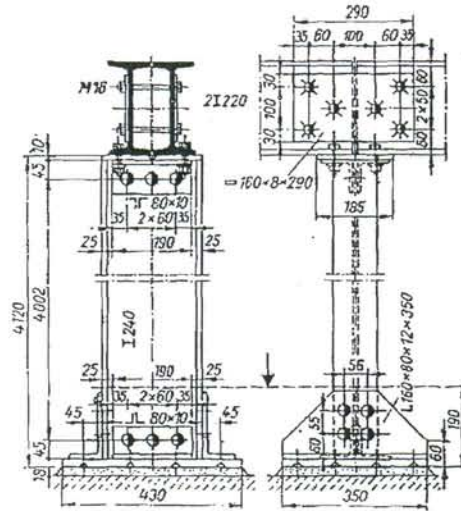
صفحه پا وصل می گردند . برای اینکه آوردن ملات به زیر صفحه پا آسانتر شود در اینجا از پرچهای غوطه ور استفاده می شود .

شکل ۹۴-۲ سخت کردن پای ستون مفصلی به کمک جوش صفحات شخ



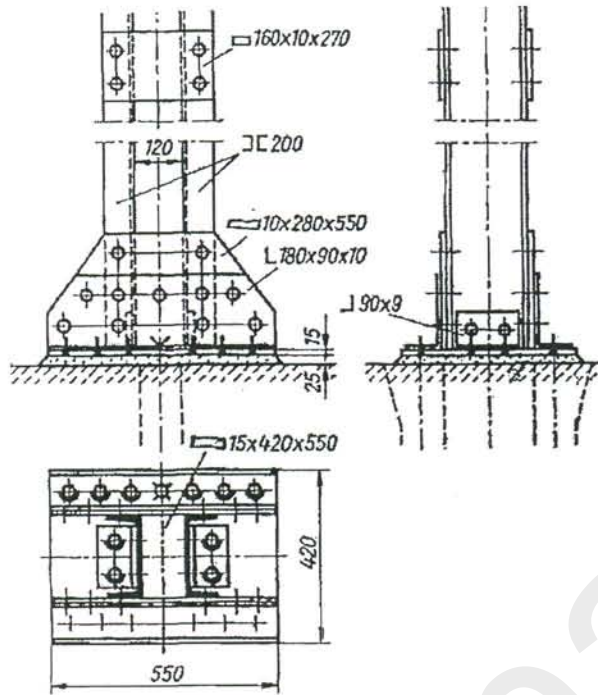
شکل ۹۵-۲: سخت کردن پای ستون در دو جهت به کمک جوش شبکه ای صفحات شخ





شکل ۲-۹۶

هر گاه نیرو بزرگ باشد با نصب فقرات شیخ به بال نیرو از ستون به فقرات و سپس با پرچکاری یک نبش بر فلزات شیخ این نیرو بوسیله نبشی به صفحه پا منتقل می گردد. در ستونهای مرکب پرچکاری شده این فقرات شیخ باید نصب گردد (شکل ۲-۹۷) زیرا این صفحه فقرات بعنوان صفحه بست انتهای قاب تیر یا تیر مشبک نیز انجام وظیفه می کند وصل این صفحه باید حداقل توسط سه پرچ انجام گیرد.



شکل ۲-۹۷: تقویت پای ستون به کمک پرچ

۲-۳-۵-۲ ستونهای با پای گیردار

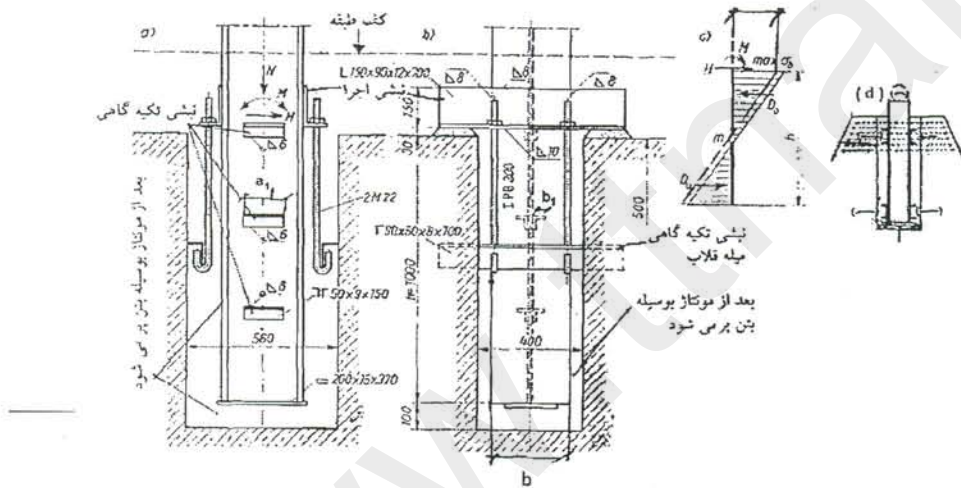
هر گاه پای ستون گیردار باشد علاوه بر نیروی محوری N و نیروی افقی H لنگر خمشی M هم وجود دارد. لنگر خمشی به دو صورت می تواند حمل گردد:

الف) بوسیله شالوده مرتفع چاهی (شکل ۲-۹۸ a و b) که در آن لنگر خمشی به دو جفت نیروی افقی (شکل ۲-۹۸ c) تقسیم می شود.

ب) بوسیله شالوده مسطح با میله های لنگر (شکل ۲-۱۰۰) که در آن لنگر خمشی به دو جفت نیروی قائم تقسیم می شود (شکل ۲-۱۰۰ b).

۲-۳-۵-۱- شالوده مرتفع چاهی

در شالوده مرتفع چاهی (شکل ۲-۹۸) در درون شالوده چاه عمیقی که عمق آن، h ، بوسیله تنش مجاز بتن و اطراف بتن تعیین می گردد ساخته شده و سپس ستون درون چاه داخل می گردد نگهداری ستون موقع کار گذاشتن بوسیله دو نبش اجرا انجام می گیرد. وقتی ستون داخل چاه قرار گرفت و عمق و سطح ارتفاع آن دقیقاً کنترل شد، این چاه بوسیله بتن پر می شود. بعد از سفت شدن بتن ستون می تواند N و H و M را حمل کند.



شکل ۲-۹۸: شالوده مرتفع چاهی برای انتقال نیروی قائم، نیروی افقی و لنگر خمشی

(a,b) نمای شالوده از دو جهت (c) پخش تنش بر روی پای ستون و بدنه شالوده (d) یک شکل شماتیک دیگر برای انتقال نیرو

برای جلوگیری از چپ شدن در موقع ساخت و همچنین برای حمل کشش حاصل از M ستون از میله های قلاب (میله مهار) به دو نبشی تکیه گاه قلابدار وصل می شود، استفاده می شود برای حمل نیروی N برستون نبشیهای تکیه گاهی جوش داده می شوند. محاسبه طبق

شکل ۲-۹۸ انجام میشود. حمل نیروی N بوسیله n نبشی تکیه گاهی به مساحت هر یک $a_1 b_1$ و صفحه پا به مساحت صفحه پا A انجام میگیرد. تنش مجاز بتن عبارتست از :

$$f_B = \frac{N}{na_1 b_1 + A_{\text{صفحه پا}}}$$

حمل لنگر M و نیروی افقی H بوسیله فشار بال تیر به بتن انجام می گیرد .

$$M_m = M + H \frac{h}{2}$$

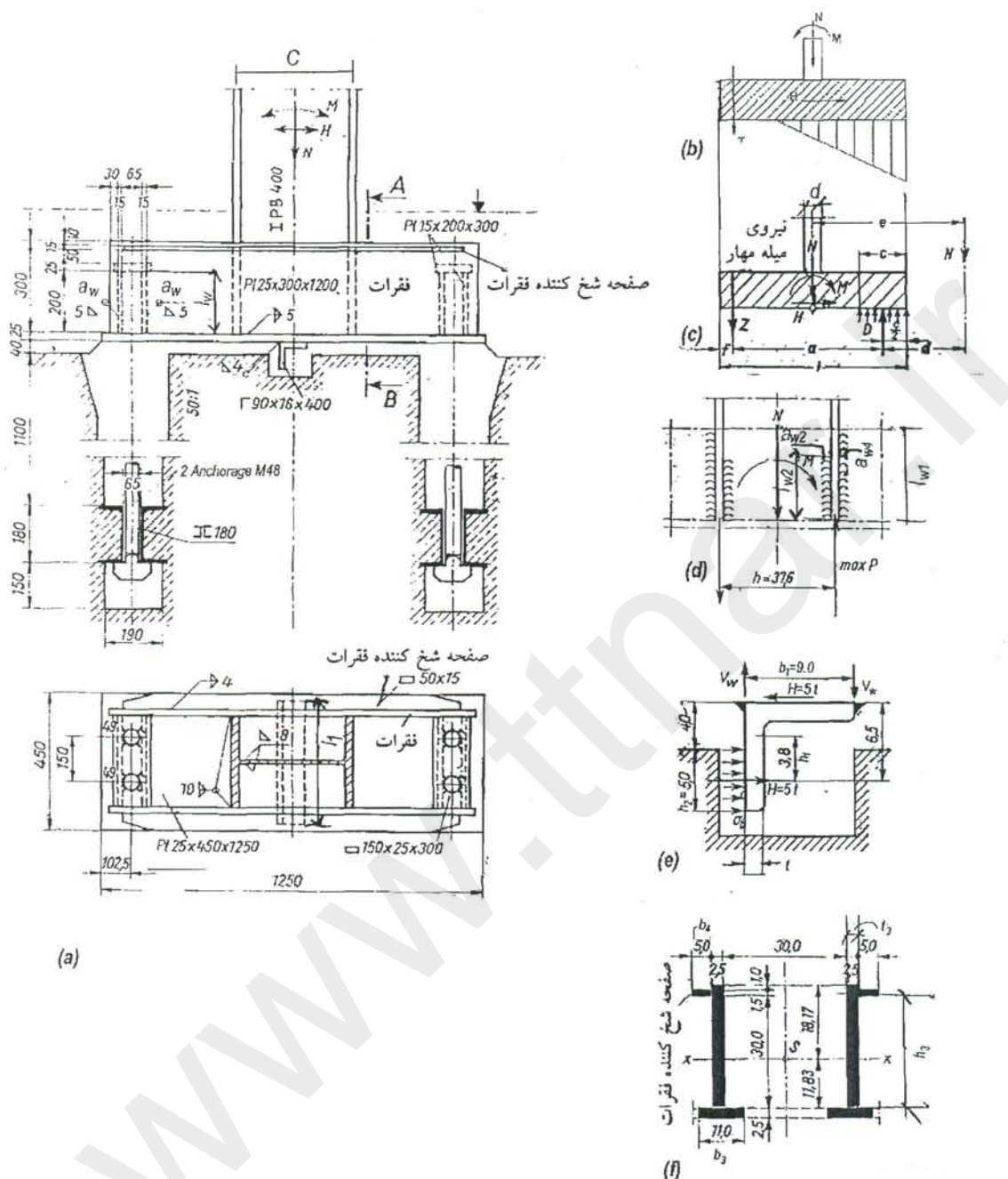
تنش در بتن

$$f_{B \max} = \frac{M_m}{b \frac{h^2}{6}} + \frac{H}{bh} = \frac{6M_m}{bh^2} + \frac{H}{bh}$$

۲-۳-۵-۲-۲ شالوده پهن با میله های لنگر

در شالوده پهن طول و پهنای شالوده بزرگتر بوده ولی در عوض ارتفاع آن کم می باشد (شکل ۲-۱۰۰) تقسیم تنش زیر پای ستون در اثر N و M مانند شکل ۲-۱۰۰ می باشد ولی با این فرض که صفحه پا روی ملات تغییر شکل محسوسی ندارد و صلب می ماند . آنوقت تقسیم تنش طبق شکل ۲-۱۰۰ خواهد بود که ما بین صفحه پا و بتن در طولی برابر $c=1/4$ صفحه به فشار کار می کند ، در حالیکه کشش بوسیله میله لنگر حمل می گردد .

طرز محاسبه بشرح زیر است :



شکل ۲-۱۰۰: شالوده پهن برای انتقال نیروهای عمودی و افقی و لنگر (a) تصویر پای ستون (b) تنش زیر پای ستون (c) پخش نیروها در محاسبات تقریبی (d) نیروهای وارد بر روی جوش بال ستون به صفحات شخ (e) نیروی ولرد بر روی نبشی برای انتقال نیروی افقی (f) مدل محاسبه ای نیمرخ صفحه پا متشکل از صفحه زیر سری و صفحات شخ

نیروی کششی Z در میله لنگر (حالت بحرانی برای حداکثر لنگر و حداقل نیروی محوری)

$$\max Z \cdot a + \min N \left(\frac{l}{2} - \frac{c}{2} \right) - M = 0$$

$$\max Z = \frac{1}{a} \left[M - \min N \left(\frac{l-c}{2} \right) \right]$$

تعداد میله های مهار در یک ردیف

$$n = \frac{\max Z}{Z_{annr}}$$

وصل نیروی کششی میله لنگر به پای ستون ← تنش در جوش

(دو صفحه هر کدام در دو انتها جوش داده شده)

$$f_w = \frac{\max Z}{4a_w l_w}$$

فشار در شالوده (حالت بحرانی برای حداکثر لنگر و حداقل نیروی محوری)

$$\max D \cdot a - \max N \left(\frac{l}{2} - f \right) - M = 0$$

$$\max D = \frac{1}{a} \left[\max N \left(\frac{l}{2} - f \right) + M \right]$$

$$q_b = \frac{\max D}{cb}$$

تنش در بتن

وصل فقرات شخ به ستون (شکل ۲-d-۱۰۰)

$$\max P_f = \frac{\max N}{2} + \frac{\max M}{h}$$

نیرو در بال (h ارتفاع پروفیل)

$$f_{vw} = \frac{\max P}{2(a_{w1} \cdot l_{w1} + a_{w2} \cdot l_{w2})}$$

تنش در جوش اتصال فقرات به ستون

حمل نیروی افقی H بوسیله نبشی در زیر وسط صفحه پا (شکل ۲-۱۰۰e)

حال نبشی به طول L_1 بوسیله لنگر $M = H \cdot h_1$ حول پروفیل بارگذاری می شود.

$$f = \frac{H \cdot h_1}{l_1 \cdot \frac{t_1^2}{6}} < F \quad (\text{جدول ۵-۱})$$

اتصال این نبشی به زیر صفحه پا بوسیله جوشهایی به بعد a_{w3} انجام می گیرد.

نیروی قائم V_w در جوش

$$V_w = \frac{Hh'_2}{b_1}$$

تنش در جوش

$$f_{vw} = \frac{V_w}{l_1 \cdot a_{w3}}, f_{vw} = \frac{H}{2l_1 a_{w3}}$$

$$f_{hw} = \sqrt{f_w^2 + f_{vw}^2}$$

این نبشی به بتن فشار وارد می سازد و این مقدار عبارتست از :

$$f_b = \frac{H}{l_1 \cdot h_2} \leq F_b$$

کنترل تنش برای نیمرخ کل پای ستون (شکل ۲-f-۱۰۰) :

هر گاه فاصله فقرات شیخ کننده بزرگ باشند ، طبق تئوری صفحه ها تمام صفحه وصل کننده

این شیخ کننده ها در حمل نیرو با این شیخ کننده ها همراهی نمی کنند، بلکه مقداری از این

صفحه وارد عمل می شود لذا پروفیلی شبیه شکل ۲-f-۱۰۰ بوجود می آید . برای پیدا کردن

این مقدار از پهنای صفحه به بخش نیمرخهای مرکب مراجعه شود . هر گاه این مقدار مساوی

b_4 و b_3 باشد برای نیمرخ شکل ۲-۱۰۰ ممان اینرسی I_x و سطح مقطع جان جان A و اساس مقطع W_x حساب می گردد این نیمرخ باید لنگر زیر را تحمل کند.

$$M = \max D \left(\frac{l}{2} - \frac{c}{2} - \frac{d}{2} \right)$$

$$f_b = \frac{M}{W_x}, f_v \approx \frac{\max D}{2h_3.t_3}$$

$$f_h \approx \sqrt{f_b^2 + 3f_v^2}$$

مثال ۱

کنترل تنش برای پای گیردار ستون IPB 400 برای $\max N = 400 \text{ KN}$ و $\min N = 95 \text{ KN}$ و $\max M = 345 \text{ KNM}$ و $H = 50 \text{ KN}$ انجام گردد

حل :

تعیین مشخصات :

$$c = \frac{1}{4} = \frac{125}{4} = 31 \text{ cm}$$

$$a = 125 - 10.25 - \frac{31}{2} = 99.2 \text{ cm}$$

نیروی کششی میله قلاب

$$\max Z = \frac{1}{99.2} \left(34500 - 95 \frac{125 - 31}{2} \right) = 303 \text{ KN}$$

۲ عدد میله قلاب M 48 ، نیروی کششی طبق جدول ۲-۲۷ (در صفحات بعد) انتخاب می

شود

$$2M48 \rightarrow f_t = \frac{303}{2 \times 13.52} = 11.2 \text{ KN/cm}^2 = F_t \quad (\text{جدول ۲-۴})$$

اتصال نیروی میله قلاب به پای ستون بوسیله جوش دو صفحه جانبی ما بین فقرات شیخ (جمعا ۴ جوش بغل ۵-۲۰۰) انجام می شود :

$$f_{vw} = \frac{303}{4 \times 0.5 \times 20} = 7.6 < 13.0 \text{ KN/cm}^2$$

حمل نیروی افقی H : زیر صفحه پا یک نبشی ۹۰*۱۶ L بطول ۴۰ cm جوش داده می شود
لنگر

$$M = H \cdot \frac{h}{2}$$

$$M = 5 \times 3.8 = 19 \text{ t-cm}$$

$$W = 40 \frac{1.6^2}{6} = 17.1 \text{ cm}^3$$

تنش حاصل از لنگر در جان نبشی

$$f_b = \frac{19}{17.1} = 1.11 < 1.6 \text{ t/cm}^2$$

اتصال نبشی به صفحه زیر ستون بوسیله جوش ۲×(۴-۴۰۰)

$$A_w = 0.4 \times 40 = 16.0 \text{ cm}^2$$

$$V_w = \frac{5 \times 6.5}{9.0} = 3.61 \text{ t}$$

$$f_{vw} = \frac{5}{2 \times 16} = 0.156 < 1.30 \text{ t/cm}^2$$

$$f_w = \frac{3.61}{16} = 0.226 < 1.30 \text{ t/cm}^2$$

بعلت کوچک بودن تنشها احتیاج به محاسبه تنش مقاسیه ای f_h نیست .

فشار نبشی به بتن

$$f_b = \frac{5000}{5 \times 40} = 25t/cm^2$$

کنترل تنش برای نیمرخ

$$A = 2 \times 30.0 \times 2.5 = 150cm^2$$

فاصله X از کنار بال 18.17 cm می شود

$$I_x = 26220cm^4 \rightarrow W_x = \frac{26220}{18.17} = 1442cm^3$$

$$\max M = 55.8(42.5 - \frac{31}{2}) = 1510t - cm$$

$$\min \sigma = \frac{-55.8}{1442} = -1.05 < 1.40t/cm^2$$

$$f_v = \frac{55.8}{130} = 0.372 < 0.96t/cm^2$$

احتیاج به کنترل تنش مقایسه ای σ_h نیست. صفحه باریک 150×15 □ به کنار بالایی فقرات

شخ نه تنها اساس مقطع پای ستون را بیشتر می کند بلکه از کماتش صفحه پا هم می کاهد.

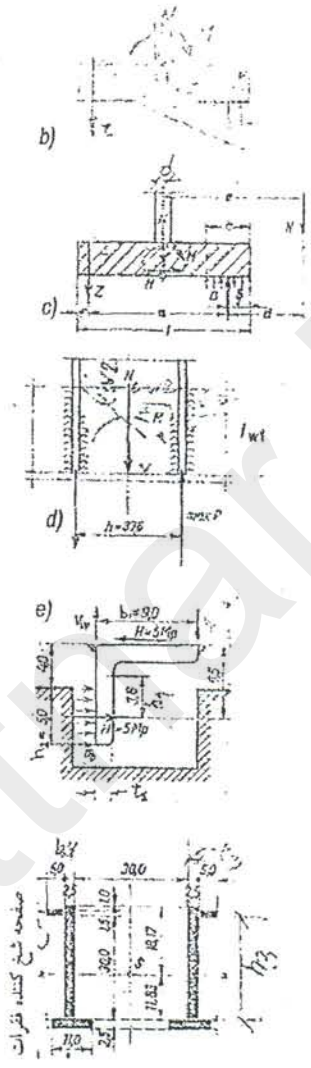
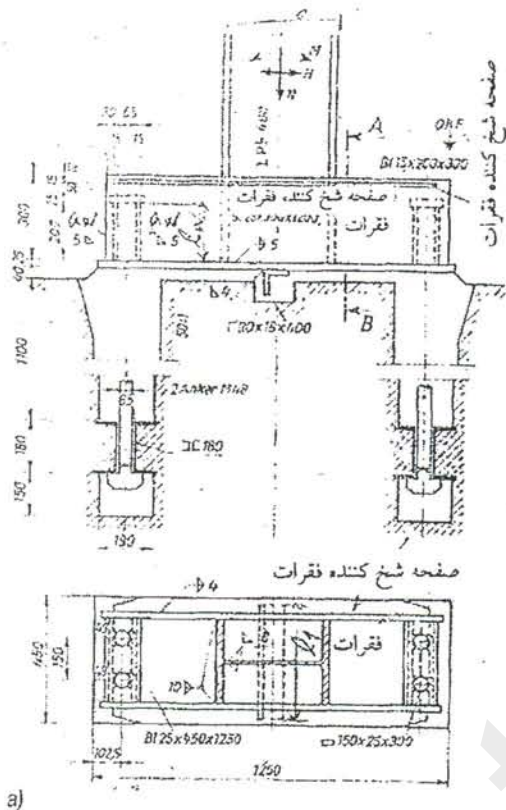
فشار وارد بر بتن (تعیین کننده $\max M$ و $\max N$)

$$\max D = \frac{1}{99.2} \left[34500 + 400 \left(\frac{125}{2} - 10.25 \right) \right] = 558KN$$

$$q = \frac{\max D}{cb} = \frac{558000}{31 \times 45 \times 10^2} = 4.0N/mm^2$$

وصل ستون به فقرات شخ

$$\max P = \frac{400}{2} + \frac{345}{0.376} = 1117KN$$



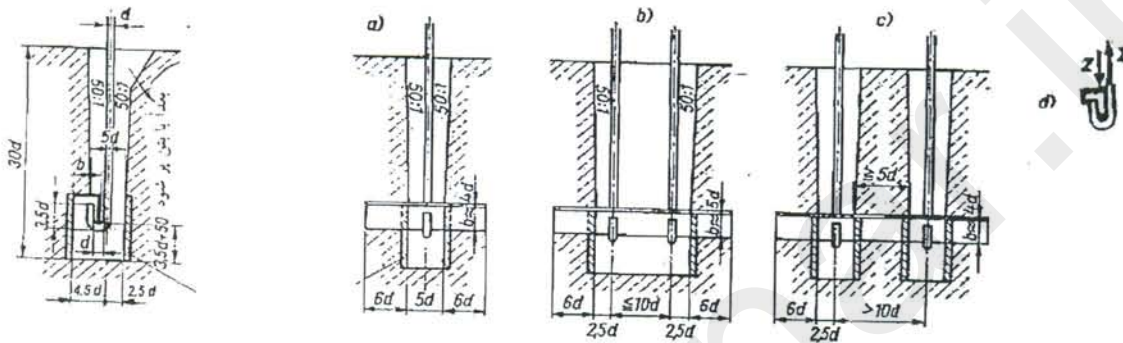
طول جوش $L_{w1} = 30 \text{ cm}$ و برای L_{w2} بعلت مشکل بودن جوش دادن فقط $L_w = 15$ در نظر گرفته می شود

$$f_{vw} = \frac{1117}{2 \times 1.6(30 + 15)} = \frac{1117}{90} = 12.4 < 13.5 \text{ KN/cm}^2$$

۲-۳-۵-۳- لنگر بندی ستون

۲-۳-۵-۱- لنگر بندی ضمن مونتاژ

در ستونهای فشاری برای جلوگیری از چپ شدن و افتادن ضمن مونتاژ، بوسیله میله لنگرهای گیردار به شالوده وصل می شوند که برخی از آنها و نیز ابعاد آنها در شکل ۲-۱۰۱ ذکر شده اند.



شکل ۲-۱۰۱

میله لنگرهای گرد داخل کانالهایی که در شالوده جاگذاری شده اند، فرو برده می شوند و سر قلاب مانند آنها در نبشی تکیه گاهی میله لنگر جا داده شده سپس این میله لنگر به پای ستون بوسیله پیچ وصل می گردد.

نوع این میله ها M30 و M16 بوده انتخاب آن برطبق بزرگی و سنگینی ستون معمولاً بر اساس تجربه انجام می گردد. بعد از اتمام مونتاژ این کانالها همراه با درز میانی پای ستون و شالوده بوسیله ملات سیمان پر می شوند. هر گاه فاصله میله لنگرها کم باشد یک کانال مشترک برای آنها ساخته می شود (شکل ۲-۱۰۱-ب).

گشاد کردن هر میله کانالها بطرف بالا امکان برداشتن آسان و سریع تخته بندیهای کانال را می دهد. برای اینکه نیروهای کششی ناگهانی که ضمن مونتاژ بروز می کنند نتوانند تغییر شکل

بزرگی را ایجاد کنند ، میله لنگرها در پای ستون کنار شخ کننده ها طرح می شوند (شکل ۲-۸۸- a و b) و بهترین شکل اغلب در نزدیکی گوشه های پای ستون می باشد (شکل های ۲-۸۵ و ۲-۸۸- c) .

در ستونهای پرچکاری شده این میله ها در داخل نبشی های پا نصب می شوند (شکل ۲-۹۷) . چون دقت محل میله لنگرهای ساخته شده در بتن معمولا به خواست ساختمانهای فلزی اکتفا نمی دهند لذا ساختن و بتن ریزی بعدی توصیه می شود . در مورد پرچهای فشار قوی و تیرهای برق و تلفن و غیره می توان بوسیله گذاشتن یک شابلون ، محل میله های لنگر را دقیقا تعیین کرد و بتن ریزی را قبل از مونتاژ انجام داد .

پیچهای سنگ (شکل ۴-۲۴) ستون را به شالوده وصل می کنند ولی هیچگونه کمکی در ضمن مونتاژ انجام نمی دهند و فقط در قطعات غیر مهم بعنوان میله لنگر مونتاژ مورد استفاده قرار می گیرند (نیروی کششی میله لنگرها در جدول ۲-۲۷ ذکر شده است) .

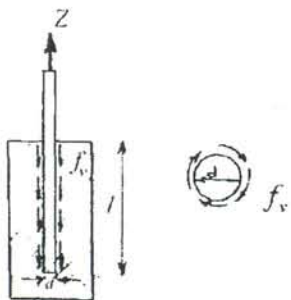
۲-۳-۵-۳-۲- میله مهارها

میله مهارها نیروی کششی دریافت می کنند (مثلا در ستونهای گیردار) . این میله مهارها با نیروی کم به صفحه پای ستون پیچ میشوند و هنگامیکه نیرو زیاد باشد به پای شخ کرده ستون وصل می شود (شکل های ۲-۸۸ و ۲-۹۳ و ۲-۹۴ و ۲-۹۵ و ۲-۹۶) هر گاه علاوه بر نیروی فشاری لنگر خمشی هم موجود باشد آنوقت میله مهارها بر طبق طراحی مخصوصی برای انتقال نیروی کششی از ستون به شالوده ، به پای ستون وصل می گردد (شکل ۲-۱۰۰) این طراحی برای انتقال بدون چون وچرای نیروها و برای جلوگیری از تغییر شکل پای ستون لازم است .

هر گاه انتقال نیرو از ستون به شالوده بوسیله نیروی اصطکاک ما بین میله مهار و بتن انجام گیرد ممکن است بعداً بعلاوه لغزش ملات سیمان ما بین صفحه پا و شالوده این اتصال شل شده ، از کار بیفتد . لذا بوسیله نبشی های تکیه گاهی میله مهار (شکل ۲-۱۰۲) انجام می گیرند .

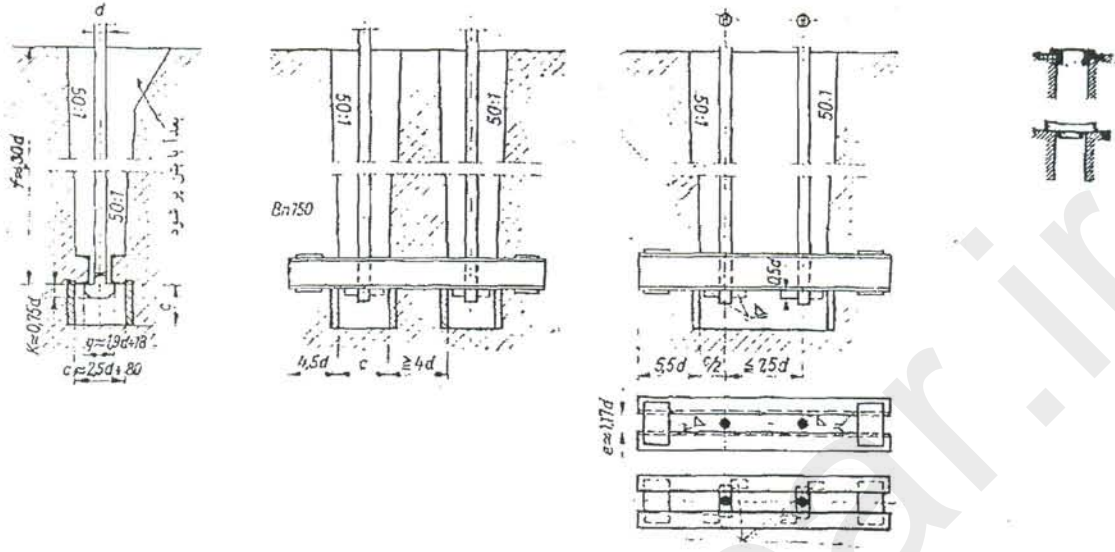
نیمرخهای لازم نبشی ها در جدول ۲-۲۷ ذکر شده اند . چون طبق شکل ۲-۱۰۱- b میله مهار هایی که قلاب آنها یکطرفه است علاوه بر نیروی کششی ، لنگر خمشی هم دریافت می کند لذا بجای این میله مهار می توان از میله لنگرهای قلاب دو سری (شکل ۲-۱۰۱) استفاده کرد که از جنس مصالح گروه 3.6 هستند . در سر بیرونی این میله مهارها شیاری هست که سرهای قلاب را نشان می دهد این میله مهار وارد کانال گردیده آنقدر چرخانده می شود تا شیار در جهت عمود بر نبشی های تکیه گاهی قرار گیرد ، در اینحالت قلابها زیر نبشی ها نشسته اند و برای اطمینان ، میله هایی که به سمت بیرون هستند ، با ضربه کشیده می شوند و هر گاه قلاب به نبشی برخورد کرد ، نتیجه می شود که جایش درست است سپس این قلابها بوسیله پیچ به پای ستون بسته می شوند . روی کانالها پوشانده می شود تا قبل از پر شدن توسط بتن آلودگی و آشغال در آن جمع نگردد. (شکل ۲-۱۰۲- c)

هر گاه نیروی کششی میله مهار کم باشد از خاصیت اصطکاک استفاده می شود (با توجه به تذکرات بالا) طول میله لنگر در بتن l عبارتست از :



$$Z = l \cdot f_v \cdot \pi d \cdot v$$

$$l = \frac{Z}{f_v \cdot \pi d \cdot v}$$



شکل ۱۰۲-۲

$$Z = l \cdot f_v \cdot \pi d \cdot v$$

$$l = \frac{Z}{F_v \cdot \pi d \cdot v}$$

Z نیروی کششی، d قطر میله لنگر، F_v تنش اصطکاکی مجاز ما بین میله و بتن ، v ضریب

اطمینان که معمولا v = 1.75

مقدار F_v برای میله لنگرهای گرد و صاف برای تنشهای مختلف بشرح زیر است :

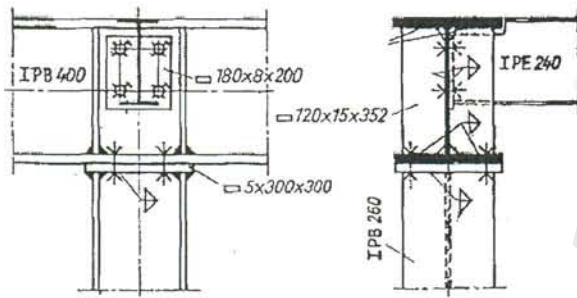
بتن	B _n 150	B _n 250	B _n 350	B _n 450	B _n 550
F _v (N/mm ²)	0/3	0/35	0/4	0/45	950

جدول ۲۷-۶ میله ها و مهاربندی پای ستونها

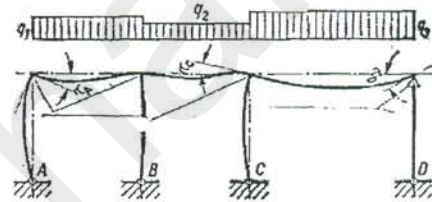
میله قلاب - میلۀ لنگر	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M72
نبشی تکیه گاهی	11 65	11 65	11 80	11 100	11 120	11 160	11 180	11 200
	11 80	11 100	11 120	11 140	11 180	11 200	11 220	11 240
نیروی کششی مجاز (t)	3.55	5.70	8.34	11.40	15.10	20.50	27.80	36.30
C (mm)	140	150	170	190	210	220	240	260
نیروی کششی مجاز (KN)	35.5	57.0	83.4	114.0	151.0	209.0	278.0	363

۲-۳-۶ سر ستون

اتصال سر ستونها به تیر می تواند آزاد یا گیردار باشد. اگر سر ستونها محکم بسته شده باشند، در اثر دوران زاویه α انتهای تیر، در ستون هم دوران زاویه ای بوجود می آید که منجر به ایجاد لنگرهای خمشی در ستون می شود (شکل ۲-۱۰۴ ستونهای A و B و C بهمین علت تکیه گاه سطحی تیر بر روی ستون طبق شکل ۲-۱۰۵ اجرا می گردد تا دوران زاویه ای بزرگی بوجود نیاید (مثل ستون B در شکل ۲-۱۰۴)).



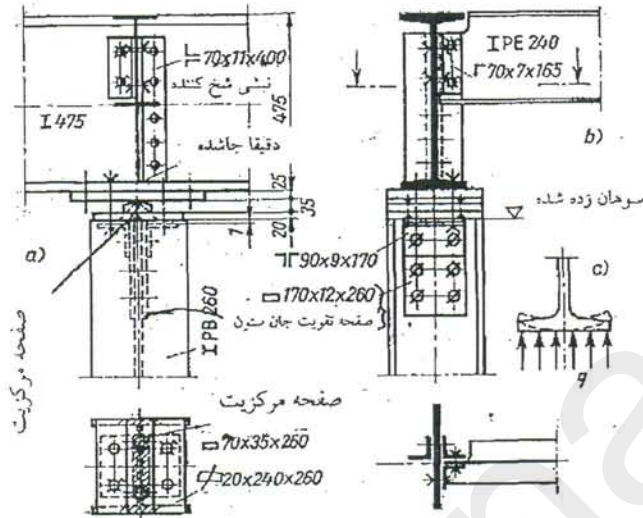
شکل ۲-۱۰۵



شکل ۲-۱۰۴

نیروهای بالهای ستون با شیخ کردن تیرها قابل حمل بوده و این نیروها می توانند به جان شاهتیرها انتقال یابند. صفحات شیخ در صورت وجود بارهای دینامیکی، فقط به بال پایینی (کنار فشاری) شاهتیر جوش داده شده به بال کششی بالایی برای بزرگ نگاهداشتن ارتجاعیت جوش داده نمی شوند. سر ستونهای پرچکاری شده طبق شکل ۲-۹۶ فقط برای نیروها وتیرهای کوچک مورد استفاده قرار می گیرند چون در این اتصال نبشی سر فقط بوسیله سه پرچ به ستون وصل شده است، اگر دوران زاویه انتهای تیر α بزرگ باشد (شکل ۲-۹۶).

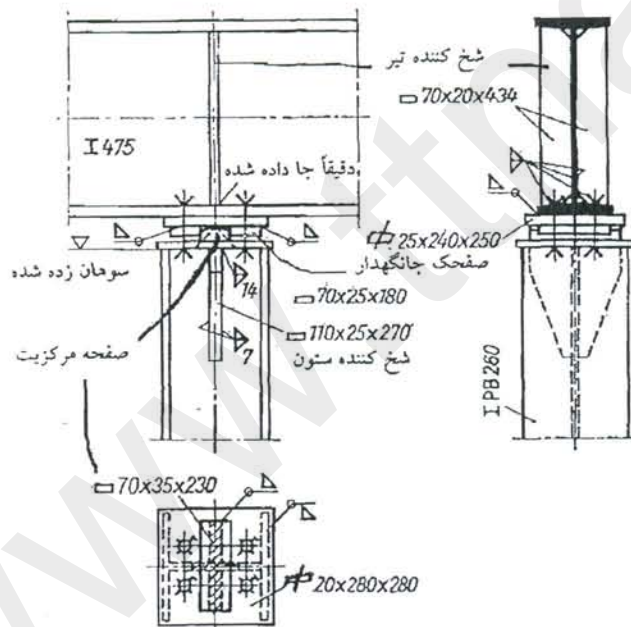
۱۰۴ استون (D) می توان بوسیله یک تکیه گاه مرکزی طبق شکل ۲-۱۰۶ از دوران سر ستون جلوگیری کرد.



شکل ۲-۱۰۶

در اینجا صفحه مرکزیت بوسیله پیچهای غوطه ور به صفحه سر ستون وصل گردیده است و صفحه سر ستون نیروی خود را به سر سوهان زده و صاف شده ستون انتقال میدهد. اگر پخش نیرو تحت زاویه ۴۵ درجه فرض شود آنوقت فقط یک قسمت از سر ستون در حمل نیروی فشاری انجام وظیفه میکند (شکل ۲-۱۰۶a) و اگر این قسمت برای حمل نیرو کافی نباشد آنوقت سر ستون در قسمت فشار تقویت میشود (در شکل ۲-۱۰۶b به وسیله $2 \square 170 \times 12$) نبشی های سر ستون تقریباً یک میلی متر زیر سر ستون قرار دارند تا باری نگیرند و فقط در اتصال انجام وظیفه کنند و برای اتصال ضعیف نباشند. سر صفحات مرکزیت بشکل استوانه سوهان زده میشوند و برای پخش نیروی متمرکز زیر تیر معمولاً یک صفحه به ضخامت ۱۵ تا

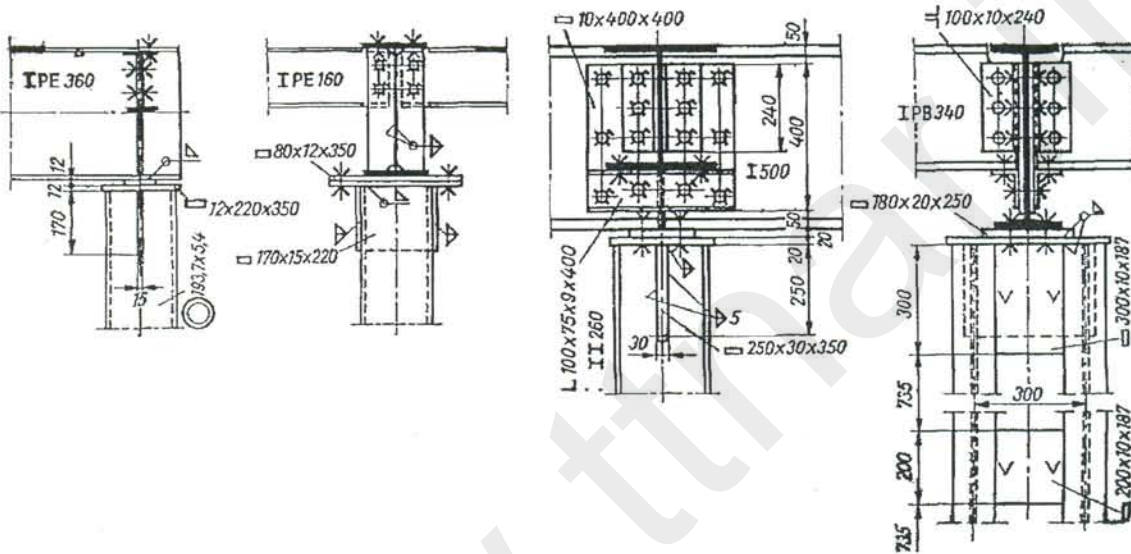
۲۵ میلی متر قرار می دهند تا از انحنای بالهای تیر ممانعت شود (شکل ۲-۱۰۶ - C) ضمناً از این انحنا بوسیله نصب شیخ کننده ها جلوگیری میشود. در سر ستونهای جوشکاری شده چون وصله صفحه تقویت همانند شکل ۲-۱۰۶ به جای ستون خالی از اشکالات جوشکاری نیست لذا در اینحالت ستون به میزان ۹۰ درجه برگردانیده شده و صفحه مرکزیت عمود بر جان ستون نصب می گردد آنوقت برای حمل نیرو زیر این صفحه مرکزیت صفحات شیخ کننده بر جان ستون جوشکاری می شوند (شکل ۲-۱۰۷) برای ثابت نگاهداشتن محل تکیه گاه تیر در دو طرف صفحه مرکزیت بر بال تیر دو صفحک جانگهدار نصب می گردند.



شکل ۲-۱۰۷

در ستونها با مقاطع بسته (شکل ۲-۱۰۸) برای نصب شیخ کننده ها زیر صفحه مرکزیت معمولاً در جان ستون شکافی ساخته می شود و صفحه شیخ کننده از درون این شکافها میگذرد خود صفحه مرکزیت می تواند به صفحه سر ستونها که کمی بزرگتر از مقطع ستون است، بوسیله

پیچ بسته شود. در ستونهای قاب تیر هم برای نصب صفحه شخ مثل بالا شکافهایی در جان تیرهای ستون تعبیه می گردند (شکل ۲-۱۰۹). چون در انتهای ستون علاوه بر این شخ کننده باید صفحات بست انتهای ستون هم ساخته شوند، پهنای صفحه مرکزیت چنان تعیین می شود که هر دو تیر ستون بتوانند بعنوان تکیه گاه نیروها را حمل کنند.



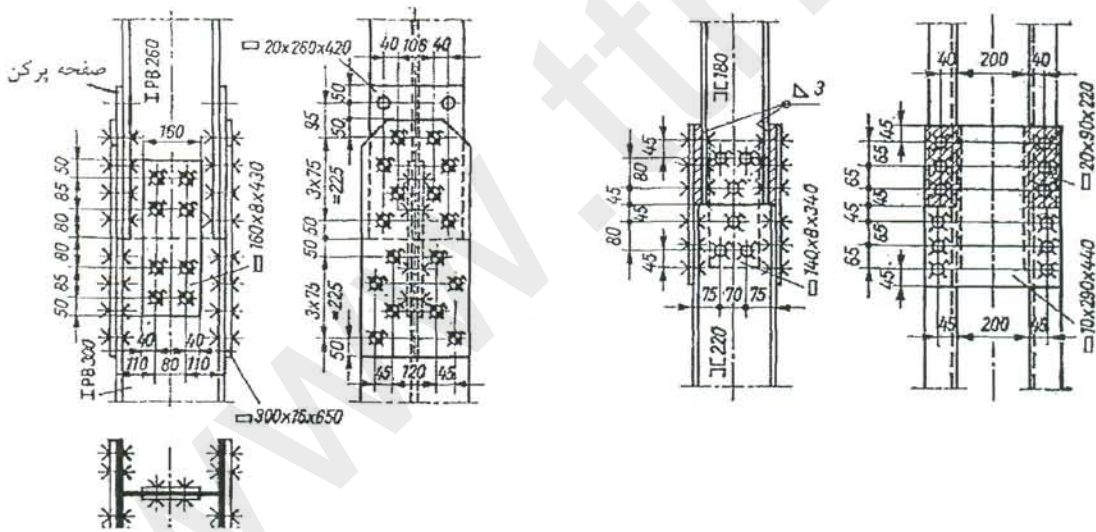
شکل ۲-۱۰۸

شکل ۲-۱۰۹

۲-۳-۷- وصل ستونها به همدیگر

اتصال ستونها به یکدیگر در ساختمانهای بلند معمولا در نزدیکی روی کف طبقه انجام می شود که از حیث اجرایی خیلی راحت است. در وصل صفحه پرکن بوسیله پرچ یا پیچ طبق شکل ۲-۱۱۰ نیروهای بال و جان ستون بالایی مستقیما به بال و جان پایینی داده می شوند. برای این منظور بالها و جانها بوسیله صفحات اتصال به یکدیگر وصل می گردند که برای این عمل اتصالات پیچشی بیشتر قابل توصیه هستند. صفحات پرکن دو ستون که ضخامت آنها بیشتر از

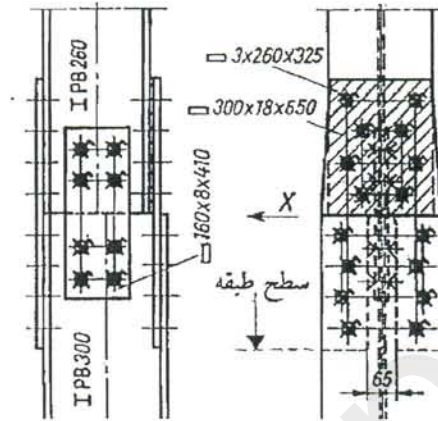
6 mm است کمی بزرگتر از طول لازم انتخاب می شوند و در خارج از اتصال حداقل بوسیله دو پرچ (شکل ۲-۱۱۰) یا جوش معادل (شکل ۲-۱۱۱ a) به ستونها وصل می شوند. در ستونهای مرکب معمولاً پهنای صفحات اتصال به اندازه ارتفاع نیمرخ تیر است که در این حالت صفحه اتصال وظائف صفحات بست تیرها را به عهده دارد (شکل ۲-۱۱۰). محاسبه این گونه اتصالات مانند مثال ۲ بخش ۴-۵ انجام می گیرد که در اینجا برای نیروی کششی تیر نیروی فشاری وارد میشود. شکل ۲-۱۱۱ b یک وصل پرکن دیگر را نشان می دهد که در آن بجای صفحه ضخیم پرکن یک صفحه نازک بکار رفته است، ضخامت دقیق صفحه پرکن معمولاً در موقع ساخت تعیین می گردد زیرا ابعاد پروفیل در هنگام نورد معمولاً تلورانسی دارد.



شکل ۲-۱۱۰

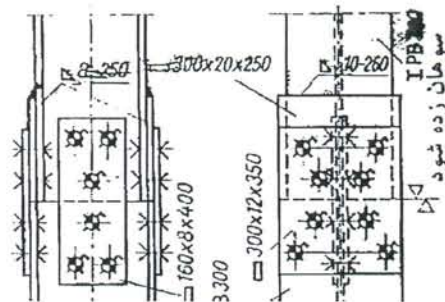
شکل ۲-۱۱۱ a

وصل صفحه پرکن بوسیله جوش طبق شکل ۴-۶۰ و ۴-۶۱ و ۴-۶۸ انجام می گیرد این کار می تواند در ستونهایی که علاوه بر نیروی مرکزی، لنگر خمشی هم دارند انجام گیرد و محل آن می تواند در یک نقطه دلخواه در طول کمانش باشد.



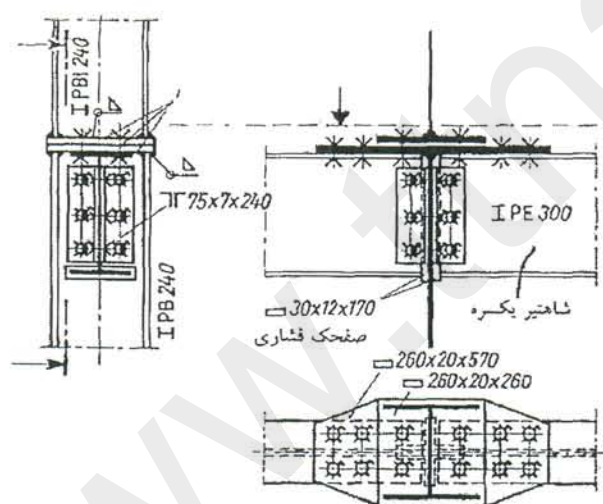
شکل ۲-۱۱۱-b

اگر وصل ستونها با نیروی مرکزی در یک چهارم طول کمانش بیرونی قرار بگیرد و سر ستونها قبلا خوب سوهان زده و صاف شوند بطوریکه ستونها کاملا بدون درز روی یکدیگر قرار بگیرند و ضمنا اتصال، وصل تماسی باشد، میتوان وسائل اتصالات را برای نصف نیروی ستون محاسبه کرد چون در این حالت قسمت اعظم نیرو بوسیله تماس دو ستون بریکدیگر حمل می شود (شکل ۲-۱۱۲).



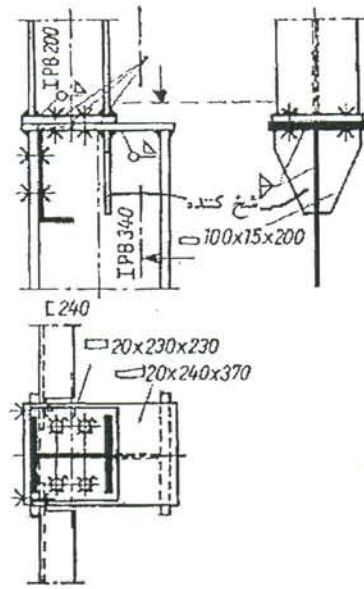
شکل ۲-۱۱۲

اگر وصل تماس بوسیله صفحات سر ستون انجام گیرد (شکل ۱۱۳-۲) چون صفحات سر ستون هنگام جوش دادن ستون به انتها خم می گردند ، برای جلوگیری با صفحات سر قبل از جوش دادن کمی در جهت مخالف خم گردیده یا اینکه بعد از جوش دادن این صفحات ، صاف و مسطح می گردند تا بدین ترتیب تماس ستونها بدون درز انجام پذیرد . در شکل ۱۱۳-۲ صفحه سر ستون پایینی در جهت شایتر بزرگتر انتخاب شده است که بعنوان صفحه کششی شایترها در نقطه وصل انجام وظیفه می کند . چون ارتفاع وصله کم است لذا تمام وصل داخل کف طبقه قرار می گیرد .

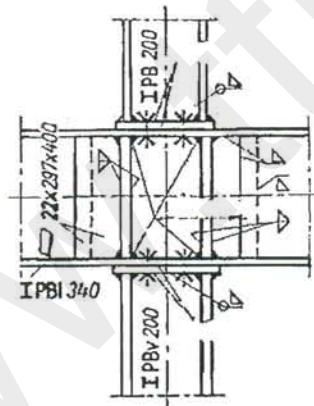


شکل ۱۱۳-۲

هر گاه بالهای ستونها روی یکدیگر قرار بگیرند ، (شکل ۱۱۴-۲) برای حمل نیروی بال ، شخ کننده هایی بر جان ستونها وزیر بال جوش داده می شوند . محاسبه این گونه اتصالات در مثال ۸ بخش ۴-۴-۱۰ نشان داده شده است .



شکل ۲-۱۱۴



شکل ۲-۱۱۵

در موارد استثنایی ممکن است شاهیترا از وسط ستونها رد شود (شکل ۲-۱۱۵). در اینحالت هم نیروهای بالهای ستونها بوسیله شیخ کننده های وصل شده به شاهیترا به یکدیگر منتقل می شوند علاوه بر آن معمولا صفحات تقویت بر هر دو طرف جان تیر نصب می گردند تا از عهده بارگذاری سه بعدی برآید.

وصل ستونهای مرکب درست همانند ستونهای یک قطعه ای انجام می گیرد و در محل وصل معمولاً صفحات بست طراحی می گردند تا از جدا شدن تک تیرهای ستونها جلوگیری به عمل آید و در ضمن نیروهای برشی بدون چون و چرا قابل حمل باشند (شکل ۲-۱۱۷).

۲-۳-۸- اتصال تیر به ستون

اتصال تیر به ستون می تواند اتصال آزاد یا گیردار باشد.

۲-۳-۸-۱- اتصال آزاد تیر به ستون

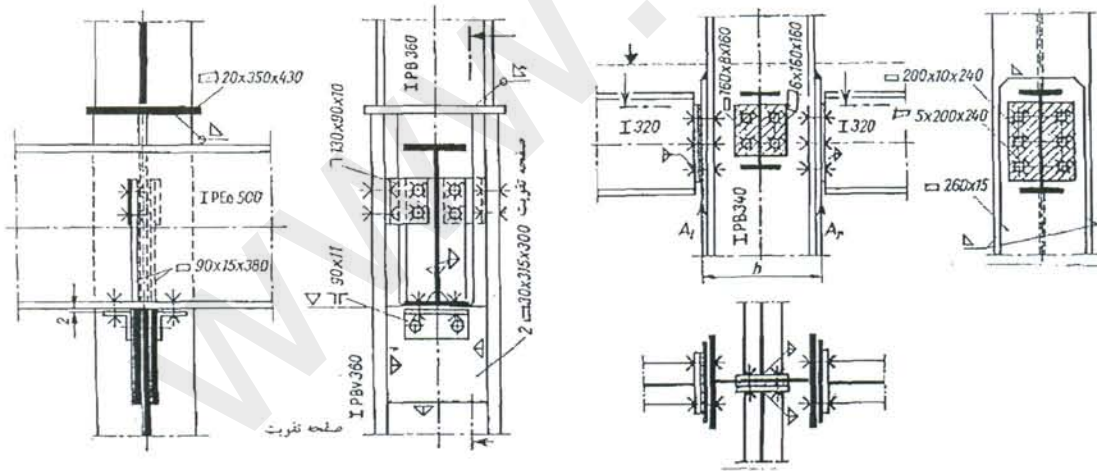
در اتصال آزاد تیر به ستون باید سعی کرد که اتصال حتی الامکان مرکزی انجام گیرد تا از بروز لنگرهای غیر مرکزیت جلوگیری به عمل آید یا اینکه اتصال طوری صورت گیرد که غیر مرکزیت حداقل شود. برای این منظور سعی می شود که تیرهایی که نیروی بیشتری حمل می کنند در نزدیکی محور ستون وصل شوند یعنی تیرها را به جان ستون وصل می کنند چون در آنجا بازوی غیر مرکزیت کوچکتر از اتصال بر بال ستون است و این اتصال بیشتر در مورد ستونهای IPB انجام می گیرد که شاهتیرها به جان ستون وصل می شوند (شکل ۲-۱۱۶). در اینجا نبشی های تکیه گاهی نیروی عکس العمل را حمل نموده و نبشی های جان فقط برای نگهداری تیر از لغزیدن می باشند. محاسبه این نوع اتصالات در بخش ۷-۱۵-۳ نشان داده می شود.

برای ازدیاد سطح تکیه گاهی صفحات تقویت بر جان ستون وصل می گردند . در اینجا هم شاهتیر در بال پایینی و جان بوسیله شیخ کننده ها برای انتقال نیروی مرکزی آمادگی پیدا می کنند (به شکل ۲-۱۰۷ هم توجه گردد) . کنترل تنش عمومی (نه تنش کمانش) ستون برای سطح باقیمانده (بعد از کم کردن سطح شکاف) لازم می باشد .

هر گاه شاهتیر ها به بال ستون وصل گردند و فاصله عکس العملهای تکیه گاهی اتصال تیر به ستون مساوی h باشد (شکل ۲-۱۱۹) ، لنگری که بوسیله خارج از مرکزیت اتصال به ستون

$$M = \frac{h}{2}(A_r - A_l) \text{ : عبارتست از}$$

که در آن A_r و A_l عکس العملهای تکیه گاهی شاهتیر می باشند . هر گاه A_r و A_l برای بار دائم هر دو طرف ستون مساوی باشند آنوقت لنگر حاصله فقط ناشی از بار زنده می باشد که در یک طرف ستون بار زنده موجود است و در طرف دیگر موجود نیست .

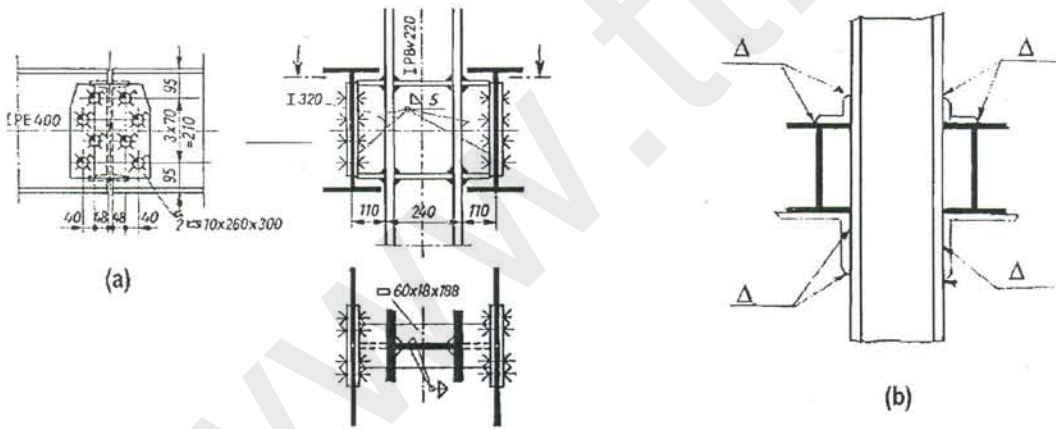


شکل ۲-۱۱۸

شکل ۲-۱۱۹

هر گاه شاهیتری از دو تیر ساخته شود آنوقت ستون از وسط این دو تیر می گذرد (شکل ۲-۱۲۰) .

عیب این نوع اتصال بروز لنگر خمشی حاصل از خارج از مرکزیت و نیروهای مقاومت در دو طرف ستون و مزیت این اتصال امکان عبور لوله های آب و فاضلاب و غیره در تمام ارتفاع ستون از وسط این دو تیر و اشغال نکردن جای اضافی می باشد . کنسولهای تکیه گاهی شاهیتری شکل ۲-۱۲۰ a راه حل خوبی می باشد که در آن کنسول داخل ارتفاع قرار گرفته است . راه حلی که در شکل ۲-۱۲۰ b مورد استفاده قرار گرفته است ، برای نیروهای کوچک مناسب می باشد . راه حل ارائه شده در شکل ۴-۲۶ در ساختمانهای بلند نامناسب است زیرا ارتفاع اتصالات زیاد است این راه حل برای نصب تیر جرثقیل بسیار مناسب می باشد .



شکل ۲-۱۲۰

ردیف	نام محصول	تعداد
فیلم های مهندسی عمران		
۱	مجموعه ۱۲ فیلم آموزشی مهندسی عمران دوبله	4 DVD
۲	مهندسی بینهایت , مجموعه ۵۴ مستند آموزشی	6 DVD
۳	۵۱ فیلم آموزشی مهندسی عمران - ابر سازه ها	6 DVD
۴	مجموعه اشتباهات مهندسی	4 DVD
۵	مستند برج دبی	1 DVD
۶	مقالات چهارمین کنگره سراسری مهندسی عمران	1 CD
۷	مقالات هفتمین کنگره سراسری مهندسی عمران	1 CD
۸	فیلم مراحل ساخت برج ماریچ در اسپانیا	1 CD
۹	مستند آموزشی بررسی ساخت برترین آسمانخراشها	1 CD
۱۰	فیلم مستند گسترش مسجد النبی	2 CD
۱۱	فیلم آموزشی آشنایی و بررسی جزئیات برج بلند سبرز در شیکاگو آمریکا	1 CD
۱۲	فیلم آموزشی ساخت فرودگاه کانسای ژاپن	1 CD
۱۳	فیلم آموزشی مراحل ساخت سد کارون ۳	2 CD
۱۴	فیلم آموزشی مراحل ساخت پل های کارون ۳	1 CD
۱۵	مجموعه فیلم های مستند عظیم تر بسازید	3 DVD
۱۶	مستند آموزشی زلزله های عظیم	1 DVD
جدید	مجموعه مهندسی یک امپراطوری	2 DVD
جدید	مجموعه مستند شهر های عظیم	2 DVD
جدید	مجموعه مجلات نشنال جئوگرافیک (آرشیو ۱۲۰ ساله)	6DVD 8 gig
۱۷	ماجرای جوی در معماری (دوبله فارسی)	2 DVD
۱۸	مجموعه مجلات و کتابهای مهندسی معماری و دکراسیون داخلی تا سال ۲۰۱۰	5 DVD
۱۹	مجموعه فیلمهای برترین آثار بهترین معماران جهان	2 DVD
۲۰	Help فارسی نرم افزار اتوکد به همراه کتاب الکترونیکی آموزشی ۶۲۰ صفحه ای	1 CD
۲۱	جدیدترین آبجکتهای سه بعدی معماری برای D Max۳	1 DVD
جدید	ژورنال های داخلی و خارجی معماری	3 DVD
مجموعه نقشه های اتوکد		
۲۲	سمبلهای اتوکد	1 CD
۲۳	۳۴۰ نقشه ساختمانهای اداری تجاری و فرهنگی و ...	1 CD
۲۴	بیش از ۱۰۰ نقشه معماری ساختمان	1 CD
۲۵	مجموعه نقشه اتوکد طرح هادی و ثبتی	1 CD
۲۶	مجموعه نقشه های اتوکد معماری و سازه	1 CD
۲۷	۸۰۰ نقشه سازه ساختمان در محیط اتوکد	1 CD
۲۸	بیش از ۱۰۰ نقشه سه بعدی	1 CD
آموزش نرم افزار های عمران و معماری		
۲۹	آموزش ETABS	1 DVD
۳۰	آموزش SAFE	1 DVD
۳۱	آموزش AOUTOCAD۲۰۱۱	1 DVD
۳۲	آموزش 3D HOME	1 DVD
۳۳	آموزش ARCHICAD	1 DVD
۳۴	آموزش SAP	1 DVD
۳۵	آموزش TEKLA STRUCTURES	1 DVD
	نام محصول	تعداد

		ردیف
فیلم ها و محصولات آموزش زبان انگلیسی (ویژه)		
6 DVD	مجموعه کامل آموزش زبان انگلیسی English For You (به همراه نسخه قابل نمایش در موبایل) مجموعه English For You و یا به اختصار، EFU برترین مجموعه ویدئویی آموزش زبان انگلیسی است که حقیقتاً نیاز به استاد و کلاس را به طور کامل برطرف می کند. در این مجموعه شما انگلیسی را از اساتید انگلیسی زبان یاد می گیرید و مطمئناً تفاوت آن را با مؤسسات ایران که اکثراً اساتیدی دانشگاهی دارند متوجه خواهید شد.	۳۶
3 DVD	سریال آموزشی زبان انگلیسی EXTRA (به همراه نسخه قابل نمایش در موبایل و فایل ورد متن) سریال آموزش زبان EXTR@-TV مجموعه ای است ویدئوی که در قالب طنز و با روشی بسیار ساده و قوی بیننده را در مسیری ویژه جهت یادگیری زبان انگلیسی قرار می دهد.	۳۷
1 DVD	جامع ترین دوره ی آموزشی IELTS	۳۸
1 DVD	آموزش گرامر زبان انگلیسی بصورت فیلم - Complete English Grammar Series	۳۹
2 DVD	انگلیسی به روش اعجاب انگیز X.L.C	۴۰
1 DVD	دوره آموزش زبان NEW Interchange Intro	۴۱
1 CD	بسته آموزش مکالمه Fluent English	۴۲
1 DVD	آموزش زبان انگلیسی در خواب	۴۳
1 DVD	آموزش زبان نصرت ۲ همراه با تقویت حافظه نصرت	۴۴
4 DVD	مجموعه آموزش ۱۲ زبان زنده دنیا	۴۵

محصولات جدید:

آموزش پریماورا	3cd	۶۵۰۰
آموزش ۲۰۱۲ 3dmax	1dvd	۹۹۰۰
آموزش MS project	1dvd	۸۹۰۰
مجموعه عکس های ۳۰۰ dpi	4cd	۸۰۰۰
مجموعه آموزش زبان دیالوگ	7dvd	۱۰۰۰۰

فروشگاه تخصصی مهندسی عمران و معماری و فروشگاه تخصصی زبان (zabanshop.ir) افتخار دارد که در راستای بالا بردن توان علمی شما دانشجویان و مهندسان عزیز محصولات متنوع آموزشی را برای شما به عنوان اولین فروشگاه تخصصی مهندسی عمران و معماری و زبان مهیا کرده است شما دوست گرامی میتوانید برای سفارش هر یک از محصولات به یکی از سه روش زیر اقدام فرمایید

۱ - سفارش از طریق سایت (خرید پستی - تحویل و تسویه درب منزل)

برای سفارش به این روش به سایت WWW.OMRANSHOP.IR و www.zabanshop.ir رفته و روی دکمه خرید پستی محصول مورد نظر کلیک کنید و مشخصات خود را در فرم وارد نموده و منتظر بمانید تا بسته پستی شما توسط پستچی درب منزل تحویل شما شود و همانجا طبق فاکتور مبلغ مورد نظر را به پستچی تحویل دهید

۲ - سفارش تلفنی یا از طریق ایمیل

اگر به اینترنت دسترسی ندارید یا در مرحله ثبت سفارش به مشکلی برخوردید میتوانید محصولات درخواستی خود را همراه با آدرس دقیق و کد پستی و نام گیرنده به شماره همراه ۰۹۱۵۸۲۰۶۶۴۶ پیامک کنید یا با تماس تلفنی این موضوع را با همکاران ما در میان بگذارید و یا از طریق ایمیل info@icivil.ir موارد بالا را ایمیل بزنید تا همکاران ما در فروشگاه راسا اقدام به ثبت سفارش برای شما کنند

۳ - خرید نقدی

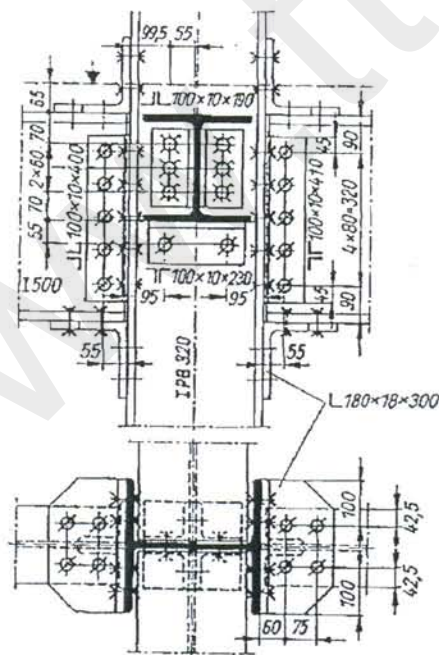
مزیت خرید نقدی بر آنست که بسته شما زودتر به دست شما خواهد رسید و شما از هزینه پستی معاف هستید برای ثبت سفارش مبلغ محصولات درخواستی را به شماره حساب های اعلام شده در سایت واریز نموده و فرم خرید پستی را تکمیل کنید در صورتی که به اینترنت دسترسی ندارید با همکاران ما با شماره تماس ۰۹۱۵۸۲۰۶۶۴۶ تماس حاصل فرمایید تا شمارا راهنمایی کنند

با تشکر از شما

۲-۳-۸-۲- اتصال گیردار تیر به ستون

در اتصال گیردار تیر به ستون علاوه بر نیروی برشی شاهتیر لنگر خمشی و نیروی محوری آن تیر نیز باید بوسیله اتصال به ستونها انتقال یابد. اشکال ۴-۷۰ و ۴-۷۱ و ۴-۷۲ بعضی از این اتصالات را نشان می دهند. محاسبه این اتصالات در بخش قطعات خمشی (بخش ۷) و بخش قابها بطور مفصل بیان می گردد.

شکل ۲-۱۲۱ یک اتصال گیردار را بوسیله پیچ نشان می دهد این نوع اتصالات معمولا برای حمل لنگرهای کم مناسب می باشند و درباره لنگرهای بزرگ معمولا در نقاط اتصال ماهیچه ها لازم می گردند. یکی از مزایای این نوع اتصالات در اینست که معمولا در موقع مونتاژ احتیاج به مهاربندی مونتاژی نیست.



شکل ۲-۱۲۱

ردیف	نام محصول	تعداد
فیلم های مهندسی عمران		
۱	مجموعه ۱۲ فیلم آموزشی مهندسی عمران دوبله	4 DVD
۲	مهندسی بینهایت , مجموعه ۵۴ مستند آموزشی	6 DVD
۳	۵۱ فیلم آموزشی مهندسی عمران - ابر سازه ها	6 DVD
۴	مجموعه اشتباهات مهندسی	4 DVD
۵	مستند برج دبی	1 DVD
۶	مقالات چهارمین کنگره سراسری مهندسی عمران	1 CD
۷	مقالات هفتمین کنگره سراسری مهندسی عمران	1 CD
۸	فیلم مراحل ساخت برج ماریچج در اسپانیا	1 CD
۹	مستند آموزشی بررسی ساخت برترین آسمانخراشها	1 CD
۱۰	فیلم مستند گسترش مسجد النبی	2 CD
۱۱	فیلم آموزشی آشنایی و بررسی جزئیات برج بلند سبرز در شیکاگو آمریکا	1 CD
۱۲	فیلم آموزشی ساخت فرودگاه کانسای ژاپن	1 CD
۱۳	فیلم آموزشی مراحل ساخت سد کارون ۳	2 CD
۱۴	فیلم آموزشی مراحل ساخت پل های کارون ۳	1 CD
۱۵	مجموعه فیلم های مستند عظیم تر بسازید	3 DVD
۱۶	مستند آموزشی زلزله های عظیم	1 DVD
جدید	مجموعه مهندسی یک امپراطوری	2 DVD
جدید	مجموعه مستند شهر های عظیم	2 DVD
جدید	مجموعه مجلات نشنال جئوگرافیک (آرشیو ۱۲۰ ساله)	6DVD 8 gig
۱۷	ماجرای جوی در معماری (دوبله فارسی)	2 DVD
۱۸	مجموعه مجلات و کتابهای مهندسی معماری و دکراسیون داخلی تا سال ۲۰۱۰	5 DVD
۱۹	مجموعه فیلمهای برترین آثار بهترین معماران جهان	2 DVD
۲۰	Help فارسی نرم افزار اتوکد به همراه کتاب الکترونیکی آموزشی ۶۲۰ صفحه ای	1 CD
۲۱	جدیدترین آبجکتهای سه بعدی معماری برای D Max۳	1 DVD
جدید	ژورنال های داخلی و خارجی معماری	3 DVD
مجموعه نقشه های اتوکد		
۲۲	سمبلهای اتوکد	1 CD
۲۳	۳۴۰ نقشه ساختمانهای اداری تجاری و فرهنگی و ...	1 CD
۲۴	بیش از ۱۰۰ نقشه معماری ساختمان	1 CD
۲۵	مجموعه نقشه اتوکد طرح هادی و ثبتی	1 CD
۲۶	مجموعه نقشه های اتوکد معماری و سازه	1 CD
۲۷	۸۰۰ نقشه سازه ساختمان در محیط اتوکد	1 CD
۲۸	بیش از ۱۰۰ نقشه سه بعدی	1 CD
آموزش نرم افزار های عمران و معماری		
۲۹	آموزش ETABS	1 DVD
۳۰	آموزش SAFE	1 DVD
۳۱	آموزش AOUTOCAD۲۰۱۱	1 DVD
۳۲	آموزش 3D HOME	1 DVD
۳۳	آموزش ARCHICAD	1 DVD
۳۴	آموزش SAP	1 DVD
۳۵	آموزش TEKLA STRUCTURES	1 DVD
تعداد	نام محصول	

		ردیف
فیلم ها و محصولات آموزش زبان انگلیسی (ویژه)		
6 DVD	مجموعه کامل آموزش زبان انگلیسی English For You (به همراه نسخه قابل نمایش در موبایل) مجموعه English For You و یا به اختصار، EFU برترین مجموعه ویدئویی آموزش زبان انگلیسی است که حقیقتاً نیاز به استاد و کلاس را به طور کامل برطرف می کند. در این مجموعه شما انگلیسی را از اساتید انگلیسی زبان یاد می گیرید و مطمئناً تفاوت آن را با مؤسسات ایران که اکثراً اساتیدی دانشگاهی دارند متوجه خواهید شد.	۳۶
3 DVD	سریال آموزشی زبان انگلیسی EXTRA (به همراه نسخه قابل نمایش در موبایل و فایل ورد متن) سریال آموزش زبان EXTR@-TV مجموعه ای است ویدئوی که در قالب طنز و با روشی بسیار ساده و قوی بیننده را در مسیری ویژه جهت یادگیری زبان انگلیسی قرار می دهد.	۳۷
1 DVD	جامع ترین دوره ی آموزشی IELTS	۳۸
1 DVD	آموزش گرامر زبان انگلیسی بصورت فیلم - Complete English Grammar Series	۳۹
2 DVD	انگلیسی به روش اعجاب انگیز X.L.C	۴۰
1 DVD	دوره آموزش زبان NEW Interchange Intro	۴۱
1 CD	بسته آموزش مکالمه Fluent English	۴۲
1 DVD	آموزش زبان انگلیسی در خواب	۴۳
1 DVD	آموزش زبان نصرت ۲ همراه با تقویت حافظه نصرت	۴۴
4 DVD	مجموعه آموزش ۱۲ زبان زنده دنیا	۴۵

محصولات جدید:

آموزش پریماورا	3cd	۶۵۰۰
آموزش ۲۰۱۲ 3dmax	1dvd	۹۹۰۰
آموزش MS project	1dvd	۸۹۰۰
مجموعه عکس های ۳۰۰ dpi	4cd	۸۰۰۰
مجموعه آموزش زبان دیالوگ	7dvd	۱۰۰۰۰

فروشگاه تخصصی مهندسی عمران و معماری و فروشگاه تخصصی زبان (zabanshop.ir) افتخار دارد که در راستای بالا بردن توان علمی شما دانشجویان و مهندسیین عزیز محصولات متنوع آموزشی را برای شما به عنوان اولین فروشگاه تخصصی مهندسی عمران و معماری و زبان مهیا کرده است شما دوست گرامی میتوانید برای سفارش هر یک از محصولات به یکی از سه روش زیر اقدام فرمایید

۱ - سفارش از طریق سایت (خرید پستی - تحویل و تسویه درب منزل)

برای سفارش به این روش به سایت WWW.OMRANSHOP.IR و www.zabanshop.ir رفته و روی دکمه خرید پستی محصول مورد نظر کلیک کنید و مشخصات خود را در فرم وارد نموده و منتظر بمانید تا بسته پستی شما توسط پستچی درب منزل تحویل شما شود و همانجا طبق فاکتور مبلغ مورد نظر را به پستچی تحویل دهید

۲ - سفارش تلفنی یا از طریق ایمیل

اگر به اینترنت دسترسی ندارید یا در مرحله ثبت سفارش به مشکلی برخوردید میتوانید محصولات درخواستی خود را همراه با آدرس دقیق و کد پستی و نام گیرنده به شماره همراه ۰۹۱۵۸۲۰۶۶۴۶ پیامک کنید یا با تماس تلفنی این موضوع را با همکاران ما در میان بگذارید و یا از طریق ایمیل info@icivil.ir موارد بالا را ایمیل بزنید تا همکاران ما در فروشگاه راسا اقدام به ثبت سفارش برای شما کنند

۳ - خرید نقدی

مزیت خرید نقدی بر آنست که بسته شما زودتر به دست شما خواهد رسید و شما از هزینه پستی معاف هستید برای ثبت سفارش مبلغ محصولات درخواستی را به شماره حساب های اعلام شده در سایت واریز نموده و فرم خرید پستی را تکمیل کنید در صورتی که به اینترنت دسترسی ندارید با همکاران ما با شماره تماس ۰۹۱۵۸۲۰۶۶۴۶ تماس حاصل فرمایید تا شمارا راهنمایی کنند

با تشکر از شما